

新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析 (その7)

— 斜面の支持力 (2) —

Limit Analysis of Soil and Rock Foundations by Means of New Discrete Models (7th Report)

—Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes (2)—

竹内 則雄*・波田 光敬**・川井 忠彦*

Norio TAKEUCHI, Mitsutaka HADA and Tadahiko KAWAI

1. はじめに

斜面法肩に構造物を施工し、その極限支持力を検討したとき、法面勾配や載荷位置によって、大きくすべり線や極限支持力値が異なる。このような点に着目して、香川・中井らは稲城砂を用いて带状荷重を載荷した模型斜面の支持力実験を行っており¹⁾ また、実験に合わせて円弧すべり面を仮定する簡易解析や材料非線型を考慮した有限要素解析を試みている。しかし、前者の方法では層すべり等の表現が難しく、また、後者の解析法では明確なすべりを理解することができない。しかも、有限要素解析から得られる変位については、あくまでも連続体近似であるため、載荷面直下におけるすべりの現象を表現することができず、実験とはかなり異なるようである。一方、川井によって提案された新離散化モデルは一般化された極限解析用のモデルであり、明確なすべり線を知ることができる²⁾ さらに、載荷面直下のようにすべりが卓越する部分では、弾性ひずみよりむしろ剛体運動の方が支配的となり、川井モデルは、このような場合に対して有効に利用できるものと思われる。そこで本論文では川井モデルにより前述の模型実験を解析し、川井モデルが斜面上の支持力問題に対して、より有効な解析法となり得ることを示す。

2. 解析条件

解析した斜面は文献1)にある3つの模型実験のうち、法勾配 1:0.5 の第2回実験 (以下CASE-2 とする) と 1:1.5 の第3回実験 (以下CASE-3 とする) のものである。それぞれの斜面の寸法形状を図2・1と図2・2に示す。解析に用いた定数は文献1)より、土の単位体積重量 $\gamma_d = 0.0016 \text{ kgf/cm}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ 、粘着力 $C = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ とした。さらに、ポアソン比 ν は平面歪条件下の K_0 -圧密を考えることにより、

$$\nu = K_0 / (1 + K_0)$$

* 東京大学生産技術研究所 第2部

** フジタ工業 (株) 技術研究所

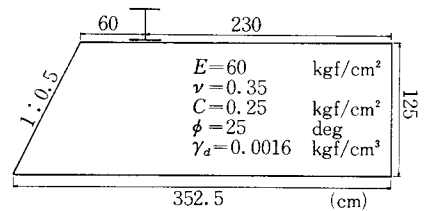


図2・1 CASE-2

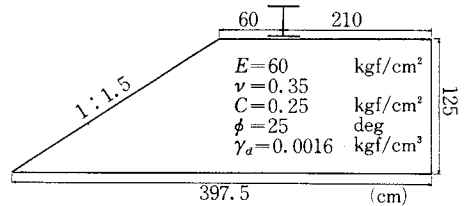


図2・2 CASE-3

で表され、Jákyの式 $K_0 = 1 - \sin\phi$ より $K_0 = 0.577$ を用いて、 $\nu = 0.366 \approx 0.35$ とした。そして、弾性定数 E は三軸圧縮条件下で

$$\epsilon_1 = 1/E \cdot [\sigma_1 - \sigma_3 - (2\nu - 1)\sigma_3]$$

となることから、図2・3に再録した三軸試験結果より、模型斜面内の代表的側圧と思われる $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ における $\epsilon_1 = 1\%$ の割線弾性定数 $E = 60 \text{ kgf/cm}^2$ とした。これらの定数値はCASE-2, CASE-3ともに同一の値とした。図2・4はCASE-2の要素分割図を示したもので、総要素数368, 節点総数198, スプリング総数519, 一要素の最大節点数は載荷板に相当する要素の5である。この要素分割では、あらかじめ載荷板直下のくさびとそこから延長される対数らせんおよび2つの円弧を想定している。なお、この問題について格子状に要素分割を行って解析してみたところ、後述するすべり線に近い解析結果が得られることが分かっている。同様に、図2・5はCASE-3の場合を示したもので、総要素数313, 節点総数169, スプリング総数431で、一要素の最大節点数

