# 三次元 FEM による地すべり抑止杭工の再現解析と設計手法の構築について

REPRODUCTION ANALYSIS FOR MEASURED PREVENTION PILES AND DESIGN METHOD BY USING 3D FINITE ELEMENT ANALYSIS

藤澤和範\*・藤平 大\*・石井靖雄<sup>\*\*</sup>・中島祐一<sup>\*\*\*</sup>・倉岡千郎<sup>\*\*\*</sup> Kazunori FUJISAWA, Masaru TOUHEI, Yasuo ISHI, Yuichi NAKASHIMA and Senro KURAOKA

The 3-D finite element method is sometimes used to design landslide prevention piles and to evaluate placed piles. This requires the behavior of the landslide block and piles to be accurately reproduced, but it is difficult to model the slip surface and establish the correct geophysical properties. This paper presents a study of slip surface modeling and how to establish geophysical properties by simulating actual placed piles. The 3-D finite element model was validated by successfully simulating the measured moment of piles in an actual landslide. A more rational design was attempted by combining the usual design method and 3-D finite element method.

Key Words: Landslide Pile Works, 3-D Finite Element Method, Design Method

# 1. はじめに

地すべり抑止杭工の計画・設計にあたり、3次元 Janbu 法や修正ホフランド法により必要抑止力を求めて杭工の縮 減を図る試みが検討されている<sup>1).2),3),4)</sup>。ここで注意を要す るのは、必要抑止力を杭工に配分する方法である。例えば、 3次元で求めた必要抑止力を杭工の配置される延長で割っ て、杭の受け持つ抑止力の分担を均一とする考え方がある。 しかし、地すべり土塊の層厚は、一般に主断面で厚く、端 では薄い。また、すべり面の勾配や地すべり土塊の変形係 数も不均一である。その結果、杭に作用する力は、杭の位 置によって異なり、平均的な必要抑止力を超える荷重が作 用する可能性もある。

このような場合に杭工の安全性を確保する方法として、 地すべり土塊の3次元形状と杭一本一本をモデル化した3 次元 FEM 解析を適用することが考えられる。この方法は、 各杭に作用する荷重を求め、杭の数量、諸元、配置が適切 であることを検証するだけでなく、効率化を図ろうとする ものである。ただし、3次元 FEM が実現象を的確に表せ ることを確認する必要がある。この論文では、3次元 FEM の適用性を評価するため、実現場で観測された杭のモーメ ントの再現解析を実施した結果について述べる。

また、筆者らはこれまでに杭の設計式の適用性や杭の打

\*\*\* 中央研究所 総合技術開発部

設位置、杭間隔などについて3次元 FEM 解析を用いて検 討してきた <sup>5),6),7),8)</sup>。

今回再現解析により構築された解析モデルを用いて、これまでの検討結果をもとに、既往の設計手法と3次元 FEM 解析を組み合わせ、より合理的な杭工の設計を試みたので その例を報告する。

なお今回報告する例は、地すべり形状、地下水位の条件 や地盤の物性値は現地の状況に応じて設定したものであ る。設計案はこれらのデータを入れてモデル化したという 条件で行われた。

# 2. 解析モデル

# (1) 解析モデルの概要

複雑で不均質な地質から構成されることが多い地すべり の解析においては、地すべり現象をできるだけ再現できる 解析モデルを用いることと、各種パラメータを適切に設定 できることが重要である。しかしながら、設定するパラメ ータが多くなるほど、実務においては扱いにくいものとな る。そこで、この解析においては地すべりの支配要因を考 慮し、できるだけ簡素なモデルによる再現解析と設計の為 の解析を行うこととした。

解析は地すべりおよび杭工を、地すべり土塊、すべり面、 基盤、杭からなる構造としてモデル化し、地すべり土塊、 基盤は破壊しないものとして弾性体として扱い、ソリッド 要素を用いた。すべり面は後述するように弾粘塑性体とし

<sup>\*</sup> 独立行政法人土木研究所 土砂管理グループ 地すべりチーム \*\* 国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所

<sup>(</sup>前 地すべりチーム)



図-1 内部応力に基づくせん断破壊面とすべり面の 角度の関係の概念図

て扱い、ジョイント要素でモデル化した。杭は梁要素でモ デル化した。

#### (2) すべり面のモデル化

地すべりは、地すべり土塊と基盤の間に分布するすべり 面より上部の地すべり土塊が滑動する現象である。このす べり面をモデル化する有限要素としては、ソリッド要素お よびジョイント要素が考えられるが、以下に述べる理由か らジョイント要素でモデル化した。

応力の考え方としては、物体の表面に作用する応力と内部 の応力の二通りを考えることができる。前者は、表面の法線 方向応力(σn)と面上のせん断応力(τs)で定義され、表 面応力と呼ぶ。一方、後者の応力は一般に6成分(σx、σy、 σz、τxy、τyx、τzy)で表され、ここでは内部応力と呼ぶ ものとする。これらの応力と要素タイプの関係について見 ると、ジョイント要素で用いられる応力は表面応力であり、 ソリッド要素では6成分の内部応力が用いられる。したが って、ジョイント要素における破壊は表面応力に基づいて おり、ソリッド要素では、6成分の内部応力に基づくもの である。

