

No-tension 構成モデルを用いた斜面上深礎杭基礎の水平支持力に関する数値解析

Numerical analyses of pier foundation on slope subjected to lateral loading
based on no-tension constitutive model

大内正敏*・彭芳楽**・金井塚淳***・日下部治****

Masatoshi OUCHI, Fang-Le PENG, Junichi KANAIZUKA and Osamu KUSAKABE

*正会員 技術士 (株) 白石 技術本部開発技術部 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

**正会員 博士 (工学) (株) 白石 技術本部開発技術部 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

***正会員 工修 (株) 白石 技術本部開発技術部 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

****正会員 Ph. D 教授 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

In order to develop the rational numerical method for predicting the deformation and failure of the pier foundation on slope, a series of nonlinear elasto-plastic FEM analyses were conducted to simulate the field experiment on the bearing capacity and failure deformation of pier foundation on rock slope under the lateral loading. In the analyses, rock was supposed to obey an elasto-perfectly Mohr-Coulomb plastic material with or without considering no-tension effect. The results obtained from the FEM analyses were compared with those from the field experiment. It was found that the load-displacement relation of the pier foundation obtained from the 3D-FEM analysis with considering the no-tension effect, has a good agreement with the field experimental result. In addition, the plastic failure mechanism of pier foundation on rock slope could be well simulated by the 3D-FEM analysis with the no-tension model.

Key Words: pier foundation, rock slope, FEM, no-tension, load-displacement relation, failure mechanism.

1. はじめに

日本の国土の 80%は山地と丘陵地であり、傾斜地盤の占める割合が高い。近年、地形、地質条件の厳しい斜面上に橋梁基礎、送電線鉄塔基礎などを建設せざるを得ない場合が増加している。しかも、最近の土木設計における限界状態設計法への移行に伴い、構造物が終局限界状態に至るまでの挙動を定量化する必要性が生じてきた。斜面上深礎杭基礎の設計についても、弾性域を大きく越えた荷重域における検討が必要となるため、合理的で経済的な斜面上深礎杭基礎の設計法検討を目的として、大変形時に着目した実験的研究が数多い¹⁻⁹⁾。

一般に斜面上深礎杭基礎の水平載荷時の挙動は明確な降伏点を示さず、大変形時までひずみ硬化傾向を示すため、実務設計では変形量による規定が重要となる。このため解析手法も、変形初期から大変位時に至るまで地盤の破壊と変形とを一貫して追跡し得る方法が望ましく、その有力な手段として近年、三次元弾塑性 FEM が注目されるようになった。

岩盤斜面上の深礎杭基礎における支持力評価は、三次元的な問題である。しかも、土砂地盤や多くの節理、亀裂を含む岩盤は、一般に引張り力に抵抗し得ない、あるいは、引張

強度が極めて小さい。しかし、その場合でも、圧縮応力を受ける時には力は伝達され、近似的に線形な応力・変形挙動を示す。このように引張応力に抵抗し得ない (no-tension) ような材料に対する有限要素法の適用が、本研究では重要なポイントとなっている。

従来、no-tension 問題がある岩盤構造物の解析を行う場合、Zienkiewicz ら¹⁰⁾が提案した応力分配法を用いた二次元 FEM 解析が数多い¹¹⁻¹²⁾。最近、若井ら¹³⁾は応力分配法に基づく no-tension の影響を考慮した MC-DP 弾塑性モデルを用いて、砂地盤中に立て込まれた単杭の室内水平載荷実験結果を三次元 FEM で解析した。しかしながら、no-tension の影響を考慮した斜面上深礎杭基礎を直接に対象とした三次元弾塑性解析は今までほとんどない。

本研究では、斜面上深礎基礎の変形・破壊の合理的な数値解析法を開発する目的で、水平荷重下における実規模実験を対象として、種々の弾塑性 FEM 解析によって斜面上深礎杭基礎の支持力特性および破壊メカニズムを解析し、弾塑性数値解析手法およびその適用性の検討を行った。検討内容は、具体的に以下に示す。

(1) no-tension の考慮・非考慮、二次元・三次元の弾塑性 FEM 解析で得られた結果を、実規模の計測値と比較することにより、no-tension を考慮した三次元 FEM 弾塑性解析の

適用性を検討する；

(2) FEM 解析で得られた結果を、実験値と比較しながら、岩盤斜面上の深礎杭基礎における水平支持力特性および破壊メカニズムの評価を行う。

2. No-tension 構成モデルの特徴

本研究では、岩盤間、特に杭背面と岩盤要素に発生する過度な引張り応力発生を制御することにより、応力再分配法に基づく no-tension を考慮し、引張り応力の発生した杭周面の地盤要素の弾性係数を低減させる方法も併用した FEM 弾塑性数値解析を行った。したがって、no-tension モデルの二、三次元 FEM 解析への適用は本研究の重要な検討内容となっている。

一般には岩盤要素の破壊は、圧縮せん断破壊および引張破壊の二つのパターンがあると考えられる。図-1 は、理想化された圧縮破壊と引張破壊要素の応力～ひずみ関係を示す。圧縮側では、弾性状態を超えると、Mohr-Coulomb 破壊規準に従った完全塑性モデルを仮定した。ここで、圧縮せん断破壊は破壊強度 (σ_c) とした。一方、引張側では岩盤の引張応力下の挙動では、亀裂などが多く存在する場合は引張力に抵抗できない材料、いわゆる、no-tension 材料と考えられる。そのため、破壊が生じるまで引張力に抵抗するものとし、引張応力が引張強度を超え、引張破壊した要素については、no-tension 材料として扱う。

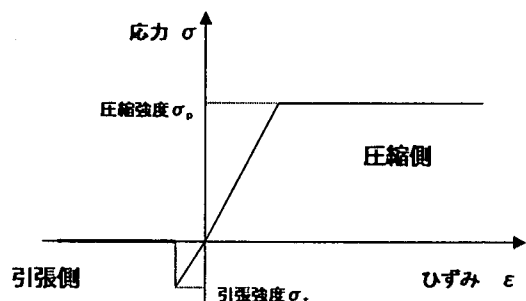


図-1 引張破壊を考慮した応力～ひずみ関係

図-2 は、no-tension を考慮した Mohr-Coulomb 破壊規準を示す。図-2 に示すように最小主応力が最大引張り応力に達した要素に関して、設定した最大引張り応力以上の引張り応力は与えず、余分な引張り応力は、他の要素に再分配する手法を用いた。最小主応力が、この最大引張り応力に達した要素を no-tension 発生要素と呼ぶことにする。

No-tension の応力分配法について、具体的な評価方法は、最小主応力 σ_3 を求めて、引張強度 (σ_t) を超える引張応力が発生していれば、強度を超えた応力に等価な節点力を求め、その等大異符号の節点力を載荷して計算を行う。このように引張応力を他の要素に再分配しながら、引張応力が発生しなくなるまで、繰り返し処理する。本解析では、この no-tension 機能は、弾塑性 Mohr-Coulomb モデルと併用して計算している¹⁰⁻¹¹⁾。ただし、収束不可能な状態になる

