

講座

地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用

7. 現行設計法とその将来展望 (その2)

増田 達 (ますだ とおる)

東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター

木村 嘉富 (きむら よしとみ)

建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室

7.4 基礎構造物の鉛直方向の地盤反力係数

本節では基礎構造物(直接基礎、杭基礎および連続壁基礎)の設計における鉛直方向の地盤反力係数について、現行の設計技術基準における考え方を概説する。また、地盤材料の小ひずみでの非線形変形特性を考慮した場合についての設計定数のあり方について展望する。

7.4.1 設計標準における地盤反力係数

現行の設計標準²⁰⁾では、例えば場所打ち杭の杭先端の鉛直方向地盤反力係数は式(20)で表している(係数0.2の根拠は後に説明する)。

$$k_v = 0.2\alpha E_0 D^{-3/4} \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 k_v : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数(表—7.1参照)

E_0 : 地盤の変形係数 (kgf/cm²)

D : 杭先端の直径 (cm)

α の値は、変形係数を算定する土質調査・試験法により、また、常時荷重・一時荷重等の荷重条件により異なる値が設定される。各種の基礎形式(直接基礎、ケーソン基礎、連続壁基礎等)における各種の地盤反力係数(せん断地盤反力係数、水平方向地盤反力係数等)は式(1)と同様な式の形、つまり、(地盤反力係数)=(係数)×(調査法等による変形係数の補正係数)×(変形係数)×(載荷面積・幅のべき乗)で表現されている。

現行設計基準における；1)変形係数の補正係数，2)載荷面積・換算幅のべき乗の背景について概説する。

(1) 補正係数 α ^{21),33)}

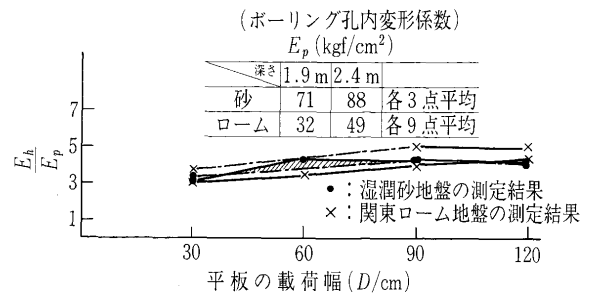
現行の補正係数の考え方は以下に記す吉中の研究^{22),23)}

表—7.1 E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数²⁰⁾

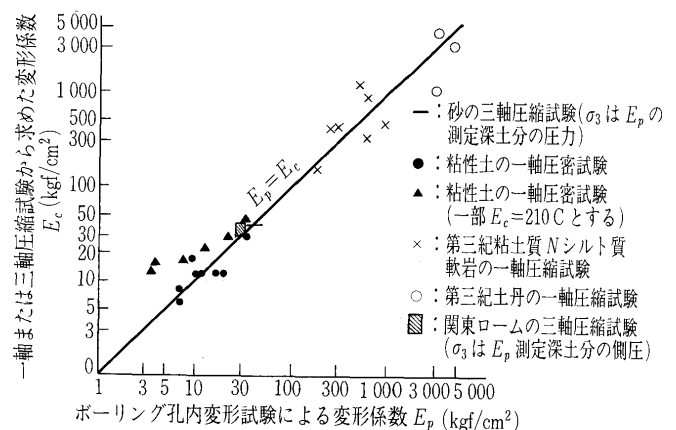
E_0 の算定方法 ^{注1)}	α	
	常時荷重	一時荷重および地震荷重 ^{注2)}
平板載荷試験	1	2
ボーリング孔内水平載荷試験	4	8
三軸圧縮試験	4	8
一軸圧縮試験	4	8
標準貫入試験	1	2
弾性波試験	—	0.25

注1) 特殊な地盤条件の場合には、荷重条件に応じて補正しなければならない。

注2) 地震荷重ということに注意を要する。地震時に作用する荷重のうち、地震によって一時的に作用する荷重を対象とする。



図—7.14 ボーリング孔内変形係数 E_p と水平方向平板載荷による E_h との比較^{22),23)}



図—7.15 室内土質試験より求めた変形係数とボーリング孔内変形試験から求めた変形係数の関係^{22),23)}

によっている。図—7.14に孔内水平載荷試験から求めた変形係数 E_p と平板載荷試験から求めた変形係数 E_h を対比している。 E_p/E_h 比に平板載荷幅による差異がわずかにみられるが、載荷幅変化にかかわらず式(21.1)が成り立つとしている。

