

弾塑性モデルによる盛土基礎地盤の変形解析

Deformation Analysis for Embankment Foundation Using Elasto-plastic Model

亀井健史 Takeshi KAMEI (島根大学総合理工学部)
珠玖隆行 Takayuki SHUKU (島根大学大学院総合理工学研究科)

盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動評価を行う場合の有限要素解析の有用性について検討するため、マレーシアで実施された試験盛土基礎地盤の変形・破壊挙動を、弾塑性モデルを用いた有限要素解析によってシミュレートした。その際、盛土建設に伴う基礎地盤の変形性状や地盤内の最大せん断ひずみ分布を予測するとともに、すべり面の発生位置を推定し、その位置と実際のすべり面の発生位置との対応を検討することによって、地盤の変形・破壊挙動を総合的に評価した。その結果、盛土載荷から破壊に至るまでの本解析結果と実地盤の変形・破壊挙動にはよい対応が得られた。また、破壊後のすべり面の発生位置に関して、解析結果は実測結果を精度良く予測できることが示された。

キーワード：すべり面，弾塑性，破壊，非排水，変形，盛土，有限要素法 (IGC : E02, E13, H04)

1. はじめに

軟弱粘性土地盤は一般に、未固結粘土やシルトなどの細粒土、泥炭、有機質土から形成されている。その特徴としては、透水性が低く、間隙比も大きくかつ圧縮性が高く、強度も小さいことなどが挙げられる。そのため、このような軟弱粘性土地盤上に構造物を建設する場合、地盤沈下（鉛直変位）や側方流動（水平変位）、支持力不足による地盤破壊等にみられるような、種々の地盤工学上の問題が発生する。

とくに、軟弱粘性土地盤上に盛土を急速に建設する場合、地盤の透水性が低いため、排水による地盤の圧縮（体積変化）がすぐには発生せず、地盤は非排水変形挙動を示す。構造物建設における基礎地盤の安定性を検討するために、円弧すべり解析による安定計算（極限平衡法）が慣用的に広く用いられている¹⁾。この解析手法は、円弧のすべり面を想定するとともに、すべり破壊が発生するまで地盤は変形しないと考えて地盤を剛塑性体として扱い、すべり面上でのせん断応力とせん断強さの極限釣り合い状態のみを考えることによって地盤の安定性を検討している。したがって、極限平衡法では、地盤が破壊に至るまでに発生する変形は考慮されていない。

しかしながら、近年都市域にみられるように用地幅に制限がある地域や、既設構造物に近接した場所に構造物を建設する場合には、軟弱粘性土地盤の破壊のみならず、地盤が破壊に至るまでに生じる地盤沈下や側方流動などが、周辺地盤に及ぼす影響にも十分な注意を払う必要がある。

一方、近年の計算機の発達と土の力学挙動をよく表わす構成モデルの出現により、構成モデルに必要な土質定数が精度良く得られれば、有限要素法等の数値解

析（極限解析法）を行うことにより、地盤の変形挙動を工学的に十分な精度と時間で予測することが可能となってきた^{2), 3)}。このような数値解析を用いることによって、極限平衡法では考慮されない、地盤が破壊に至るまでに生じる沈下や側方流動等の変形挙動を予測することができ、地盤の変形・破壊挙動を統一的に評価することが可能となる。このような評価は、軟弱粘性土地盤上に盛土を施工する場合の施工管理などにおいて極めて重要な情報となる。

これまで、実際の盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動予測が多数実施されている。とくに、マレーシアで建設された試験盛土に関しては、多くの研究者や技術者が、種々の方法を用いて限界盛土高さやすべり面の発生位置等の予測を行っている。その結果は Brand and Premchitt⁴⁾によって詳細にまとめられ、実際の限界盛土高さやすべり面の発生位置を予測することは難しく、多くの予測結果は実測結果と大きく異なっていることが報告されている。例えば、Nakase and Takemura⁵⁾は、主として円弧すべり解析手法を用い、補助的に遠心模型実験を行うことによってすべり面の発生位置等の予測を行った。また、Balasubramaniam *et al.*⁶⁾や Poulos *et al.*⁷⁾も円弧すべり解析によって限界盛土高さやすべり面の発生位置を予測している。しかしながら、これらの研究では限界盛土高さを過小評価し、すべり面に関しては深度の浅いすべり面を予測した結果となっている⁴⁾。一方、Indraratna *et al.*⁸⁾は、修正 Cam-clay モデルを用いた有限要素解析によってすべり面の発生位置等の予測を行い、解析結果から予測されるすべり面が実際のすべり面と良い対応を示すことから、解析の際に適切な解析条件や土質定数を選択することによって、すべり面の発生位置を精度良く予測できることを実証している。しかしながら、彼らの研

究では盛土建設に伴う基礎地盤の変状や地盤内最大せん断ひずみ分布の遷移については明らかにされておらず、盛土基礎地盤の変形から破壊に至るまでの一連の解析結果に関しては不明な点が多い。また、すべり破壊は変位に関するものであり、すべり面の推定にはせん断ひずみ分布等の結果を用いて推定することが適当であるといえるが、彼らは、すべり面の発生位置を主として τ/α_u のコンターから予測しており、その判断に疑問が残る。

そこで本研究では、マレーシアのムーア海成軟弱粘土地盤上に急速に建設し、その後崩壊に至らしめた試験盛土を対象として、盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動を、Cam-clay モデルを用いた土/水連成有限要素解析によってシミュレートしている。まず、盛土建設前に得られている情報を用いて解析を行い、さらに、盛土建設中に現場から得られる情報（地表面のわずかな変状、テンションクラック）を考慮した解析も実施した。その際、解析対象とした盛土基礎地盤のメッシュ分割を細かくすることによって、より詳細な解析結果の抽出を試みた。そこで、解析から得られた地盤の変状（地表面沈下・隆起、側方変位）と現場計測結果の比較を行うとともに、Indraratna *et al.*⁸⁾ の報告では示されていない、盛土建設に伴う基礎地盤の変状（メッシュ図）や、すべり面発生位置の予測に有用である最大せん断ひずみ分布を示し、本解析結果と実際のすべり面がどの程度対応しているのかを検討することによって、地盤が変形から破壊に至るまでの挙動を総合的に評価する。

2. 土の構成モデル

本研究では、粘性土の構成モデルとして Cam-clay モデル^{9)~11)} を用いる。このモデルは4つの土質定数 (λ , κ , e , M) で定式化することができ、粘性土の圧密およびせん断挙動を統一的に表現できるモデルである。

まず、Cam-clay モデルの降伏関数 f は次式で表される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (1)$$

ここで、 p' は平均有効主応力、 p'_0 は p' の初期値であり、 η は p' と一般化された偏差応力 q の比を、 v^p は塑性体積ひずみを表している。また、 λ と κ はそれぞれ自然対数表示による圧縮指数と膨潤指数であり、 e_0 は初期間隙比を表す。 D はダイレイタンス係数であり、限界状態での応力比 M を用いて $D = (\lambda - \kappa) / \{M(1 + e_0)\}$ と表現できる。なお、 p' と q はそれぞれ次式で定義され

