

砂地盤の浅い基礎の支持力について II

—理論と実際—

On bearing capacity of shallow foundation on sand II

—Theory and actual behavior—

龍 岡 文 夫*

Fumio TATSUOKA

1. はじめに

前号²⁴⁾で、解析対象の地盤内での破壊時の ϕ が一定とした古典的支持力理論では、実際的支持力試験の結果を説明できないことを述べた。本報告では、このことをさらに詳しく論ずる。

2. ϕ 一定支持力理論

極限つりあい状態にある地盤内の内部摩擦角 ϕ を地盤内で一定とした (すなわち土を等方剛塑性体と仮定した) 古典的支持力理論は次の3つに分類できよう。

(1) 想定したすべり線 (面) 上の静的な力のつりあい条件から、最小的支持力を与えるすべり面の形と位置を求めてゆく極限つりあい法。^{25),26)} この手法には数学的厳密さはなく、近似的解法と言える。研究者によって想定したすべり面の形 (特にフーチング下のくさびの角度 ψ , 図-1²⁴⁾) が異なり、異なった結果を与えている。

(2) $\phi = \nu$ を仮定し、境界での変位の条件 (フーチング底面が平面を保ち沈下する) を満たし、かつ地盤内の全ての点でひずみと変位の適合条件が満たされている変位 (ひずみ) 場の中で最も小さい支持力を与えるものを求めるいわゆる「上界値」的方法。⁷⁾ この解法では想定した変位 (ひずみ) 場の違い (おもに図-1 に示す ψ の違い) によって異なった解が得られる。

(3) 境界での応力の条件 (フーチング底面での摩擦角 δ に関する条件) を満たし、地盤内の全ての点で応力のつりあい式と破壊条件を満足させている (応力が破壊応力以下という意味で) 応力場の中で最大の支持力を与えるものを求めるいわゆる「下界値」方法。^{9),11~16),27)~29)} この手法において結果に影響を与えるのが δ に関する仮定であるが、 δ の値とその分布の仕方は土を剛塑性体としている限り解析的に求まらない不静定値であるため、研究者によって異なった仮定をしており、したがっ

て異なった解が得られている。

$\phi = \nu$ の物質に対しても、(1)の解は真値よりも大きいかも知れないし、小さいかも知れない。しかし、(2)と(3)の解は一致しうる。そのときは、境界での変位と応力に関する条件、地盤内での応力のつりあい条件、ひずみと変位の適合条件、土の破壊条件式は全て満たされている。 $\nu < \phi$ の物質でも、(2)と(3)の解は一致しうる。そのときは、応力の特性曲線とひずみの特性曲線は一致していないが、その関係は、 $\nu \sim \phi$ 関係および σ_1 方向と ϵ_1 方向の關係に規定されている。

図-8は、これらの解法による $N_f \sim \phi$ 關係をとりまとめたものである。この中で Lundgren and Mortensen²⁹⁾ の曲線は文献³⁰⁾によった。原典²⁹⁾では $\phi = 30^\circ$ の解しか示されていない。図中の \times 印のデータは文献²⁹⁾に示す方法で金藤³¹⁾が計算しなおしたものであり、大略上記の曲線と一致している。図中の Δ 印のデータは川井^{32),33)}による

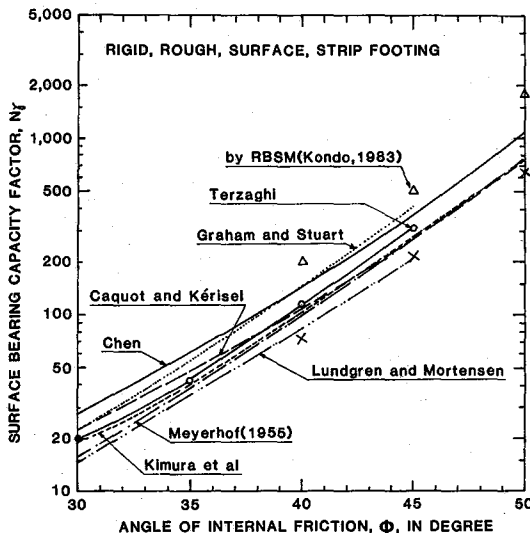


図8 ϕ 一定を仮定した理論による $N_f \sim \phi$ 關係のまとめ

* 東京大学生産技術研究所 第5部

研究速報

新離散化モデル(RBSM)による計算値であり、要素分割例は図-9に示す。この方法は「上界値」的手法であるが、おそらく要素分割が十分に細くないためか、他の手法による解よりも高めの値を与えている。これらの理論解の幅はRBSMによる解を別にしている、大変大きく、最大値と最小値の比で約2倍程度ある。このことは、実際のフーチング底面でのまさつ角の値と分布、くさびの形を研究することの重要性を強く示唆している。今後の課題である。