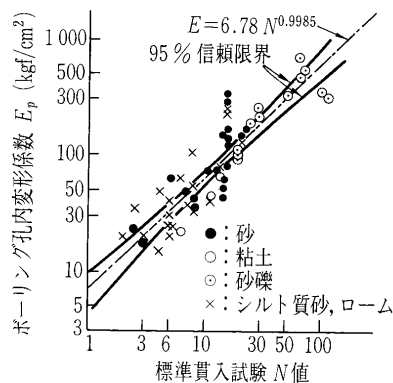
$$E_h = (3 \sim 4) \cdot E_p \dots\dots\dots (21.1)$$

なお、原文では載荷幅が30 cmの変形係数 E_{h30} として、式(21.2)を記している。

$$E_{h30} = 3 \cdot E_p \dots\dots\dots (21.2)$$

式(21)は砂地盤と関東ローム(粘着力 $c=0.34$ kgf/cm²，内部摩擦角 $\phi=12^\circ$ ，湿潤密度 $\rho=1.3$ t/m³，含水比 $w=110\%$)から求めたものであるが、亀裂の多い風化岩盤においても式(21)に近い関係が実測されているとしている。

次に粘性土、軟岩・土丹の乱さない土質資料の室内試験(一軸・三軸試験)から求まる変形係数 E_c (慣用的に E_{50} 値)と孔内水平載荷試験から求まる変形係数 E_p との関係の求めると図—7.15のようになり、式(22)が



図—7.16 標準貫入試験 N 値とボーリング孔内変形係数の相関図^{22),23)}

成り立つとしている。

$$E_p = E_c \quad \dots\dots\dots (22)$$

粘性土は一軸試験（一部経験的な $E_c = 210c$ により推定）、砂は三軸試験によって変形係数を求めている。

次に砂、粘土、砂礫、シルト質砂およびロームの各地盤における標準貫入試験から求めた N 値と E_p との関係を図—7.16に示す。 $N = 2 \sim 100$ 程度までの広い領域に対して、式(23.1)が求められ、概略値として式(23.2)が成り立つとしている。

$$E_p (\text{kgf/cm}^2) = 6.78 N^{0.9985} \quad \dots\dots\dots (23.1)$$

$$E_p (\text{kgf/cm}^2) = 7N \quad \dots\dots\dots (23.2)$$

以上の結果をもとにして、平板载荷試験における地盤内応力状態が基礎構造物下の地盤内の応力状態に最も近いと考えられるとして、表—7.1に示す補正係数を定めている。つまり、1) 平板载荷試験から求まる変形係数 E_h はそのまま設計に用いられるとして、 $\alpha = 1, \alpha E_0 = E_h$ とし；2) ボーリング孔内水平载荷試験から求まる変形係数 E_p は、 E_h との相関関係を表す式(21)より、 $\alpha = 4, \alpha E_0 = E_h = 4E_p$ とし；3) 一軸・三軸試験から求まる変形係数 E_c は E_p との相関関係を表す式(22)より、 $\alpha = 4, \alpha E_0 = E_h = 4E_p = 4E_c$ とし；4) 標準貫入試験から求まる変形係数 E_s は式(21)および(23)より、 $E_s = E_h = 4E_p = 28N$ ²⁴⁾（文献20）では $25N$ ）とし、 $\alpha = 1, \alpha E_0 = E_h = E_s$ としている。

また、一時・地震時荷重と常時荷重時での変形係数の大きさの比は次の考え方による。荷重-変位曲線の除荷・再載荷に対する地盤反力係数 k_{vr} と処女荷重に対する地盤反力係数 k_v の比が一時・地震時荷重と常時荷重時の比に相当すると考え、実験結果では、 $(k_{vr}/k_v) = 2 \sim 4$ 程度のことが多いとして、その最小値として $(k_{vr}/k_v) = 2$ を採用する考え方²⁵⁾がある。一方、载荷試験で得られた地盤反力係数 k_v をもとに常時荷重時の値を設定するためにはクリープ等の影響の含めるべきだとする考え方がある。すなわち、 k_v の値は実験では数日から数百日間の長期载荷試験における地盤反力係数 k_{v0} （クリープを考慮した常時荷重時の値と考える）の1.5倍程度²⁶⁾であるので、 $(k_{vr}/k_v = 1.4^{26})$ とすると、 $k_{vr} = 2.1k_{v0} \div 2k_{v0}$ が得られる（ここで、一時・地震時荷重の地盤反力係数は除荷・再載荷に対する地盤反力係数 k_{vr} に相当すると