取り扱う応力が表面応力か内部応力かによって破壊の表 現が次のように異なってくる。まず、内部応力に基づく破 壊面の主応力に対する方向は、図-1に示すように、モー ルの応力円の中心と破壊線との接点によって決まる。従っ て、主応力の方向が概ね土被り方向とすれば、破壊面の方 向が概ね推定できるが、この面の方向は基本的にすべり面 の方向とは一致しない。特にすべり面の角度が緩い場合は ソリッド要素の破壊の方向は、すべり面の方向とは大きく



図-2 導入した16節点のジョイント要素

異なる。一方、ジョイント要素の場合は、ジョイント要素 の面の方向とすべり面の方向は一致するので、当然、要素 の破壊方向はすべり面方向と一致する。

従って、すべり面の形成過程を再現することが目的なら ばソリッド要素が適すると考えられるが、既に形成された すべり面で局所的に大きな変形を示す地すべりの滑動を取 り扱い、今回のように対策工の設計の為にすべり面の強度 を取り扱う場合には、ジョイント要素ですべり面をモデル 化するのが適当と考えた。

ジョイント要素はさまざまなタイプのものが開発されて いる<sup>9)</sup>が、この論文では、面に作用する垂直およびせん断 応力のみを取り扱う Goodman 型<sup>10)</sup>を採用した。

著者らは、これまで節点間の変位を近似する形状関数と して一次関数を用いたジョイント要素を用いて検討を行っ てきた<sup>11)</sup>。すべり面形状が単純な幾何形状であれば特に問 題とならないが、実際の複雑なすべり面を3次元でモデル 化するには、膨大な要素数が必要となる。また、杭などの 対策工の挙動を詳細にモデル化する場合は、杭を中間節点 をもつ形状関数として二次関数を用いたソリッド要素を使 用する場合がある。このような場合に杭とジョイント要素 を接合するためにはジョイント要素の形状関数として二次 関数を用いる必要がある。

そこでこの論文では、これまでのジョイント要素を拡張 し、中間節点があり、形状関数として二次関数を用いたジ ョイント要素を導入した。

図-2に示す16節点を持つ6面体形状のジョイント要素の上面と下面の相対変位について、数値積分の為に正方形 領域の自然座標系(ξ、η)を導入する。8節点4角形要 素の形状関数は以下の様に表される 12)。

$$N_{1} = 1/4 (1 - \xi)(1 - \eta)(-1 - \xi - \eta)$$

$$N_{2} = 1/4 (1 + \xi)(1 - \eta)(-1 + \xi - \eta)$$

$$N_{3} = 1/4 (1 + \xi)(1 + \eta)(-1 + \xi + \eta)$$

$$N_{4} = 1/4 (1 - \xi)(1 + \eta)(-1 - \xi + \eta)$$

$$N_{5} = 1/2 (1 - \xi^{2})(1 - \eta)$$

$$N_{6} = 1/2 (1 - \xi^{2})(1 - \eta^{2})$$

$$N_{7} = 1/2 (1 - \xi^{2})(1 - \eta^{2})$$

$$N_{8} = 1/2 (1 - \xi)(1 - \eta^{2})$$
(1)

この形状関数を用いて物理座標と自然座標の変換を行う。

ジョイント要素の要素剛性行列は相対する上面と下面の 相対変位を  $\{W\}$ とし、節点変位を  $\{U\}$ とすれば、

$$\{W\} = [B]\{U\} \tag{2}$$

で定義される。

ここで、 $\{W\} = \{\delta u \, \delta v \, \delta w\}^T$ 、[B]は、3×48の行列で、 (1)式の形状関数を成分にもち、16節点の変位  $\{U\}$ から相 対変位に変換する。

ジョイント要素の要素剛性行列は、ジョイント要素の相対変位-応力相関行列を[D]とすれば、次のような面積積分で与えられる。

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \int \begin{bmatrix} B \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} B \end{bmatrix} dA \tag{3}$$

3 次元で地すべりの移動層、基盤をモデル化するために は4面体形状の要素を用いてモデル化する場合が多く、こ こで示した6面体のジョイント要素の他に、3角柱5面体 の要素も導入した。

ジョイント要素のモデルは、塑性状態のみならずクリー プをも含む統一的なモデルとして弾粘塑性モデルを用い た。

解析に用いたすべり面の変位速度を表す弾粘塑性モデル は、Owen ら<sup>13)</sup>による超過応力モデルおよび非関連流動則 に基づく次のモデルを用いた。弾粘塑性モデルは、せん断 破壊あるいは引張り破壊しない場合には弾性挙動を示し、 塑性化した場合にクリープ運動が発生するモデルである。

ー般に弾粘塑性モデルの定常解と弾塑性モデルの解はー 致することが示されており、このモデルは静止状態の現象 にも適用できる。

$$\left\{ \dot{u}_{vp} \right\} = \gamma \left\langle \Phi \left( \frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma}$$
(4)

