

人工軟岩を用いた室内平板載荷試験

LABORATORY PLATE LOADING TESTS FOR ARTIFICIAL SOFT ROCKS

山口嘉一*・岡部 登**

Yoshikazu YAMAGUCHI and Noboru OKABE

Embankment dams are often constructed on soft rock foundations. Then, it is important to precisely predict deformation of the foundations due to the fill placement of embankment dams in the design stage. Plate loading tests are commonly used to evaluate deformability of the foundations for dams. Therefore, it is required to enhance the accuracy of evaluation of deformability of the foundations using plate loading tests. In this paper, we carried out laboratory plate loading tests for artificial soft rocks. From the results of the test and the numerical analysis considering nonlinear deformability of artificial soft rocks, we studied the behavior of soft rocks during plate load testings.

1. まえがき

ダムや橋梁基礎などの大型構造物を建設する場合、基礎岩盤の変形に対する構造物の安全性を検討する必要がある。ダムに関して見ると、フィルダムは堤体の基礎変形への追従性の良さ（構造物の柔軟性）から、コンクリートダムの基礎より相対的に軟質な岩盤、いわゆる軟岩を基礎とすることが多い。しかし、フィルダムの基礎に過大な変形が生じると、監査廊の構造的な安定性を脅かすだけでなく、監査廊周辺の基礎岩盤や堤体内の応力分布が変化することにより破壊領域が発生し、遮水機能に支障をきたす可能性がある。したがって、監査廊の設計や遮水を目的とするダム堤体としての安全性を検討するために、精度良く基礎軟岩の変形量を予測する必要がある。

ダム基礎軟岩の変形性評価には平板載荷試験が一般に用いられるので、平板載荷試験による基礎軟岩の変形性評価精度を高めることが重要である。本研究では、平板載荷試験時の軟岩の挙動を把握することを目的として、人工軟岩地盤を用いた室内平板載荷試験を行うとともに、人工軟岩の供試体を用いた高精度の三軸圧縮試験により、その非線形変形特性を厳密に評価した。さらに、その非線形変形特性を考慮した数値解析による平板載荷試験のシミュレーションを行い、試験結果の再現性を検討した。

2. 人工軟岩を用いた室内平板載荷試験

作製した人工軟岩地盤は、監査廊設置に際して注意を要するフィルダムの軟岩基礎を想定し、その一軸圧縮強度 $q_u = 1.5 \text{ MPa}$ 程度を目標とした。本実験を行うにあたり、事前に予備試験を行い、この条件を満たす配合をセメント：水：砂を質量比で6：24：70と決定した。なお、セメントは早強ポルトランドセメント、砂は珪砂7号を使用した。人工軟岩地盤は、上記配合で十分攪拌した試料を内径60cmの円筒土槽内に投入し、980 kPaの上載荷重で24時間圧密し、高さ40～45 cm程度に仕上げた。圧密終了後、2週間の養生を経て、表面を整形し、載荷板のベディングエラーを排除するために載荷面にセメントペーストでフェーシングを施した。その後さらに2週間の養生を経て室内平板載荷試験に供した。なお、載荷試験終了まで人工軟岩地盤を水浸状態に保った。

載荷板には直径5 cmの金属製の円柱を用い、載荷は変位制御で0.014 mm/minの速度で行った。これは、軟岩を対象とした原位置試験における一般的な荷重載荷速度である196 kPa/min¹⁾に相当する室内載荷試験での変位速度を、半無限弾性地盤に円柱剛板を圧入する場合の弾性理論解より求めたものである。その際、人工軟岩の

* 正会員 工博 建設省土木研究所

** 正会員 工修 建設省土木研究所

弾性係数を事前配合試験結果より 490 MPa とした。载荷中の地表面の鉛直変位をダイヤルゲージで、水平変位を非接触型変位計で、地表面ひずみをひずみゲージを地表面に貼付けて計測した (図 1 参照)。载荷中の人工軟岩の排水状態は、試験条件を再現した変形・浸透流連成解析結果から、透水係数が 10^{-7} cm/sec オーダまで排水条件と考えられることがわかった。人工軟岩試料の透水試験で得られた透水係数は、後述するように $10^{-4} \sim 10^{-5}$ cm/sec オーダ (図 4 参照) であり、本試験は排水条件下で行ったと考えられる。