考える）。以上により、表—7.1に示すように、設計においては一時・地震時荷重状態における変形係数はすべての土質試験・調査方法において常時荷重時における変形係数の2倍にしている。

上記より、現行設計標準における変形係数の算定の考え方は地盤の変形係数の圧力・ひずみ依存性を積極的に考慮したものではなく、慣用的に実施される土質試験より得られる変形係数の大きさの差異の原因の力学的考察を割愛して、結果として出てきた相関関係に基づいて決められていることがわかる。これより、この分野に近年の地盤材料の非線形特性の考え方を導入する余地が大きいことが示唆される。

(2) 载荷幅・面積の効果

設計基準²⁰⁾では直接基礎の鉛直方向地盤反力係数 k_v は地盤種別により式(24)で表されている（係数0.2, 0.5, 1.2, 0.4の根拠は後に説明する）。

$$k_v = 0.2\alpha E_0 B_v^{-1/2} \quad (\text{砂質土}) \quad \dots\dots\dots (24.1)$$

$$k_v = 0.5\alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (\text{砂質土, 粘性土の互層}) \quad \dots\dots\dots (24.2)$$

$$k_v = 1.2\alpha E_0 B_v^{-1} \quad (\text{粘性土}) \quad \dots\dots\dots (24.3)$$

$$k_v = 0.4\alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (\text{すべての地盤}) \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで、 B_v ：フーチング底面の換算幅、

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

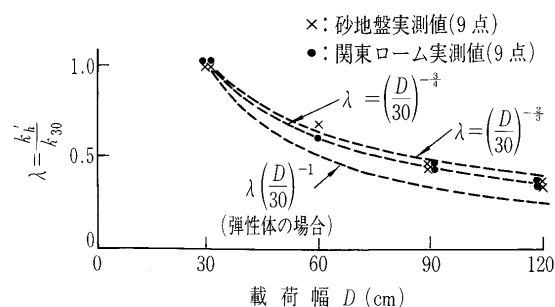
A_v ：フーチングの底面積

地盤種別により、鉛直地盤反力係数の定式を変えたのは次の理由による。すなわち、 k_v がすべての地盤種別において基礎幅（ B_v ）の $-3/4$ 乗に比例するとした旧設計標準式(25)²⁷⁾を用いると、良好な砂質地盤に支持された大規模直接基礎に対して k_v は小さすぎる値が得られて実態にそぐわなく、設計において変位算定に及ぼす影響が大きいため、载荷試験結果²⁸⁾に基づいて式(24)に変更された。なお、杭基礎は現行標準では式(20)で示したように $-3/4$ 乗則によっているが、打込み杭と場所打ち杭では定式が異なっている。

ここでは各種の基礎構造物（鉄道における杭基礎、ケーソン基礎等）の地盤反力係数の定式化における载荷幅・面積効果として使用されている吉中の研究^{22),23)}による $-3/4$ 乗則の背景を概説し、次に直接基礎において式(24)を導入した考え方および杭の種類によって地盤反力係数の定式を変える考え方を紹介する。

(a) 载荷幅・面積効果を表す $-3/4$ 乗則^{22),23)}

図—7.17に均一な湿潤砂（乾燥密度 $= 1.4 \text{ tf/m}^3$ ）と



図—7.17 载荷幅に伴う地盤係数の変化 (K'_h/K_h^{30})^{22),23)}

関東ローム層に対して直径30～120 cm 円形平板および30×30 cm～30×120 cm の長方形平板を用いてテストピット内で載荷試験を行って得られた、直径30 cm の円形載荷板の地盤反力係数 k_{30} とほかの載荷板径の地盤反力係数 k_h の比 $\lambda (=k_h/k_{30})$ と載荷幅 D の関係を示す。この関係より、載荷幅の変化による地盤反力係数の変化率に対する砂、ローム地盤など土質の影響は認められず、式(26)で表現できるとした。

$$\frac{k_h}{k_{30}} = \left(\frac{D}{30}\right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここで、 D : 載荷板直径 (cm), ただし $D \geq 30$

30 : 基準寸法 $D=30$ cm

k_h : D における地盤反力係数 (kgf/cm³)

k_{30} : $D=30$ cm における地盤反力係数 (kgf/cm³)