る。

$$p' = \frac{1}{3} \sigma'_{ii}, \quad q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (2)$$

ここで、 σ'_{ij} は有効応力であり、 S_{ij} は σ'_{ij} の偏差成分を表している。

Cam-clay モデルの場合、ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ の塑性成分 $d\varepsilon^p_{ij}$ は、この降伏関数 f に対して関連流れ則を適用することにより得られる。なお、 $d\varepsilon^*p_{ij}$ は $d\varepsilon^p_{ij}$ の偏差成分を表している。

$$2d\varepsilon^*p_{ij} = \frac{1}{h} \frac{S_{ij}}{\bar{\tau}} \left(\frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (3)$$

$$d\varepsilon^p_{kk} = \frac{\bar{\beta}}{h} \left(\frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (4)$$

ここで、 $d\sigma'_{ij}$ は有効応力の増分を表しており、 $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij} S_{ij}} / 2$ である。 $\bar{\beta} = (M - \eta) / \sqrt{3}$ は限界状態への隣接度を表す関数であり、 $h = (\bar{\beta} / \sqrt{3} D) p'$ は硬化係数を表す。このとき、Cam-clay モデルの構成式は次式で与えられる。

$$d\sigma'_{ij} = \left\{ \left(\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \frac{1}{\tilde{G} + \tilde{h}} \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} + \tilde{K} \bar{\beta} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} + \tilde{K} \bar{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} d\varepsilon_{kl} \quad (5)$$

ここで、 $\tilde{K} (= (1 + e) p' / \kappa)$ と $\tilde{G} (= 3(1 - 2\nu) \tilde{K} / \{2(1 + \nu)\})$ はそれぞれ体積弾性係数とせん断弾性係数を表しており、 $\tilde{K} \bar{\beta}^2 + h$ を \tilde{h} と置いた。

3. 解析対象と手法

1980年代、マレーシア南西部を南北に縦断する高速道路の建設が計画されていた（図-1）。しかしながら、その地域には軟弱な海成粘土地盤が広く分布しており、構造物建設に伴う基礎地盤の沈下や側方流動、地盤破壊等の種々の問題発生が考えられた。そこで、このような海成粘土地盤の詳細な力学的挙動調査を行うために、1988年から1989年にかけてムーア郊外において試験盛土が建設され、その際、盛土建設地点の地盤構成や地盤の物理的・力学的性質、基礎地盤の変形・破壊挙動の実測結果等、種々の情報が得られた。本研究では、このように詳細な情報が得られているムーア試験盛土を対象とし、土/水連成有限要素解析を行うことによって盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動をシミュレートした。

3. 1 試験盛土の概要^{4), 8), 12), 13)}

試験盛土建設地点は、マレーシアの南西部に位置するマラッカから100km程度シンガポールに向けて南下したムーア地域である(図-1)。表-1は盛土建設地点の地盤構成とその特性を示している。盛土建設地点では、地表面から深度2mの範囲に風化したクラストが存在し、その下位に厚さ16m程度のシルト質粘土層が続く。そのシルト質粘土層は、上部の極めて軟弱な層(厚さ6m程度)と下部の軟弱な層(厚さ10m程度)に分類される。シルト質粘土層のすぐ下位には、厚さ0.6mのピート質の粘土層、さらにその下位に厚さ4mの剛性の大きな砂質粘土層が続く。このような一連の粘土層は、地表面から深度22.4mまで続き、22.4m以下には密な砂層が存在している。

試験盛土形状と観測計器の配置を図-2に示す。(a)が平面図、(b)が盛土中央での断面図である。盛土は最初、敷幅55m、奥行き幅90mの寸法で建設され、盛土高さが2.5mに達したところで、3方向に長さ15mの小段が設けられた。そのため、試験盛土の寸法は、敷幅40m、奥行き幅60mとなった。観測計器としては、

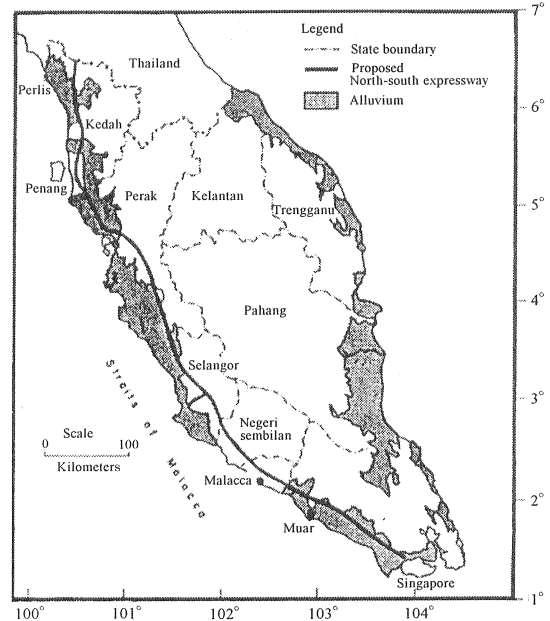


図-1 マレーシアにおける沖積層の分布⁸⁾

表-1 盛土建設地点における地盤構成とその特性⁸⁾

Depth (m)	Soil description		Dominant minerals determined by X-ray diffraction	Grain Size				Coefficient of horizontal permeability k_h (m/sec)	Compression ratio ($C_c / (1 + e_0)$)	Preconsolidation pressure, P_c (kPa)
				Clay	Silt	Sand	Gravel			
0.0m	Crust	Yellowish brown mottled red clay with roots, root holes, and laterite concretions	—	62	35	3	0	—	0.3	110
2.0m	Upper clay	Light greenish gray clay with a few shells, very thin discontinuous sand partings, occasional near vertical roots and some decaying organic matter (less than 2%)	Kaolinite, montmorillonite, illite, quartz	45	52	3	0	4×10^{-9}	0.5	40
8.1m	Lower clay	Gray clay with some shells, very thin discontinuous sand partings and some decaying organic matter (less than 2%)	Kaolinite, montmorillonite, illite, quartz	50	47	3	0	10^{-9}	0.3	60
17.8m	Peat	Grayish brown sandy clay with a little decaying organic matter	—	—	—	—	—	—	—	—
18.4m	Sandy clay	Dark brown peat with no smell (carbon dated to 10,000 years BP)	—	20	36	44	0	2×10^{-7}	0.1	60
22.4m	Sand	Dark gray very silty medium to coarse sand (standard penetration test greater than 20)	—	4	20	71	5	—	—	—

