

柱状体基礎の設計モデル及び照査方法に関する研究

遠藤繁人¹・河野哲也²・七澤利明³

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 博（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員（同上）
³修（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

これまで杭基礎及び直接基礎に関しては、安全照査上の工学的な限界点を定義するとともに、一定の信頼性を確保するための照査基準として抵抗係数の検討が行われてきたところである。しかしながら、ケーソン基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎及び鋼管矢板基礎といった柱状体基礎については、信頼性に基づく部分係数設計法による照査体系の構築に向けた検討がまだ十分でないのが実情である。また、これら4形式の柱状体基礎は、施工法として開発された年代が異なり、設計法も各工法の開発に伴って各々整備されてきた経緯から、荷重支持機構などの共通する部分が多いにも関わらず、必ずしも統一された設計モデルや照査体系とはなっておらず、かつ、その理論的な根拠が明確でないものもある。さらに、杭基礎のように多数の載荷実験が行われ、載荷実験より得られる実際の荷重変位曲線をより精度よく表現するための計算モデルが提案されてきた¹⁾²⁾のと異なり、規模の大きな柱状体基礎については、設計モデルが実際の載荷実験をどの程度の精度で表現できるのかについて必ずしも明確でない。

このような背景から、まず、4形式の柱状体基礎の設計モデルは実挙動を忠実に再現可能なモデルとなっているのか、また、現在の照査方法は橋に求められる性能に対応した工学的な限界点と整合しているのかという観点から、現行の設計モデル及び照査方法における課題を示した。課題を解決するために、各柱状体基礎の載荷試験結果を収集し、その載荷試験結果を最も精度よく再現できる設計モデル、また、工学的な限界点と整合する照査方法を検討した。

2. 現行の設計モデル及び照査方法の課題

図-1 に現行の道路橋示方書・同解説IV 下部構造編⁴⁾（以下、道示IVと称す。）道示IVに示されているケーソン基礎の地盤抵抗モデル、表-1 に柱状体基礎の地盤抵抗要素モデル及び表-2 に柱状体基礎の水平方向の照査方法を示す。これらの地盤抵抗要素モデル（設計モデル）と照査方法については、それぞれの柱状体基礎設計法の比較や成立経緯の調査等を行った結果、主として以下の4つに関する課題が確認された。

課題1：地盤反力度の上限値の補正係数

基礎前面の水平方向地盤反力度 k_H 、側面の水平方向せん断地盤反力度 k_{SD} 及び基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度 k_{SVD} の上限値は、クーロンの受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-3 に示す補正係数で除した値としている。しかしながら、上限値の補正係数は柱状体基礎間で統一されておらず、その根拠は必ずしも明確でない。また、後述するように、この補正係数で除すことによって、載荷試験の試験値と大きく乖離し、基礎の実際の挙動を再現できていない要因となっている。

