

柱状体基礎に用いる水平地盤反力度の上限値の
ばらつきに関する研究

遠藤繁人¹・西田秀明²・七澤利明³・木村真也⁴

¹正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

³修（工）（独）土木研究所 上席研究員（同上）

⁴正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 元交流研究員（同上）

1. はじめに

わが国の道路橋の設計基準である道路橋示方書の次期改定においては、より一層の性能規定化を果たすために、従来経験的に用いられてきた安全率に代わり、データと信頼性に基づく部分係数を用いた照査体系への移行が検討されている。基礎の安定照査及び部材照査における信頼性に基づく部分係数の設定にあたっては、部材耐力や発生断面力の不確実性を定量的に評価する必要がある。このうち、発生断面力の不確実性には、荷重の不確実性のほかに、地盤評価及び計算式の不確実性が影響する。そこで、本研究は、柱状体基礎の安定照査や発生断面力計算の際の不確実性の一要素である基礎前面の水平地盤反力度の上限値について、その不確実性を定量的に評価することを目的とする。

2. 柱状体基礎の現行部材設計計算モデルの整理

平成24年道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編²⁾（以下、H24道示とする）において柱状体基礎の発生断面力は、図-1に示すような6種類の地盤抵抗要素を考慮した、弾性床土上の有限長はり理論に基づき計算することが示されている。

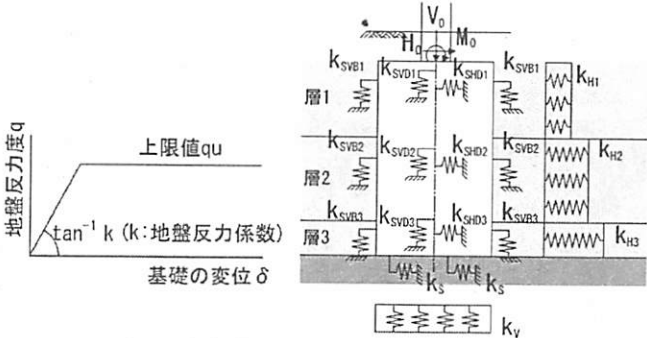


図-1 地盤抵抗要素のイメージ（3層の場合）

ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の計算で仮定する基礎周辺地盤の抵抗要素を表-1に示す。このように基礎本体の剛性や周辺地盤の抵抗要素を設定したはりモデルに対して、基礎天端に設計作用力を作用させ、基礎に生じる断面力や変位を算定する。このときの地盤抵抗要素は、常時及びレベル1地震時では基礎底面の地盤ばねを除いてバイリニア型を仮定しており、線形として扱っている基礎底面の地盤ばねについても、別途、安定照査において、地盤の弾性限界や沈下量から設定される上限値を超えないように規定されている。

表-1 ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の計算モデル

		計算モデル		地盤抵抗要素モデル	
		常時及びレベル1地震時	レベル2地震時	地盤反力係数	地盤反力度の上限値（バイリニア型の場合）
周面	前面	水平方向地盤反力係数 k_H	バイリニア型	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_v/0.3)^{-3/4}$	水平地盤反力度の上限値 P_{HU}
	側面	鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVB}	バイリニア型	$k_{SVB} = 0.3 \alpha_k k_{H0} (B_v/0.3)^{-3/4}$	鉛直方向せん断地盤反力度 f
	側面	水平方向せん断地盤反力係数 k_{SHD}	バイリニア型	$k_{SHD} = 0.6 \alpha_k k_{H0} (D_v/0.3)^{-3/4}$	水平方向せん断地盤反力度 f
	側面	鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVD}	バイリニア型	$k_{SVD} = 0.3 \alpha_k k_{H0} (D_v/0.3)^{-3/4}$	鉛直方向せん断地盤反力度 f
底面		鉛直方向地盤反力係数 k_v	線形	$k_v = k_{v0} (B_v/0.3)^{-3/4}$, $k_{v0} = \alpha E_v/0.3$	鉛直地盤反力度の上限値 q_d
		水平方向せん断地盤反力係数 k_s	線形	$k_s = 0.3 k_v$	せん断地盤反力度の上限値 P_{SU}