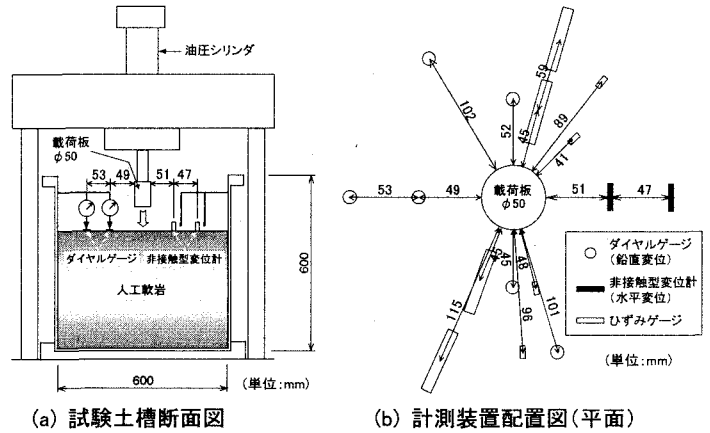


図 1. 試験土槽概要

3. 人工軟岩の力学特性と数値モデル化

室内平板载荷試験終了後、人工軟岩地盤を解体、ブロックサンプリング法により不攪乱試料を採取し、室内試験により人工軟岩地盤の物理および力学特性を把握した。なお、不攪乱試料は、平板载荷試験における载荷の影響が大きいと想定される領域を避け、人工軟岩地盤を上、中、下層の 3 層から採取した。図 2 に、人工軟岩地盤の単位体積重量 γ_t 、含水比 w および一軸圧縮強度 q_u の深度方向分布を示す。なお、一軸圧縮試験をサンプリング直後、一連の力学試験実施期間 (約 2 ヶ月) の前後および载荷試験から 8 ヶ月後に実施し、セメントによる強度発現の影響を検討したが、その影響は認められなかった。人工軟岩の圧密特性と透水特性を把握するために、不攪乱試料を直径 4 cm、高さ 2 cm の供試体に成形して圧密試験を、直径 6 cm、高さ 2 cm に成形して圧密試験を行うとともに圧密圧力の各段階終了時に変水位透水試験を行った²⁾。また、同様に直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形の供試体を作製し、三軸透水試験を 98、196、392 および 588 kPa で等方圧密後、で動水勾配を $i = 100$ (98 kPa の場合は $i = 5$) として実施した。図 3 に圧密曲線を、図 4 に圧密圧力と透水係数の関係を示す。図 3 より、人工軟岩は過圧密粘土の圧密降伏応力と同様に降伏応力 p_c を持ち、その値は 8~11 MPa の範囲にあることがわかる。図 4 より、透水係数は圧密圧力の増加とともに減少することがわかり、その減少率は、降伏応力付近で変化し、降伏応力より大きな圧密圧力で減少率が大きくなる。また、圧密透水試験による透水係数は、三軸透水試験によるその 1/10 程度になっている。この理由として考えられるのは、厳密な試験条件の違いや個々の試