課題2：地盤反力度の上限値の抵抗領域

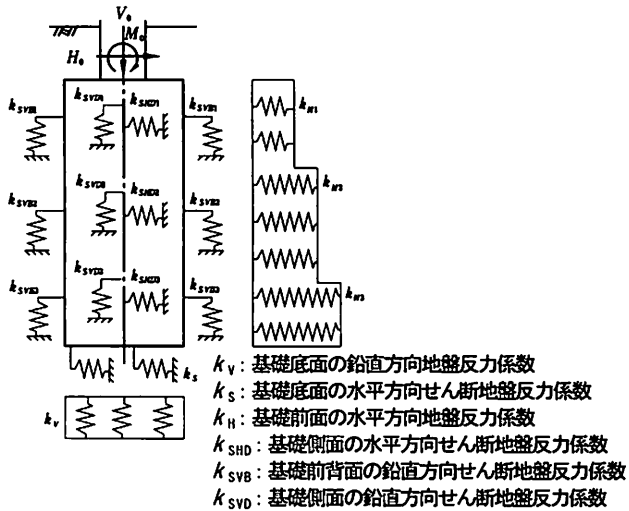


表-1 道示IVにおける柱状体基礎の地盤抵抗要素モデル

(a) 常時・レベル1地震時

	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎	
			B≦30m かつ L/B>1 かつ βLc>1	B>30m 又は L/B≦1 又は βLc≦1
基礎の剛性	線形 線形		線形 (合成効率及びモーメント分配率による評価) *1	線形 (継手のせん断ずれを考慮したバイリニア型) *1
基礎底面の 鉛直方向地盤抵抗 k _v	線形			
基礎底面の 水平方向せん断地盤抵抗 k _s	線形			
基礎前面の 水平方向地盤抵抗 k _H	バイリニア型 (上限値はクーロンの 受働土圧強度による)	バイリニア型 (上限値は斜面の影響を考 慮した基礎前面地盤の受働 土圧強度による)	線形 (ひずみ依存性を考慮した線形)	
基礎側面の 水平方向せん断地盤抵抗 k _{sm}	バイリニア型 (上限値は最大周面摩擦力による)		— (前面地盤の水平抵抗に含める)	
基礎前面の 鉛直方向せん断地盤抵抗 k _{sv}	バイリニア型 (上限値は最大周面摩擦力による)		— (鋼管矢板の支持力に含める)	
基礎側面の 鉛直方向せん断地盤抵抗 k _{sd}	バイリニア型 (上限値は最大周面摩擦力による)		— (鋼管矢板の支持力に含める)	

(b) レベル2地震時

	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎
基礎の剛性	トリリニア型 (基礎の塑性化を考慮する場合は曲げ剛性の低下を考慮)		バイリニア型 (継手のせん断ずれを考慮したバイリニア型)
基礎底面の鉛直方向地盤抵抗 k_v	バイリニア型		
基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗 k_s	バイリニア型		線形
基礎前面の水平方向地盤抵抗 k_H	バイリニア型 (上限値は受働抵抗領域の3次元的な広がりを考慮)	バイリニア型 (上限値は斜面の影響を考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による)	バイリニア型 (上限値は受働抵抗領域の3次元的な広がりを考慮)
基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗 k_{sHP}	バイリニア型		
基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{svH}	バイリニア型		
基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{svP}	バイリニア型		

*1: 継手のせん断抵抗は、 $B \leq 30\text{m}$ かつ $L/B < 1$ かつ $\beta L_e > 1$ の場合は、合成効率及びモーメント分配率による評価を行い、 $B > 30\text{m}$ 又は $L/B \leq 1$ 又は $\beta L_e \leq 1$ の場合は、継手のせん断ずれを考慮したバイリニア型とする。

表-2 道示IVにおける柱状体基礎の水平方向の照査方法

基礎形式	水平変位の照査	基礎底面のせん断抵抗の照査
ケーソン基礎 地中連続壁基礎 深礎基礎 鋼管矢板基礎	設計地盤面位置の基礎直角方向変位 ≤ 設計弾性限界変位 (基礎幅の1%, 最大は50mm)	基礎底面の設計方向作用力 ≤ 設計最大せん断抵抗力
照査の意図	地盤の限界変位(地盤抵抗の可逆性の担保)に対して安全余裕を確保する。	規定なし

基礎前面の水平方向地盤反力度 k_H において、常時、暴風時及びレベル1地震時には地盤反力度の上限値の抵抗領域として3次元的な広がりを考慮していない一方で、レベル2地震時には3次元的な広がりを考慮している。杭基礎の場合には、常時、暴風時及びレベル1地震時においても3次元的な広がりを考慮しており、整合していない。

課題3: 水平方向地盤反力係数 k_H の推定式

従来より、道示IVに示されている水平方向地盤反力係

数 k_H の推定式は推定精度が低いことが示唆されていた。そこで、中谷らは杭基礎の水平載荷実験の分析結果に基づき、式(1)に示す新しい推定式を提案している⁹⁾。

$$k_H = a \cdot \alpha_k \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^n, k_{H0} = b_H \cdot k_{H00}, k_{H00} = \frac{E_{00}}{0.3} \quad (1)$$

ここに、 k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)、 a : 載荷状態を考慮するための係数で、地震の影響を考慮する場合には2、その他の場合には1、

表3 道示IVにおける地盤反力度の上限値の補正係数

(a) ケーソン基礎、地中連続壁基礎			
		常 時	暴風時、レベル1地震時
基礎前面の水平地盤反力度		1.5	1.1
基礎側面のせん断地盤反力度		1.5	1.1
基礎周面のせん断地盤反力度		1.5	1.1
(b) 深礎基礎			
		常 時	暴風時、レベル1地震時
基礎側面の水平せん断地盤反力度		1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向せん断地盤反力度	押込み反力	3.0	2.0
	引抜き反力	6.0	4.0