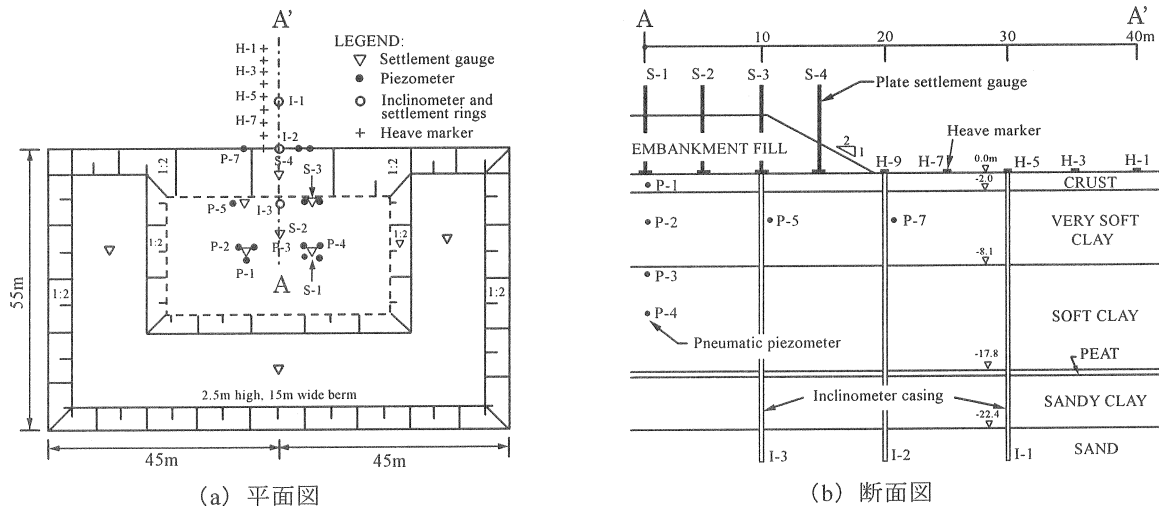


図-2 試験盛土形状と観測計器の配置^{4), 8), 12)}

沈下板、隆起計、変位杭、間隙水圧計が盛土建設前に設置された。盛土材料は花崗岩質の砂で、盛土のヤング率 $E = 5100\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ 、単位体積重量 $\gamma = 20.5\text{kN/m}^3$ であった。盛土は1回のブル敷き厚さを 0.2m とし、1週につき 0.4m の速度で建設された(図-3)。盛土建設開始から98日経過し、盛土高さが 5.4m に達した段階で、盛土中央付近にほぼ鉛直のテンションクラックが発生し、その後テンションクラックがクラストにまで達した後、基礎地盤はすべり破壊に至った。すべり面の発生位置は、すべり破壊発生直後の沈下計、隆起計、変位杭等の測定結果に基づいて推定された。推定されたすべり面の発生位置を図-4に示す。

3. 2 有限要素法、境界条件およびモデル地盤

有限要素法は、微小変形理論のもと Sandhu and Wilson¹⁰⁾ の方法に従って定式化した。要素は土骨格の変形に関して8節点アイソパラメトリック要素を、間隙水圧に関して4節点アイソパラメトリック要素を用い、図-2(b)と同様の断面方向について基礎地盤のみをモデル化した。盛土に関しては、地盤の変形・破壊現

象は盛土の荷重が主要因となって発生するという観点から、簡単のため盛土に相当する荷重を基礎地盤に作用させることによって表現した。解析に用いた基礎地盤の要素分割を図-5に示す。盛土中央から右側に 60m 、左側に 50m (幅 110m)、地表面から深度 18m (クラストから下部のシルト質粘土層まで) の範囲を解析対象として要素分割した。なお、深度 18m 付近に存在する厚さ 0.6m のピート質粘土層については、土質定数が得られておらず、層厚が小さく解析結果に大きな影響を及ぼさないものと考えられることから、下部のシルト質粘土層を含めて地盤のモデル化を行っている。また、深度 $18.4\text{m} \sim 22.4\text{m}$ に存在する砂質粘土層に関しては、剛性が大きく、変形がほとんど生じないと仮定して要素分割は行わなかった。全要素数は 1204 個で、全節点数は 3814 個である。境界条件は、変形に関して両側面で水平変位固定とし、底面境界では鉛直・水平変位固定境界とした。一方、水理条件は、地表面で排水とし、両側面では非排水とした。また、深度 18.4m 以深に存在する砂質粘土層の透水係数が、下部のシルト質粘土層の 200 倍程度であることから、底面境界においても排水条件とした。

解析に必要な基礎地盤の土質定数、初期応力をそれぞれ表-2、表-3に示す。これらの値は室内試験結果か

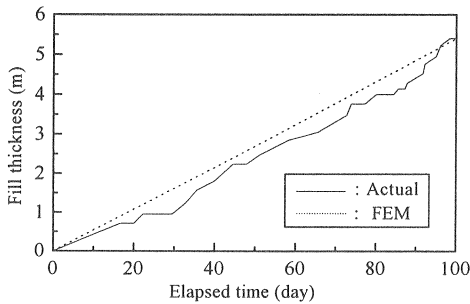


図-3 盛土建設過程⁴⁾

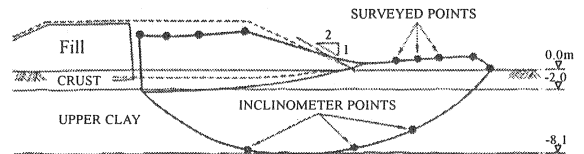


図-4 現場におけるすべり面の発生位置⁴⁾

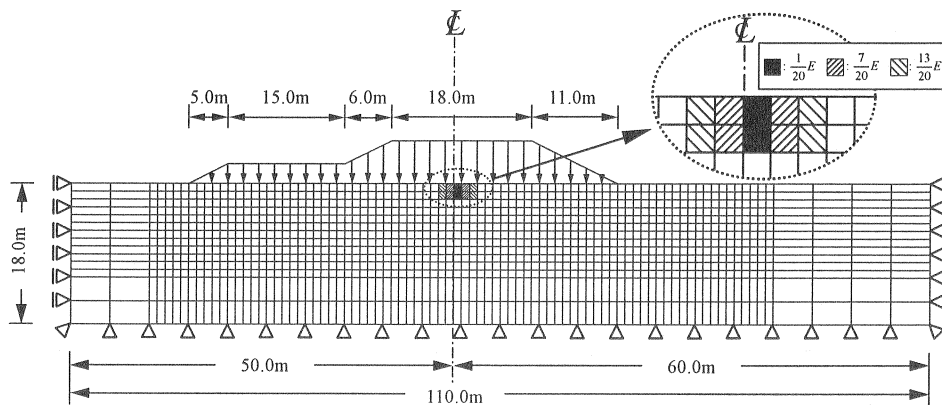


図-5 有限要素メッシュ

表-2 解析に用いた土質定数⁶⁾

Depth (m)	κ	λ	e_{cs}	M	ν	k_v (m/s)
0-2.0	(Elastic material; $E=500\text{kPa}$, $\nu=0.3$)					0.8×10^{-9}
2.0-8.0	0.05	0.13	3.07	1.19	0.3	0.8×10^{-9}
8.0-18.0	0.08	0.11	1.61	1.07	0.3	0.6×10^{-9}