ところで、弾性理論より、地盤反力係数 k と地盤の変形係数 E の関係は式(27)で示される。

$$k = \frac{E_0}{B(1-\nu^2)I_p} \quad \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 ν : ポアソン比

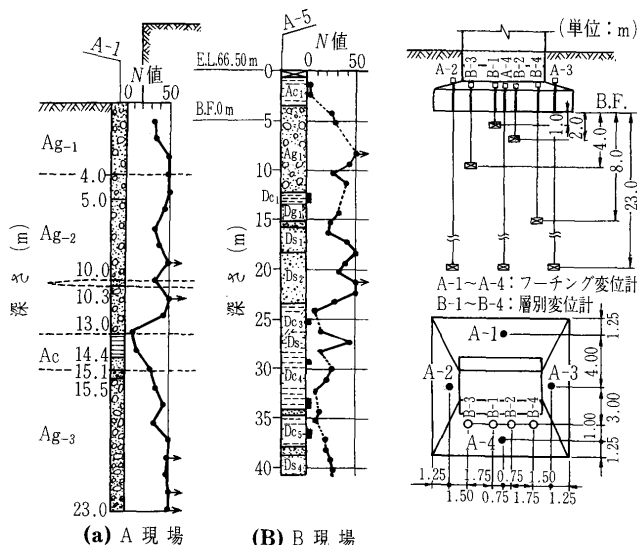
I_p : 形状係数

式(26)および式(27)より、円形の場合の形状係数 $I_p = 0.79$, ポアソン比 $\nu = 0.3$ とすると次のように式(25)が得られる。

$$\begin{aligned} k_v &= k_{v30} \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4} = 12.8 k_{v30} B_v^{-3/4} \\ &= 12.8 \times \frac{E_{p30}}{30 \times (1-0.3^2) \times 0.79} \times B_v^{-3/4} \\ &\approx 12.8 \times \frac{\alpha E_0}{30} \times B_v^{-3/4} \approx 0.4 \alpha E_0 B_v^{-3/4} \end{aligned}$$

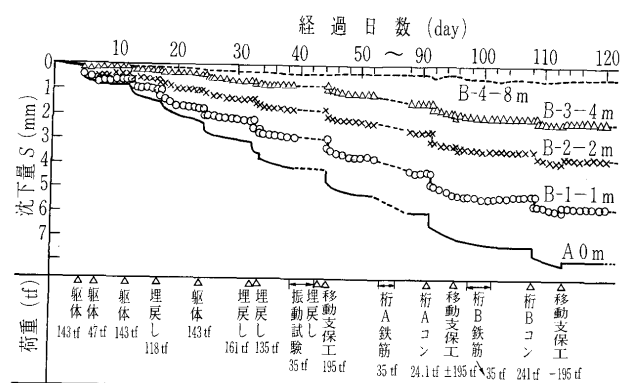
(b) 直接基礎における載荷幅・面積効果²⁸⁾

図—7.18に示す砂質・砂礫地盤において、平板載荷試験を実施した。平板は正方形であり、図—7.18(a)の現場では辺長30 cm が2箇所、辺長75 cm が1箇所、図—7.18(b)の現場では辺長30 cm が2箇所、辺長60 cm が