α_k : k_H の推定に用いる補正係数, k_{HD} : 換算載荷幅 0.3mの剛体基礎の基準変位量に対する水平基準地盤反力係数 (kN/m^3), k_{HD} : 平板載荷試験の繰返し曲線から得られる水平地盤反力係数 (kN/m^3), n : 地盤反力係数の載荷幅依存性を表す指数-3/4, b_H : 平板載荷試験の繰返し曲線から得られる地盤反力係数 k_{HD} を基準変位量の水平方向地盤反力係数 k_H に換算するための係数で 0.3, E_D : 直径 0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から得られる地盤の変形係数 (kN/m^2), B_H : 荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅 (m) である。しかしながら、提案された新しい推定式の柱状体基礎への適用性は確認されていない。

課題4：水平変位の照査

4形式の柱状体基礎の許容水平変位は、表-2に示すように、基礎幅の1%で最大は50mmとされている。これは、平成2年道路橋示方書⁹⁾において杭基礎の杭径の1%に準じて定められたものであり、工学的な限界点との関係は不明確である。

ここで、杭基礎の水平挙動における弾性限界点と照査点の関係を確認しておく。文献5)において、杭基礎の水平挙動における弾性限界点と照査点の関係について、地盤抵抗の弾性限界に対応する許容変位を多数の原位置載荷試験データに基づき評価しなおすことにより、現行道示より大きな許容変位が提案されている。この中で、杭基礎については、残留変位の急増点、もしくはワイブル近似により求められる極限支持力の0.63倍の支持力が発揮されている点を降伏点と定義することができ、その時の変位レベルの平均値は杭径の5.7%であることが明らかになっている。さらに、許容水平変位としては、降伏点における変位レベル5.7%に対して安全余裕を有したものと設定され、常時で20%、レベル1地震時で35%と設定されている。

柱状体基礎についても杭基礎と同様に、弾性限界点を評価し、その点から安全余裕を確保することによって工

表4 再現解析に用いた水平方向載荷試験

Case	柱状体基礎	試験体 (hは高さ)	主体地盤
1	ケーソン基礎	円形 $\phi 1.40\text{m} \times h5.30\text{m}$	粘性土
2		円形 $\phi 1.40\text{m} \times h6.80\text{m}$	砂質土
3	地中連続壁基礎	矩形 $3.6\text{m} \times 4.5\text{m} \times h13.0\text{m}$ (壁厚 0.8m)	粘性土
4		矩形 $1.2\text{m} \times 5.0\text{m} \times h25.0\text{m}$	粘性土
5	深礎基礎	$\phi 2.0\text{m} \times h12.0\text{m}$	砂質土
6		$\phi 3.0\text{m} \times h12.0\text{m}$	粘性土

学的に意義のある許容水平変位を設定する必要がある。

3. 載荷試験再現解析による設計モデルの検討

「2. 現行の設計モデル及び照査方法の課題」に挙げた課題1~3を解決するために、既往水平方向載荷試験の再現解析を行った。表-4に再現解析に用いた水平方向載荷試験を示す。なお、表の主体地盤は、各々の載荷試験基礎をその特性長さ $1/\beta$ (β : 基礎の特性値)の範囲までの深度において、砂質土層と粘性土層のそれぞれの層厚を合計層厚にて区分したものである。なお、載荷試験データの収集にあたっては、次の条件を満たすデータを収集した。

- 1) ワイブルフィッティングで得られた弾性限界点の荷重の12倍以上の荷重が載荷されていること。
- 2) 地盤に先んじて基礎体が降伏していないこと。

条件1)は、ワイブル分布曲線式による近似精度をある程度大きな荷重レベルまで確保するための条件である。条件2)は、ワイブル分布曲線式による近似で得られる変位急増点が基礎本体の降伏に起因していないことを担保するための条件である。

図-2に水平載荷試験で得られた作用荷重と荷重作用位置の関係(荷重変位関係)と、道示IVモデル及び水平方向地盤反力係数 k_H に式(1)を用いた再現解析で得られた荷重変位関係を示す。再現解析条件は表-5の通りである。