ここで、バイリニア型の初期勾配が地盤反力係数、上限値が地盤反力度の上限値である。

表-1中に示す、水平方向地盤反力係数 k_H と鉛直方向地盤反力係数 k_V の計算式は、載荷面積の異なる複数の円形載荷板に対して行われた平板載荷試験に基づき与えられたものであり、その他の地盤反力係数は k_H 又は k_V に依存するかたちで計算式が設定されている。同様に、地盤反力度の上限値も載荷試験等を踏まえて実測値に近い値が推定できるように設定された計算式が設定されている。

3. 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} に関する不確実性の整理

H24道示において水平地盤反力度の上限値 P_{HU} は、地盤の受働土圧強度 P_{EP} に水平地盤反力係数の補正係数 α_p を乗じることで、式(1)により求めることとしている。

$$P_{HU} = \alpha_p P_{EP} \quad (1)$$

このうち、 P_{EP} は地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いて求める受働土圧強度であり、これを求める際に用いる受働土圧強度係数は式(2)のとおりである。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right\}^2} \quad (2)$$

ここに、 ϕ は地盤の内部摩擦角(°)、 δ_E は基礎壁面と土の摩擦角(°)、 α は地表面と基礎天端面のなす角度(°)である。

なお、本研究では、水平地盤反力度の上限値 P_{EP} の不確実性を評価するに際して、 α_p の不確実性を集約させて評価するという手法を用いた。すなわち、 α_p の実測値 $\alpha_{p\text{実測}}$ を試験結果から推定して求め、道示に示す $\alpha_{p\text{計算}}$ との比較で不確実性を評価することとした。

ここで、載荷試験から求めた補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ とは、6.に後述する方法により、単杭の水平載荷試験から得られた荷重変位関係の実測値をワイブル分布曲線でモデル化した時に最も精度良く再現できるように設定した補正係数 α_p とした。また、 $\alpha_{p\text{計算}}$ は分析に用いた載荷試験が単杭を対象としたものであることから、H24道示の杭基礎で規定されている値として、砂質土で $\alpha_{p\text{計算}}=3.0$ 、粘性土で $\alpha_{p\text{計算}}=1.5$ とした。

4. 実測値として用いる試験データの選定

実測値として得られている載荷試験データは、土研資料第4100号「大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化」³⁾に示されるデータの中から選定した。

データの選定条件は以下の通りである。

- ①単杭の載荷試験であること。
- ②地盤抵抗が先行して限界状態になり、杭体が降伏していないこと。
- ③試験杭の $1/\beta$ の範囲で均質な地盤で行われた試験であること。

①については、1本の柱状体として扱う柱状体基礎の部材設計の検討に用いることから、隣接基礎の影響を考慮せずにすむため、これを基本とした。②については、本検討では地盤の塑性化に着目することから地盤抵抗が杭体より先行して限界状態になることを前提とした。なお、杭種は限定していない。③については、地盤反力度の上限値は各深度で設定されるが、水平載荷試験より得られている荷重変位関係は杭頭のみであるため、試験杭の $1/\beta$ の範囲が単層と扱えるような均質な地盤のデータを対象とした。

ここで、計算によって上限値を求める際に、式(1)及び(2)に代入する地盤定数(内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c)については、室内試験が行われている場合は、その試験結果を用い、行われていない場合は、 N 値からの推定値を用いることとした。砂質土の内部摩擦角 ϕ については、 N 値との相関関係のうち、平均値を与える式(3)を用いた⁴⁾。

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23, \quad N_1 = 170N / (70 + \sigma'_v) \quad (3)$$

ここに、 N_1 は有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値、 σ'_v は有効上載圧(kN/m²)である。また、粘性土の粘着力 c については、式(4)により求めた。

$$c = 1/2 q_u, \quad q_u = 25N \quad (4)$$

ここに、 q_u は一軸圧縮強度(kN/m²)である。水平地盤反力度の上限値 P_{HU} は、式(1)及び(2)に示した受働土圧強度より与えられることから、これには、地盤定数の評価における推定精度も含まれることになる。