ここで、 $\gamma$ :流動性パラメータ、Q:塑性ポテンシャル、 F:モール・クーロンの降伏関数、Fo:強度定数で表される関数、 $\dot{u}_{vp}$ :ジョイント要素の上面と下面で向き合った節点間の相対変位速度、 $\Phi(\mathbf{x})$ は、 $\mathbf{x}>0$ に対して正の単調増加関数であり、記号<>は次のように定義される。

$$\langle \Phi(x) \rangle = \Phi(x)$$
 (x>0 に対し)  
 $\langle \Phi(x) \rangle = 0$  (x≤0 に対し) (5)

本解析では、相対変位速度が抵抗力を超過したせん断力 に応じて生じると考え、 $\Phi(x) = F/F_0$ とした。(4)式の塑 性ポテンシャル(Q)、降伏関数(F)、強度定数で表され る関数(F<sub>0</sub>)は次式で表される。

$$Q = \sqrt{\tau_{rs}^2 + \tau_{sr}^2} \tag{6}$$

$$F = \sqrt{\tau_{rs}^2 + \tau_{sr}^2} + \sigma_n \tan \phi - c \tag{7}$$

$$F_0 = c \cdot \tan \phi \tag{8}$$

ここで、 $\tau_{rs}$ および $\tau_{sr}$ :ジョイント要素面のせん断応力、  $\sigma_n$ :ジョイント要素面に作用する垂直応力であり、圧縮が 負、c:粘着力、 $\phi$ :せん断抵抗角である。

上式の表す機構と解析手順を次に述べる。降伏関数であ る(7)式は、材料がせん断破壊するとせん断応力が抵抗力を 超過しゼロ以上の値となる。この F の値は、せん断力が抵 抗力を超える量に比例し、その値が大きいほど相対変位速 度が大きくなる機構が(4)式および(5)式によりモデル化さ れている。(4)式において塑性ポテンシャルを応力で偏微分 した項は、その変位の方向を表すベクトルである。この相 対変位速度と解析時間ステップ間隔(Δt)から、この時間 ステップにおいて発生した相対変位増分 $(\Delta t \{ u_{yy} \})$ を求め る。この変位増分は塑性化によって発生するものである。 したがって、塑性化に伴う応力の変化を求める必要があり、 このモデルでは相対変位増分に対応した応力の変化量を算 定し、新たな応力状態を計算する。次に、時間ステップを 進め、新たな応力状態に基づいて降伏の判定と相対変位速 度の計算が繰り返される。この計算サイクルを繰り返し、 塑性化に起因した相対変位速度の初期値に対する比を求め る。そして、その比が収束判定値以下になった時点で、静 的な均衡状態に達したものとして計算を終了する。



図-4 荒平地すべり主断面図

# (3) 地下水上昇のモデル化

すべり面のジョイント要素の塑性化の判定は、ジョイン ト要素に作用する垂直応力から水圧分を減じて行った。こ のように、モデル斜面内の地下水位を上昇させることによ りすべり面を塑性化させ、地すべり土塊がすべり面に沿っ て滑動する機構を表現した。

# 3. 荒平地すべりの再現解析

# 現場の概要

杭変形の再現解析は、宮崎県荒平地すべりでの計測結果 を用いて行った。荒平地すべりは、延岡市の西約 20km に 位置する五ヶ瀬川に面した北向き斜面で発生した地すべり である。この地すべりは 1999 年 7~8 月の台風などの豪雨 を誘因として、最大幅約 120m、最大長約 120m、地すべ り土塊の最大厚約 19m の範囲が滑動した(図-3、図-4)。

当地域の地質は、白亜紀前期の諸塚層群槇峰層に属する 千枚岩からなり、砂やシルトの葉理に富んでいる。地質調 査などの結果により、すべり面形状は図-3、図-4に示す 様に、椅子型の形状を呈するものとして設定されている。 対策工としては、2000年3月~8月にかけて集水井工、

対東工としては、2000年3月~8月にかりて集水井工、 鋼管杭工が実施されている。

# (2) 再現対象とした杭の曲げモーメントの計測結果

FEM による再現の対象とした杭の曲げモーメントの増 分と、それに対応した地すべり滑動と地下水位の変化につ いて以下に述べる。

鋼管杭工で、主測線に設置された杭には、斜面上部(山 側)方向および下部(谷側)方向に沿って、ひずみ計が深 度方向に1mピッチで設置され、施工後、1ヶ月に1回程 度の頻度で計測が行われている。また、地盤伸縮計(S-1、 S-2)、地下水位計(W-1、B11-2)等によるモニタリング が行われている。これらの計測結果を図-5に示す。図-5 には、杭のひずみ量から求めた深度16mと20mの曲げモ ーメントの変化を示している。



