

大型平板載荷試験による直接基礎の設計定数の評価

独立行政法人土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○福島 宏文
 正会員 西本 聡
 正会員 富澤 幸一

1. はじめに

平成14年の道路橋示方書(以下、道示)の改訂では、直接基礎の極限支持力算定式に寸法効果に関する補正係数が導入された¹⁾。これは、基礎幅の増加が極限支持力を低下させる傾向にあることから、設計で適正に考慮するように設定されたものである。昨今の性能規定型設計の動向を踏まえれば、寸法効果に対応した適切な設計定数の把握が必要である。本報では、寸法効果を考慮した適正な設計定数を把握する目的から、軟岩地盤、砂れき地盤、岩砕による試験盛土地盤において載荷板の寸法形状を変えた平板載荷試験を実施した。

2. 極限支持力・地盤反力係数の寸法効果

基礎幅の増加とともに直接基礎の極限支持力が低減する寸法効果は、古くから知られている²⁾。この理由については諸説あるが、実務上は支持力係数(N_f)が基礎幅の増加とともに低減すると理解され、道示ではH14改訂で、寸法効果補正を考慮した直接基礎の極限支持力式が採用された¹⁾。

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B B_e N_\gamma S_\gamma \right)$$

Q_u : 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN) γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量(kN/m³) S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数
 A_e : 有効載荷面積(m²) 地下水水位下では水中単位重量。
 α, β : 基礎の形状係数 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m) $c^* = c/c_0$ ($1 \leq c^* \leq 10$), $c_0 = 10$ (kN/m²)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数 B : 基礎幅(m) $q^* = q/q_0$ ($1 \leq q^* \leq 10$), $q_0 = 10$ (kN/m²)
 c : 地盤の粘着力(kN/m²) e_B : 荷重の偏心量(m) $B^* = B/B_0$ ($1 \leq B^*$), $B_0 = 1.0$ (m)
 q : 上載荷重(kN/m²)で、 $q = \gamma_2 D_f$ N_c, N_q, N_γ : 支持力係数 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m) $-1/3$ としてよい。

この補正係数により、以前(H8道示)³⁾と比較して大幅な支持力減少となっている。そのため、より適正な土質定数(c および ϕ)により支持力評価することが重要である。また、補正係数のパラメータ(λ, ν, μ)は現場条件によらない一般値が与えられているのみであり、各種条件別の適用値の確認・設定が必要と考えられる。

地盤反力係数 k の推定式については、道示では、 k が基礎幅の $-3/4$ 乗に比例する関係式を採用している⁴⁾。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

k_V : 地盤反力係数(kN/m³)
 k_{V0} : 直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)
 B_V : 基礎の換算載荷幅(m)

これは、砂質土地盤を対象とした載荷試験結果より導出された関係式と考えられるため⁵⁾、地盤条件によっては必ずしも同様の関係とならないことが十分考えられる。

3. 平板載荷試験の概要

軟岩、砂れき、岩砕盛土に関する極限支持力の寸法効果の検証を目的に、大型載荷板による平板載荷試験を実施した。

平板載荷試験は載荷板の寸法を300~1500mmの範囲で変化させたものを5箇所(25ケース)、直径600mmの載荷板を用いたものを7箇所(計8ケース)で実施した

表-1 試験ケース一覧(載荷板寸法を変化させた試験)

実施年度	地盤種類	載荷方向	ケース数	円形					正方形
				300	600	900	1200	1500	
H17	軟岩地盤	水平	8	1	2	2	2	1	
H16	軟岩地盤(風化)	水平	6		3	2	1		
H15	砂れき	鉛直	4	1	1	1		1	
H14	岩砕	無補強土	4	1		1		1	1
	盛土	ジオグリッド補強土	3	1		1		1	

表-2 試験ケース一覧(直径600mm載荷板による試験)

地盤種別	載荷方向	H14	H15	H16	H17	H18
軟岩地盤	水平	2	1	1	1	3

(表-1, 2)。軟岩地盤については、テストピットを掘削による水平方向載荷を実施し、反力を確保した。

4. 極限支持力の推定

人の主観や人為的な誤差を排除するため、宇都らの方法⁶⁾によって極限支持力を推定した。この推定方法は、荷重と沈下の関係を以下のワイブル分布による近似式によってあらし、最小二乗法により極限荷重 Q_{max} 、基準変位

キーワード 平板載荷試験 寸法効果 極限支持力 地盤反力係数

連絡先 〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34 土木研究所寒地土木研究所 寒地地盤チーム Tel: 011-841-1709

S_0 等の変数を推定する方法である。

$$Q = Q_{max} \{1 - e^{-(S/S_0)^m}\} \quad \begin{matrix} Q: \text{荷重} & Q_{max}: \text{極限荷重} & m: \text{変位指数} \\ S: \text{変位} & S_0: \text{基準変位量(降伏加重に対応する変位量)} \end{matrix}$$

図-1に、極限支持力および基準変位量で基準化した荷重変位曲線を示す。ワイブル分布は、試験条件にかかわらず平板載荷試験の荷重変位関係をよく表しており、極限支持力推定及び結果整理に十分適用可能である。