ことを避けるために、引張破壊後の要素においては弾性計算扱いとしている。

二次元 FEM 解析の場合では、まず、 σ_1 、 σ_3 を求め、 $\sigma_3 < \sigma_t$ であれば、 σ_3 を σ_t に置き換え、以下のように新たな応力を求める。

$$A = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad (1)$$

$$B = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

そして、

$$\begin{aligned} \sigma_x(\text{new}) &= A + B \cos 2\theta \\ \sigma_y(\text{new}) &= A - B \cos 2\theta \end{aligned} \quad (2)$$

$$\tau_{xy}(\text{new}) = B \sin 2\theta$$

この後、 σ_t 以下の引張り応力がなくなるまで繰り返し計算を行う。

一方、三次元解析の場合では、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 を同様に求めた後、 $\sigma_3 < \sigma_t$ であれば、等方応力を $-(\sigma_3 - \sigma_t)$ の分だけ増加させる。この増加分 $(\sigma_3 - \sigma_t)$ を σ^* と表すと、

$$\begin{aligned} \sigma_x(\text{new}) &= \sigma_x(\text{old}) + \sigma^* \\ \sigma_y(\text{new}) &= \sigma_y(\text{old}) + \sigma^* \\ \sigma_z(\text{new}) &= \sigma_z(\text{old}) + \sigma^* \end{aligned} \quad (3)$$

となる。同様に σ_t 以下の引張り応力が無くなるまで繰り返し計算を行う。以上のように、収束不可能な状態を避けるため、三次元解析では偏差応力の調整を考慮しない計算としている。

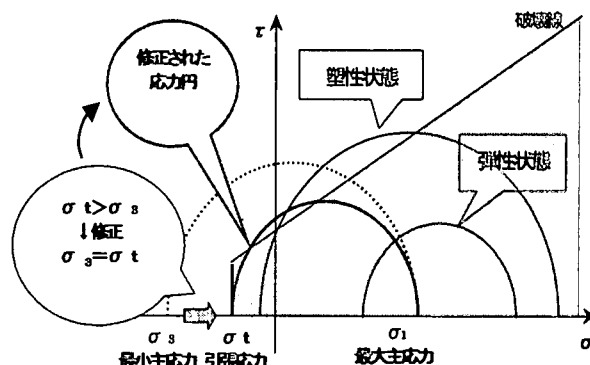


図-2 引張破壊を考慮した Mohr-Coulomb 破壊規準

3. 解析概要と FEM モデル

斜面上の深礎杭基礎における水平支持力の評価を目的として、C₁ 級岩盤を対象とした実規模水平載荷試験が行われた (図-3)⁵⁻⁹⁾。地盤の斜面角度は 50 度に設定された。試験体寸法は、杭径 3.00m、根入れ長 7.00m で、杭前面先端部から法肩までの距離は 0.839m である。杭背面より斜面の谷側方向へ、6 連の 4.9MN ジャッキによる荷重制御で水平載荷を行った。本研究では、表-1 に示すように no-tension の考慮・非考慮、二次元・三次元の弾塑性 FEM

により、水平載荷実験結果をシミュレートし、検討を行った¹⁴⁻¹⁵⁾。

三次元弾塑性 FEM 解析の場合、実験時の斜面地表面の挙動から、地盤の破壊領域は杭径の約 4 倍 (12m) 程度と推定されており、これより解析領域は、図-4 に示すように奥行きを 10m に定めた。したがって、モデル地盤は対称性を考慮して 1/2 モデルとし、地盤の FEM 解析モデルは幅 26.2m、奥行き 10m、高さ 15m である。構成要素は、8 節点 6 面体アイソパラメトリック要素であり、節点数は 6626、要素数は 5874 である。底面を除く側面は、面外方向を固定、面内方向を自由とし、底面は面外・面内とも固定とした。載荷方向は斜面方向であり、杭背面より水平荷重を載荷した。一方、二次元弾塑性 FEM 解析の場合では、二次元 FEM モデルの節点数は 836、要素数を 784 とし、三次元モデルにおける対称断面と同じモデルを用いた。また、二次元解析の要素は平面ひずみ要素を用い、これらの要素を用いて単位奥行き幅当たりの諸量を算出している。実験では岩盤と杭体の境界では破壊していないことが確認されたため、ここでの二次元および三次元弾塑性 FEM 解析では、杭と岩盤の間にはインタフェース要素を設定していない。

構成モデルとして、深礎杭基礎は弾性体、岩盤は弾完全塑性体とし、降伏基準に Mohr-Coulomb 式を用いた関連流れ則を適用した。no-tension の影響を考慮した場合は、載荷により地盤の過度な引張り応力の発生を制御するため、弾塑性解析に加えて、前節で説明したように応力分配法に基づいて解析を行った。

岩盤の物性値は、水平載荷試験現場の近傍で実施した標準貫入試験の換算 N 値 = 300 を用いて、日本道路公団設計要領¹⁶⁾ の経験評価式 (換算 N 値と地盤定数 c 、 ϕ の相関関係) で表-2 に示すようにそれぞれの物性値を定めた。また、岩盤の引張強度 σ_t は粘着力の 1/2 に設定した¹⁷⁾。初期応力は、自重解析によって設定した。非線形計算方法は、Newton-Raphson 法を用いて、最大収束回数を 400 回、変位の収束誤差を 0.5% とした。

4. 解析結果とその考察

4.1 水平荷重と杭頭変位関係

図-5 は、各解析ケースで得られた杭頭の水平荷重～変位関係をそれぞれに示す。Case-1 および Case-2 は、二次元 FEM 弾塑性解析により検討したケースである。一方、Case-3 および Case-4 は、三次元 FEM 弾塑性モデル解析により検討したケースであるが、Case-4 の場合は no-tension の影響が考慮されている。全体的に見ると、三次元解析で得られた計算結果は、2 次元解析よりは実験値と良く近似していることが分かる。ただし、ここで二次元の杭頭荷重は杭径相当の 3m 幅で換算した値である。Case-1 および Case-3 の岩盤構成モデルは弾塑性モデルであるが、no-tension の影響が考慮されていない。実験結果から杭頭の水平変位が急増した点を降伏荷重とすると、杭頭水平変位は 20mm 付近であるが、Case-3 の荷重～変位曲線に注目すると、降伏変位を越えても変位が増加すれば荷重が著しく増加する傾向にある。これは、杭背面の岩盤

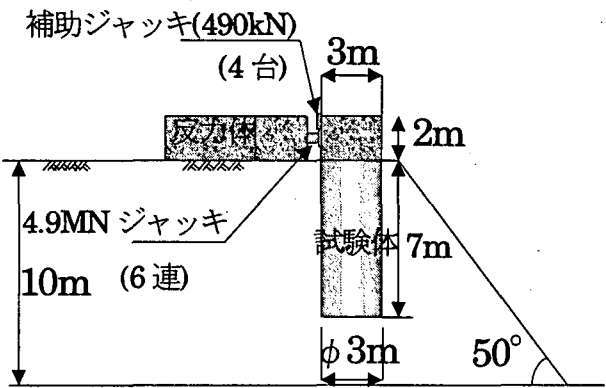


図-3 水平載荷実験概要

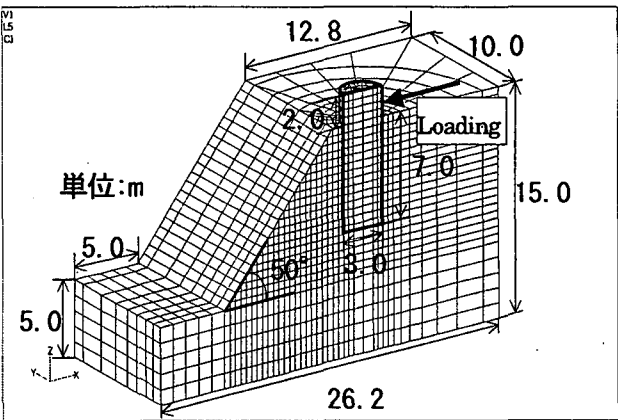


図-4 三次元 FEM 解析モデル

表-1 解析ケース一覧表

	次元	岩盤 構成モデル
Case-1	2 次元	弾塑性性
Case-2		弾塑性性+No-tension
Case-3	3 次元	弾塑性性
Case-4		弾塑性性+No-tension