3. 理論値と実験値の比較

従来、二次元状態に対する ϕ 一定とした支持力理論による $N_r \sim \phi$ 関係と、 $L/B=6$ のときの支持力試験による N_r と三軸圧縮試験による ϕ の関係を比較した例が多かった。図-10³⁴⁾はその代表的な例である。図中のプロットは実験結果であり、 $B=3.8 \sim 6.5$ cmであり、三軸試験での σ_3 は0.5と2 kgf/cm²の間にある。 $L/B=6$ のときの N_r が平面ひずみのときの N_r と等しいと仮定することが多いが、それはDe Beer⁵⁾による $L/B=1(13.3 \text{ cm}/13.3 \text{ cm}) \sim 6(22.8 \text{ cm}/3.8 \text{ cm})$ の実験によって得られた

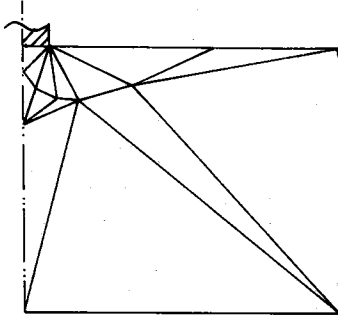


図9 新離散化モデルを用いて支持力を計算したときの要素分割例($\phi=40^\circ$)³¹⁾

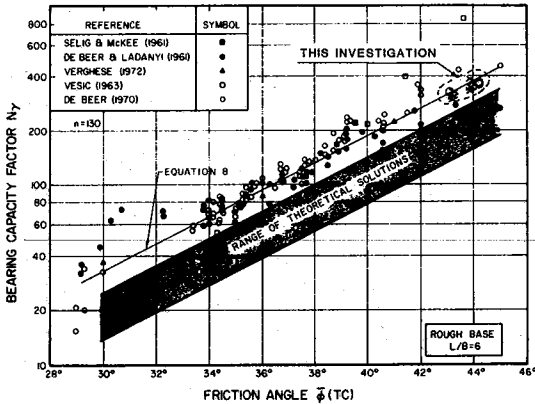


図10 IngraとBaecher³⁴⁾による $N_r \sim \phi$ 関係のまとめおよび今回の実験結果($B=2.5$ cm, \circ 印 $L/B=\infty$, \times 印 $L/B=5.28$)

経験式

$$q_u = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_r \cdot S_r, \quad S_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \dots \dots (2)$$

に基づいているようである。すなわち、(2)式で、 $L/B=6$ のときは $S_r=0.93$ になり、平面ひずみのとき($L/B=\infty$)の $S_r=1.0$ に近い値になる。しかし信頼のおける平面ひずみ状態での測定された N_r の値と、 $L/B=6$ の場合の N_r の値を直接比較した例はないようである。そこで、図-11に示すように中型砂箱を用いて $L/B=13.2 \text{ cm}/2.5 \text{ cm}=5.28$ で支持力実験を行って図-10に示す従来のデータ、および同じ砂箱を用いた平面ひずみ条件($L/B=\infty$)でのデータと比較した。図-12は同じ中型砂箱を用いた $L/B=\infty$ (ただしフーチング荷重は中央1/3で測定)の場合と、 $L/B=5.28$ の場合の正規化したフーチング応力とフーチング沈下の関係であり、図-13は、 N_r と