表-3 地盤内の初期応力状態⁶⁾

Depth (m)	σ_{ho} (kPa)	σ_{vo} (kPa)	u (kPa)
0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	10.6	17.6	13.4
8.0	31.0	51.7	72.2
18.0	65.2	108.7	170.3

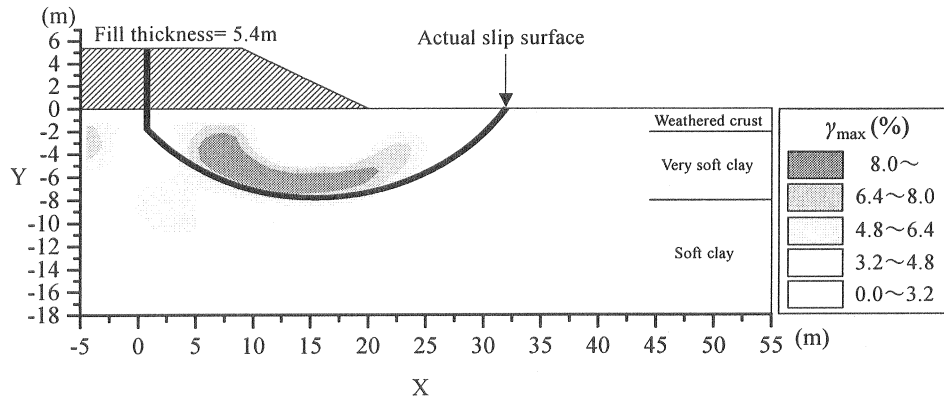


図-6 地盤内の最大せん断ひずみ分布と実際のすべり面との比較

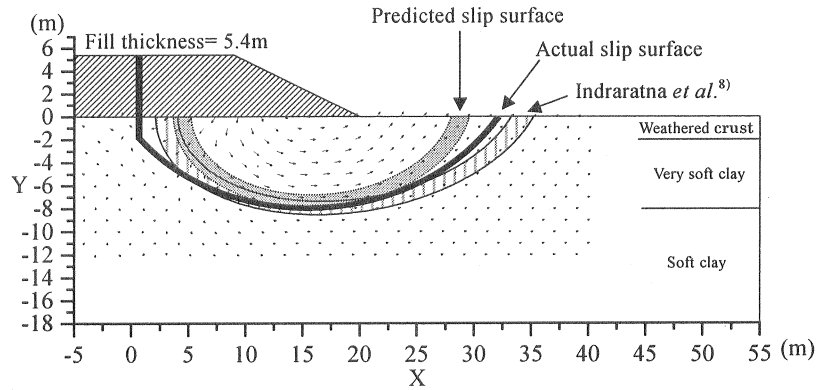


図-7 変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と実際のすべり面との比較

ら決定された値を用いた⁸⁾。地表面から深度 2m に存在するクラストは弾性体と仮定し、盛土荷重が作用する要素に関しては、盛土の剛性を考慮するため盛土材料のパラメータを用いた。本解析では直線的な盛土建設過程を仮定し(図-3)、盛土建設開始から盛土が破壊に至るまでの 98 日間(盛土高さ 5.4m まで)の基礎地盤の変形・破壊挙動の解析を行った。

また、実際には、基礎地盤がすべり破壊に至るまでに、盛土中央付近においてほぼ鉛直のテンションクラックが発生しており、すべり破壊もこのクラックから発生している。そこで、このような現場からの情報を考慮した解析も合わせて行った。その際、クラックが発生した盛土中央付近の要素の剛性を 1/20 に低減することで表現した。さらに、クラックが発生したと考えた要素の周辺の要素に関しては、クラック発生による地盤の応力解放を考慮するため、要素の剛性を線形的に低減させた(図-5)。

4. 解析結果および考察

4.1 盛土建設前に得られている情報を用いた解析結果および考察

図-6 は地盤内の最大せん断ひずみ (γ_{max}) 分布と、

実際のすべり面発生位置との比較を示している。なお、図中水平方向に関しては盛土中央を $X=0m$ として右に正、左に負の座標をとり、鉛直方向に関しては、地表面を $Y=0m$ とし、上方に正、下方に負の座標をとって表記した。以下に示す図においてもこのような表記を用いることとする。ここでは現場において基礎地盤のすべり破壊が発生したとされる盛土高さ 5.4m の解析結果に着目した。実際のすべり面は、上部のシルト質粘土層と下部のシルト質粘土層の境界である深度 8m 程度を最深部とした下に凸の円弧状を示し、盛土中央から盛土法尻前方 12m ($X=32m$) 程度にまで達している。一方、解析から得られた地盤内の γ_{max} 分布は、 $\gamma_{max}=6.4\% \sim 8.0\%$ の領域が、深度 8m 程度を最深部として、 $X=5m$ から $X=25m$ まで下に凸の円弧状に分布している。その円弧状領域には $\gamma_{max}=8\%$ 以上の領域も認められ、このようなひずみの局所化領域(せん断帯)ですべり破壊が生じるものと考えられる。ひずみの局所化領域と実際のすべり面を比較すると、その形状に関しては実際よりも僅かに小さな円弧状を示すものの、 $\gamma_{max}=8.0\%$ 以上の領域の下限と実際のすべり面の最深部はよい対応を示した。なお、解析結果と実際のすべり面の形状および発生位置の僅かな違いは、現場で観察されたテンションクラックの影響によるものと考えられる。

次に、解析によって得られた盛土高さ 5.4m の場合

の変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面の位置と実際のすべり面との比較を示す(図-7). 図中には Indraratna *et al.*⁸⁾によるすべり面の予測結果も示した. Indraratna *et al.*⁸⁾によって予測されたすべり面は, $X=4\text{m}$ 付近から深度 8m 程度を最深部とした下に凸の円弧状を示し, $X=35\text{m}$ 程度の地表面まで達している. このすべり面は, 発生位置に関して実際のすべり面と僅かに異なっているが, その最深部は実際のすべり面と良い対応を示している. 一方, 解析から得られた変位ベクトルに着目すると, $X=4\text{m}\sim 30\text{m}$, $Y=0\text{m}\sim -8\text{m}$ の範囲に円弧を形成するように分布しており, $X\geq 32\text{m}$, 深度 9m 以深では変位がほとんど認められない. また, 変位ベクトル図(図-7)と最大せん断ひずみ分布図(図-6)を比較すると, 変位ベクトル図において大きな変位が認められる円弧状の領域と, その周辺のほとんど変位が認められない領域の境界付近で最大せん断ひずみの局所化(せん断帯)が認められ, 変位ベクトル図においてこの境界が滑り面の発生位置であると推定できる. よって, このような変位ベクトルの分布性状と最大せん断ひずみ分布の結果から, 図に示したようなすべり面の発生が予測される.