表-2 杭および岩盤の物性値

	杭	地盤
変形係数 E [MN/m^2]	28,000	556
ポアソン比 ν	0.1667	0.3
単位体積重量 γ [kN/m^3]	24	24
粘着力 c [MN/m^2]	-	0.1
内部摩擦角 ϕ [度]	-	42
引張破壊強度 σ_t [MN/m^2]		0.05

要素に過剰な引張り応力が発生するためと考えられる。一方、実験値および Case-4 は、降伏変位を越えたあたりで水平反力を杭背面で担うことができず、杭頭変位のみが増加し、荷重の増加は小さい傾向にある。つまり、杭背面において、実際には過剰な引張り応力は発生せず、杭背面と岩盤が剥離することが分かる。したがって、弾塑性モデルに no-tension モデルを加えれば、実際の杭と岩盤の挙動を精度よくシミュレートすることができる。FEM 結果は降伏付近までは実験とよく一致しているが、降伏以後の水平荷重はやや大きめである。この原因の一つとして、関連流れ則を用いているため、ダイレイタンスを少し過大に評価していることが挙げられる。

図-6 に、実験値および Case-3, 4 の解析値の荷重～変位関係を、 $\log P \sim \delta$ 曲線方法を用いて示した。近似直線の最初の明確な折れ点を第一折れ点とすると、その時の杭頭変位はいずれの場合も 2mm 前後であり、初期段階の挙動は良く一致している。表-3 は、 $\log P \sim \delta$ 曲線方法を用いて第二折れ点で得られた各解析ケースの降伏荷重および降伏変位を示す。ただし、極限荷重は Weibull 分布曲線方法から求めたものである。実験結果と比較すると、no-tension を考慮しない弾塑性解析 (Case-3) では、降伏および極限水平荷重は実験値の 1.4、2.6 倍になっている。一方、no-tension を考慮した弾塑性解析の場合 (Case-4) では、降伏荷重および変位について FEM 解析結果は実験値とほぼ一致している。

表-3 各ケースの降伏荷重、変位および極限荷重

	降伏荷重 (MN)	降伏変位 (mm)	極限荷重 (MN)
実験値	4.75	9.62	6.0
Case-1	1.58	22.97	2.7
Case-2	0.9	19.36	1.0
Case-3	6.63	9.70	15.8
Case-4	4.72	9.10	8.6

4.2 地盤反力と水平せん断力の深度分布

図-7 は、地盤反力について no-tension を考慮した三次元 FEM 解析 (Case-4) で得られた結果と実験値の比較を示す。FEM 解析の方が実験値より小さい値を示しているが、載荷段階における杭周面の地盤反力特性の傾向をほぼ表現している。すなわち、杭の回転中心が 5.5m 付近にあり、それより下方の杭背面が地盤を押し付けて受働状態となっている。図-8 は、杭前面に作用するせん断地盤反力から求めた杭の水平せん断力について三次元 FEM 解析値 (Case-4) と実験値の比較である。前述の地盤反力と異なり、解析値は実験値よりやや大きく、最大値は 1 m ほど浅い位置で発生している。

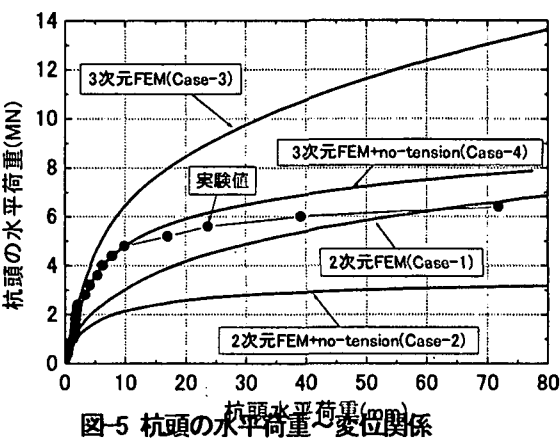


図-5 杭頭の水平荷重～変位関係

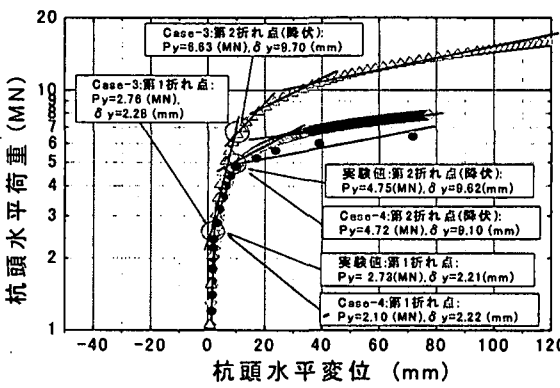


図-6 杭の水平変位 (実験 vs. FEM (Case-4))

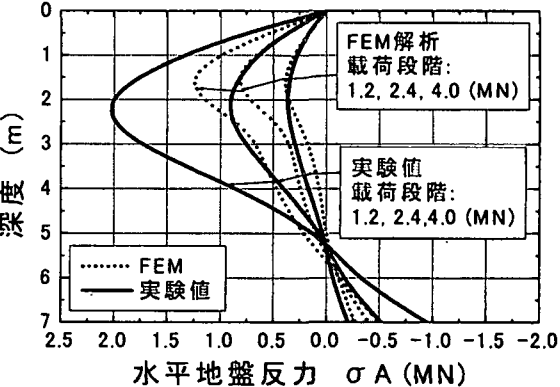


図-7 地盤反力分布図 (実験 vs. FEM (Case-4))

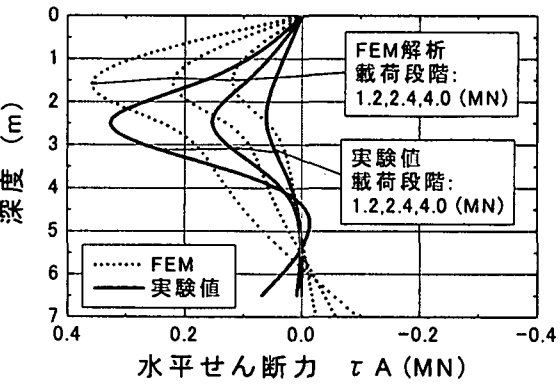


図-8 せん断力分布図 (実験 vs. FEM (Case-4))