課題1及び2について、図-2中の赤線で示した道示IVモデルのうち、常時、暴風時及びレベル1地震時のモデルを用いた解析結果は試験値を下回っており、実挙動を忠実に再現したモデルとは言えない。一方、レベル2地震時のモデルを用いた解析結果は試験値をよく推定できていることがわかる。以上より、地盤反力度の上限値の補正係数により上限値を低減させず、地盤反力度の上限値の抵抗領域に3次元的な広がりを考慮する場合が最も実挙動を忠実に再現できていることが確認できた。なお、

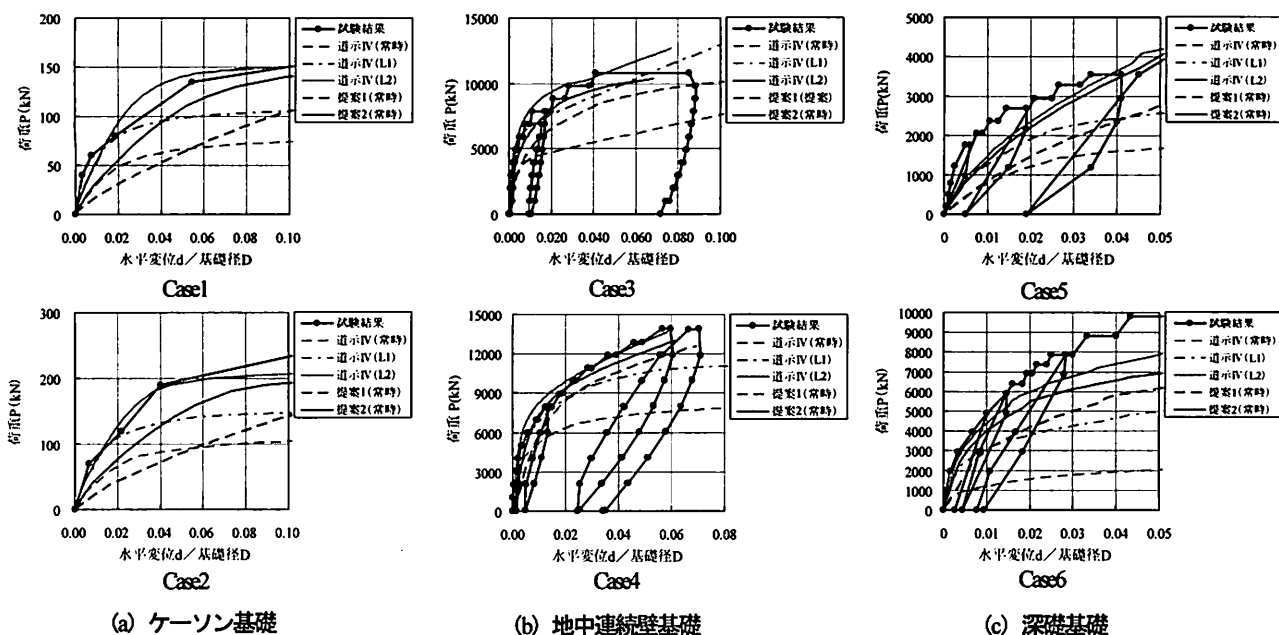


図-2 試験及び再現解析の荷重変位曲線

表-5 再現解析条件

	補正係数※1	抵抗領域※2	地盤反力係数 k_H
道示IV (常時)	1.5	3次元的な広がり を考慮しない	現行道示
道示IV (L1)	1.1	3次元的な広がり を考慮しない	現行道示
道示IV (L2)	—	3次元的な広がり を考慮する	現行道示
提案1 (常時)	—	3次元的な広がり を考慮する	式 (I)
提案2 (常時)	—	3次元的な広がり を考慮する	式 (I) $\times 2$ 倍

※1: 地盤反力度の上限値に用いる補正係数 (表-3 参照)

※2: 地盤反力度の上限値の抵抗領域

地盤条件が異なることによる傾向の違いは確認できなかった。

課題3について、図-2中の青色点線は基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H に式 (I) (常時)を用いた結果である。なお、道示IVモデルの比較結果から、地盤反力度の上限値の補正係数により上限値を低減させず、地盤反力度の上限値の抵抗領域に3次元的な広がりを考慮している。この結果より、再現解析で得られた荷重変位関係の初期勾配は、試験値 (黒丸) や道示IVのレベル2地震時モデル (赤色実線) に比べて小さく、式 (I) は柱状体基礎への適用性は必ずしも高く示された。この要因について分析するため、図-3に、表-4におけるCase4の地中連続壁基礎の荷重変位関係と杭基礎の載荷実験で得られた荷重変位関係の比較を示す。図-3の縦軸は作用荷重を計測された最大荷重で除し、横軸は変位を地中連続壁基礎の基礎幅 (125m) もしくは杭基礎の杭径 (120m) で除すことで無次元化している。図より、杭基礎の荷重変位関係は杭径の1%辺りまでほぼ線形の形状となることから