今回予測されたすべり面は, その形状に関しては, 実際よりも僅かに小さな円弧となった. しかしながら, その最深部に関しては実際のすべり面と非常によく対応を示し, Indraratna *et al.*⁸⁾によるすべり面の予測結果とほぼ同様の結果が得られた. よって, 盛土建設前に得られた情報を用いた解析によって工学的に十分な精度ですべり面の推定が行えることが示された.

4. 2 現場からの情報を考慮した解析結果および考察

実際の現場では, 基礎地盤がすべり破壊に至るまでに盛土中央部付近にほぼ鉛直のテンションクラックが発生している. すべり破壊もこのクラックから発生しており, 解析結果から推定したすべり面(図-7)と実際のすべり面の間に認められた, 形状や発生位置の僅かな違いもこのクラックの影響によるものと考えられる. そこで, より正確なすべり面の推定を行うため, このような現場から得られる情報を考慮した解析も行った. その結果を以下に示す.

まず, 盛土建設に伴う基礎地盤の変状を図-8に示す. なお, 変状図において示した盛土の形状は, 変形していない盛土の形状に地表面の変状を加えて描画したものである. 盛土高さが 4.0m の場合(図-8 (a)), 地表面の鉛直方向変位に着目すると, 盛土直下の $X=-5\text{m}\sim 9\text{m}$ の範囲で一様な沈下(鉛直方向下向きの変位)が認められ, $X=9\text{m}$ 程度から盛土法尻方向に進むにつれて沈下量は徐々に減少し, $X=15\text{m}$ 付近で沈下は認められなくなっている. $X\geq 15\text{m}$ では隆起現象(鉛直方向上向きの変位)が認められ, 盛土法尻に向かうのに伴い隆起量は大きくなり, $X=21\text{m}\sim 24\text{m}$ 程度の範囲

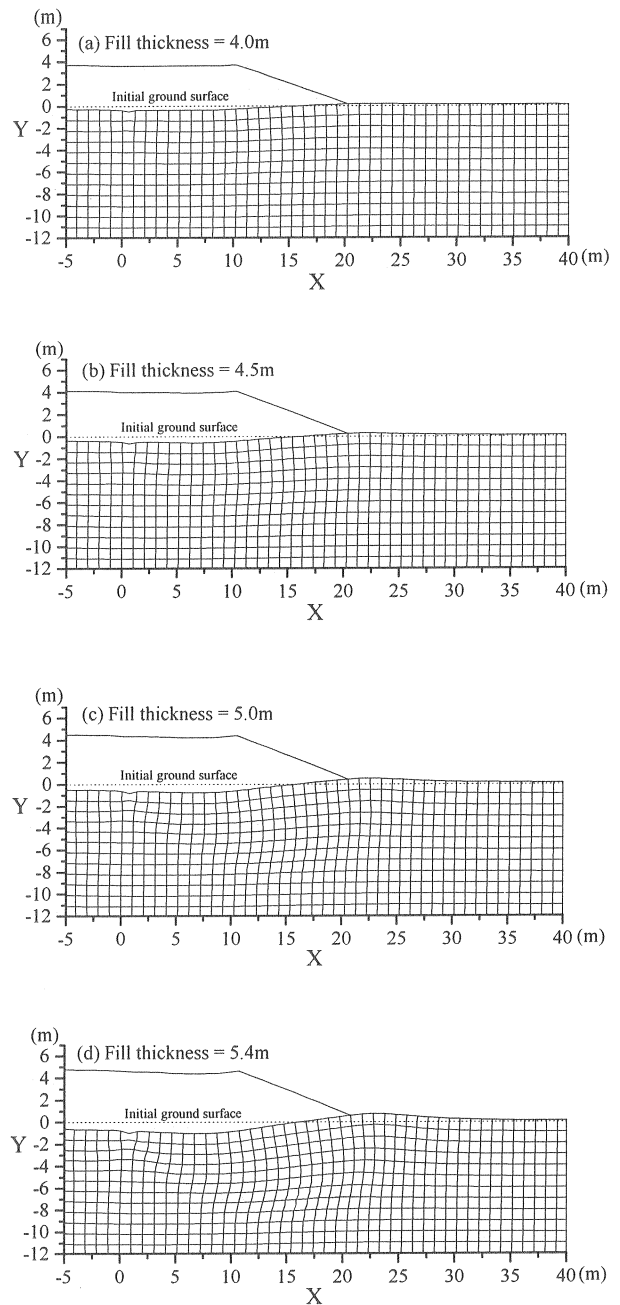


図-8 盛土建設に伴う基礎地盤の変状

で最大の隆起量を示している. その後, 盛土法尻から離れるのに伴って隆起量は緩やかに減少し, $X=40\text{m}$ 付近では沈下や隆起は認められなくなった. また, 地盤を分割した要素に目立った変形は認められなかった. その後荷重が進行し, 盛土高さが 4.5m に達すると(図-8 (b)), 地表面沈下や隆起だけでなく, 地盤内での盛土外側に向かう変位(側方流動)も認められるようになる. このような側方変位は, $X=0\text{m}\sim 25\text{m}$, $Y=0\text{m}\sim -8\text{m}$ の広範囲に認められるが, $X=10\text{m}\sim 18\text{m}$, $Y=-2\text{m}\sim -5\text{m}$ 付近で最も顕著になっている. また, クラックの発生位置と仮定し, 剛性を $1/20$ に低減した盛土中央の要素は, 他の要素と比較して著しい変形が認められた. さらに荷重が進行し, 盛土高さが 5.0m に達すると(図-8 (c)), これまでの荷重段階で認められた