4.3 局所要素の応力経路

考察した局所要素の位置は図-9 に示すように、A 断面 (GL-1.0m)、B 断面 (GL-2.5m)、C 断面 (GL-3.5m) および D 断面 (GL-6.5m) における深基礎杭の前面 (要素①、②、③、④)、側面 (要素⑤、⑥、⑦、⑧) および背面 (要素⑨、⑩、⑪、⑫) である。no-tension 効果を取り入れてない三次元 FEM 解析 (Case-3) で得られた杭周面における局所要素の応力経路を、図-10 にそれぞれに示す。一方、no-tension モデルを用いた三次元 FEM 解析 (Case-4) で得られた杭周面における局所要素の応力経路を、図-11 にそれぞれに示す。図中の破線は、Mohr-Coulomb 規準による参考破壊包絡線である。ここで、 $p=(\sigma_1+\sigma_3)/2$ 、 $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ (σ_1 : 最大主応力; σ_3 : 最小主応力) である。

杭周面の応力経路を調べることで、各要素の応力挙動の把握ができる。すなわち、no-tension を考慮しない弾塑性モデルでは、要素に生じる引張り応力、あるいは最小主応力は引張強度 (0.05MN/m^2) を超えても、増大し続けるが、no-tension の影響を取り入れた場合は、最小主応力が最大引張り応力 (0.05MN/m^2) に達すると、それ以上は増加せず、引張り応力の過大評価の問題が解消されたことが分かった。したがって、Mohr-Coulomb の弾塑性破壊規準だけを用いた弾塑性 FEM 解析では杭背面と岩盤の剥離表現が難しいが、応力再配分に基づく no-tension の影響を取り入れた Mohr-Coulomb 弾塑性 FEM 解析により、杭と岩盤、あるいは岩盤相互間の剥離を良く表現できることが確認された。

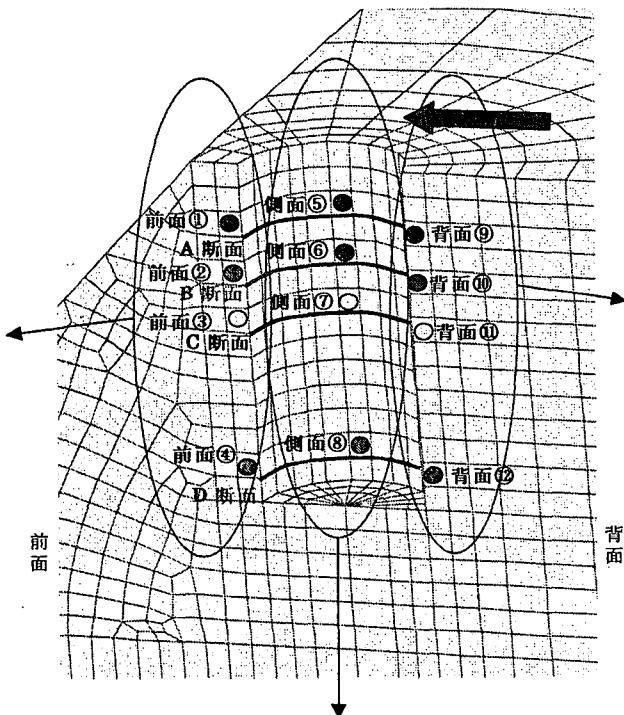


図-9 応力経路について考察した要素位置図

4.4 地盤の破壊メカニズム

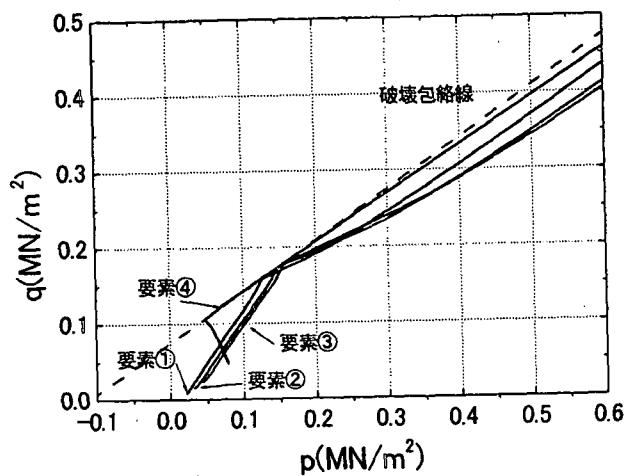
図-12 は、no-tension を考慮した二次元 FEM 解析 (Case-2) で得られた各載荷段階の塑性領域の進展状況をそれぞれ示す。図-12 に示すように杭頭の水平変位が 15mm 程度になると、杭背面最下部および斜面法面の中央部より圧縮破壊が始まる。この段階において杭背面全体が岩盤から剥離する現象が、杭背面の岩盤の変形図より観察でき、杭体回転中心の深さは杭底面以深となっている。水平変位が解析値の降伏荷重に相当する 20mm 程度では、圧縮破壊領域が法面中央部で拡大するが、まだ杭前面から法面まで連続しては形成されていない。水平変位が 30mm 程度になると、杭前面から法面へ至る破壊すべり面が形成される。このすべり破壊面は斜面下方へ向かっている。杭頭水平変位が 75mm 程度になると、杭前面の斜面全体が圧縮破壊されている。なお、水平変位が 20mm 程度になると杭底面全体は浮き上がり状態で、杭底面と岩盤が完全に剥離している。

一方、三次元の破壊メカニズムについては、no-tension を考慮した三次元 FEM 解析 (Case-4) で得られた各載荷段階の塑性領域および引張破壊領域の進展状況を図-13、14 にそれぞれ示す。杭頭水平変位が 2mm 程度になると、杭上部の背面地盤に引張破壊領域が形成される。この載荷段階は実験値、解析値ともに、4.1 で示した第一折れ点にほぼ相当している。Case-3 と Case-4 で得られる荷重～変位関係において、no-tension 考慮の有無に起因して両者が乖離していく載荷段階にも相当している。したがって、岩盤内に設置した深基礎杭基礎は、杭背面地盤をロックアンカー等で補強して引張強度を増大させれば、Case-3 のように水平支持力の向上することが示唆される。次に塑性破壊領域は、水平変位が 5mm 程度になっても杭背面底部と杭前面表層の一部にしか発生していないが、実験および解析の降伏荷重に近い 10mm 程度の水平変位になると杭前面地盤で進展して、杭前面から法面へ至る破壊すべり面が形成される。杭頭水平変位が 30mm～70mm 程度になると、杭背面の剥離現象が顕著になるとともに、杭前面の斜面地盤に広がる塑性領域が大きくなり、終局状態の塑性領域が見られる。二次元解析結果と異なり、降伏荷重以前に杭の全背面が引張破壊して剥離するようなことは無く、杭背面の底部付近が圧縮破壊するほどに抵抗力を発揮している。杭底面は、降伏荷重では無くこの載荷段階付近になってから底面全体が浮き上がる。また、杭前面の塑性破壊領域は、奥行き方向にも広がり、すべり破壊面は斜面に対して杭前面底部から、ほぼ水平方向に発生している。したがって、三次元の弾塑性 FEM 解析で得られた破壊メカニズムは、二次元の弾塑性 FEM 解析で得られた結果と比較することより、両者の結果がかなり違うことが分かった。