表-2に分析に用いた載荷試験データの一覧を示す。また、図-2に各データのボーリング柱状図を、表-3に $1/\beta$ の範囲の土質定数を示す。

表-3 各試験データの $1/\beta$ の範囲の土質定数

表-2 分析に用いた載荷試験データ

ケース	土質	杭種	杭径 (mm)	杭長 (m)	1/β (m)	土質試験の有無		
						A	B	C
S-1	砂質土	鋼管杭	600.0	45.0	2.63	—	—	—
S-2		鋼管杭	318.5	14.4	2.40	○	○	—
S-3		場所打ち杭	1000.0	24.0	4.39	○	○	○
S-4		場所打ち杭	1200.0	28.9	5.52	—	—	○
C-1	粘性土	鋼管杭	812.8	36.5	4.15	—	—	—
C-2		鋼管杭	914.4	26.0	4.59	—	—	—
C-3		鋼管杭	600.0	18.0	4.00	○	○	—

* A: 一軸壓縮試驗, B: 三軸壓縮試驗, C: 平板載荷試驗

ケース	層種	N値	γ (kN/m^3)	φ ($^\circ$)	c (kN/m^2)	αE_0 (kN/m^2)
S-1	砂質土	12.0	18	36.6	0.0	33600
S-2	砂質土	1.0	18	34.4	1.6	2430
S-3	砂質土	15.0	18	38.0	0.0	15366
S-4	砂れき	10.0	19	35.5	0.0	2067
C-1	粘性土	2.0	17	0.0	25.0	5600
C-2	粘性土	4.0	17	0.0	50.0	11200
C-3	粘性土	2.0	17	5.0	25.0	5600