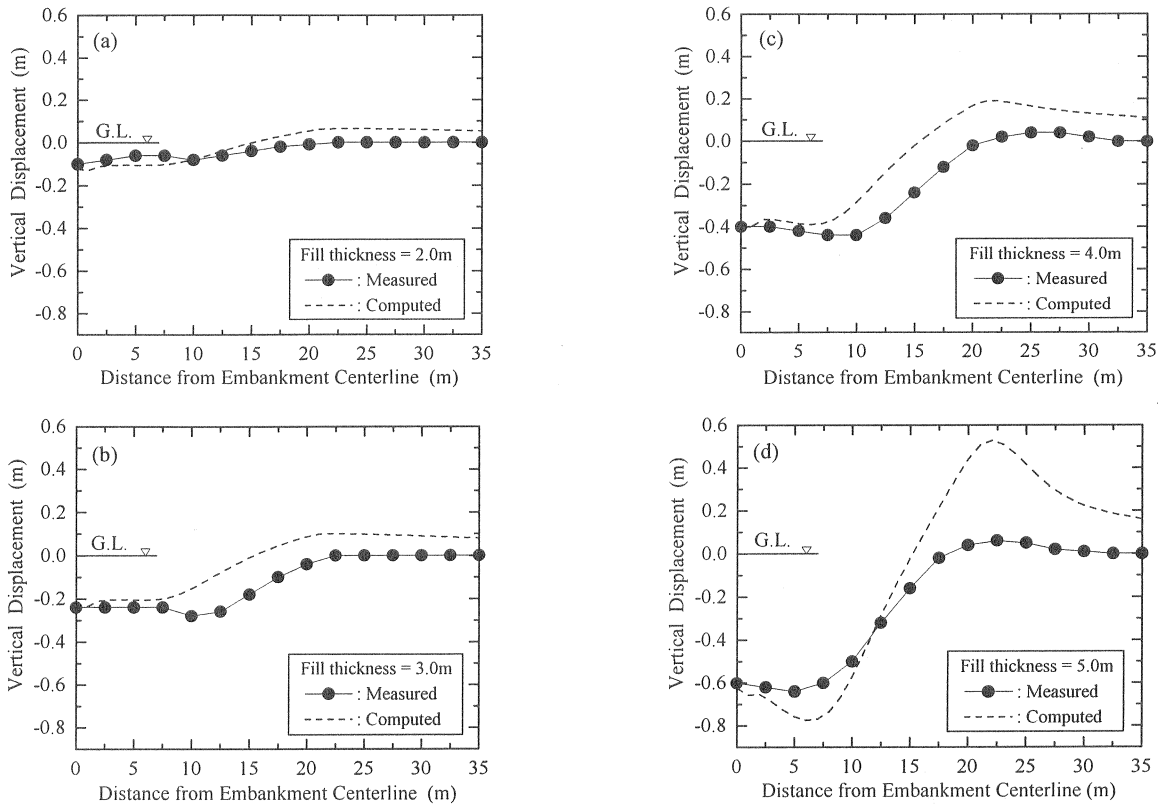


図-9 解析から得られた鉛直変位とその実測値の比較

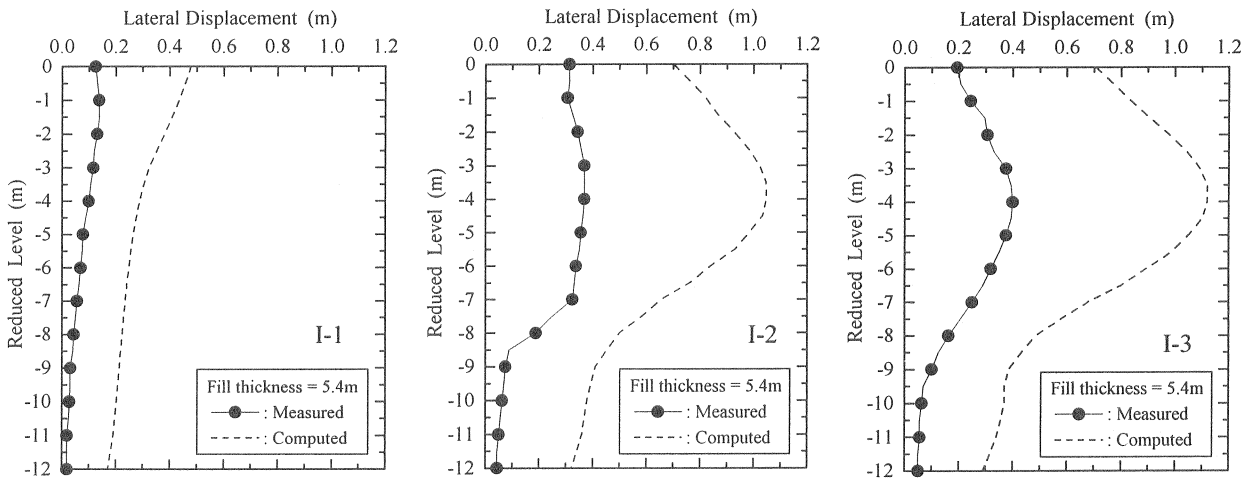


図-10 解析から得られた盛土高さ 5.4m における側方変位の深度分布とその実測値の比較

地表面沈下・隆起，側方変位は顕著になり，テンションクラックを考慮した要素の変形もさらに進行している．ここで，地表面沈下に着目すると，これまでの載荷段階では，テンションクラックの発生位置とした要素を除いて， $X=-5\text{m}\sim 9\text{m}$ の範囲において一様な沈下量を示していたが，盛土高さが 5.0m の場合には， $X=6\text{m}\sim 7\text{m}$ の地表面の沈下量が他の地表面と比較して大きくなっていることがわかる．最終的に，現場において基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ 5.4m に達すると（図-8 (d)），地表面沈下・隆起，側方変位はさらに顕著になり，地盤が円弧状のすべり面を伴って破

壊するよう変形していることがわかる．また，地盤内の要素に着目すると， $X=0\text{m}\sim 5\text{m}$ ， $Y=0\text{m}\sim -5\text{m}$ の範囲では圧縮されて横長に変形した要素が， $X=20\text{m}\sim 25\text{m}$ ， $Y=0\text{m}\sim -5\text{m}$ の範囲では，伸張されて縦長に変形している要素が認められる．また， $X=5\text{m}\sim 15\text{m}$ ， $Y=-6\text{m}\sim -8\text{m}$ の範囲では，せん断によって平行四辺形に変形した要素が認められることから，地盤内でのせん断変形の形態が，盛土直下から下に凸の円弧状に盛土外側へ向かうのに伴って，圧縮，単純せん断，伸張と変化していることが確認できる．

次に，地盤変状を詳細に検討するため，解析から得

られた盛土中央～盛土法尻先端 15m の範囲における鉛直変位とその実測値の比較を示す (図-9)。

盛土建設初期の盛土高さ 2.0m の場合 (図-9 (a)), 0m～10m の範囲に認められる沈下に関して, 解析結果と実測値はほぼ同じ沈下量を示した. 一方, 20m～35m の範囲に認められる隆起に関しては, 実測値はほとんど変位を示さないものの, 解析結果では 0.05m 程度の隆起が認められ僅かに過大評価している. 盛土高さが 3.0m の場合 (図-9 (b)), 0m～7.5m の範囲に認められる地表面沈下に関しては, 解析結果と実測値は良い対応を示した. しかしながら, 実測値は盛土中央から 10m 程度離れた地表面が他の地表面と比較して著しく沈下しており, 解析結果にその傾向は認められなかった. 载荷が進行した盛土高さ 4.0m の場合 (図-9 (c)), 盛土高さが 3.0m の場合と同様に, 0m～7.5m の範囲においては解析結果と実測値が良い対応を示すものの, 15m～35m の範囲に認められる隆起に関しては僅かに過大評価となった. さらに载荷が進行した盛土高さ 5.0m では (図-9 (d)), 盛土中央の沈下に関しては解析結果と実測値が良い対応を示した. しかしながら, 20m～25m の範囲に認められる隆起に関してはこれまでの盛土高さと同様に, 解析結果が実測値を過大評価する結果となった.