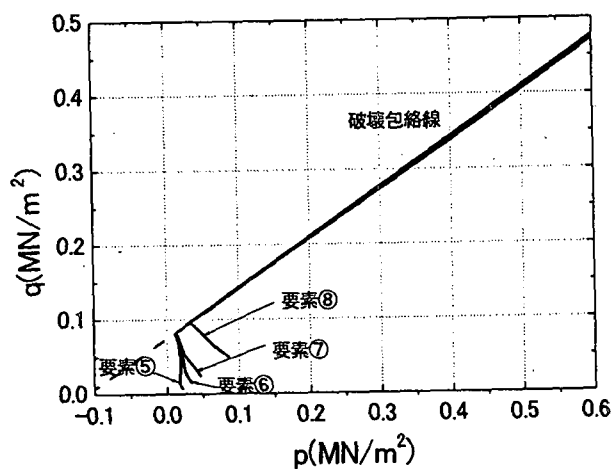
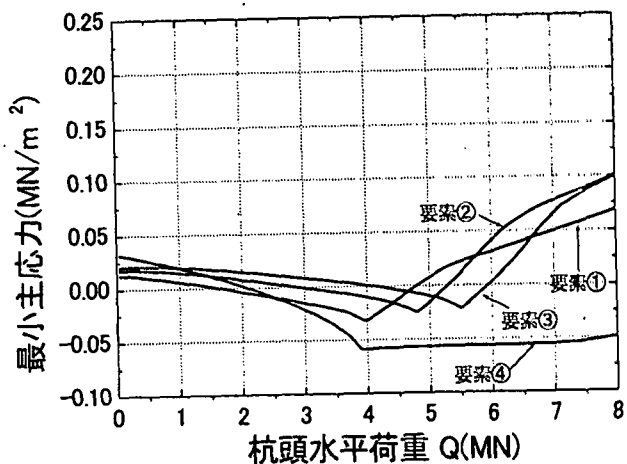
図-15、16 は、実験と三次元 FEM 解析での終局状態の破壊状況、塑性ひずみ領域をそれぞれ示す。ここで、塑性ひずみ

は工学上の相当塑性ひずみ $\varepsilon_{eq}^p (= \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p})$ とした。実

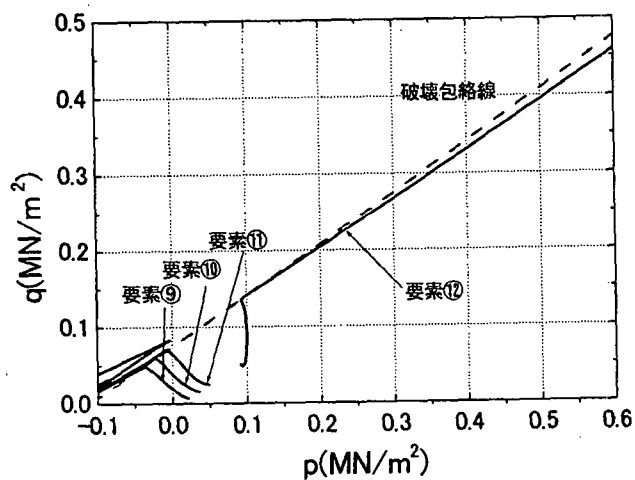
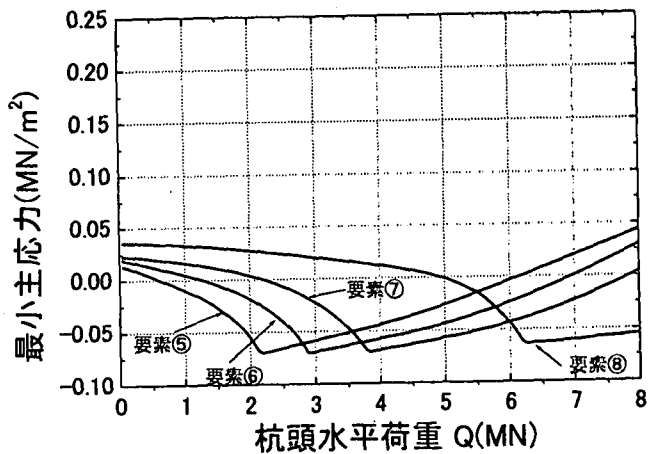
験結果から、すべり土塊形状の範囲は杭径の約 4 倍程度で



(a) 杭の前面地盤要素の応力経路



(b) 杭の側面地盤要素の応力経路



(c) 杭の背面地盤要素の応力経路

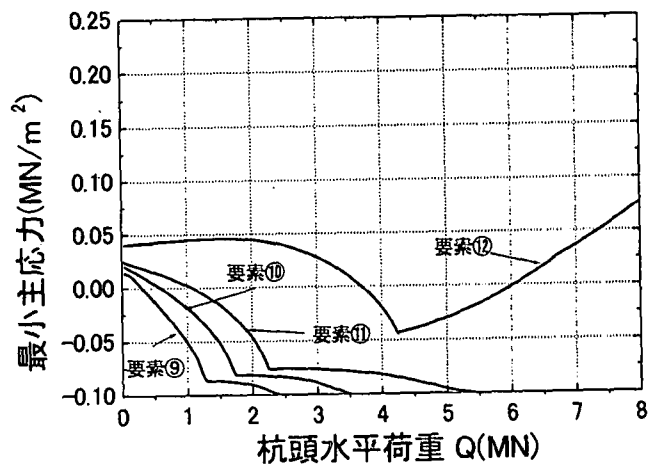
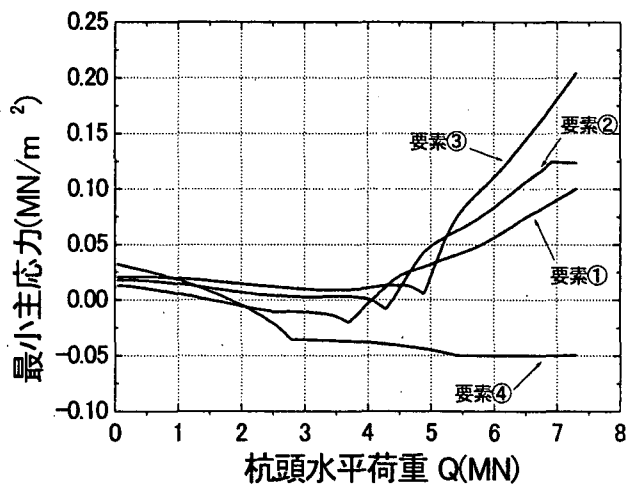
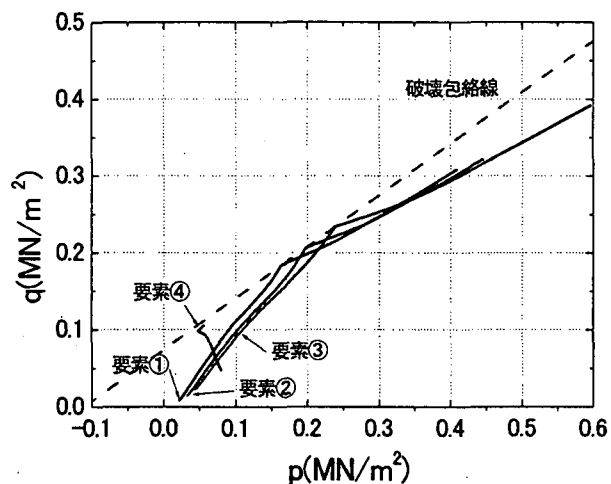
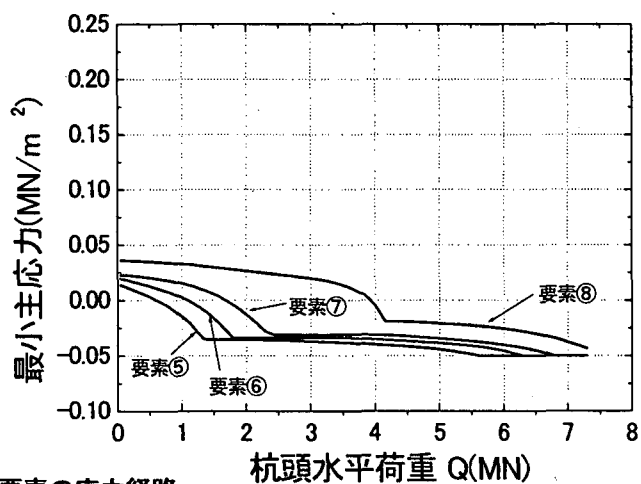
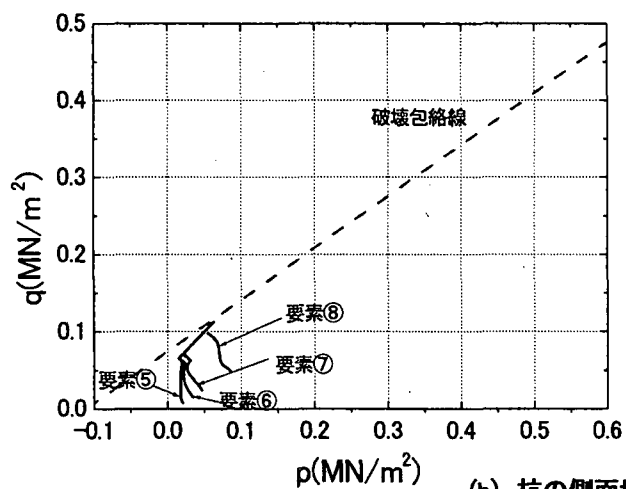