# 図-5 鋼管杭に設置したひずみ計、地盤伸縮計、 地下水位観測結果

降雨量、地下水位、地盤伸縮計、杭の曲げモーメント等の相関を表-1 にとりまとめた。地下水位の観測結果をみると、全般的な傾向として、B11-2 孔では日雨量が概ね50mmよりも大きくなると急激に上昇する傾向が認められる。一方、W-1 孔ではB11-2 孔で認められた様な急激な地下水上昇は認められない。W-1 孔は集水井の施工位置近傍で山側に位置していることから、集水井による地下水位低下の影響を受けていると考えられる。

地盤伸縮計の計測結果については、対策工完了後の 2000 年9月15~18日にS-2において引張り側に 4.5mm の変位 を記録した。この時、9月8~16日にかけて総雨量 671mm の降雨(9月14日に最大日雨量169mm)を記録し、地下 水位もW-1孔で1m程度上昇した。杭の曲げモーメントに ついては、2000年5月19日の計測開始時から 2000年10 月13日までの間に大きく上昇し、その後は比較的小さな 上昇量となっている。

曲げモーメントが大きく上昇した 5 月 19 日~10 月 13 日には、地盤伸縮計 S-2 が 4.5mm の変位量を記録してお り、地下水位の上昇にともなって地すべりが滑動し、杭に 作用したものと考えられる。S-1 においても、9 月 23~24 日にかけて約 2mm の変位量が記録されているが、S-2 が 約 4.5mm の変位を記録した 9 月 15~18 日とは時間のズレ があることから、図-3 中に破線で示したブロックと、そ れよりも山側の S-1 までの範囲が 9 月 15~18 日に一体と なって移動したものではないと考えられる。

# 表-2 孔内水平載荷試験結果(H15-1)

_			
深度(m)	地質	岩級	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )
1	崩積十		2, 682
2	7418-1		5, 090
3			4, 305
4			3, 503
5		D	5,022
6			9,085
7			8,470
8			9, 297
9			8, 429
10			7,717
11			106, 890
12			27,700
13	十权宕	CL	18,640
14			14, 750
10			20,070
17	すべり面		555,090
18		D	69,160
19		CI	22, 580
20		UL	17,230
21		D	24, 710
22			155, 390
23		СМ	79,840
24			129, 420

## (3) 孔内水平載荷試驗結果

FEM 解析による杭の変形の再現にあたっては、すべり 面の土質強度パラメータ、移動層および基盤の変形係数の 設定が重要となる。そこで、現地において、ひずみの計測 を実施した杭より約 5m 山側の位置で掘削したボーリング 孔 (H15-1)で 1m の深度間隔で孔内水平載荷試験を行い 変形係数を求めた。試験結果を**表-2**に示す。

地表~深度 1.0m の区間は崩積土からなり、変形係数は 2,682kN/m<sup>2</sup>であった。深度 2.0m~10.0m の区間は D 級の 岩級と評価され、変形係数は、3,503~9,297kN/m<sup>2</sup>であっ た。深度 11.0m~17.0m は CL 級の岩級と評価され、変形 係数は 14,750~555,090kN/m<sup>2</sup>であった。局所的に硬質な 部分があり、地表~深度 10.0m と比較して値にバラツキが 認められる。基盤層と考えられる深度 18.0~21.0m は 17,230~69,160kN/m<sup>2</sup>、深度 22.0~24.0m は 79,840~ 155,390kN/m<sup>2</sup>であった。

このようにバラツキが大きいため、この論文では(7)、(8) で述べるようにバラツキがある場合の変形係数の設定方法 について検討した。

# (4) 解析メッシュ

荒平地すべりの調査、観測結果に基づき、図-6 に示す 解析メッシュを作成した。前述の通り、地すべり土塊と基 盤を2次形状関数のソリッド要素で表される弾性体とし、 すべり面はジョイント要素で離散化したモール・クーロン



表-3 解析に用いた土質強度パラメータ等

	要素タイプ	構成則	単位体積重量	粘着力	せん断抵抗角	ポアソン比
移動層	ソリッド要素	弾性体	18 kN/m <sup>3</sup>	-	-	0.3
すべり面	ジョイント要素	弾粘塑性体		19.0 kN/m²	12.17°	-
基盤	ソリッド要素	弾性体	$18 \text{ kN/m}^3$	_	_	0.3

則に基づく弾粘塑性モデルとした。杭は3次元の梁要素で 表した。

# (5) 解析手順

解析はステップ解析を実施し、図-6 に示す解析モデル を用いて、杭を設定しない状態で、低水位(LWL)条件で 自重計算を行った。次のステップで杭を設定し、地下水圧 を再現対象期間中に観測された高水位(HWL)に上昇させ ることですべり面のジョイント要素に塑性破壊を発生さ せ、地すべりの滑動力を杭に作用させて杭の曲げモーメン トとせん断力を求めた(図-7)。

再現解析は、観測期間中に曲げモーメントの増加量が最 も大きかった鋼管杭工施工後の2000年5月19日~10月 13日の計測結果を再現することとした。5月19日~10月 13日のW-1孔の地下水位観測結果より、この期間の最低 水位209.9m(5月27日)から最高水位213.3m(6月20 日)までの 3.4m の水位上昇を誘因として地すべりが滑動 し、杭に作用する曲げモーメントが増加したものとした。