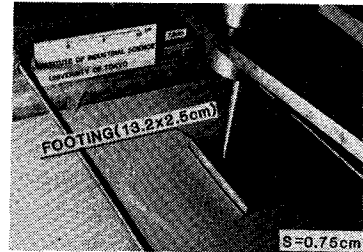


図11 $L/B=13.3 \text{ cm}/2.5 \text{ cm}$ の支持力実験における破壊後($S/B=0.3$)の状況

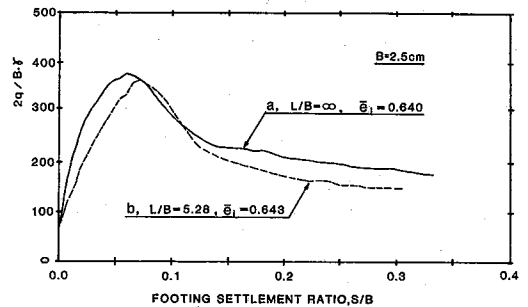


図12 $L/B=\infty$ と5.28の場合の支持力実験の比較

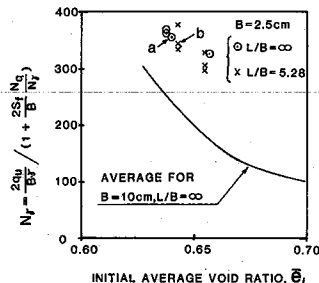


図13 $L/B=\infty$ と5.28の場合のフーチング沈下量ゼロの状態に換算した N_r の比較

..... 研 究 速 報

$\bar{\epsilon}_i$ の関係である。図-12のデータは図-13に示す a, b のデータに対応している。図-10には、図-13に示す N_r と、その e の値に対応する ϕ の値を図-7の⑤の曲線 (すなわち、 $\sigma'_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の三軸試験から求めたメンブレン力に対して応力補正してある ϕ と、その供試体の $\sigma'_c = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$ のときの e の関係) から求めた ϕ の関係をプロットしてある。図-10の○印と×印は図-13の○印と×印に対応している。図-10, 12, 13から次のことが分かる。

(1) $L/B = 5.28$ の場合の地盤の破壊のパターンは、図-11に示すように、 $L/B = \infty$ (平面ひずみ) の場合と相当異なっているにもかかわらず、その支持力特性は大変よく似ている。したがって、(2)式は $L/B = \infty (B/L = 0)$ まで適用してよさそうである。

(2) 今回行った $L/B = 5.28$ のデータと従来のデータは大変似ている (図-10)。

したがって、以下に示す平面ひずみ状態 ($L/B = \infty$ の場合) に対する支持力特性に対する検討の内容は、 $L/B = 5 \sim 6$ の場合の支持力特性を平面ひずみ問題として検討する場合にそのまま適用できそうである。

Ko and Davidson⁶⁾は図-10のような比較の方法は正しくないことを指摘し、幅 $W = 10 \text{ cm}$ の砂箱 (側面はガラス) を用いて $B = 7.6 \text{ cm}$ と 15 cm のフーチングを用いた支持力実験による N_r と、 $\sigma'_s = 12 \text{ psi} (0.83 \text{ kgf/cm}^2)$ で行った平面ひずみ圧縮試験 (図-1での a の要素、図-4での① PSC-V に対応する) で得られた ϕ の値を用いて理論値と比較している (図-14に示す●印のデータ)。しかし、この比較でもまだ厳密さが十分ではないと思われる。つまり、 W/B が小さすぎて側面摩擦の影響は相当大きいと考えられ、 N_r を相当過大評価している可能性があり、また砂の強度異方性、進行性破壊の要因の無視をしているからである。

進行性破壊の要因は無視しているが強度異方性の要因を取り入れた理論解としては、フーチング底面がなめらかな場合に対して小田ら²³⁾の解、粗な場合に対して Meyerhof の解²²⁾、木村らの解¹¹⁾がある。Meyerhof²²⁾は図-1の要素 a に対応する ϕ_{PSC-V} と要素 b に対応する ϕ_{PSC-H} が異なっているときの、他の角度 β (の方向と鉛直方向のなす角) に対する ϕ は

$$\phi = \phi_{PSC-V} - (\phi_{PSC-V} - \phi_{PSC-H})\beta/90^\circ \dots\dots\dots (3)$$

であらわせるとして、Meyerhof (1955)²⁶⁾の方法を用いて異方性地盤に対する理論解を求めている。その結果、異方性地盤の N_r は、その内部摩擦角が $\phi = (2+m)\phi_{PSC-V}/3 (m = \phi_{PSC-H}/\phi_{PSC-V})$ である等方性地盤の N_r と等しいとみなせることを示した。図-14には、等方性地盤 ($m=1$) に対する $N_r \sim \phi$ と、 $m=0.9$ の異方性地盤の $N_r \sim \phi_{PSC-V}$