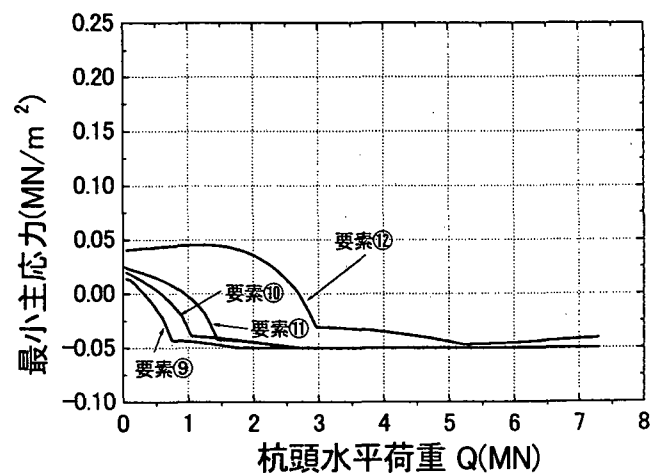
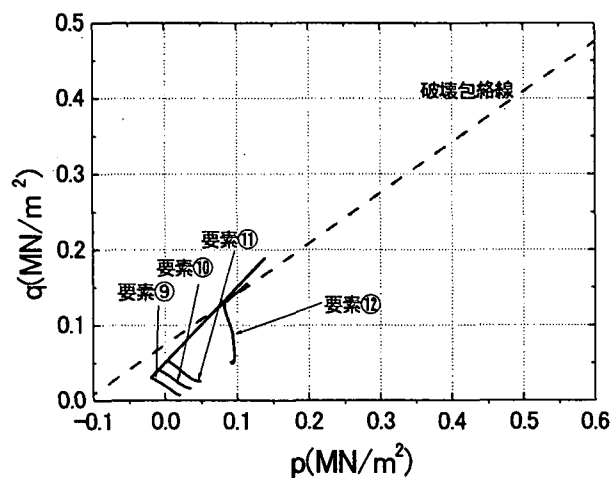
図-10 No-tension を考慮しない3次元FEM解析(case-3)で得られた各要素の応力経路



(a) 杭の前面地盤要素の応力経路

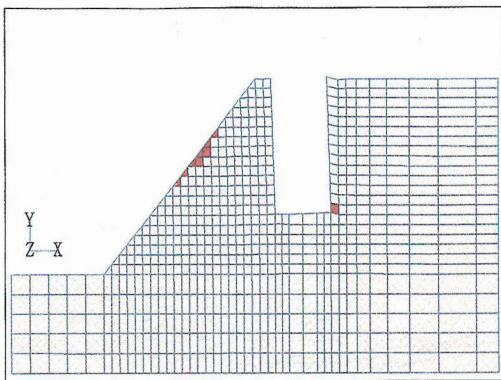


(b) 杭の側面地盤要素の応力経路

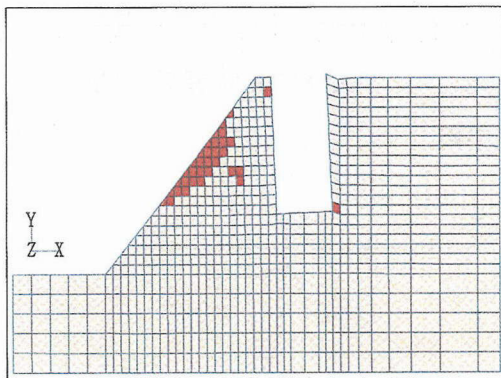


(c) 杭の背面地盤要素の応力経路

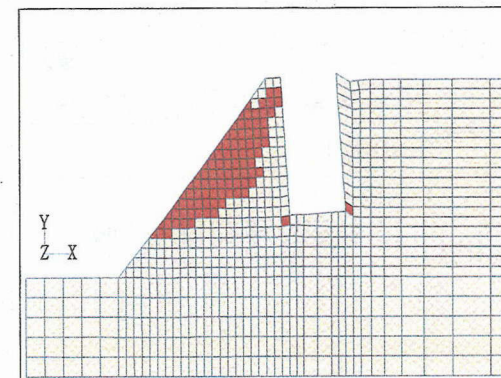
図-11 No-tension を考慮した 3 次元 FEM 解析 (case-4) で得られた各要素の応力経路



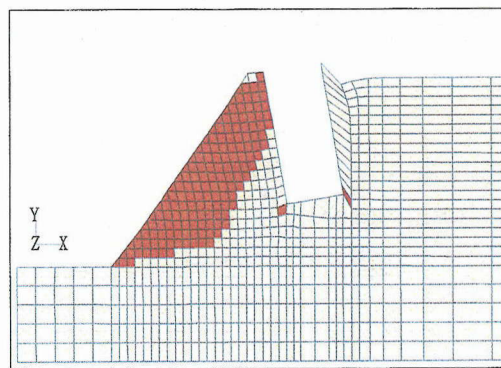
(a) 杭頭の水平変位 $\delta = 15.1 \text{ mm}$ (降伏前)



(b) 杭頭の水平変位 $\delta = 20.2 \text{ mm}$ (降伏相当)

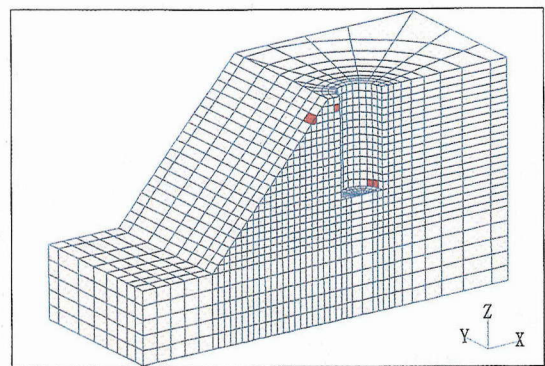


(c) 杭頭の水平変位 $\delta = 30.4 \text{ mm}$ (杭径の1%相当)