# (6) 物性値の設定

解析には表-3 に示す土質強度パラメータ、単位体積重 量、ポアソン比を用いた。変形係数については、(7)、(8) で述べる。単位体積重量、ポアソン比については斜面での 安定解析に用いる物性値として示されている値<sup>14)</sup>を設定 した。すべり面の粘着力については、地すべりの最大層厚 より 19.0kN/m<sup>2</sup>と設定し、このときの安全率を 1.00 と仮 定して、FEM 解析によりせん断抵抗角(φ)を 12.17°と 逆算した。FEM 解析において、安全率はすべり面のジョ イント要素毎に求められる滑動力と抵抗力の合計値の比か ら求めた。

粘塑性ひずみ速度を求める際に必要となる流動性パラメ ータは 0.025 と設定した。地すべりの移動速度など滑動状 況を再現する際には、流動性パラメータの影響も考慮する 必要があるが、この論文では地すべりの滑動が杭工により 停止した時の杭工に作用する曲げモーメントを再現対象と した。流動性パラメータの値により、時間に対する変位の 増加レートは異なる。しかし、杭の抵抗力と地すべりの滑 動力が釣り合った時点で変位は収束する。したがって、地 すべり停止時に杭に作用する曲げモーメントに対する流動 性パラメータの影響は小さいものと考えられる。そこで流 動性パラメータを数通り変化させた解析をおこない、解析 結果がほぼ同じになることを確認し、その値の中で収束計 算が最も効率的となる値を試行錯誤的に設定した。

## (7) 変形係数の設定と解析ケース

地盤の変形係数が杭の曲げモーメントに与える影響について2次元断面で解析したところ、設定した移動層と基盤の変形係数のコントラストにより曲げモーメントの最大値、分布が変化した<sup>6),15)</sup>。移動層と基盤に同様な値の変形 係数を設定した場合には、曲げモーメントの最大値も移動 層と基盤で同様な値を示し、すべり面を境とした対称的な 曲げモーメントの分布になる結果が得られた<sup>6),15)</sup>。再現解 析ではこの結果を踏まえて、前述の孔内水平載荷試験の結 果をもとに変形係数を設定した(**表**-4)。

ケース 1:岩級区分毎に平均値を求め、岩級区分毎の区 間長をもとに、重み付け平均値をとった場合

ケース 2: すべり面より上部および下部方向にそれぞれ 1/β(地すべり土塊と基盤のそれぞれの値を用いて算出) の区間の平均値をとった場合。

ここで、βは次式で表される杭の特性値である。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \tag{6}$$

ここに、k<sub>h</sub>:水平方向地盤反力係数、d:杭外径、E:地 盤の変形係数、I:杭材の断面2次モーメントである。

#### (8) 解析結果

図-8 および図-9 に 2 つのケースから得られた曲げモ ーメントの深度方向の分布をひずみの計測値から求めた曲 げモーメントとともに示す。これらの図によると、解析結 果は2ケースともに、すべり面より上部と下部におけるモ ーメントのピーク値が概ねに同じ値になっている。この傾 向は杭がくさび杭として機能していることを表しており、 その傾向は観測結果と整合している。

しかしながら、ケース1の解析結果はケース2より再現 性に劣り、ケース2の再現性が良かったと判断される。従 って、すべり面より上部および下部方向にそれぞれ1/βの 区間の平均値をとって変形係数を設定する既往の方法<sup>16)</sup> を用いることで、観測された曲げモーメントを概ね再現で

#### 表-4 解析に用いた地盤の変形係数

深			孔内水平 載荷試驗	岩級区分毎	ケース1	ケース2
度 (m)	地質	岩級	編時 Kaky 結果 (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$
1	崩積土		2,682	2,682		
$     \begin{array}{r}             2 \\             3 \\           $		D	5,090 4,305 3,503 5,022 9,085 8,470 9,297 8,429 7,717 106,890	6, 769	21, 715	46, 960
12 13 14 15 16 17	千枚岩	CL	27,700 18,640 14,750 73,850 20,070 555,090	43, 650		
18		D	69,160			
19 20		CL	22, 580 17, 230	33, 420	71 190	45 870
21 22 23		СМ	155, 390 79, 840	121, 550	,1,150	10,010









きたといえる。

「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説」で は、基礎に対して水平抵抗に関与する地盤の深さを 1/βと している <sup>17)</sup>。「杭基礎設計便覧」によれば、2 層系地盤を想 定した時に杭の横抵抗に支配的な地盤の範囲は、通常 1/β と考えられることがその理由として示されている <sup>18)</sup>。荒平 地すべりの場合、すべり面から地すべり土塊方向に 1/βの 範囲は 2.05m、基盤方向では 2.06m となる。図-8、図-9 をみると、すべり面から地すべり土塊および基盤方向に 1/βの範囲には、曲げモーメントがピーク値となった深度 16m、20m が含まれている。