研究速報

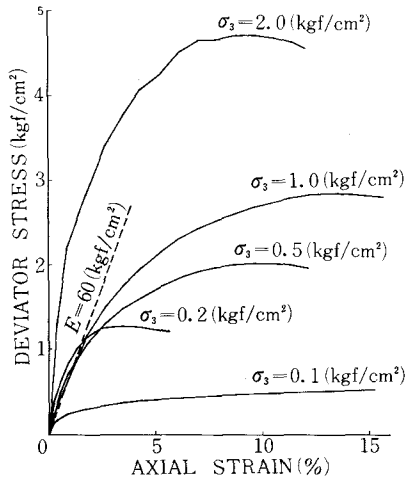
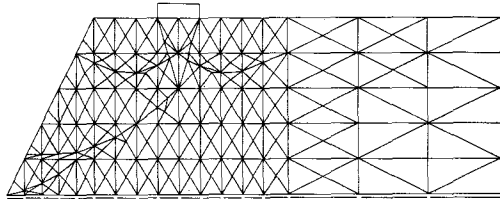
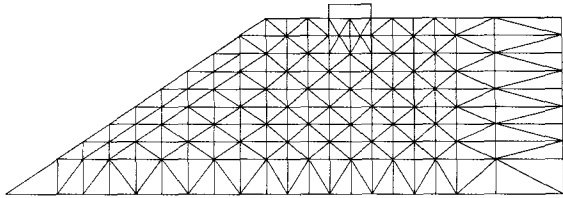


図2-3 三軸試験結果



NO. OF ELEMENTS = 368
 NO. OF NODES = 198
 NO. OF SPRINGS = 519

図2-4 要素分割図 (CASE-2)



NO. OF ELEMENTS = 313
 NO. OF NODES = 169
 NO. OF SPRINGS = 431

図2-5 要素分割図 (CASE-3)

は載荷板の5である。この場合には、載荷板直下のくさび以外は無作為の要素分割とした。

3. 解析結果および考察

3.1 破壊荷重と破壊パターン 図3-1はCASE-2の破壊パターンを比較したもので、図中の破線は実験により観測されたクラックを、実線は解析によりすべりが発生した要素境界線を結んだものである。実験から得られたすべり線は通常の円弧すべりに近い形状をしており、解析結果も非常に良く対応したパターンを示している。また、極限支持力値も2.467 kgf/cm²で、実験値(2.44 kgf/cm²)と良好な一致を与えている。

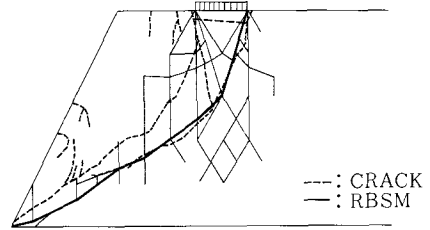


図3-1 破壊パターン (CASE-2)

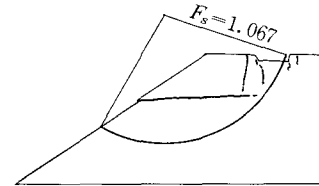


図3-2 円弧すべり計算 (CASE-3)

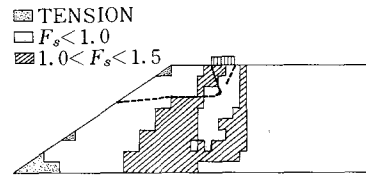


図3-3 FEM (非線形) 結果 (CASE-3)

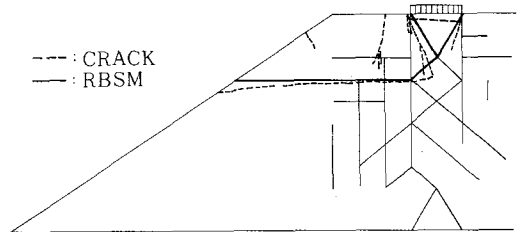


図3-4 破壊パターン (CASE-3)

次に、図3-2はCASE-3の場合を円弧すべり面法により計算した結果と、実験によるすべり線を比較したものであり、破壊パターンが大きく異なっている。これは円弧すべり面法では層すべりの表現が困難であることを示すものである。従来、このような層すべりについて複合すべり面法があるが、この方法では、すべり面の仮定が非常に困難であるという欠点を持っている。同様に図3-3は、有限要素法による非線形解析³⁾の安全率の分布と破線で示した実験によるクラックを比較したものであるが、安全率で示されるすべり線は層すべりよりむしろ円弧すべりに近い形となっている。これに対して、同じ斜面破壊を川井モデルにより解析した結果と比較したのが図3-4であり、実験による層すべり破壊とはほぼ一致した破壊パターンが得られている。極限支持力値は3.611

kgf/cm²と実験値 (3.11 kgf/cm²) に対して, 16.1%の誤差があるものの, 法勾配による破壊パターンの差異を如実に表現しており, 川井モデルが斜面上の支持力問題について, 円弧すべり面法や有限要素法より有効な解析法となり得ることを示していると思われる。

3.2 土圧と変位 実験においては, 斜面内に発生する土圧をそれぞれ数箇所において測定しているが, 図3・5はCASE-2の測点No.3とNo.6の土圧を比較したものである。図中の実線はそれぞれ解析値を, 破線は測定値を結んだものであり, その測定位置を同図の左上に示してある。測点No.3では良好な一致を示しており, またNo.6においては測定値と多少異なるものの, 荷重