次に, 基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ 5.4m における側方変位の深度分布の解析結果と, その実測値の比較を示す (図-10). I-1, I-2, I-3 は変位杭の設置箇所を示しており (図-2 (b)), 盛土中央からそれぞれ 30m, 20m, 10m 離れた位置に対応している. まず, I-1 に着目すると, 実測値は深度 1.0m 付近で 0.12m 程度の最大の側方変位量を示し, 地表面から離れるのに伴って側方変位量は小さくなり, 深度 9m 程度ではほとんど側方変位は認められない. 一方, 解析結果は, 地表面付近で 0.5m 程度の最大の側方変位量を示し, 深度の増大に伴って変位量は小さくなるが, 深度 12m においても 0.2m 程度の側方変位量を示している. 次に, 盛土法尻先端に対応する I-2 に着目すると, 実測値は, 地表面から深度 7m 付近の広範囲で 0.3m 程度の側方変位が認められる. また, 深度 7m～8.5m の間で急激に側方変位量が減少しているため, この範囲に破壊面 (すべり面) が存在しているものと推察される. 一方, 解析結果は深度 4m 付近で 1.0m 程度の最大の側方変位量を示し, 実測値を過大評価しているが, 解析結果においても深度 7m～8.5m の範囲で急激に側方変位量が変化しており, 側方変位の分布の傾向に関しては解析結果と実測値に良い対応が認められた. さらに I-3 に着目すると, 実測値は深度 4m 付近で 0.4m 程度の最大の側方変位量を示しており, 深度 8m 以深ではほとんど変位は認められない. また, I-2 と同様に深度 7m～8.5m の範囲で急激に側方変位量が減少している. 一方, 解析結果においても実測値と同様に深度 4m 付近で最大の側方変位を示すものの, その変位量は実測結果の 3 倍程度となっている. また, 解析結果におい

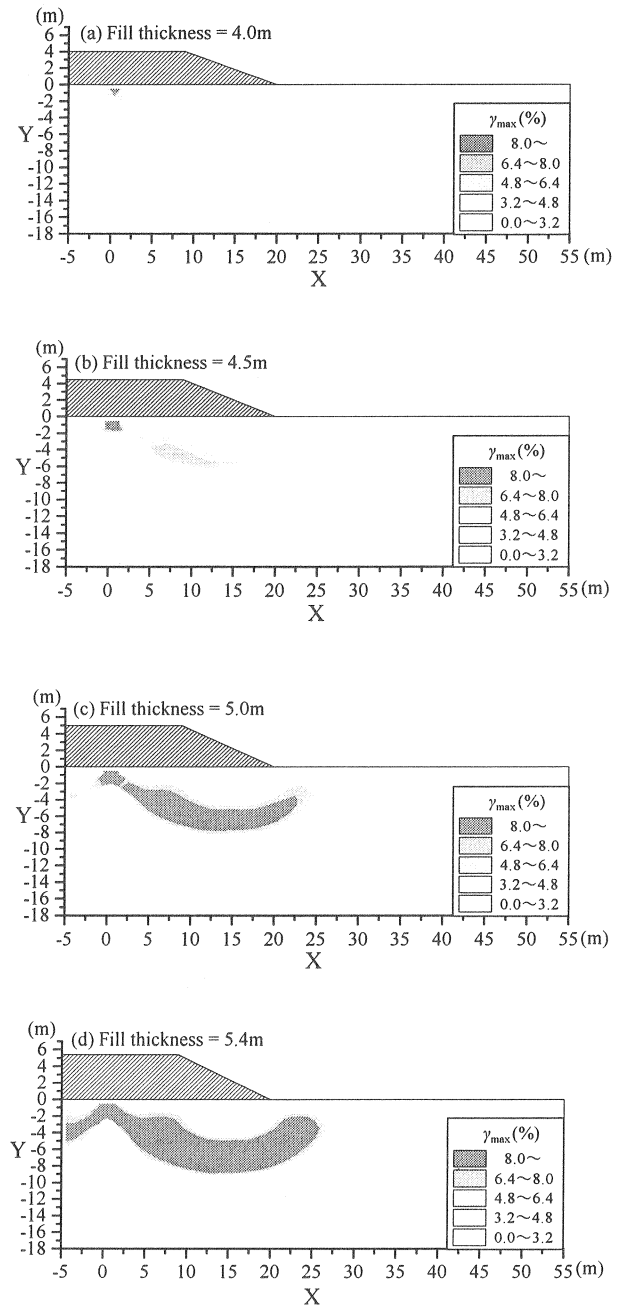


図-11 盛土建設に伴う地盤内の γ_{max} 分布の遷移

ても実測結果と同様に, 深度 7m～8.5m の範囲において急激な変位量の変化が認められることから, 側方変位の分布の傾向に関しては, 解析結果と実測値に良い対応が認められた.

以上のことから, 本解析では盛土法尻先端の隆起と側方変位に関して過大評価する結果となった. しかしながら, 盛土直下の地表面沈下と側方変位の深度分布の傾向に関しては実測値と良い対応が認められた. 変位量を過大評価した一要因としてクラックを考慮したことが挙げられるが, 既往の研究において, 一般に有限要素解析は, 盛土建設初期において側方変位を過大評価することが報告されており^{16), 17)}, その原因としては, 自然地盤の異方性, 土の不均質性, 主応力方向の回転, ポアソン比等の影響が挙げられる¹⁵⁾. 今後上

