

III-487 大型載荷試験における載荷幅と地盤反力係数の関係

日本道路公団 正会員 前田良刀
 (株) 白石 正会員○大内正敏
 同上 茂木浩二

1. はじめに

本報文では、東名足柄橋で行われた直接基礎の現地載荷実験¹⁾²⁾の結果を基に、沈下比および地盤反力係数の載荷幅に対する関係について報告する。試験地盤は、N値が70以上を示す箱根火山噴出物のスコリア層であり、三軸圧縮試験をはじめとする数多くの土質試験を行っている。

2. 載荷試験

載荷試験は表-1に示す8ケースについて行った。載荷方式は荷重制御とし、3サイクル9ステップを基本として、荷重保持時間は処女荷重・ゼロ荷重で15分間、除荷・履歴荷重で2分間とした。

図-1および図-2に載荷試験で得られた極限支持力までの荷重～沈下曲線を示す。正方形・長方形とも載荷面積の増加にともない同じ載荷荷重での沈下量が増加している。

3. 載荷幅と沈下比

極限支持力の1/3の荷重および降伏荷重について沈下量を求め、載荷幅との比と載荷幅の関係を図-3に示した。長方形は換算載荷幅 B^* ($B^* = \sqrt{A}$, A : 載荷面積)を用いて計算している。

荷重レベルが極限支持力の1/3のとき、沈下比は載荷幅とは無関係に一定値(約0.020)を示す。しかし、降伏荷重では載荷幅の増加に対し沈下比が減少する傾向が認められた。重力場での乾燥砂の2次元模型実験では、載荷幅の増加にともない極限支持力は増加するが、極限荷重時の沈下比はわずかに減少すると報告されている³⁾。今回の実験では、極限支持力はほぼ同じ値を示しており、載荷幅が大きくなるにつれて極限荷重時も沈下比が減少していると推定される。

4. 載荷幅と地盤反力係数

極限支持力の1/3, 1/2, および1/1.5の荷重について、地盤反力係数 k vsを求め図-4に示した。

表-1 載荷試験一覧表

試験地盤	CASE	載荷寸法 $B \times L$ (m)	降伏支持力 q_y (tf/m ²)	極限支持力 q_f (tf/m ²)	支持力比 q_f / q_y
A	VII s	0.30 × 0.30	430.0	833.3	1.94
	IV	0.70 × 0.70	780.0	1193.9	1.53
B	VI s	0.30 × 0.30	600.0	1277.8	2.13
	II	0.40 × 1.20	550.0	1166.7	2.12
	I	0.40 × 0.40	770.0	1250.0	1.62
	III	0.40 × 2.00	680.0	1050.0	1.54
C	VII s	0.30 × 0.30	630.0	1000.0	1.59
	V	1.30 × 1.30	532.5	1166.4	2.19

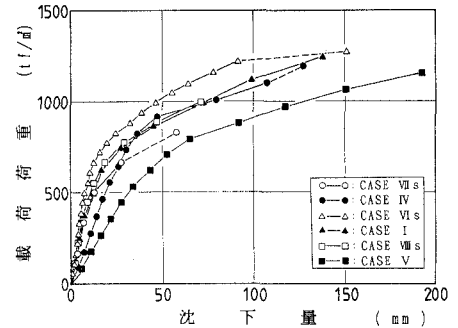


図-1 荷重～沈下曲線〔正方形〕

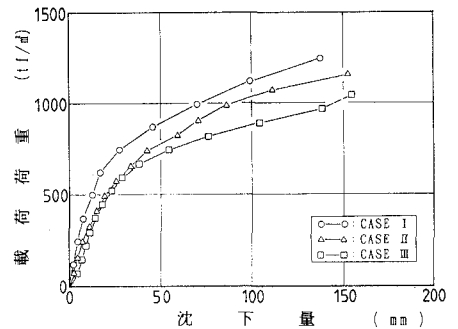


図-2 荷重～沈下曲線〔長方形〕

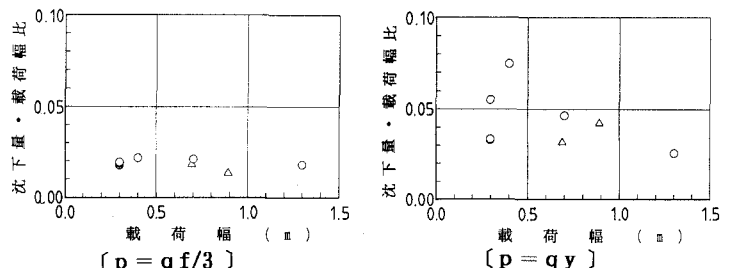


図-3 沈下量・載荷幅比

載荷幅が 0.30m の k_{vs} の値は 3 ケースの平均値を用いている。載荷幅が小さい場合は、荷重レベルの増加により地盤反力係数は大きく減少するが、載荷幅の大きな場合は緩やかに減少する。