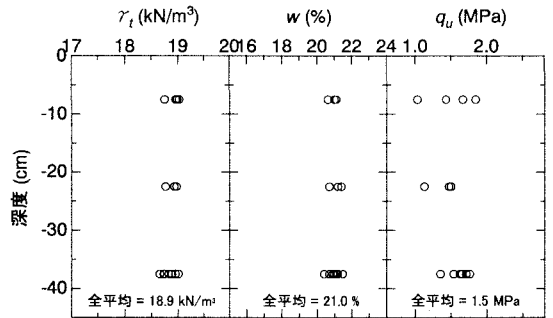


図 2. 人工軟岩地盤の物理特性と一軸圧縮強度の深度分布

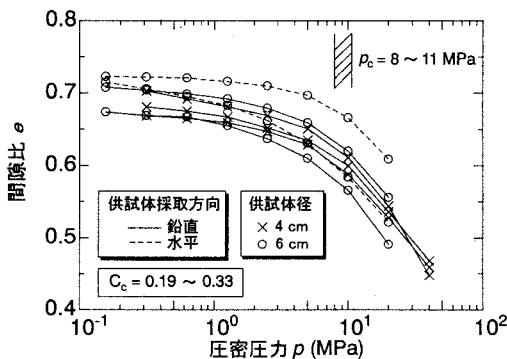


図 3. 人工軟岩の圧密特性

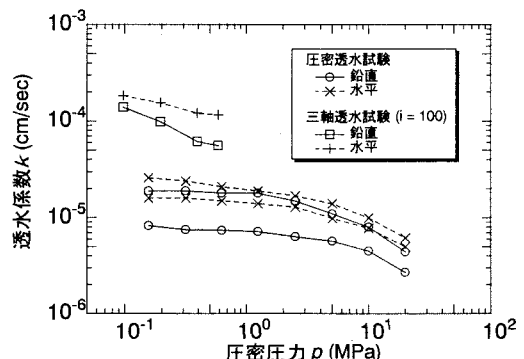


図 4. 人工軟岩の圧密圧力と透水係数の関係

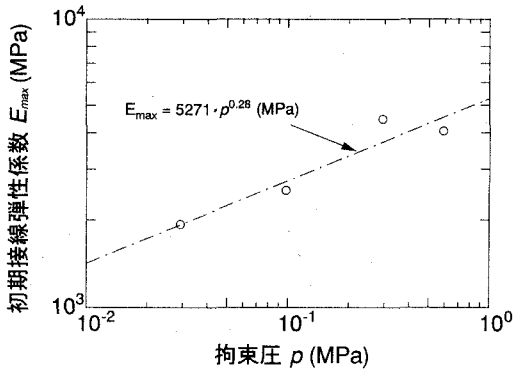


図 5. 初期弾性係数 E_{max} と拘束圧 p の関係

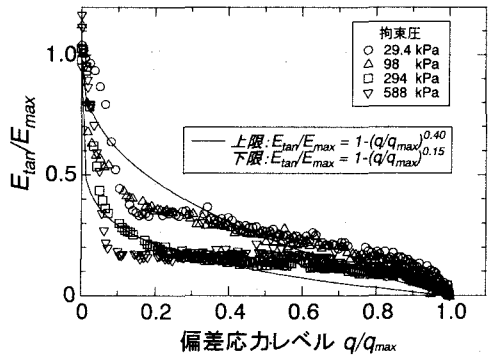


図 6. 接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベル q/q_{max} の関係

験法における試験誤差のほか、圧密透水試験の実施時期が三軸透水試験よりも7ヶ月ほど遅れたことによる人工軟岩の経時的な状態変化が考えられる。しかし、これらの試験結果より、人工軟岩の透水係数は、室内平板載荷試験における載荷圧力（載荷荷重/載荷板面積）の最大値 12 MPa 程度の圧密圧力条件下でも 10^{-6} cm/sec オーダ以上であり、前述した室内平板載荷試験が排水条件と考えられる透水係数の限界である 10^{-7} cm/sec オーダよりも十分に大きいことがわかる。

人工軟岩の非線形変形特性は、不攪乱試料から、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形の供試体を作製し、LDT を用いた高精度の三軸圧縮試験により把握した。三軸圧縮試験は、室内平板載荷試験が排水条件と考えられることから圧密排水（CD）条件で、拘束圧を 29.4、98、294 および 588 kPa で実施した。また、三軸圧縮試験用の供試体は人工軟岩地盤の上、中、下層から採取した不攪乱試料を成形して作製したが、平板載荷試験結果には上層の変形特性が大きく影響しているものと考え、上層の結果を中心に分析した。図 5 は、微小ひずみ時（軸ひずみで 1.0×10^{-5} 程度）の初期接線弾性係数 E_{max} と拘束圧 p の関係を示している。図より、 E_{max} は拘束圧の増加とともに大きくなる拘束圧依存性を持つことがわかる。図 6 に、三軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線から求めた接線弾性係数 E_{tan} と偏差応力レベル q/q_{max} の関係を示した。図の縦軸は、接線弾性係数 E_{tan} を初期接線弾性係数 E_{max} で正規化している。図より、偏差応力レベル q/q_{max} の増加とともに接線弾性係数 E_{tan} が減少することがわかり、 q/q_{max} に依存する非線形性が見られ、その傾向は載荷初期で強いことがわかる。

FEM を用いた数値解析に適用するために人工軟岩の変形特性を非線形弾性体としてモデル化した。初期接線弾性係数は、図 5 中に示すように、 $E_{max} = 5271p^{0.28}$ (MPa) とした。なお、数値解析では、拘束圧 p を要素の平均主応力で代表させた。 q/q_{max} に依存する非線形変形特性は、図 6 中に示すように、データ分布領域の幅に対して、上限を $E_{tan}/E_{max} = 1 - (q/q_{max})^{0.40}$ 、下限を $E_{tan}/E_{max} = 1 - (q/q_{max})^{0.15}$ と設定し、両者について解析を行った。人工軟岩の引張強度は、平均一軸圧縮強度の $1/10^3$ 程度に相当する 0.15 MPa とし、これを越える引張りが発生する要素は弾性係数を 0.098 MPa に低減させた。図 7 に、数値解析に用いた有限要素メッシュを示す。なお、数値解析は軸対称で行い、人工軟岩地盤の載荷前の初期応力状態は、単位体積重量 $\gamma_t = 18.9$ kN/m³ における土柱重量での等方応力状態とし、載荷は強制変位により行った。