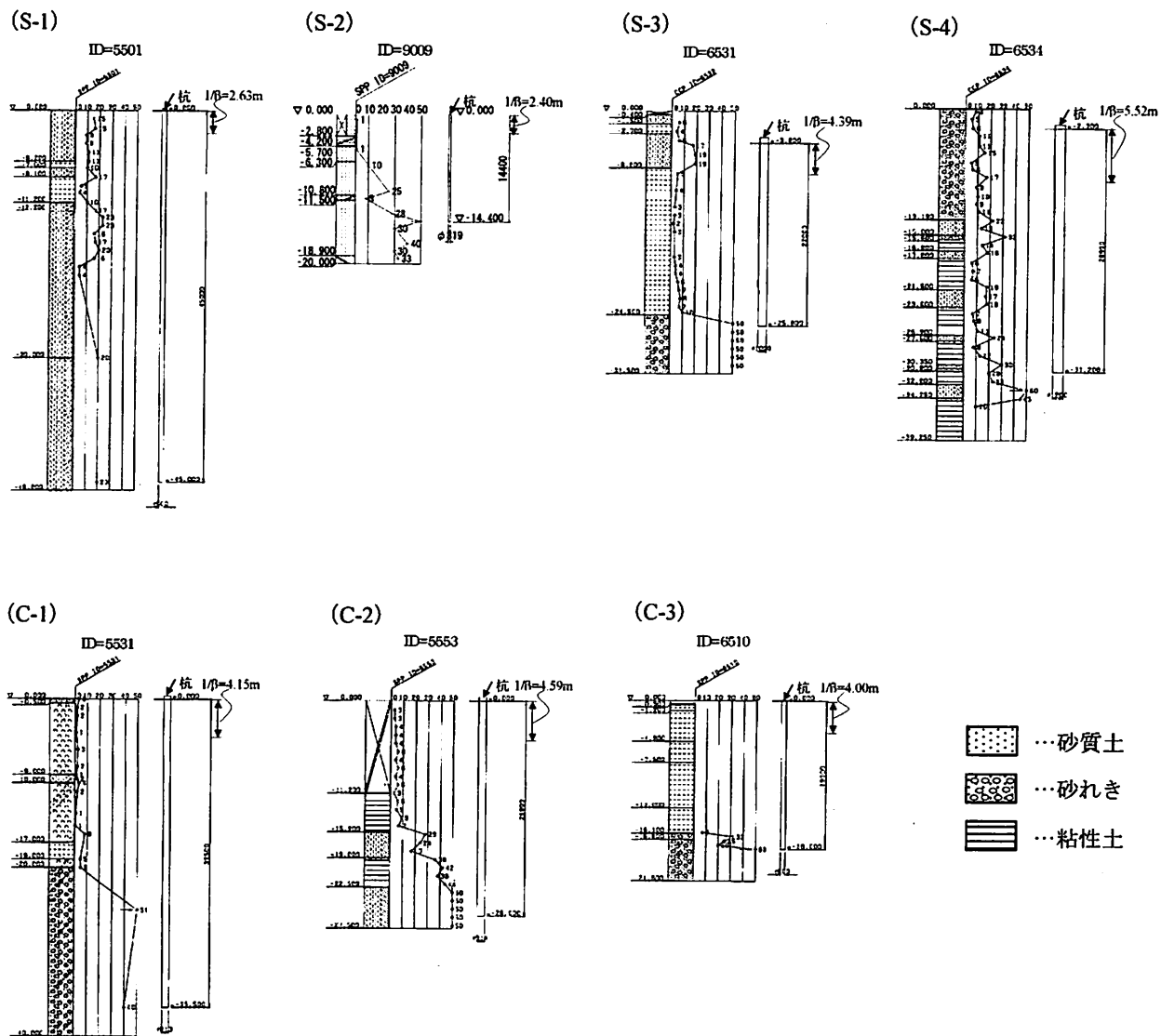


図-2 各試験データのボーリング柱状図

5. 計算に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の算定

2. で示したように、計算により荷重変位関係を求める際に用いる地盤抵抗要素はバイリニア型で与えられることから、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} に加えて、初期勾配を表す水平地盤反力係数 k_H の不確実性も計算結果に影響を与える。しかし、本検討では、地盤反力度の上限値の不確実性に注目していることや k_H の推定精度の影響は上限値に比べて小さいことが確認されていることから³⁾、初期勾配を表す k_H は、載荷試験の杭径の1%変位時の変位量と荷重を用いて実測値から式(5)より逆算して求めることとした。すなわち、水平地盤反力係数 k_H は式(5)に基づく確定値として、水平載荷試験より得られた荷重変位関係の実測値と最も一致する計算値となるような水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を求めることとした。

$$k_H = \alpha_k \frac{4EI \left(\sqrt{\frac{P_{1\%}}{2EI \cdot S_{1\%}}} \right)^4}{D} \quad (5)$$

ここに、 α_k は単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数、 E はヤング係数 (kN/m^2)、 I は断面二次モーメント (m^4)、 D は杭径 (m)、 $P_{1\%}$ は杭径の1%変位時の杭頭荷重 (kN)、 $S_{1\%}$ は杭径の1%変位時の杭頭変位量 (m) である。なお、補正係数 α_k を変化させることによって荷重変位関係の計算値は変動するが、補正係数 α_p の影響に比べて小さいことが別途検討した感度分析結果により明らかとなっている³⁾。そこで、補正係数 α_k は前述の理由から確定値として取扱うこととした。H24道示では、基礎周面にコンタクトグラウトを行うケーソン基礎、地中連続壁基礎及び鋼管矢板基礎の場合は $\alpha_k=1.5$ とし、基礎周面にコンタクトグラウトを行わないケーソン基礎の場合は $\alpha_k=1.0$ とすることが示されている。このため、 α_k については、 $\alpha_k=1.0$ と $\alpha_k=1.5$ の2通りとしてそれぞれの水平方向地盤反力係数 k_H を求めた。

表-4 α_p の変化による残差平方和 (砂質土・0.5刻み)

		残差平方和 $\sum (P_i - P_{0i})^2$								
		α_p								
		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
S-1	1.0	63069	39715	26592	16697	8416	5399	4275	3830	4864
	1.5	49565	28933	14757	5573	3066	1745	3375	8550	12511
S-2	1.0	1262	706	358	153	84	65	107	169	282
	1.5	944	426	232	144	394	389	1898	1216	1516
S-3	1.0	70841	40900	23220	13260	7865	7487	9174	12093	17163
	1.5	61258	28029	11497	3787	2174	4346	9735	17624	25976
S-4	1.0	50263	16682	5580	10051	24161	43841	68870	94155	122573
	1.5	36713	18423	26089	49506	34224	125629	167429	215672	269402
		最小値に対する比率								
		α_p								
		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
S-1	1.0	16.5	10.4	6.9	4.4	2.2	1.4	1.1	1.0	1.3
	1.5	28.4	15.6	8.5	3.3	1.8	1.0	1.9	7.7	9.2
S-2	1.0	19.4	10.9	5.5	2.4	1.3	1.0	1.6	2.6	4.3
	1.5	4.1	1.8	1.0	0.7	0.1	0.5	3.9	5.2	6.5
S-3	1.0	9.5	5.5	3.1	1.8	1.1	1.0	1.2	1.6	2.3
	1.5	28.2	12.9	5.3	2.0	1.0	2.0	4.5	8.1	11.9
S-4	1.0	9.0	3.0	1.0	1.8	4.3	7.9	12.3	16.9	22.0
	1.5	2.0	1.0	0.4	2.7	4.6	6.8	9.1	11.8	14.6