杭の深度方向の最大曲げモーメントを杭毎に図-10 に 示す。この図に示されるように最大曲げモーメントは均一 でなく、ブロック左側で大きく、右側で小さい。この傾向 は地すべり土塊の層厚が一因として考えられるが、それだ けでは層厚が比較的薄い領域の杭(1~5番)のモーメント が大きいことを説明できない。

そこでその他の要因として、すべり面の勾配が考えられ たので、杭を設定せずに水圧を加えて地すべり土塊に発生 する変位を計算し、平面と断面ですべり面の勾配と変位分 布の関係を調べた(図-11、図-12)。この図によると、 主断面の左側と右側のそれぞれ2断面で比較すると、左側 の断面のすべり面勾配が右側の断面よりも急であることが 認められる。そのため、平面の変位コンター(図-11)で も認められるように左側の領域の変位が右側の領域の変位 よりも大きくなっているものと考えられる。従って、左側 の領域ですべり面の勾配が大きいことと層厚の比較的厚い ことが、左側の杭の最大モーメントが大きくなる原因とし て考えられる。すべり面の決定のための調査ボーリングの 必要数量など課題は残るが、このような3次元的な影響を



図-11 すべり面の変位コンター図(単位:m)



図-12 各断面における変位コンター図



図-13 試設計の条件(対策工と計画安全率)



図-14 3次元 FEM 解析を用いた杭工の設計手順

検討できることは、杭工の合理的な設計に供するものと考 えられる。

## 4. 試設計

再現解析では、今回用いた解析モデルで、計測された曲 げモーメントを概ね再現するこが可能であることが示され た。そこで、次に、本解析モデルを用いて、荒平地すべり において試設計をおこない、FEM 解析を用いた杭工の設 計の合理化について検討する。

#### (1) 試設計の条件

荒平地すべりには、既に対策工として、鋼管杭工および 地下水排除工が施工されているが、その後の地盤調査や数 値解析の実施にあたり、すべり面や地盤定数の見直しを行 っている。そこで、試設計のため一定の条件を想定して与 え、既往の設計と FEM 解析を用いた設計を双方実施して

#### 表-5 解析に用いた物性値

		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	粘着力 (kN/m²)	<b>内部摩擦角</b> ( <sup>°</sup> )
移動層	いけいに再去	18.0	46960	0.3	弾性体として設定	
基盤	プリア安希	18.0	45870	0.3		
すべり面	ジョイント要素				19.0	12.165

# 表-6 既往手法により設計された杭諸元

杭間隔	杭外径	肉厚	杭本数
(m)	(mm)	(mm)	(本)
3	500	13	38



# 図-15 杭を打設しない場合の変位分布に対応した 杭配置の検討

比較を行った。

試設計の条件について、対策工の計画および計画安全率 は図-13のように設定した。

集水井、杭工が施工される前の状態を想定し、現状の安 全率を 1.0 とした。

集水井の施工を想定し、この地すべり地での既往の実績 から地下水位が 2m 低下すると仮定し、抑止杭工により計 画安全率を 1.15 とするものである。

地下水位については、地すべりの滑動が認められた際の 孔内水位をもとに主断面の地下水位面を推定し、地すべり ブロック全体に渡って平行に引き伸ばした水位を設定し た。変形係数については、再現解析の結果、再現性が最も 良好であった変形係数を設定した。

# (2) 3 次元 FEM 解析を用いた設計手順

3次元 FEM 解析を用いた設計手順を図-14 に示す。



図-16 既往手法により設計された杭の応力

3次元 FEM 解析を用いて杭工を設計する場合、従来法<sup>13)</sup> により施工性等も考慮して選定した諸元の杭を設定して解 析を実施し、その結果を判断し、別諸元の杭を設定しなおし て再び解析を実施して最適な杭を選定する。従って最初に設 定する杭諸元を求めるために、まず既往の手法<sup>16)</sup>を用いて 杭工の設計を実施する。

次に杭配置の検討を行う。杭工を設定しない解析メッシ ュを用いて、地下水位の上昇に伴う地すべりブロック全体 の挙動を確認し、その結果を基に杭の配置を決定する。そ の後に杭間隔を検討する。

杭の配置、間隔を決定した後に抑止杭工を梁要素でモデ ル化した3次元の解析メッシュを作成し、杭の諸元を決定 するための解析を行う。その際の解析手順は、再現解析と 同様に、まず杭工を設定しない解析メッシュを用いて、設 定した地下水位における初期応力状態を再現する。次に杭 工をモデル化した梁要素を発生させる。同時にせん断強度 低減法<sup>19)</sup>に基づいて、すべり面の強度定数を計画安全率で 除して、すべりを発生させ杭工に発生する曲げ応力、せん 断応力が許容値以内か照査を行う。応力が許容値以内で、 杭の諸元(外径、肉厚)を変える場合は、杭の定数を変え て再び上述の解析を行う。