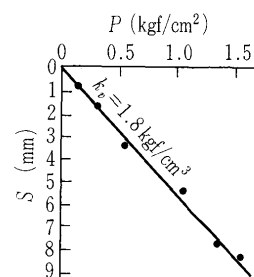


図—7.18 土質柱状図²⁸⁾

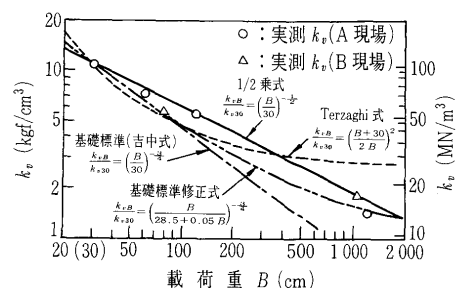
図—7.19 変位計埋設位置 (A 現場)²⁸⁾



図—7.20 フーチングおよび地中変位の経時変化 (A 現場)²⁸⁾



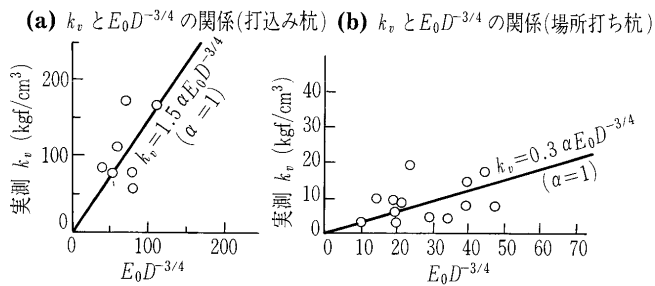
図—7.21 実基礎の $P \sim \delta$ 関係 (長期)²⁸⁾



図—7.22 $\log k_v \sim \log B$ の関係²⁸⁾

1箇所、辺長120 cm が1箇所である。また、この現場には実物大の直接基礎の橋脚が築造され、実物直接基礎の鉛直方向地盤反力係数 k_v を、橋脚および桁の施工中の各工程で生じる構造物自重増による載荷重と基礎の経時変化を測定することにより求めた。例えば、図—7.18(a)現場の橋脚(辺長10.5 cm の正方形)において、図—7.19に示すように基礎底面(B.F.)—23 m を不動点として測定したフーチング変位計(A-1～4)とB.F.—1 m, —2 m, —4 m, —8 m の層別変位計(B-1～4)を設置し、基礎底面変位量と層別変位量の経時変化を図—7.20のように求めた。図—7.20の結果より、各載荷重時点までの累加荷重と累加変位量の関係は図—7.21のようになり、両者は線形関係が確認され、 $k_v = 1.8$ kgf/cm³ となった。このようにして求めた鉛直方向地盤反力係数 k_v と載荷幅 B の関係を示すと図—7.22のようになる。図—7.22には前述した吉中の提案式、Terzaghi 式およびこの載荷試験結果から砂質砂礫土を対象にして提案している1/2乗則の関係も示してある。図より、実際に使用される直接基礎の形状の範囲 $B = 3 \sim 13$ m においては—3/4乗則ではなく—1/2乗則、つまり、 $k_{vB}/k_{v30} = (B/$

講座

図—7.23 k_v と $E_0 D^{-3/4}$ の関係²⁶⁾

30)^{-1/2} が実物大規模の載荷試験結果の説明が良くつく。以上より、砂質・砂礫地盤に対して、次に示す式の展開から式(24.1)を導いている（正方形の場合の形状係数 $I_p = 0.88$ ，ポアソン比 $\nu = 0.3$ を用いている）。

$$k_v = k_{v30} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-1/2} = \frac{E_p}{B(1-\nu^2)I_p} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-1/2}$$

$$= \frac{E_p}{30 \times (1-0.3^2) \times 0.88} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-1/2}$$

$$\approx \frac{E_p}{24} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-1/2} \approx 0.2 \alpha E_0 B_v^{-1/2}$$

(c) 杭基礎の地盤反力係数²⁶⁾

設計標準²⁰⁾では、杭先端の鉛直方向地盤反力係数は打込み杭（先端閉塞）は式(28)，場所打ち杭は式(29)で定式化されている。

$$k_v = \alpha E_0 D^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (28)$$

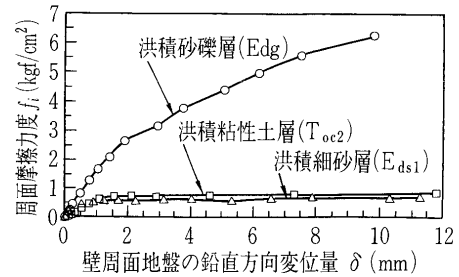
$$k_v = 0.2 \alpha E_0 D^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (29)$$

これは以下に記す載荷試験データに基づいている。場所打ち杭はオールケーシング杭（ベノト杭），リバース杭，打込み杭はRC杭，PC杭であり先端閉塞杭とした。地盤の変形係数 E_0 は砂質土，粘性土とも N 値より， $E_0 = 25N$ として求めた。ただし，極軟弱地盤では孔内水平載荷試験，一軸圧縮試験の結果を用いた。杭幅の寸法効果については $-3/4$ 乗則を前提条件とした。ところで，地盤剛性のひずみ依存性のため，変位量が大きくなると地盤反力係数は小さくなる傾向がある。そのため，ある地盤反力係数の寸法効果の定式化のためには，基準となる変位量を設定する必要がある。そこで，鉛直方向地盤反力係数を杭頭荷重が許容支持力相当時の変位量で算定することにして，打込み杭では杭先端沈下量が5 mmの時，場所打ち杭では10 mmの時を基準とした。実測された地盤反力係数 k_v と $\alpha E_0 D^{-3/4}$ ($\alpha = 1$) の関係を，打込み杭の場合および場所打ち杭の場合についてそれぞれ示すと図—7.23(a)，(b)のようになった。図—7.23より，データ数が少ないが，打込み杭は式(30)，場所打ち杭は式(31)が得られた。