載荷幅が 0.30m の地盤反力係数を k_{vs30} として、各地盤反力係数の k_{vs30} に対する比を求めた。載荷幅の 0.30m に対する比を B/B_{30} とし、極限支持力の 1/3 の荷重レベルでの両者の関係を図-5 に示す。図中の n の値は次式で示される値である。

$$k_{vs} = k_{vs30} (B/B_{30})^{-n}$$

現行の設計式⁴⁾では、長方形を含めた地盤反力係数の載荷幅依存性を $-3/4$ 乗則で評価しているが、試験結果は $n = -1.00$ と $n = -0.75$ との直線に挟まれた領域内にプロットされた。

極限支持力の 1/3 の荷重時の地盤反力係数 k_{vs30} から求めた変形係数 E_o ($p=qf/3$) は 1772(kgf/cm²)、降伏荷重時の E_o ($p=qy$) は 1368(kgf/cm²) であった。 E_o は次式により算出している。

$$E_o = 30 \cdot k_{vs30}$$

表-2 に三軸圧縮試験から得られた各側圧に対する変形係数 E_{s0} を示す。側圧 σ_3 は応力〜ひずみ曲線においてピークを示す範囲とした。低い側圧での E_{s0} の値は E_o ($p=qf/3$) の 1/4 となっており、現行の設計式で用いられている $E_o = 4 E_{s0}$ の関係を満たす。

また、載荷試験位置より 100m 離れた深度 GL-22.0m のスコリア層において、ボーリング孔内で測定した変形係数 E_b は 860(kgf/cm²) であった。土被り相当の側圧における E_{s0} は、この値より大きな値を示した。

次に、再載荷の段階における地盤反力係数 k_{vr} を求めた。同一荷重での k_{vs} との比 k_{vs}/k_{vr} を図-6 に示す。荷重レベルが大きくなるに従い、 k_{vs}/k_{vr} の値は小さくなる。平板載荷試験の繰返し曲線から k_{vr} を求め、 k_{vs} を $1/2 K_{vr}$ として算出する方法は、極限支持力の 1/2 以下で適用すれば安全側となる。

表-2 三軸圧縮試験の変形係数

側 圧 σ_3 (kgf/cm ²)	変形係数 E_{s0} (kgf/cm ²)
0.2	444.4
0.4	643.4
0.6	623.6
1.0	899.0
3.0	1651.7
7.0	1655.7

5. おわりに

スコリア層での大型載荷試験から、地盤反力係数に見られる載荷幅依存性などについて、現行設計式との関連を確認した。また、沈下比は荷重強度が大きくなると、載荷幅の増加にともない減少することが認められた。

宇都宮大学の日下部助教授には、貴重な御指導・御助言を戴いた。末筆ながら謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 日本道路公団：「大型三次元直接基礎の支持力に関する研究」報告書，1990.3
- 2) 前田，日下部，白石，大内：密なスコリア層上の大型 3 次元基礎の支持力特性と破壊性状，第25回土質工学研究発表会，1990
- 3) 森本，龍岡，岡原，高木，小幡，森，小池，龍田，山田：砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験（その 2），第44回土木学会年次学術講演会，1989
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書 IV，1990

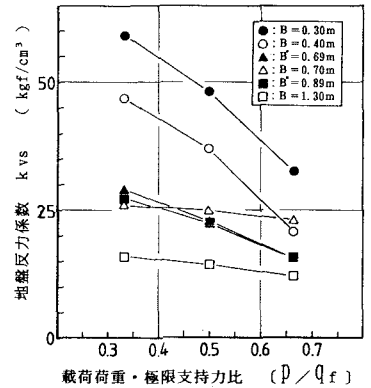


図-4 地盤反力係数

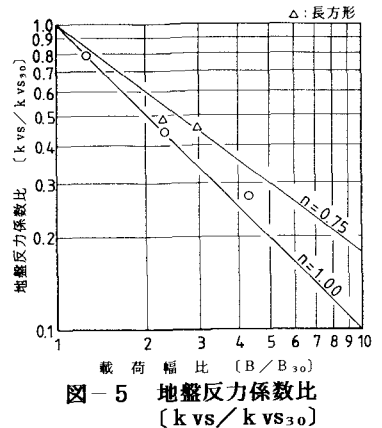


図-5 地盤反力係数比
[k_{vs}/k_{vs30}]

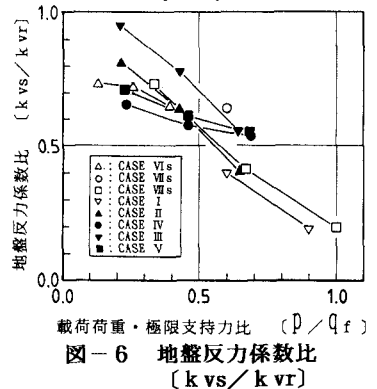


図-6 地盤反力係数比
[k_{vs}/k_{vr}]