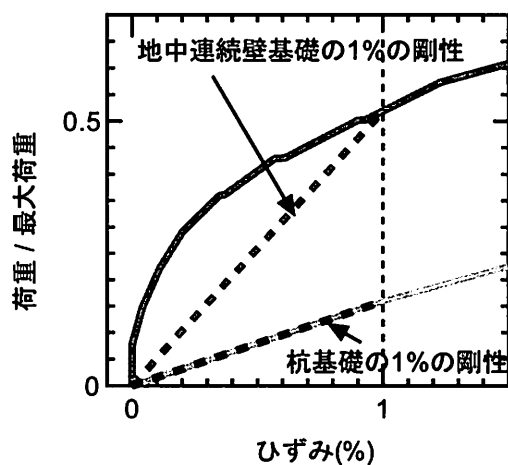


図-3 地中連続壁基礎と杭基礎の荷重変位関係の比較

地盤抵抗は弾性であることが確認できる。一方、地中連続壁基礎の荷重変位関係は基礎幅の1%に達するまでに既に曲線となっており、非線形性が確認できる。このような違いが生じる理由は、基礎の剛性、基礎周辺地盤の緩み、3次元的な広がりの影響及び基礎周面のせん断地盤抵抗の影響等が考えられるものの、現在の知見ではその要因を特定し、地盤抵抗要素モデルに与える影響を定量的に評価することは困難である。したがって、便宜的に柱状体基礎の設計に用いることのできる基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H を提案する必要がある。従来の k_H 式と比較すると、柱状体基礎の一般的な寸法では (I) 式による提案値は約1/2程度の値となる。そこで、(I) 式による値を2倍した k_H を用いて解析したところ、図-2の青線示すとおりとなり試験結果と概ね合った。

表-6 分析に用いた水平載荷試験

Case	柱状体基礎	試験体 (h は高さ)	主体地盤
1	ケーソン基礎	円形 φ 1.40m×h5.30m	粘性土
2		円形 φ 1.40m×h6.80m	砂質土
3		円形(PC ウェル) φ 2.98m×24.30m	砂質土
4	地中連続壁基礎	矩形 3.6m×4.5m×h13.0m (壁厚 0.8m)	粘性土
5		矩形 1.2m×5.0m×h25.0m	粘性土
6	深礎基礎	φ 2.0m×h12.0m	砂質土
7		φ 2.0m×h12.0m	砂質土
8		φ 3.0m×h12.0m	粘性土
9		φ 3.0m×h12.0m	砂質土

4. 載荷試験データ分析による許容水平変位の検討

「2. 現行の設計モデル及び照査方法の課題」に挙げた課題 4 を解決するために、既往載荷試験データの分析を行った。分析に用いた水平載荷試験を表-6 に、その水平載荷試験の荷重変位曲線を図-4 に示す。表-6 に示す主体地盤の定義は表-4 と同じである。なお、図-4 において、縦軸は水平荷重 P (kN) を極限荷重 P_u (kN) で除し、横軸は水平変位 d (mm) を荷重作用方向に直交する基礎幅 D (mm) で除して無次元化している。ここで、極限荷重 P_u (kN) はワイブル分布曲線式 (変位指数 $m=1$) より算出した値としている (式 (2))。

$$\frac{R}{R_{uw}} = 1 - \exp \left[- \left(\frac{S}{S_0} \right)^m \right] \quad (2)$$

ここに、 R 支持力、 R_u ワイブル分布曲線式により推定した極限支持力、 S 変位、 S_0 ワイブル分布曲線式により推定した弾性限界変位、 m 曲線の曲がり具合を示す変位指数である。