※表中の太線枠は各試験データ及び α_k における最小値を示す。

6. 載荷試験から逆算される補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ の算定

図-3に載荷試験結果から同定される補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ の算定方法を示した概要図を示す。水平載荷試験より得られた荷重変位関係をワイブル分布曲線で近似し、このワイブル分布曲線と補正係数 α_p を様々に変化させて求めた計算値を対比することで、両者が最も一致するような補正係数 α_p を求める。そして、これを実測された補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ とする。ここで、最も一致するような補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ を求める手段としては、全体的な挙動に着目して各変位レベル*i*における試験荷重 P_i と計算値 P_{0i} の残差平方和 $\sum (P_i - P_{0i})^2$ を求めて判断する。そして、残差平方和が最小となる補正係数 α_p が最適 α_p であるとして、載荷試験から同定される $\alpha_{p\text{実測}}$ となる。また、着目する変位レベルについては、全体的な挙動の精度を把握できるように、変位レベルが小さい範囲から大きい範囲までを考慮して、基礎径の1%、3.5%、6%、10%の4点に着目した。ここで着目した変位レベルは、1%は常時及びレベル1地震時の制限値、3.5%は軟弱地盤 ($N < 5$) における杭基礎のレベル1地震時の制限値 (緩和値)、6%は軟弱粘性土地盤 ($N < 5$) における載荷試験での弾性限界変位の平均値、10%は軟弱粘性土地盤における載荷試験での弾性限界変位の最大値に相当する。このうち、

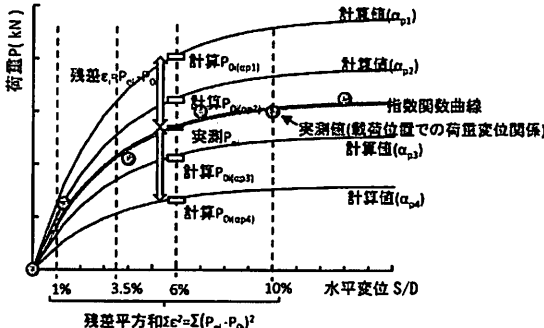


図-3 載荷試験から逆算される補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ の算定概要

表-5 α_p の変化による残差平方和 (粘性土・0.5刻み)

		残差平方和 $\sum (P_i - P_{0i})^2$				
		α_p				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
C-1	1.0	20990	1341	9221	32270	63729
	1.5	18840	4215	20923	66908	107701
C-2	1.0	102986	2462	33112	138933	289481
	1.5	88497	34896	70771	1237474	467263
C-3	1.0	29098	13860	5560	1551	97
	1.5	25780	10599	3314	833	1571
		最小値に対する比率				
		α_p				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
C-1	1.0	15.7	1.0	6.9	24.1	47.5
	1.5	4.5	1.0	5.0	13.5	25.6
C-2	1.0	41.8	1.0	13.4	56.4	117.6
	1.5	18.1	1.0	14.4	48.5	99.4
C-3	1.0	300.0	142.9	57.3	16.0	1.0
	1.5	3.09	1.27	4.0	1.0	1.9

※表中の太線枠は各試験データ及び α_k における最小値を示す。

3.5%, 6%及び 10%は土木研究所にて収集した杭の水平載荷試験データから得られたものである⁵⁾。また、最適 α_p を求めるための計算モデルは、図-1に示した H24 道示に示されている方法のとおりとし、水平地盤反力係数 k_H の評価については、前述したように実測値からの逆算 k_H とした。