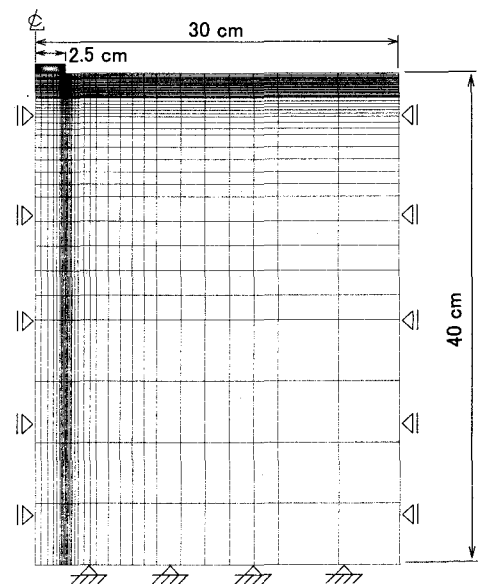


図 7. 数値解析に用いた有限要素メッシュ

4. 室内平板載荷試験結果と数値解析

室内平板載荷試験における載荷圧力（載荷荷重/載荷板面積）と載荷板沈下量の関係を図 8 に示す。また、人工軟岩地盤のポアソン比を $\nu = 0.2, 0.3$ および 0.4 とした時の数値解析

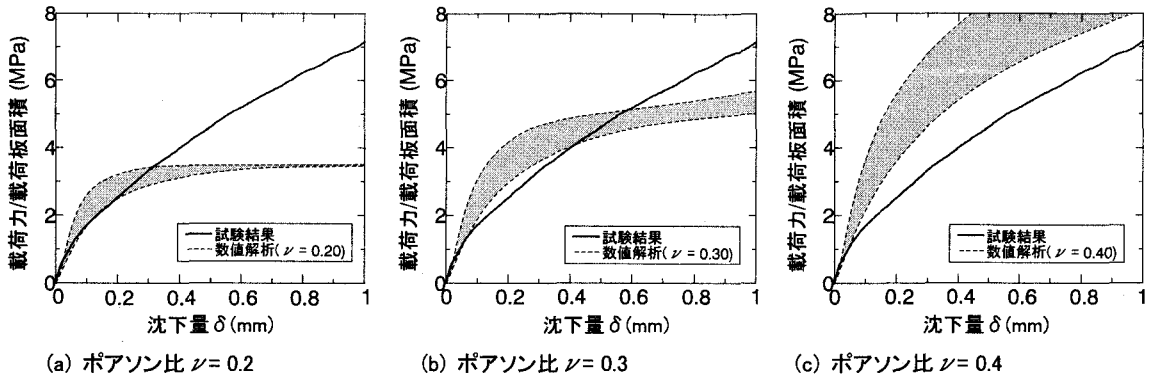


図 8. 室内平板載荷試験と数値解析による載荷圧力(載荷力/載荷板面積)と載荷板沈下量の関係

結果も図 8 に示している。図より、数値解析はポアソン比が大きいほど同一沈下量に対する載荷圧力が大きくなっている。これは、ポアソン比が大きいほど同一載荷荷重での軸差応力が生じ難い性質から起こるものである。すなわち、載荷板の同一変位における偏差応力レベルが、ポアソン比が大きいほど小さいため、弾性係数の減少量が少ないことと、そのため破壊領域も小さくなるからである。