柱状体基礎の弾性限界点の評価は、次に示す 3 方法により行う。

方法 1 : ワイブル分布曲線による方法

それぞれの水平載荷試験において、水平荷重 P をワイブル分布曲線式より算出した極限荷重 P_u で除して無次元化したワイブル分布曲線を作成する。次に、ワイブル分布曲線より算出した極限荷重 P_u 及び弾性限界変位 S_0 の平均値を求め、この値を用いて平均値のワイブル分布曲線 (mean 曲線) を作成する。そして、この mean 曲線の極限荷重の 0.63 倍の位置を弾性限界点 (= 変位急増点) とし、その時の変位レベルを求める方法である。図-5 に水平載荷試験のワイブル分布曲線を示す。図中の黒太線はワイブル分布曲線の平均値を示す。この方法

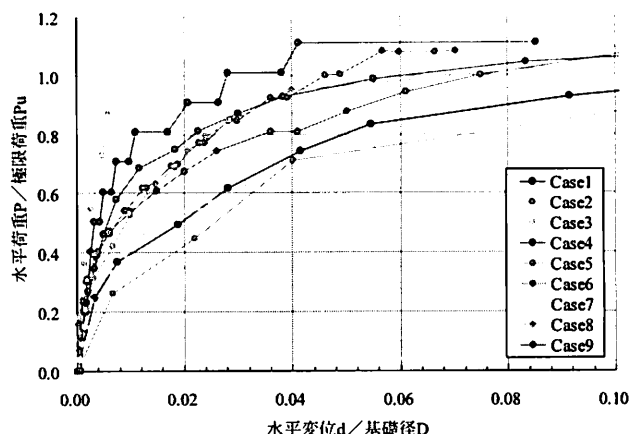


図-4 水平載荷試験の荷重変位曲線

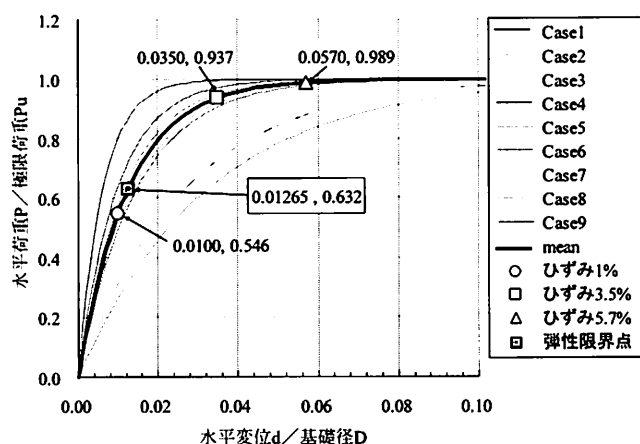


図-5 水平載荷試験のワイブル分布曲線

による弾性限界点の変位レベルは 13% であった。

方法 2 : $\log P$ - $\log S$ 法による方法

一般的に、地盤の塑性化が生じた時には水平変位が急増する。この変位が急増し始める点を押えるために、水平荷重 P とその荷重段階での水平変位 S を両対数紙上にプロットし、これらの実験値を結ぶ直線が急折する点を見出し、その点を弾性限界点とする方法である。この方法による弾性限界点の変位レベルの平均値は 29% であった。

方法 3 : 残留変位急増点による方法

残留変位急増点による方法は、段階載荷試験による各載荷サイクルの除荷前と除荷後の変位量の差が急増する点を見出し、その点を弾性限界点とする方法である。図-6 に表-6 における Case 4 の残留変位急増点から求める方法の例を示す。この方法による弾性限界点の変位レベルの平均値は 27% であった。

以上の 3 方法によって求めた弾性限界点の変位レベルを表-7 に示す。なお、参考値として杭基礎の弾性限界点の変位レベルも併せて示す。図より、3 方法によって多少のばらつきは見られるが、平均的には概ね 25% 程度となる。また、柱状体基礎の許容変位は杭基礎と同程