5. 支持力係数 N_γ の寸法効果

各地盤における極限支持力度を次式で正規化し、載荷板寸法との関係で整理した(図-2)。また、表-3に推定した定数を示す。

$$N_{cy} = 2q_u / \beta B \gamma_1 \quad N_{cy}: \text{複合支持力係数(正規化した極限支持力度)}$$

表-3 試験結果一覧

地盤	推定値	近似式
岩砕 無補強	$\phi=47.4$ $c=0$ (kN/m ²) $N_\gamma=380.2$ $\mu=-1.11$	$q_u = 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$
岩砕 補強土	$\phi=47.4$ $c=3.3$ $N_\gamma=380.2$ $N_c=184.4$ $\mu=-1.11$ $\lambda=-1/3$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$
砂れき	$\phi=45.6$ $c=50.0$ $N_\gamma=252.0$ $N_c=144.6$ $\mu=-1.18$ $\lambda=-1/3$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.18}$
軟岩 (風化)	$\phi=37.7$ $c=100.0$ $N_\gamma=50.9$ $N_c=60.0$ $\mu=-1.26$ $\lambda=-1/3$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.26}$
軟岩	$\phi=44.0$ $c=28.0$ $N_\gamma=179.4$ $N_c=118.6$ $\mu=-3.40$ $\lambda=-1/3$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_\gamma \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-3.40}$

N_γ の補正係数のパラメータ μ は、 $-1.1 \sim -3.4$ と推定され、道示の値 $-1/3$ に対し開きがあった。そのため一般的な 300mm 板により推定した N_γ は大きく推定される傾向にある。600mm 板による値との比は以下で算出できる。

$$\frac{N_{\gamma 300}}{N_{\gamma 600}} = \frac{N_{\gamma 0} (0.3/B_0)^\mu}{N_{\gamma 0} (0.6/B_0)^\mu} = 0.5^\mu \quad \begin{matrix} N_{\gamma 300}, N_{\gamma 600}: \text{それぞれ 300mm, 600mm 載荷板} \\ \text{による平板載荷試験から推定した支持力} \\ \text{係数 } N_\gamma \end{matrix}$$

※ $\mu = -1.1$ の場合: $0.5^\mu \approx 2.1$, $\mu = -3.4$ の場合: $0.5^\mu \approx 10.6$

今回の試験ケースでは、600mm 板により推定される N_γ は、300mm と比べ、大きく推定される傾向を 2~10 倍程度軽減できたと考える。

6. 地盤反力係数 k の寸法効果

図-3, 4に、地盤反力係数 k と載荷板寸法の関係を示す。岩砕・砂れきでは、おおむね -1 乗付近に分布し、軟岩では -1.75 乗と、道示の $-3/4$ 乗とは合致しなかった。そのため 300mm 板による k の推定値は大きく推定される傾向にある。600mm 板による推定値との比は以下で算出できる。

$$\frac{k_{300} (B/0.3)^{-3/4}}{k_{600} (B/0.6)^{-3/4}} = \frac{k_{300} (B/0.3)^{-3/4}}{k_{300} (0.6/0.3)^n (B/0.6)^{-3/4}} = 2^{n-3/4}$$

k_{300}, k_{600} : それぞれ、300mm, 600mm 載荷板による平板載荷試験により得られた地盤反力係数

※ $n=0.92$ の場合: $2^{n-3/4} \approx 1.13$, $n=1.75$ の場合: $2^{n-3/4} \approx 2.00$

600mm 板による k の推定値は 300mm と比べ、最大で 2 倍程度大きく推定される傾向を軽減できたと考える。

7. まとめ

- (1) ワイブル分布は平板載荷試験の荷重変位関係をよく表し、極限支持力推定や結果整理に有用である。
- (2) 600mm 板による推定値は 300mm と比べ、 N_γ で 2~10 倍、 k で最大 2 倍程度大きく推定される傾向を軽減可能。

【参考文献】 1) 日本道路協会: 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.269-279, 2002.3. 2) 地盤工学会: 支持力入門 pp.102-103, 1990.11 3) 日本道路協会: 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.250-258, 1996.12. 4) 日本道路協会: 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.254-257, 2002.3. 5) 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, 1968.1. 6) 宇都一馬ほか: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工 Vol.10, No.9, pp.21-30, 1982.9

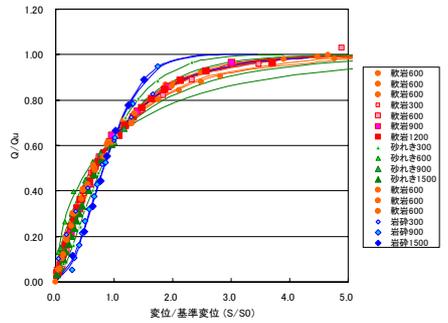


図-1 $Q/Q_u - S/S_0$ 曲線

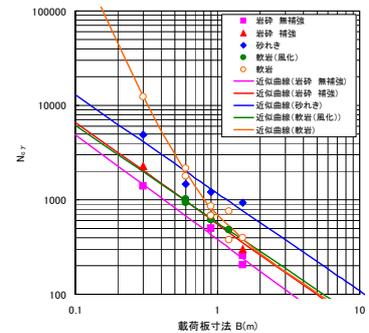


図-2 正規化した極限支持力度と載荷板寸法の関係

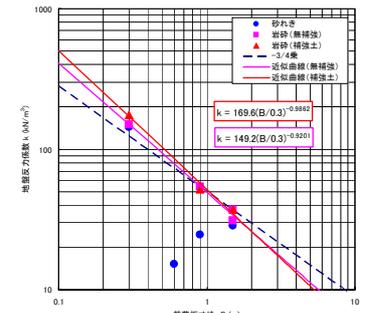


図-3 載荷板寸法と地盤反力係数の関係 (岩砕, 砂れき)

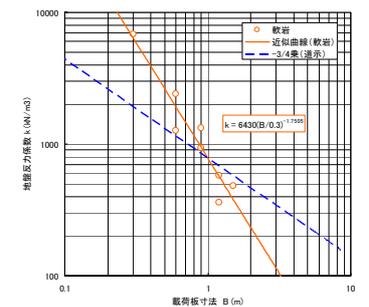


図-4 載荷板寸法と地盤反力係数の関係 (軟岩)