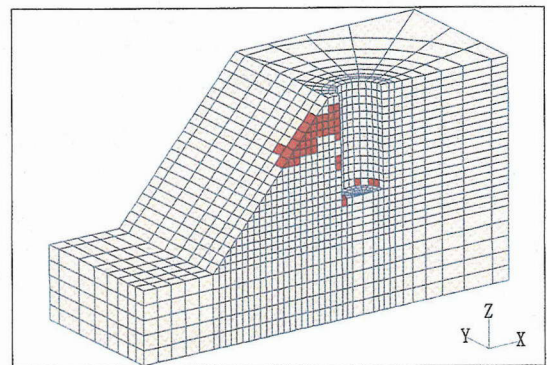


(d) 杭頭の水平変位 $\delta = 75.2 \text{ mm}$ (終局相当)

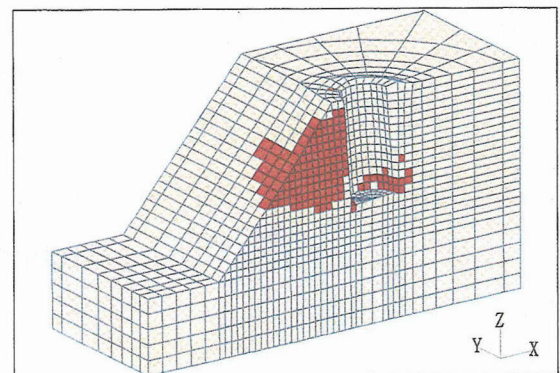
図-12 No-tension を考慮した2次元FEM解析 (case-2) で得られた各載荷段階の塑性領域分布



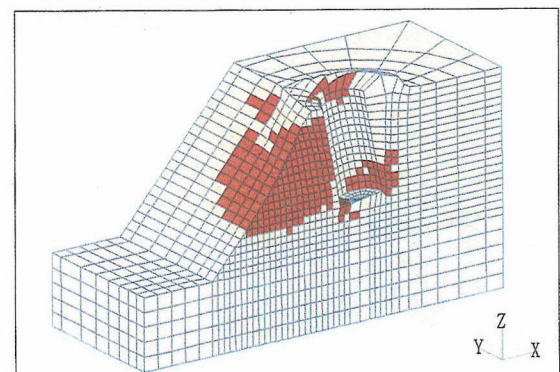
(a) 杭頭の水平変位 $\delta = 5.1 \text{ mm}$ (降伏前)



(b) 杭頭の水平変位 $\delta = 10.1 \text{ mm}$ (降伏相当)

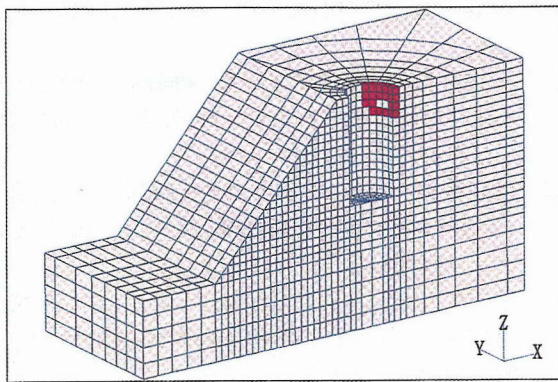


(c) 杭頭の水平変位 $\delta = 30.0 \text{ mm}$ (杭径の1%時相当)

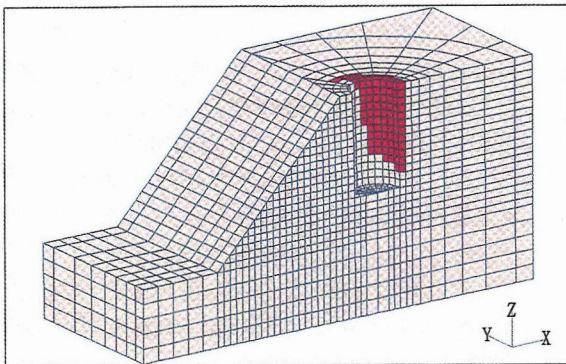


(d) 杭頭の水平変位 $\delta = 77.5 \text{ mm}$ (終局相当)

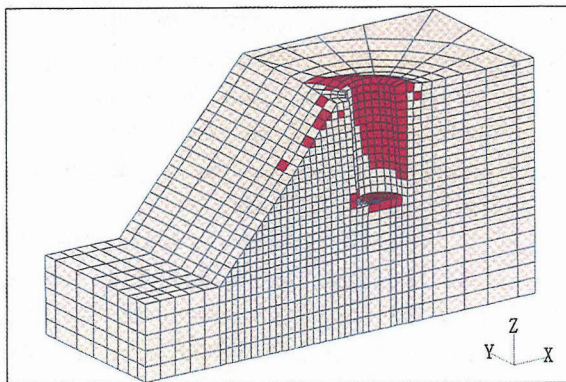
図-13 No-tension を考慮した3次元FEM解析 (case-4) で得られた各載荷段階の塑性領域分布



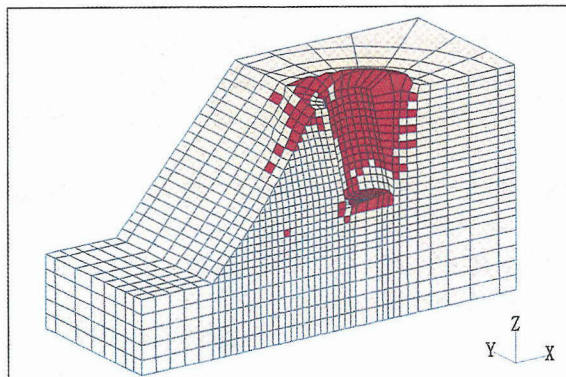
(a) 杭頭の水平変位 $\delta = 2.0$ mm (降伏前)



(b) 杭頭の水平変位 $\delta = 10.1$ mm (降伏相当)



(c) 杭頭の水平変位 $\delta = 30.0$ mm (杭径の1%時相当)



(d) 杭頭の水平変位 $\delta = 77.5$ mm (終局相当)