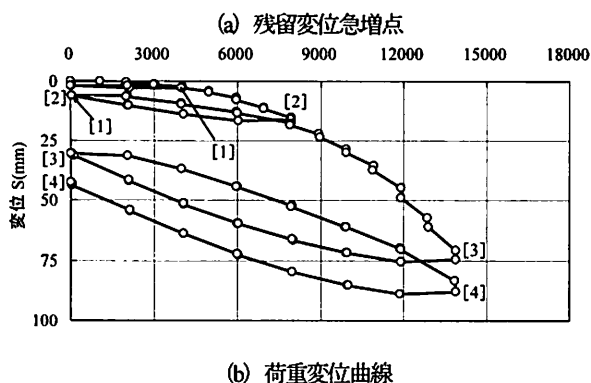
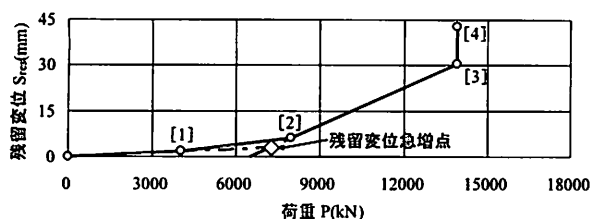


図-6 残留変位急増点から求める方法の例

表-7 弾性限界点の変位レベル

(a) 各Caseの変位レベル

	弾性限界点算出方法			主体地盤
	方法 1	方法 2	方法 3	
Case1	1.9%	4.9%	4.9%	粘性土
Case2	2.3%	4.1%	4.1%	砂質土
Case3	0.3%	—	—	砂質土
Case4	0.6%	1.2%	0.2%	粘性土
Case5	1.2%	4.7%	0.3%	粘性土
Case6	1.5%	2.0%	3.0%	砂質土
Case7	2.7%	2.7%	2.7%	砂質土
Case8	1.4%	2.0%	2.8%	粘性土
Case9	1.0%	1.6%	3.4%	砂質土

(b) 変位レベルの平均値

弾性限界点 算出方法	弾性限界点の変位レベル (%)		
	全体	砂質土	粘性土
方法 1	1.3%	1.4%	1.1%
方法 2	2.9%	2.6%	3.2%
方法 3	2.7%	3.3%	2.0%
【参考】杭基礎	5.7%		

度の安全余裕を有することとした場合、常時は 0.5%、レベル 1 地震時は 1.5%となる。なお、橋台基礎の場合は、クリープ変位や背面土の沈下等により長期にわたって増加すると考えられる変位量に対処するために常時における許容変位を 15mm に制限しているが、この制限値は照査の目的が異なるため、引き続き残すことが考えられる。さらに、砂質土層と粘性土層では地盤抵抗特性が異なることが考えられるため、弾性限界点が異なる可能性が考えられる。そこで、砂質土系地盤と粘性土系地盤とを区分して上記の 3 方法による弾性限界点の評価を行ったが、地盤の違いによる弾性限界点への影響は小さく、許容水平変位は地盤の違いによって区分する必要はない

と考えられる。

5. まとめ

ケーソン基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎及び鋼管矢板基礎といった柱状体基礎の信頼性に基づく部分係数設計法による照査体系の構築に向けて、柱状体基礎の設計モデル及び照査方法に対する検討を行い、次のような結果を得た。

- 1) 既往の水平方向載荷試験の再現解析を行った結果、地盤反力度の上限値の補正係数により上限値を低減させず、地盤反力度の上限値の抵抗領域に 3 次元的な広がりを考慮する場合が最も実挙動を忠実に再現できていることが明らかとなった。なお、砂質土層と粘性土層の顕著な違いは確認できなかった。
- 2) 既往の水平方向載荷試験の再現解析を行った結果、新しい水平方向の地盤反力係数 k_H の推定式 (式 (1)) は、必ずしも柱状体基礎への適用性は高いことが明らかとなった。式 (1) を 2 倍した値を k_H とすることにより、試験値とよく合う結果となった。
- 3) 既往載荷試験データ分析により、柱状体基礎における弾性限界点を評価し、その点から安全余裕を確保することによって工学的に限界点と関係づけられた許容水平変位を示した。柱状体基礎の弾性限界点は変位レベル 25%、許容変位は杭基礎と同程度の安全余裕を考慮した場合、常時は 0.5%、レベル 1 地震時は 1.5%となる。

参考文献

- 1) American Petroleum Institute : API Recommended Practice for Planning , Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, APIRP 2A7thed., 1976
- 2) 岸田英明,中井正一 : 地盤反力-変位関係の非線形性, 土と基礎, Vol.25, No.8, pp.21-28, 1977.8
- 3) 岸田英明,中井正一 : 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55, 1979.7
- 4) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IV 下部構造編, 2012.3
- 5) 中谷昌一ほか : 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, 土研資料 4136 号, 2009.
- 6) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IV 下部構造編, 2000.2