解析に使用した物性値は表-5に示す。

#### (3) 既往手法による杭の設計

図-13 に示す計画に基づいて既往手法による杭の設計



図-17 FEM で設計された杭の応力

を実施した。まず、2次元安定計算により、現状の安全率 を1.0として逆算法で内部摩擦角を逆算した。次に集水井 により地下水位が2m低下した場合の安全率を算定し (1.045)、計画安全率を1.15に設定した場合の必要抑止力 を算定した(668.8kN/m)。この抑止力を用いて、鋼管杭 設計要領<sup>16</sup>に基づいてくさび杭の計算を行い、外径と肉厚 を決定した。なお、杭間隔については、地すべり移動層の 層厚から標準的な杭間隔として3mと設定し、杭材は SM570材相当の短期許容曲げ応力度(380N/mm<sup>2</sup>)、せん 断応力度(220N/mm<sup>2</sup>)を用いた。

以上の様にして決定した杭諸元を表-6に示す。

#### (4) 杭配置の検討

図-15 に杭工を設定しない場合のすべり面の変位分布 を示す。これによるとブロック左側部分(図中でAと区分 した領域)の変位が相対的に大きい。

すなわち、図-15の①のように末端側に打設した場合、 Aの領域の滑動を抑えられず、単独で滑動することが懸念 される。従って、Aの領域に杭工を打設する配置を検討し、 施工性等も考慮して図-15の②のように配置を決定した。 この杭配置は実際に施工された杭配置と同じである。

#### (5) 杭間隔の検討

杭間隔については、既往の手法では移動層の層厚に応じ た標準的な値として決定されている。筆者らは、移動層の 強度に応じた、中抜けを生じない杭間隔を遠心模型実験や その再現解析により構築した3次元 FEM モデルを用いて 検討した<sup>20)</sup>。今回の検討では、これらの結果を利用し、こ の地すべりの移動層のせん断強度を考慮して、杭間隔を 6mと設定した。

#### (6) 解析メッシュ

以上に述べた方法で、杭の配置と杭間隔を決定した後に、 解析メッシュを作成した(図-6)。今回の検討では、既往 手法により設計した杭(杭間隔 3m)と比較するため杭間 隔 3m と 6m の 2 通りの検討が行えるように節点および梁 要素を分布させた解析メッシュを作成した。

#### (7) 検討結果

## 1) 既往の手法(杭間隔3m)の結果

既往の手法により設計された杭(表-6)を設定した場合 の杭毎の曲げ応力とせん断応力を図-16に示す。再現解析 の場合と同様に、曲げ応力、せん断応力ともに、ブロック の左側の杭で大きな値を示す。

杭毎の抑止力は異なっているものの、いずれの杭も許容 値以内の応力度であり、杭間隔を広げる、あるいは杭の諸 元(外径、肉厚)を減らせることを示している。一般に杭 本数が施工費に大きく影響すると考えられるため、杭本数 を減らした(杭間隔を広げた)検討を実施した。

#### 2) 3 次元 FEM 解析(杭間隔 6m)の結果

**図-17**に杭間隔 6m の場合の杭毎の曲げ応力とせん断応 力を示す。

杭間隔を変えても、ブロック左側の杭の応力が大きいと いう基本的な傾向は変化しない。図-17に示すように、外 径 500mm、肉厚 13mm の断面の杭(杭間隔 3m の場合の 諸元)を設定するとせん断応力が杭材の許容値を超える。 そこで、肉厚 16mm と 20mm の場合を検討した。肉厚 16mm の場合は曲げ、せん断ともに許容値を超えない。従 って FEM 解析を用いて設計した杭の諸元は表-7 の通り になる。

± 7	<b>^</b>	~~ -			1. 1	1 = 1. = 1	1	L L	11 =+/	_
<u> 天 一 / </u>		<u> </u>	<b>H H M</b>	1912年1月11日	ΓL	=;;; =+		n T-	사미 크게	· —
11 /	0	ヘル	1 - 101	ガキャノーー	5 7		C /	10/-	11666	76

杭間隔	杭外径	肉厚	杭本数
(m)	(mm)	(mm)	(本)
6	500	16	19

## (8) 比較

3 次元 FEM 解析を用いて抑止杭工を設計した場合の効 果を評価するため、既往の手法と3次元 FEM 解析で設計 された杭諸元の概算工事費<sup>21)</sup>を算出した(図-18)。この 結果は、地下水位の設定や、杭間隔などに仮定を含むため



図-18 概算工事費による両手法の比較

単純な比較はできないが、今回の条件のもとでは、3次元 FEM 解析を用いて設計した場合概算工事費で4割程度の 低減効果が期待できる。

#### 5. まとめ

本論文では、地下水位の上昇により発生する地すべりの 滑動とこれに伴い杭に作用する荷重の変化を求めることが できる FEM 解析モデルを構築し、実際の地すべりに適用 した。また、現地での孔内水平載荷試験をもとに変形係数 の設定方法についても検討を行った。さらに構築した3次 元 FEM 解析モデルを用いて抑止杭工の合理的設計を試み た結果を示した。その結果以下のことが明らかとなった。