試験結果と数値解析を比較すると、載荷板の沈下量が $\delta = 0.2 \text{ mm}$ までの試験結果と $\nu = 0.2$ の下限のケースでの数値解析結果が最も良く一致している。載荷中の人工軟岩は前述したように排水状態と考えられ、ポアソン比が $\nu = 0.2$ 程度で両結果が良く一致する傾向は既往の報告^{4),5)}と整合する。そこで、載荷板周辺の地表面で計測された鉛直・水平変位とひずみについて、 $\nu = 0.2$ で下限のケースの数値解析結果と試験結果の比較を、それぞれ図 9 と図 10 に示した。鉛直・水平変位は、非常に微小な変位量であるため計測精度に問題はあるものの、数値解析の方が若干大きくなっているが大差はない。また、試験結果による地表面のひずみは、載荷板の沈下量 $\delta = 0.5 \text{ mm}$ 程度までは、載荷板中心から約 70 mm の距離において引張りが徐々に大きくなり、載荷板の沈下量が 0.5 mm よりも大きくなると、圧縮方向に転換するため引張りが減少し、さらには圧縮ひずみ側に進行していくことがわかる。載荷板中心から約 120~140 mm の距離においては、引張りひずみはほとんど観測されず、載荷板中心からの距離が約 70 mm の場合と同様に、載荷板の沈下量が 0.5 mm よりも大きくなると、若干、圧縮側の地表面ひずみが観測され始めることがわかる。こうした傾向は、載荷板端部のせん断破壊領域におけるダイレタンシーの影響か、あるいは、すべり破壊による隆起のような現象が生じはじめたことによるものではないかと考える。また、ひずみに関する解析結果は、鉛直・水平変位と同様に、試験結果よりも若干過大に評価している。

図 11 に、試験結果と数値解析結果による載荷圧力~沈下量関係から、原点からの割線弾性係数 E_s と、載荷圧力~沈下量曲線の接線弾性係数として求める変形係数 D^1 を示す。試験結果では、載荷板の沈下量が $\delta = 0.2 \text{ mm}$ 程度まで E_s と D が急激に減少し、その後はなだらかな減少傾向を示す。一方、解析結果は、載荷初期に拘束圧の増加による影響で E_s 、 D とも増加するが、すぐに減少に転じる。しかし、 $\delta = 0.2 \text{ mm}$ 程度までは試験結果と比較的良く一致している。

数値解析結果から、載荷板の沈下が $\delta = 0.1$ および 0.2 mm における地盤の偏差応力比 q/q_{max} と弾性係数の載荷

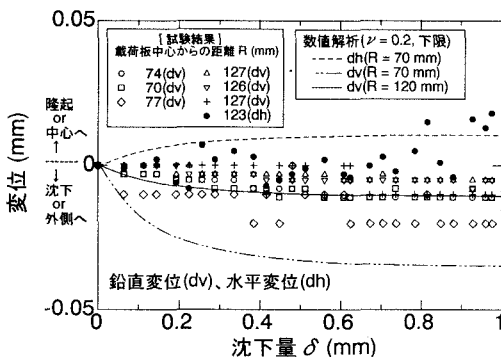


図 9. 地表面での鉛直・水平変位の推移

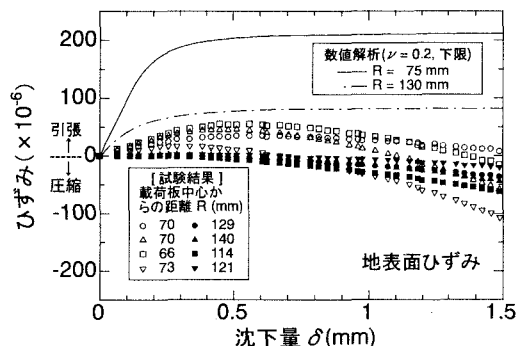


図 10. 地表面ひずみの推移

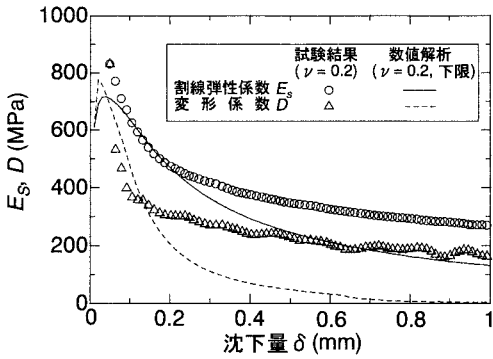


図 11. 割線弾性係数 E_s と変形係数 D の推移

板周辺における分布を図 12 に示す。図より、 $\delta = 0.1$ mm の時にせん断破壊に達した領域 ($q/q_{max} = 1.0$) が板端部で生じ始め、 $\delta = 0.2$ mm ではその領域が板径の 1/3 程度の深さにまで発達していることがわかる。したがって、 $\delta = 0.2$ mm より沈下量が大きい荷重領域では、せん断破壊領域の影響が大きくなり、連続体としての解析では実現象を十分に再現できないため、試験結果と数値解析で荷重圧力～沈下量関係が一致しなくなると考えられる。弾性係数は、荷重の進行とともに全般的に減少していく傾向が見られるが、特に荷重板端部周辺で減少量が大きい。また、荷重板直下には、くさび領域が発生し、荷重板端部周辺での軟化領域が、荷重の進行とともにくさび領域を取り囲むように発達していくことがわかる。