図-14 No-tension を考慮した3次元FEM解析 (case-4) で得られた各荷重段階の引張破壊領域

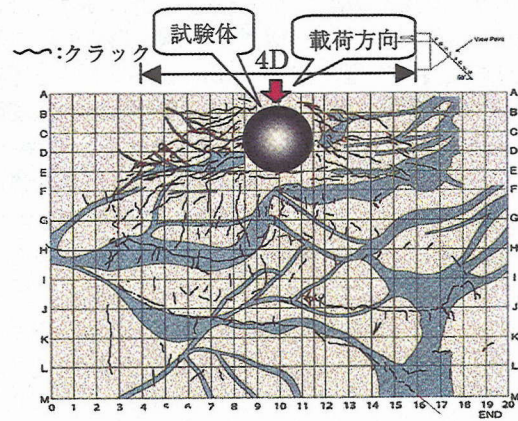


図-15(a) 地表面ひび割れ状況 (実験、終局) ¹⁵⁾

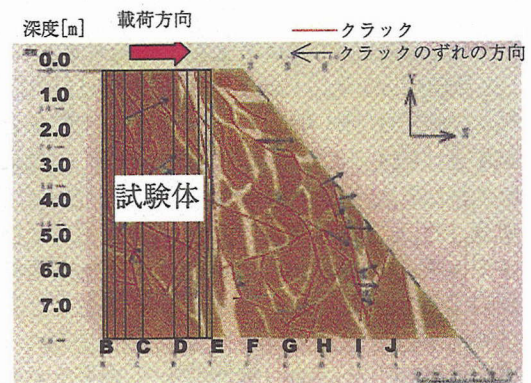


図-15(b) 鉛直断面の地盤クラック発生状況 (実験、終局) ¹⁵⁾

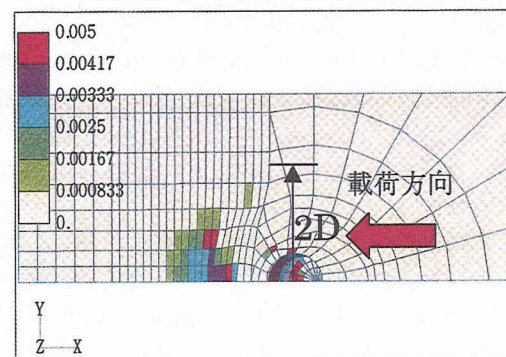


図-16(a) 地表面塑性ひずみ領域 (終局、case-4)

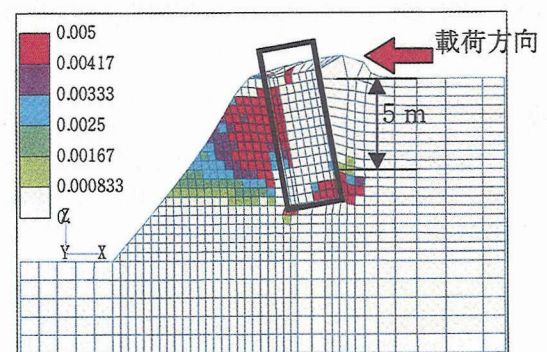


図-16(b) 中心鉛直断面塑性ひずみ領域 (終局、case-4)

ある。前面の地盤破壊は上部から深さ方向に徐々に進行し、全体としてはほぼ水平方向にすべり線が形成されて破壊したと推定された(図-15)。no-tension モデルを考慮した三次元 FEM 解析で得られた結果(図-16)は、実験で観察された地盤破壊状況⁵⁻⁹⁾とほぼ一致することが分かった。一方、二次元解析については、図-12(d)に見られる終局状態(杭頭の水平変位 $\delta=75.2\text{mm}$)の塑性ひずみ領域は、実験結果と比較すると、その破壊メカニズムがかなり違うことが確認された。したがって、二次元 FEM 解析よりも、no-tension 効果を取り入れた三次元 FEM 解析を用いた方が地盤の破壊メカニズムを全般的に良く把握できることが分かった。

5. まとめ

斜面上の深礎杭実規模の水平載荷実験を対象として、弾塑性 FEM 数値解析を適用した結果、以下の知見を得た。

- (1) 種々の弾塑性 FEM 解析ケースで得られた結果と実験結果を比較することにより、no-tension の効果を取り入れた三次元 FEM 弾塑性解析は妥当な解析手法と確認された。荷重～変位の関係、地盤反力および破壊メカニズムなどについて実験結果と FEM 解析結果を比較することにより、no-tension を考慮した三次元弾塑性 FEM によって斜面上深礎基礎大変形の水平載荷時の挙動を定量的に把握することが十分可能である。
- (2) 水平載荷重を受ける斜面上深礎杭基礎においては、杭背面地盤の引張破壊から始まり、そして、杭前面で拘束圧の小さい斜面上部が圧縮破壊する。その後、水平荷重の増大に伴って徐々に深さ方向へ破壊が進展して斜面全体の破壊に至り、三次元的なすべり破壊を生じる。このような破壊メカニズムを、no-tension を考慮した三次元弾塑性 FEM によって良くシミュレートできた。
- (3) 比較的簡便な岩盤構成モデルでも、no-tension を考慮した三次元弾塑性 FEM は、斜面上深礎杭基礎の水平支持力評価など三次元的挙動の顕著な問題に対して、実務的に有効な解析手法と考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、プログラム改良に協力して頂いた(株)CRC ソリューションズの榊原辰雄氏、岡部直司氏に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 吉井幸雄：UHV pylon foundation design for mountainous areas—Establishment of design method based on full scale tests, 8th ISRM Workshop, Rock Foundation, pp. 47-56, 1995
- 2) 呉正林, 佐々木康, 日下部治：傾斜地盤中に設置された矢板の水平抵抗に関する実験と解析, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 257-272, 1999
- 3) 呉正林, 佐々木康, 日下部治：粘性土斜面における杭基礎の水平支持力特性に関する模型実験, 第 44 回地盤工学シンポジウム, 地盤工学会, pp. 115-120, 1999
- 4) 呉正林, 佐々木康, 日下部治：粘性土斜面地盤における杭の水平支持力特性に関する解析, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 257-272, 1999
- 5) 飯島政義, 岡田英幸, 小宅知行, 松島学, 加藤健：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験(その 1), 第 3 5 回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 1731-1732, 2000
- 6) 田邊成, 岡田英幸, 大内正敏, 増子康之：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験(その 2), 第 3 5 回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 1733-1734, 2000
- 7) 高橋秀明, 松尾敏, 岡田英幸, 河村直明：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験(その 3), 第 3 5 回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 1735-1736, 2000
- 8) 松尾敏, 久野武記, 細田宏, 小宅知行, 加藤健：亀裂性岩盤の実規模水平載荷試験における破壊状況観察の方法と結果, 第 3 5 回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 1737-1738, 2000
- 9) 田邊成, 久野武記, 武田義雄, 倉知慎直：深礎基礎実規模載荷試験への 2 方向ロードセル型土圧計の適用, 第 3 5 回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 1739-1740, 2000
- 10) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P.: Stress analysis of rock as a 'no-tension' materials, Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66, 1968
- 11) 例えば, 川本眺万, 林正夫：地盤工学における有限要素解析, pp112～pp115, 1978, 培風館
- 12) 例えば, 川本眺万, 石塚与志雄：ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集, 第 312 号, pp. 107-118, 1981
- 13) 若井明彦, 鶴飼恵三：単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析, 土木学会論文集, No. 517/III-31, pp. 159-168, 1995
- 14) 金井塚淳一, 彭芳楽, 大内正敏, 岡部直司, 岡田英幸, 日下部治：斜面上の深礎杭基礎における FEM 解析手法について, 第 3 7 回地盤工学研究発表会, 2002 (投稿中)
- 15) 大内正敏, 彭芳楽, 金井塚淳一, 岡田英幸, 日下部治：No-tension を考慮した水平載荷時の斜面上深礎杭基礎の三次元弾塑性 FEM 数値解析, 第 3 7 回地盤工学研究発表会, 2002 (投稿中)
- 16) 日本道路公団：設計要領第二集, 橋梁保全編, pp. 4-7～4-12, 1997
- 17) 土質工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用, pp. 219-225, 1985

(2002 年 4 月 19 日 受付)