この方法により、水平載荷試験より得られた荷重変位関係の実測値と最も一致するような補正係数 $\alpha_{p実測}$ の最適値を求める。

表-4、表-5に補正係数 α_p の変化による残差平方和(0.5刻み)を示す。

最適 α_p を求めるために、まず α_p を0.5刻みで変化させたときの α_p と残差平方和の関係を整理した。この中から残差平方和が最も小さくなる α_p 付近について、さらに α_p を0.1刻みにして残差平方和を求め、その最小値から残差平方和を決定した。

図-4に算定例を示す。

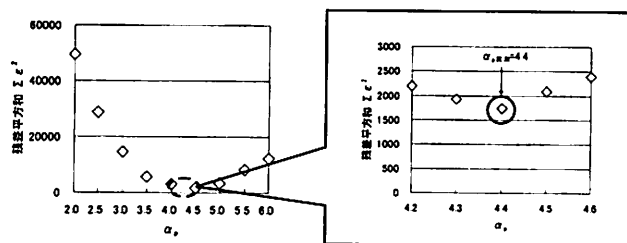


図-4 残差平方和と補正係数 α_p の関係の例

表-6に載荷試験から同定される $\alpha_{p実測}$ の算定結果を示す。これより、載荷試験から同定される $\alpha_{p実測}$ は、砂質土の場合で $\alpha_{p実測}=3.0\sim5.0$ 程度、粘性土の場合で $\alpha_{p実測}=1.5\sim3.0$ 程度であることがわかる。また、砂質土の場合、 α_k の違いによって、 $\alpha_{p実測}$ の値が異なり、 $\alpha_k=1.0$ として求めた $\alpha_{p実測}$ は、 $\alpha_k=1.5$ として求めた $\alpha_{p実測}$ の1.2倍程度となっている。一方で、粘性土の場合、 α_k の違いによる差は比較的小さい。これは、本研究で用いた載荷試験データの粘性土層がN値1~5程度と比較的軟弱であったため、荷重レベルが小さい段階で地盤ばねが上限値に達してしまい、地盤反力係数よりも上限値の影響が支配的であったためと考えられる。

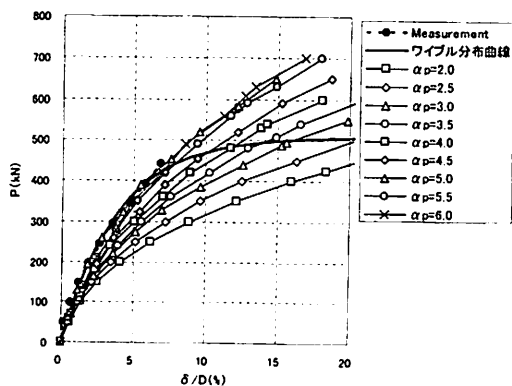


図-6 α_p の変化に応じた荷重-変位曲線(S-1・ $\alpha_k=1.0$)

表-6 載荷試験から逆算された $\alpha_{p実測}$ の算定結果

砂質土		$\alpha_k=1.0$	$\alpha_k=1.5$
	S-1	5.5	4.5
	S-2	4.4	3.2
	S-3	4.5	4.1
	S-4	3.1	2.5

粘性土		$\alpha_k=1.0$	$\alpha_k=1.5$
	C-1	1.6	1.4
	C-2	1.5	1.5
	C-3	3.1	2.6

以上に示した水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の不確実性の評価方法を図-5のフロー図に示す。また、図-6、図-7にS-1における補正係数 α_p の変化に応じた荷重-変位曲線の例を示す。なお、図中には、試験の実測値(Measurement)及びその近似曲線であるワイブル分布曲線を示している。図より、補正係数 α_p が大きくなるほど荷重変位曲線は上昇することが分かる。また、補正係数 $\alpha_k=1.0$ と $\alpha_k=1.5$ を比べると $\alpha_k=1.5$ の方が荷重変位曲線は上昇するが、 α_k の違いによる影響は小さいことが分かる。