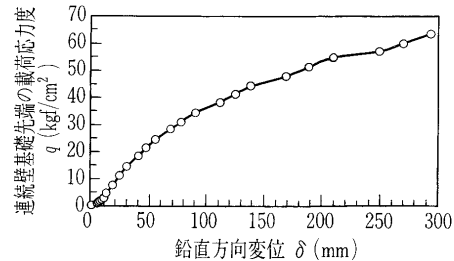
$$k_v = 1.5 \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$k_v = 0.3 \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (31)$$

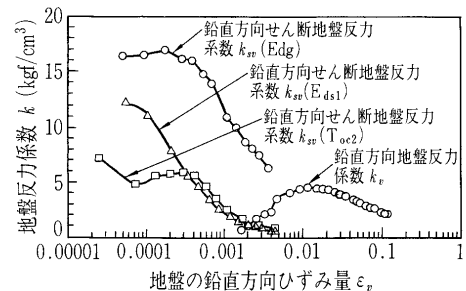
杭の載荷試験より得られた地盤反力係数は，クリープ等の影響を含めた長期荷重状態における地盤反力係数に比較して約1.5倍大きくなっているとの検討結果に基づいて，式(30)，式(31)で得られた地盤反力係数を1/1.5倍して得られたものが式(28)，式(29)である。



図—7.24 連続壁の周面摩擦力度と壁周面地盤の鉛直方向変位量の関係



図—7.25 連続壁基礎先端の載荷応力度と鉛直方向変位の関係



図—7.26 連続壁基礎における地盤反力係数とひずみ量の関係

7.4.2 非線形変形特性を勘案した地盤反力係数の評価

本節では地盤材料の変形特性の非線形を勘案した場合の地盤反力係数の評価について，今後解決すべき課題等も含めて述べる。前節で述べたように従来より載荷幅依存性に関する多くの研究があり，それが現行の設計基準制定の根拠になっている。しかし，近年，地盤材料の非線形変形特性が明らかになり，その点を考慮した地盤反力係数の評価が今後重要になると考えられる。そこで，この点について，以下，若干の考察を行う。1) 連続壁基礎の実物大載荷試験結果から得られた地盤のひずみ量との関係，2) 各種の従来の調査法等に対する補正係数のひずみ依存の変形特性からみた評価。

(1) 連続壁基礎の実物大載荷試験結果^{29)~31)}から得られる地盤のひずみ量と地盤反力係数の関係

同一載荷幅では地盤反力係数は地盤内ひずみ量が大きくなると，（変形係数のひずみ依存性のため）地盤反力係数は小さくなる。このことは，次に記す多筒運動型ジャッキを配置した連続壁基礎（壁厚0.6 m，エレメント長2.52 m，壁長さ22.15 m）の相反載荷試験結果^{29)~31)}から得られた，連続壁周面の鉛直方向せん断地盤反力係数および連続壁基礎先端の鉛直方向地盤反力係数のひず

み依存性からも見て取れる。

(a) 連続壁周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

鉛直方向せん断地盤反力係数は式(32)で定義される。

$$k_{sv} = \frac{f_i}{\delta} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (32)$$

ここで、 k_{sv} ：鉛直方向せん断地盤反力係数

(kgf/cm^3)

f_i ：周面摩擦応力度 (kgf/cm^2)

δ ：壁周面(地盤)の鉛直変位 (cm)

$f_i \sim \delta$ 関係、および k_{sv} と連続壁周面の地盤に発生した鉛直方向ひずみ ε_v の関係を図—7.24, 7.26に示す。洪積砂礫層 Edg, 洪積粘性土層 T_{oc2} , 洪積細砂層 E_{ds1} の3深度をプロットしている。ここで ε_v 推定にあたり、次のように仮定した。 ε_v は、連続壁基礎の鉛直方向変位 δ と壁近傍の地盤の鉛直方向変位が同一と仮定するとともに、連壁壁体の載荷による弾性変形量を無視し、 δ を連続壁基礎底面の換算幅 B_v の2倍で除した値とした。ここで、 $B_v = (A)^{1/2} = 131.9 \text{ cm}$ (A ：実底面積)であり、2倍の数値は弾性論で先端応力度が応力分散により10%程度に減少する深度相当の値である。図—7.26より分かるように、各層、共通して地盤ひずみの増大に伴い、地盤反力係数が減少している。