関係と $N_r \sim \phi_{PSC-H}$ 関係を示す。ただし、 $N_r \sim \phi_{PSC-V}$ の関係は、等方性地盤の N_r と、それに対応する ϕ を用いて $\phi_{PSC-V} = 3 \cdot \phi / (2+m)$ として求めた ϕ_{PSC-V} との関係であり、 $N_r \sim \phi_{PSC-H}$ 関係は、この N_r と $\phi_{PSC-H} = 3 \cdot m \cdot \phi / (2+m)$ との関係である。

一方、木村らの解¹¹⁾は、下界値法であり、(3)式の代わりに

$$\phi = \phi_{PSC-V} / \sqrt{\cos^2 \beta + (\sin \beta / m)^2} \dots\dots\dots (4)$$

を用いて Kötter の方程式を積分して (すなわち応力の特性曲線網を求めて) N_r の値を計算している。図-14に示す②の曲線はこのようにして求めた等方性地盤の $N_r \sim \phi$ 関係、①と③は異方性地盤に対する実測の m の値 ($D_r = 67\%$ で $m = 0.933, D_r = 88\%$ で $m = 0.817$) を用いて求めた $N_r \sim \phi_{PSC-H}$ 関係と $N_r \sim \phi_{PSC-V}$ 関係である。Meyerhof と木村らの計算結果は、 ϕ_{PSC-V} の値を ϕ とみなして、等方性地盤 ($m=1$) に対する $N_r \sim \phi$ 関係を用いて N_r の値を求めると、強度の異方性を無視しているという点で N_r の値を過大評価することを示している。

木村ら^{11), 12)}は、 $30g$ ($1g$ は重力の加速度) の遠心力が作用しているもとの豊浦砂を用いた支持力実験 (フーチング幅 $B = 3 \text{ cm}$, 砂箱奥行 $W = 10 \text{ cm}$) と、それに対応する応力レベルでの平面ひずみ圧縮試験を行っている (表-1²⁴⁾)。図-14での④、⑤の曲線はこのようにして得られた実測の $N_r \sim \phi_{PSC-H}$ 関係と $N_r \sim \phi_{PSC-V}$ 関係である。木村らは理論解①、③よりも実験値④、⑤の N_r が小さいのは、 $30g$ という原位置の応力レベルと近い高応力レベルでは破壊の進行性が著しいからであると説明している。図-14中に示す×印のデータポイントは、データポイント a に対応する理論解である。¹¹⁾すなわち、実測した模型地盤内のひずみの大きさに対応した動員された摩

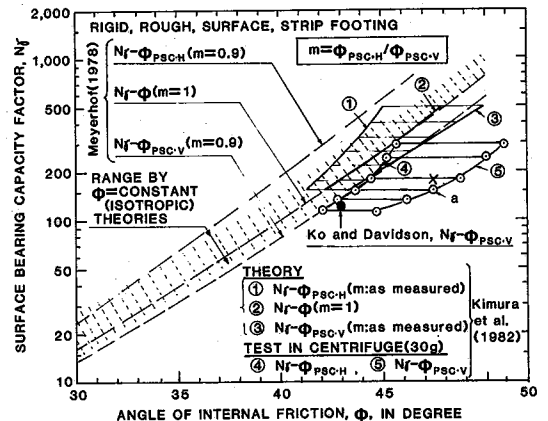


図14 異方性地盤に対する理論 $N_r \sim \phi$ 関係と、実験値¹¹⁾の比較

研究速報
 擦角 $\phi_{mob.} = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)\}_{mob.}$ を用いて下界値法で求めた N_r の値と $\phi_{PSC.V}$ の値の関係を示している。この二つのデータポイントが近いことから、木村ら¹¹⁾は、原位置での支持力の解析には破壊の進行性の考慮が必須であるとしている。しかし、1gのもとでの模型支持力実験ではこのようなことが成り立つかどうかは実証されていない。