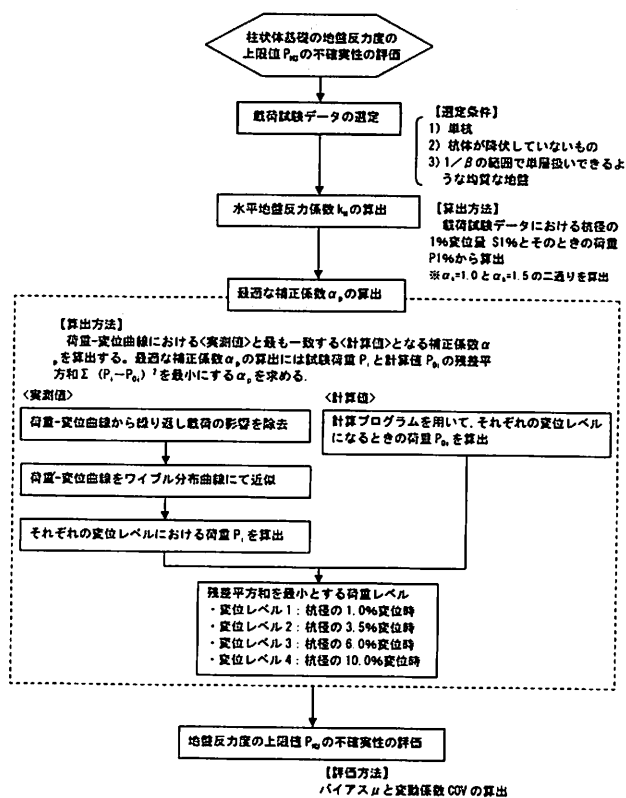


図-5 柱状体基礎の地盤反力度の上限値 P_{HU} の不確実性の評価の算定フロー図

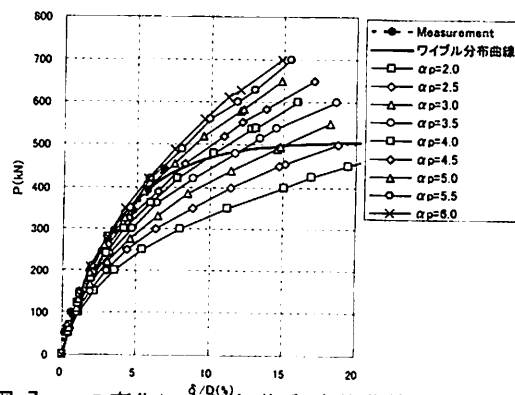


図-7 α_p の変化に応じた荷重-変位曲線(S-1・ $\alpha_k=1.5$)

7. 地盤反力度の上限値 P_{HU} に関する不確実性の算定

表-6における $\alpha_{p実測}$ を用いて、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の不確実性を評価する。前述したとおり、補正係数 α_p に上限値の地盤評価や計算モデルの不確実性を集約させるものとし、 $\alpha_{p実測}$ と現行設計において用いられている $\alpha_{p計算}$ との比 $(\alpha_{p実測}/\alpha_{p計算})$ により、地盤反力度の上限値 P_{HU} の不確実性を表す。表-7に、 $(\alpha_{p実測}/\alpha_{p計算})$ のバイアス μ と変動係数COVを示す。 $\alpha_k=1.0$ と $\alpha_k=1.5$ のバイアス μ と変動係数COVを比較すると、砂質土及び粘性土ともに $\alpha_k=1.5$ の方が、バイアスが1.0に近く、変動係数COVが小さくなる。このため、補正係数 α_k は1.5を用いることが適切であると評価し、 $\alpha_k=1.5$ のバイアス μ と変動係数COVを表-7では示している。

表-7 地盤反力度の上限値 P_{HU} に関する不確実性

	バイアス μ	変動係数COV
砂質地盤	1.19	0.25
粘性土地盤	1.22	0.36

8. まとめ

柱状体基礎の部分係数設計法の確立のために必要となる水平地盤反力度の上限値の不確実性を評価することができた。

評価方法については、補正係数である α_p を評価することで水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を評価したが、こうした手法の妥当性については引き続き検証を行っていく。

また、本研究においては、砂質地盤が4ケース、粘性土地盤が3ケースと限られたデータ数であるため、載荷試験の杭種にかかわらずまとめて評価を行ったが、データ数が多くなれば、杭種に応じて α_k などを変えて評価していくことも考えられる。今後、データ数の増加に応じて、さらに精度のよい水平地盤反力度の上限値の不確実性の評価を行っていく。

参考文献

- 1) 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，4136号，2009.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，丸善，2012.3.
- 3) 大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化，土木研究所資料，4100号，2008.3.
- 4) 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験との関係，土木研究所資料，3849号，2002.2
- 5) 性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究，土木研究所資料，4036号，2007