(b) 連続壁基礎先端の鉛直方向地盤反力係数

杭先端の鉛直方向地盤反力係数は式(33)で定義される。

$$k_{sv} = \frac{p}{\delta} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここで、 k_{sv} ：鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm^3)

p ：杭先端の鉛直応力度 (kgf/cm^2)

δ ：杭先端(地盤)の鉛直変位 (cm)

連続基礎先端の $k_{sv} \sim \delta$ 関係、および k_{sv} と先端地盤の洪積細砂層 (E_{s2}) 内の鉛直ひずみ ε_v 量の関係を図—7.25, 7.26に示す。 ε_v の値は、上記と同様に δ を連続壁基礎底面の換算幅の2倍で除した値とした。図—7.26より、ひずみ ε_v が約0.01程度以上になると ε_v の増大に伴い、地盤反力係数が減少する傾向があることがわかる。ただし、ひずみ量が約0.01程度以下では ε_v の増大とともに地盤反力係数が増大している。これは、図—7.17の鉛直変位量が少ない時の載荷応力度-変位関係曲線が下に凸の形状になっているために、その割線係数で定義された地盤反力係数が変位量の増大に伴い増加する現象によるものである。こうした現象は、変形特性の圧力レベル依

存性が、せん断応力レベル依存性に勝ったためか、掘削による掘削底面の地盤の乱れ、緩みによるためか、あるいは両方の影響のためと考えられる³²⁾。

(c) 異なる地盤反力係数間の評価

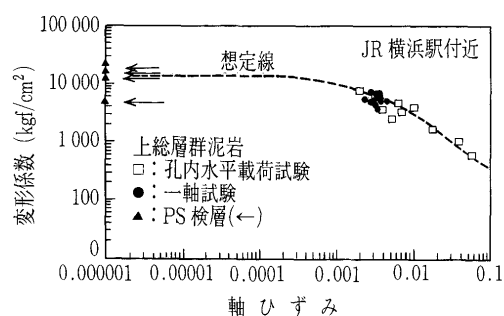
図—7.24より、周面摩擦力度の極限値は連続壁と地盤とのほんのわずかな相対変位 (T_{oc2} 層, E_{ds1} 層では2 mm 程度以下) で観察されることが分かる(ただし、 E_{gd} 層は10 mm 程度の変位量でも極限値には達していない)。これに対して、図—7.25より、先端支持力度は300 mm 程度(実底面換算幅 B_v の23%程度)の大変位においても極限値に達していない。このような支持機構の相違は、杭周面の摩擦現象および杭先端の支持力機構の相違から説明されている³⁴⁾が、地盤反力係数のひずみ依存特性にも現れている。ところで、図—7.26において、壁基礎周面と先端の支持特性を表している地盤反力係数 k_{sv} , k_v のひずみ依存性の傾向は類似しているが、地盤反力係数が低減する程度とその時のひずみの大きさにかなり異なる。このように、前述したせん断初期の圧力レベル依存性の影響の差等により、種類の異なる地盤反力係数のひずみ依存性の特性が大きく異なり、非線形特性を勘案した場合の地盤反力係数の評価の難しさとなっている。

(2) 調査法等に対する補正係数のひずみ依存変形特性からみた評価²¹⁾

図—7.27に、ルーチンで行われた孔内水平載荷試験、一軸試験(外部ひずみ計による E_{50} 値)、およびPS検層結果から求められた変形係数と軸ひずみの関係を示す。ルーチンの試験では、軸ひずみが0.01程度以上の大きなひずみで変形係数を算定しているため、PS検層によって得られる微小ひずみ時の変形係数に比較して小さいことが読みとれる。また、ルーチンで行われた地質調査・土質試験から得られた変形係数はばらついて見えるが、これらも変形係数のひずみ依存性からおおむね傾向の説明がつくことがわかる。このひずみ依存性より、地盤反力係数の定式化にあたっては地盤剛性の非線形を考慮する必要性がわかる。しかし、設計の簡便化の必要等を考慮するならば、設計における想定ひずみレベルを、例えば、構造物の安定問題におけるひずみレベルを限界状態に応じて、0.0001~0.001~0.01のように設定し、そのひずみレベルの変形係数を7.4.1(1)で説明した補正係数 α を介さずに精緻な土質調査結果(局所ひずみ計を設置した三軸試験等)とPS検層結果から推定する必要がある。どちらにしても、地盤の非線形変形特性を考えると変形係数の補正係数 α の物理的および指標の意味は乏しい。