これらの結果より、本研究で作製した人工軟岩の室内平板荷重試験時の変形挙動は、沈下量/荷重板径で δ/ϕ ($= 0.2$ mm/50 mm) $= 0.004$ 程度までは非線形変形性を考慮した連続体での数値解析により概ね再現できることがわかった。しかし、この値は対象となる軟岩の拘束圧や偏差応力レベルに依存する非線形変形性の程度やその強度により変化すると考えられる。さらに、築堤に伴う軟岩を基礎とするフィルダムでの実測結果から、発生鉛直ひずみは $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度⁶⁾であることを考え合わせると、平板荷重試験において $\delta/\phi = 10^{-3}$ 程度以下の小ひずみ領域での変形性評価が重要であることがわかる。

5. まとめ

平板荷重試験中の軟岩の挙動を把握することを目的として、人工軟岩を用いた室内平板荷重試験を行った。また、人工軟岩の非線形変形特性を考慮した平板荷重試験の数値解析を行い、その適用性を検討するとともに、荷重中の人工軟岩の挙動を考察した。その結果、数値解析は、荷重板端部での破壊領域の影響がさほど大きくない沈下量/荷重板径で $\delta/\phi = 0.004$ 程度までは人工軟岩の変形挙動の再現性が比較的良いことがわかった。したがって、フィルダム軟岩基礎の実測ひずみレベルや、実ダムでの堤体のり先部周辺基礎におけるせん断破壊が平板荷重試験に比べてはるかに発生しづらいと考えられることから、平板荷重試験では荷重圧力のみに着目するのではなく、ひずみを重要な要素と考え、小ひずみ領域での変形性評価が重要であることがわかる。

参考文献

- 1) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針－解説と設計への適用－，pp.3～16，1983。
- 2) 土質工学会：土質試験の方法と解説，pp.284-285，1990。
- 3) 谷 和夫，西 好一，吉田保夫：模型実験用に開発した人工軟岩の力学特性，第 26 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.529-533，1995。
- 4) HAYANO, K., SATO, T. & TATSUOKA, F.: Deformation characteristics of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens, *Géotechnique* 47, No.3, pp.439-449, 1997.
- 5) OKADA, T., TANI, K. & TANAKA, Y.: Interpretation of plate loading test on siltstone, *Proc. 2nd Int. Symp. Hard Soils - Soft Rocks*, pp.745-750, 1998.
- 6) YAMAGUCHI, Y., YOSHIDA, H., OKABE, N. & KAWASAKI, M. 1999. Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for embankment dams, *Proc. 9th ISRM Congr., Vol.1*, pp.475-478, 1999.

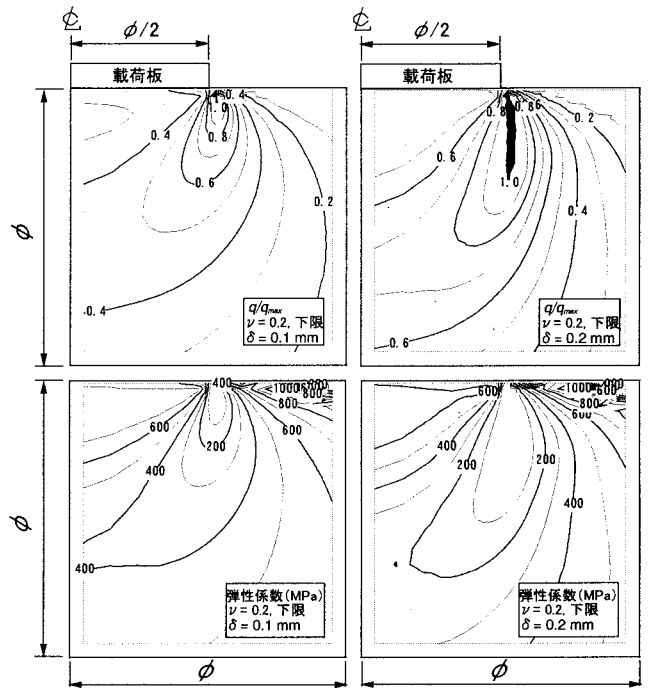


図 12. 人工軟岩地盤の偏差応力比 q/q_{max} と弾性係数の分布