図-15に示す①と②の関係は、筆者の研究室で行った1gのもとでの $B=10\text{ cm}$ の実験で得た N_r と平面ひずみ圧縮試験での $\phi_{PSC.V}$ および $\phi_{PSC.H}$ の関係である。木村ら¹¹⁾の30gのもとでの実験で得られた関係(図-14の④、⑤)ときわめて似ている。すなわち、1gのもとでの小型模型実験でも、地盤の破壊は大変進行的であると言える。したがって、1gのもとでの小型模型実験でも、地盤の破壊のメカニズムは原位置の場合と基本的に類似である可能性があり、1gのもとでの小型模型実験でも十分意味ある研究ができると思われる。

一方、興味深いことは、図-15で三軸試験の ϕ を用いた③、④、⑤の実験による $N_r \sim \phi$ 関係と、 ϕ 一定とした理論 $N_r \sim \phi$ 関係が似かよっていることである。これは、今までの議論から明らかなように、単に偶然の結果である。このことは、単に実験値と理論値が一致するかどうかだけで、その理論の正しさを検証することの危険性を示している。実際の現象の実態の考察が重要なようである。

4. あとがき

図-15に示す $\phi_{PSC.V}$ と $\phi_{PSC.H}$ の値は若干の再吟味が必要である。すなわち、模型実験と同じ応力レベルでの平面ひずみ圧縮試験を行い、 ϕ の値をメンブレン力などを

正しく考慮して求める必要がある。おそらく、正しい ϕ の値を用いても図-15に示す①、②の関係は大きく変化することはないであろう。

けっきょく、原位置でも、1gのもとでの小型模型実験でも、 N_r の値を、要素実験による ϕ の値を用いて正しく理論的に求めるには、少なくとも強度異方性、破壊の進行性の両方を正しく考慮する必要があるようである。これは、他の土質力学の極限安定の諸問題でも共通のことと思われる。

謝 辞

図-12, 13に示す模型実験は、受託研究員前田孝氏が行った。末筆ながら感謝の意を表します。

(1984年5月7日受理)

参考文献

24) 龍岡文夫(1984), "砂地盤の浅い基礎の支持力について I—何が問題か—", 生産研究, 36巻, 6号, 53~58頁
 25) Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1966), "Soil mechanics in engineering practice, 2nd ed." John Wiley and Sons, Inc., New York
 26) Meyerhof, G. G. (1955). "Influence of roughness of base and ground water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations," Géotechnique, Vol. 5, No. 3, pp. 227-242
 27) Vesic(文献19)の引用による。Caquot, A. and Kérisel, J. (1953), "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent," Proc. 3rd Int. Conf. on SMFE, Zurich, Vol. 1, pp. 336-337
 28) Sokovskii, V. V. (1965), "Statics of granular media," Pergamon Press
 29) Lundgren, H. and Mortensen, K. (1953), "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand," Proc. 3rd Int. Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 409-412
 30) De Beer, (1965), "Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand," Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ., Durham, pp. 15-33
 31) 金藤浩司(1983), "補強材設置による砂の強度増加に関する極限解析," 東京大学修士論文
 32) 竹内則雄・川井忠彦(1980), "新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その2)—支持力問題—" 生産研究, 32巻, 8号, 16~19頁
 33) 竹内則雄(1981), "新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析法に関する基礎的研究," 東京大学博士論文
 34) Ingra, T. S. and Baecher, G. B. (1983), "Uncertainty in bearing capacity of sands," Jour. GE Div., Vol. 109, No. 7, July, pp. 899-914

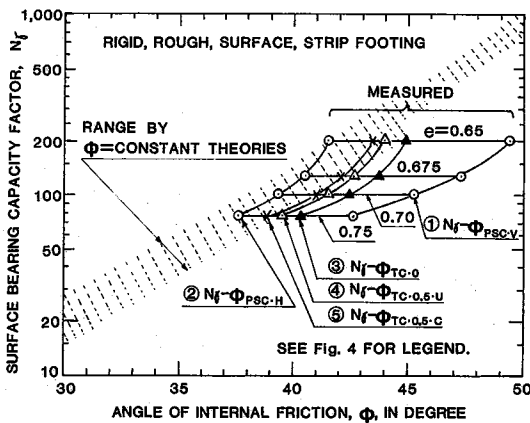


図15 ϕ 一定仮定による理論 $N_r \sim \phi$ 関係と実測 $N_r \sim \phi$ 関係の比較(文献24)の図-6と同一)