の増加に伴う土圧分布の状態を定性的に良く捉えているものと思われる。同様に, 図3・6と図3・7はそれぞれCASE-3の測点No.3とNo.8の土圧を比較したものである。最終的な土圧そのものの値に対しては多少異なるが, 定性的に十分理解できる解が得られた。

次に図3・8と図3・9はそれぞれCASE-2とCASE-3における荷重沈下曲線を示したものである。CASE-2の場合, 解析値は破壊に至るまで非常に良く一致しており, 少ない定数を用いた解析結果としては驚くべきことである。CASE-3の場合, 破壊荷重の差異を考慮すれば, 実測値と良好な一致を示しているものと思われる。図3・10(a)はCASE-2の破壊時における斜面上の垂直変位を比較したものである。図中の実線は解析値を, 破線は同図の右に示す位置において測定された隆起変位を結んだものである。測定による変位は法肩で大きく,

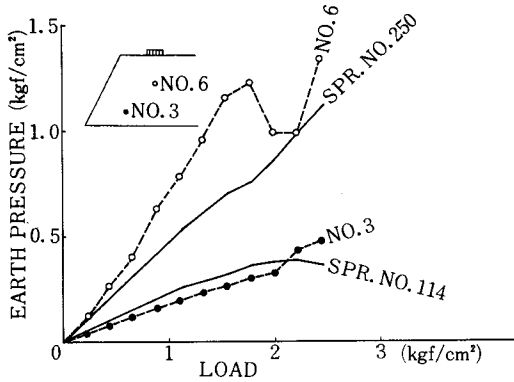


図3-5 土圧 (CASE-2)

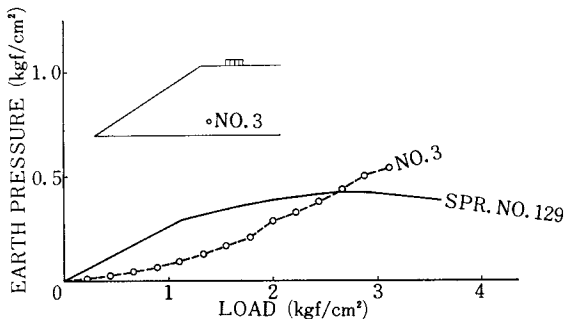


図3-6 土圧 (CASE-3)

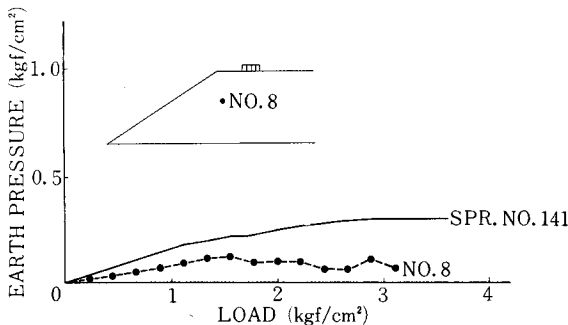


図3-7 土圧 (CASE-3)

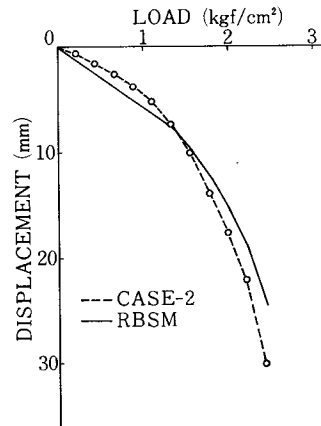


図3-8 荷重沈下曲線 (CASE-2)

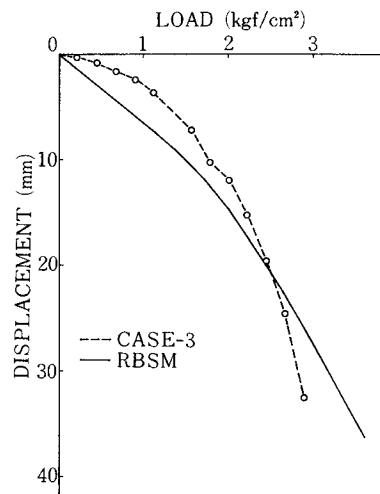


図3-9 荷重沈下曲線 (CASE-3)