7.4.3 おわりに

本節では、現行の基礎構造物に関する設計基準において定められている地盤反力係数の算定法の背景等を、基準制定時の既往研究等に基づいて紹介するとともに、近年の地盤材料の非線形変形特性を勘案した場合の地盤反力係数の評価法について、今後の課題等を含めて論述し



図—7.27 変形係数と軸ひずみ量の関係(上総層群泥岩)

講 座

た。地盤反力係数は、地盤材料の変形係数に圧力・ひずみ依存性があるため、載荷幅（面積効果）等の多くの要因に複雑に影響されることになる。今後の課題も多くあるが、限界状態設計法に移行する傾向にある基礎構造物の設計法の合理性を高めるためにも、この分野の知見が精緻な土質試験および載荷試験結果より得られることが望まれる。

謝辞：本節をまとめるにあたり御議論いただきました海野隆哉（長岡技術科学大学教授）、青木一二三（日本鉄道建設公団）、藤岡豊一（千代田化工建設㈱）の各氏、地盤データの提供を受けた JR 東日本東京工事事務所に感謝いたします。

参 考 文 献

- 20) 日本国有鉄道：建造物設計標準，基礎構造物・抗土圧構造物，pp. 182～186，pp. 86～88，1986.
- 21) 増田 達・島峰徹夫・小西康人：限界状態設計法における地盤の変形係数算定のための土質試験・調査方法の相違等を補正する係数に関する一考察，土質工学会，基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集，pp. 185～192，1995.
- 22) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数，土木技術資料，Vol. 10，No. 1，pp. 32～37，1968.
- 23) 吉中竜之進：地盤反力係数とその載荷幅による補正，土木研究所資料，No. 299，1967.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，

1991.

- 25) 足立義雄：設計に用いる K 値の求め方とその精度，土木技術資料，Vol. 12，No. 3，1970.
- 26) 青木一二三・真田道夫：杭の設計に用いる地盤反力係数，構造物設計資料，No. 83，pp. 20～25，1985.
- 27) 日本国有鉄道：建造物設計標準，基礎構造物及び抗土圧構造物，pp. 55～62，1974.
- 28) 海野隆哉・西村昭彦・青木一二三：直接基礎の地盤反力係数(1)，(2)，(3)，構造物設計資料，No. 60，pp. 21～25，1979，No. 64，pp. 18～23，1980，No. 80，pp. 24～29，1984.
- 29) 中村俊景・斎藤慎平・増田 達・清水 満・高崎秀明：相反載荷試験による地中連続壁の支持力特性（その1：試験壁と試験方法），第31回地盤工学研究発表会講演集，1996.
- 30) 高崎秀明・増田 達・加藤 誠・小西康人・永岡 高・藤岡豊一：相反載荷試験による地中連続壁の支持力特性（その2：先端支持力特性），第31回地盤工学研究発表会講演集，1996.
- 31) 小西康人・増田 達・清水 満・加藤 誠・永岡 高・藤岡豊一：相反載荷試験による地中連続壁の支持力特性（その3：周面摩擦力特性），第31回地盤工学研究発表会講演集，1996.
- 32) 龍岡文夫・小高猛司・新田篤志・井上昭生：原位置載荷試験と実基礎の即時沈下，基礎工，No. 5，pp. 2～9，1996.
- 33) 駒田敬一：土木構造物のクイの水平抵抗，土と基礎，Vol. 25，No. 8，pp. 1～6，1977.
- 34) 岸田英明・高野昭信：大口径杭の鉛直極限支持力，土と基礎，Vol. 28，No. 11，pp. 13～20，1980.

訂 正

■平成9年11月号（Vol. 45，No. 11）の49ページで図面に誤りがありました。おわび申し上げますとともに、右記のように訂正いたします。

記

● 講座 地盤材料の小ひずみでの非線形変形特性と地盤変形問題への適用 6章 ケースヒストリー(その3)の図—6.33が間違っておりました（図—6.36と同じ図面を掲載してしまいました）。正しい図面を右記に示します。図の説明は間違っておりません。