- (a) 地すべりがすべり面に作用する地下水位の上昇に よって滑動し、杭に荷重が作用し、釣り合うという メカニズムを表す FEM 解析モデルを構築し、実際 の地すべりにおける杭の曲げモーメントを概ね再 現することができた。構築した解析モデルは、その 適用性があることが示された。
- (b) FEM 解析で設定する変形係数は、杭の最大曲げモ ーメント発生深度付近の値を含むすべり面より上 部および下部方向にそれぞれ 1/βの区間の平均値 を設定すると、観測された曲げモーメントの再現性 が良いことが示された。
- (c) 今回の解析で求めた杭毎の最大曲げモーメントは、 均一ではなく、杭周辺のすべり面の勾配と地すべり 土塊の層厚に依存していることが示された。
- (d) 3次元 FEM を用いて杭工を設計した場合、3次元 解析による抑止力の低減や、杭間隔の検討などにより、杭工の低減が期待できる。

ただし、この現場ではひずみが主断面の杭しか計測され ていないため、今後は複数の杭についてひずみが計測され ている現場において再現解析を実施し、すべり面勾配や地 すべり土塊の層厚が杭の挙動に与える影響をさらに詳細に 検討することが望ましい。 また、この解析のすべり面形状、地下水位や地盤物性値 は計測したデータを基に合理的に推定し設定したものであ るが、解析精度向上のためには、調査手法や調査量と精度 の関係などの検討が必要である。

## 参考文献

- 杉本宏之・綱木亮介 (2001):地すべり対策における二次元, 三次元斜面安定解析の比較,土木技術資料,43-6号,pp.42-47.
- 中村淳・鵜飼恵三・若井明彦・蔡飛 (2005): 浸透流 FEM 解析結果と三次元斜面安定解析(LEM)の連携,第44回日本 地すべり学会研究発表会講演集,pp.395-398.
- 3) 萩原陽一郎・藤原民章・飯沼達夫 (2005):三次元解析手法を 用いた対策工のコスト縮減効果,第44回日本地すべり学会 研究発表会講演集,pp.411-412.
- 4) 熊井直也・青木穂高・藤城彰人 (2005):三次元簡易 Janbu 法を用いた側壁効果の検証,第44回日本地すべり学会研究 発表会講演集,pp.429-432.
- 5) 太田敬一・倉岡千郎 (2003): 三次元安定計算に基づいて設 計された杭工の有限要素法による検証,第42回日本地すべ り学会研究発表会講演集, pp.197-200.
- 6) 石井靖雄・小山内信智・仲野公章・倉岡千郎・太田敬一 (2003):地盤の変形係数等が地すべり抑止杭工の変形特性に 及ぼす影響の検討,第42回日本地すべり学会研究発表会講 演集,pp.309-310.
- 7) 石井靖雄・藤澤和範・西本晴男・倉岡千郎・中島祐一(2004): 有限要素法解析によるくさび杭の設計式の適用範囲の検討, 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.423-424.
- 8) 石井靖雄・藤澤和範・倉岡千郎・中島祐一(2005): FEM 解 析による地すべり抑止杭工の打設位置が地すべりの安定性 に及ぼす影響,第44回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.293-294.
- 9) 例えば, Ghaboussi, J., Wilson, E.L. and Isenberg, J. (1973): Finite elements for rock joints and interfaces, Jl. Soil Mechs. Dn., ASCE, 94, SM3.
- R. E. Goodman, R. L. Taylor and T. L. Brekke (1968):A model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, 94 SM3, pp.637-659.
- S. Kuraoka, K.Ota, Y. Nakashima (2003) : International Conference On Slope Engineering, Volune II, pp.834-839.
- 12) 鷲津久一郎・宮本博・山田嘉昭・山本善之・川井忠彦 (1981):
   有限要素ハンドブック I 基礎編, pp.372-373.
- Owen. J & Hinton. E(1980):Finite Elements Plasticity; Theory & Practice, Pineridge Press, pp.272-318.
- 14) (社) 土質工学会 (1987): 地盤工学における数値解析の実務, p.45.

- 15) 石井靖雄・藤澤和範・中島祐一・倉岡千郎 (2006):地下水 位の上昇による再滑動型地すべりのFEM解析モデルと杭の FEM 再現解析,地すべり, vol.43, No.2, pp.1-9.
- (社)地すべり対策技術協会 (2003):地すべり鋼管杭設計 要領, p.229.
- 17) (社) 日本道路協会 (2002):道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ 下部構造編)・同解説, pp.254-257.
- 18) (社) 日本道路協会 (2002): 杭基礎設計便覧, pp.147-150.
- 19) 鵜飼恵三 (1990): 安定解析におけるせん断強度低減法の有 用性,土と基礎, Vol38-1, pp.67-71.
- 20) 石井靖雄・田中尚・藤澤和範・倉岡千郎・中島祐一:3次元 FEM 解析による杭間隔の検討,第45回日本地すべり学会 研究発表会講演集,pp.323-324.
- 21) 建設物価調査会 (2005): 建設物価