研究速報

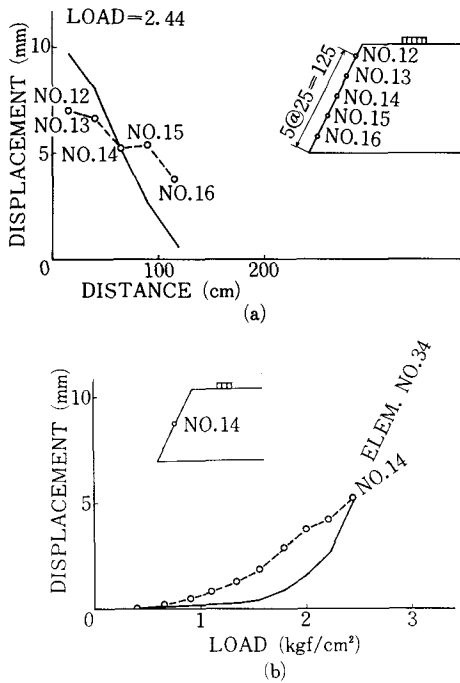


図3-10 斜面上の垂直変位 (CASE-2)

法尻で小さくなっているが、解析値もその傾向を良く表しており、また測点 No. 14 において両者はほとんど一致している。同図の測点 No. 14 の変位と荷重の関係を示したのが、図3-10 (b) で荷重の増加に伴う変位の傾向を良く表している。同様に、CASE-3 の破壊近くにおける斜面上の変位を比較したのが図3-11 (a) である。実験では法肩の変位が非常に大きいものとなっており、解析結果と多少異なるが、斜面中央付近からはかなり良い一致を示している。なお、図中の一点鎖線は有限要素法による弾性解¹⁾の結果を示したものであるが、斜面中央付近で変位が最大となり、傾向も大きく異なっている。図3-11 (b) は、同様に測点 No. 13 の変位と荷重の関係を示したもので、良い対応関係となっている。

以上の土圧・変位に対する測定値との比較から、川井モデルによる斜面内の土圧は良い近似解を示すものと思われる。一方、変位についてはすべり線付近において良好な値を与えているものの、弾性域と考えられる所ではその誤差が大きくなっている。また、図3-11 (a) における測点 No. 10 の変位が沈下となって、解析とは異なる傾向を示している。これは測点付近のせん断力の増加に伴い土が圧縮したためと考えられるが、解析ではこのような土のダイレイタンスを構成式において考慮していないためであろう。しかしながら、載荷面の変位に対しても定量的に良い結果が得られたことは、斜面上にある構造物の支持力問題に対して、川井モデルがより有効な

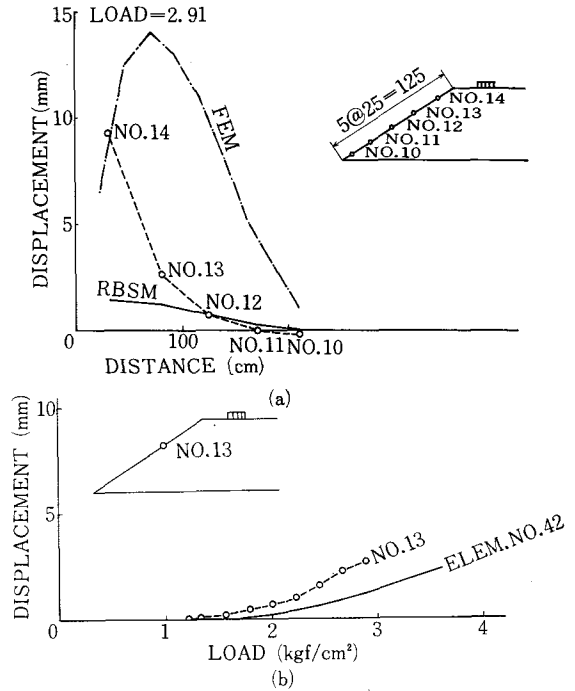


図3-11 斜面上の垂直変位 (CASE-3)

解析法となり得ることを示すものである。

4. おわりに

近年、地盤安定解析に有限要素法が多用されているが、クラックや層すべりという不連続な現象の解析に対しては、あまり期待できる結果が得られていなかった。また、従来から斜面安定計算に用いられてきた簡易法は、すべり面を仮定するところに大きな難点があった。しかしながら、川井モデルを用いた極限解析により斜面上の支持力問題について、きわめて精度の高い極限支持力値を得ることができた。また土圧や変位についても、測定値と良い対応関係が得られたことは、川井モデルがこの種の問題についても、より有効な解析法となり得ることを示しているものと考えられる。(1981年3月19日受理)

引用文献

- 1) 後藤・香川:「帯荷重による斜面の応力・変形とその解析」, 第9回土質工学研究発表会, p. 629 ~ p. 632, (1974)
- 2) 後藤・香川・中井:「帯荷重による斜面の応力・変形とその解析 (第2報)」, 第10回土質工学研究発表会, p. 591 ~ p. 594, (1975)
- 3) 後藤・香川・中井:「帯荷重による斜面の応力・変形とその解析 (第3報)」, 第31回土木学会年次学術講演会講演概要集, p. 213 ~ p. 214, (1976)
- 4) 竹内・川井:「新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析 (その3)」, 生産研究 Vol32, No. 8, p. 20 ~ p. 23, (1980)