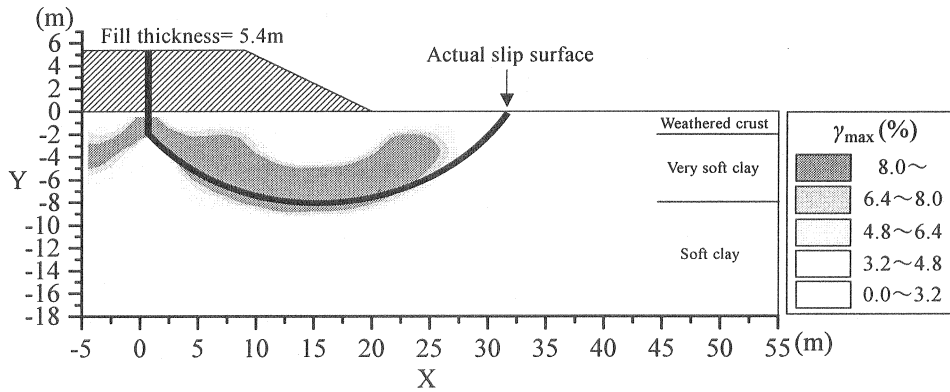


図-12 地盤内の最大せん断ひずみ分布と実際のすべり面の比較

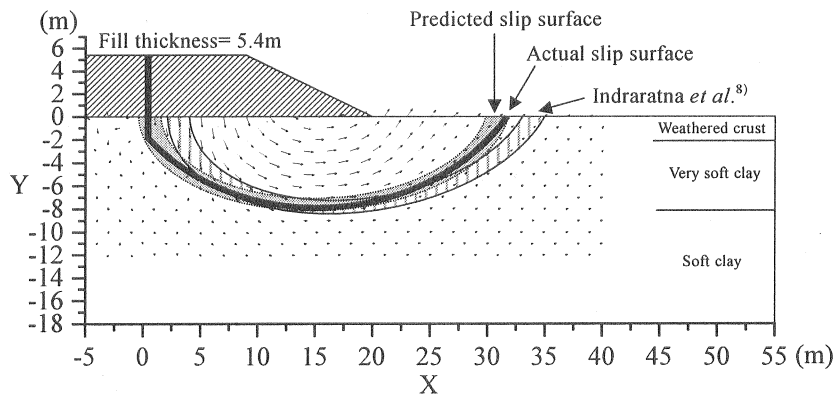


図-13 変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と実際のすべり面との比較

記のような指摘事項を再検討することにより、本解析結果はさらに改善されるものと考えられる。

次に、盛土建設に伴う地盤内の γ_{max} 分布の遷移を図-11に示す。盛土高さが4.0mの場合(図-11(a))、要素の剛性を低減した盛土中央の地表面と、 $X=5m \sim 15m$ 、 $Y=-2m \sim -6m$ の範囲で、 $\gamma_{max}=3.2\% \sim 4.8\%$ の領域が僅かに認められるが、顕著なひずみの局所化は認められなかった。荷重が進行し、盛土高さが4.5mに達すると(図-11(b))、 $\gamma_{max}=3.2\% \sim 4.8\%$ の領域が、盛土中央から盛土法尻先端の地表面に向かって下に凸の円弧状に分布するようになる。このような円弧状領域の内部には、 $\gamma_{max}=6.4\% \sim 8\%$ の領域も認められる。さらに荷重が進行し、盛土高さが5.0mに達すると(図-11(c))、円弧状の領域が僅かに大きくなり、その領域の内部に $\gamma_{max}=8\%$ 以上の領域も認められるようになる。最終的に、現場において基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ5.4mに達すると(図-11(d))、円弧状領域の γ_{max} が一様に8%を超えるようになり、明瞭な γ_{max} の局所化が認められるようになる。

これまでに示した盛土建設に伴う基礎地盤の変状や γ_{max} 分布の遷移より、基礎地盤の非排水変形・破壊挙動の総合的な評価が行えるものと考えられる。

図-12は、テンションクラックを考慮した解析によって得られた盛土高さ5.4mの場合の地盤内の γ_{max} 分布

と実際のすべり面の比較を示している。ひずみの局所化した領域($\gamma_{max}=8\%$ 以上の領域)が、深度8m程度を底部として盛土中央から盛土法尻先端に向かって下に凸の円弧状に分布している。このような γ_{max} の局所化領域と実際のすべり面は良い対応を示すことがわかる。とくに、 $\gamma_{max}=8\%$ 以上の円弧状領域の下限が実際のすべり面と非常に良い対応を示した。

さらに、テンションクラックを考慮した解析によって得られた盛土高さ5.4mの場合の変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と実際のすべり面の比較を図-13に示す。図中には、図-7と同様にIndraratna *et al.*⁸⁾によるすべり面の予測結果も示した。変位ベクトルの分布性状に着目すると、 $X=0m \sim 32m$ 、 $Y=0m \sim -8m$ の範囲に円弧を形成するような変位ベクトルの分布が認められるが、深度9m以深や $X \geq 32m$ では変位がほとんど認められない。このような変位ベクトルの分布性状や、これまでに示した側方変位の深度分布、最大せん断ひずみ分布の解析結果から、図中に示したようなすべり面の発生が推定される。Indraratna *et al.*⁸⁾によって予測されたすべり面はその発生位置が実際のすべり面の発生位置と僅かに異なっているが、現場から得られる情報を考慮した本解析結果から推定されるすべり面は、発生位置・形状ともに実際のすべり面と非常に良い対応を示した。

5. 結論

盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動を、弾塑性モデル (Cam-Clay モデル) を用いた土/水連成有限要素解析を行うことによってシミュレートした。本研究より得られた主要な結論を以下に述べる。

- (1) 盛土建設前にあらかじめ得られている情報を用いた解析結果 (最大せん断ひずみ分布および変位ベクトルの分布性状) から推察されるすべり面は、実際のすべり面とほぼ良い対応を示すことが認められ、工学的に十分な精度ですべり面の推定が行えることが示された。
- (2) 現場から得られる地表面の僅かな変状 (テンションクラック) を数値解析に導入することによって得られた最大せん断ひずみの局所化領域と変位ベクトルの分布性状は、実際のすべり面と非常に良い対応を示した。

以上のことから、弾塑性モデルによる有限要素解析結果は、実際の盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動をよく表現できることが明らかとなった。また、動態観測等により、表層の変形性状をいち早く検出し、その観測結果を数値解析に反映させることによって、より精度の高いすべり面の予測が行える可能性を示唆した。

参考文献

- 1) Nakase, A.: The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations* vol.7, No.2, pp.33-45, 1967.
- 2) Sakajo, S. and Kamei, T.: Simplified deformation analysis for embankment foundation using elasto-plastic model, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.1-11, 1996.
- 3) Kamei, T. and Sakajo, S.: A deformation analysis of deep foundation under embankment using elasto-viscoplastic model, *Journal of the Japan Society of Engineering Geology*, Vol.39, No.2, pp.183-192, 1998.
- 4) Brand, E. W. and Premchitt, J.: Comparison of the predicted and observed performance of the Muar test embankment, *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.10.1-10.29, 1989.
- 5) Nakase, A. and Takemura, J.: Prediction of behavior of trial embankment built to failure. *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.9-1.21, 1989.
- 6) Balasubramaniam, A. S., Phien-wej, N., Indraratna, B., and Bergado, D. T.: Predicted behavior of test embankment on a Malaysian marine clay, *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.1-1.8, 1989.
- 7) Poulos, H. G., Lee, Y., and Seed, H. B.: Prediction of embankment performance on Malaysian marine clays. *Proceedings of the International Symposium, on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.22-1.31, 1989.
- 8) Indraratna, B. Balasubramaniam, A. S. and Balachandran, S.: Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.118, No.1, pp.12-33, 1992.
- 9) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Wroth, C. P.: On the Yielding of soils, *Geotechnique*, Vol.8, No.2, pp.22-53, 1958.
- 10) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajha, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.211-240, 1963.
- 11) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill. 370p, 1968.
- 12) 目下部 治: カムクレイに学ぶ (7. カムクレイと数値解析), 土と基礎, Vol.42, No.2, pp.63-70, 1994.
- 13) Chai, J. C. Sakajo, S. and Miura, N.: Stability analysis of embankment on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.2, pp.107-114, 1994.
- 14) Sandhu, R.S. and Wilson, E. L.: Finite element analysis of flow in saturated porous media, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.95, No.EM3, pp.641-652, 1969.
- 15) Poulos, H. G.: Difficulties in prediction of horizontal deformation of foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.98, No.SM8, pp.843-848, 1972.
- 16) Tavenas, F. and Leroueil, S.: The behavior of embankment on clay foundation, *Canadian Geotech. J.*, vol.17, No.2, pp.236-260.
- 17) Chai, J. C. and Bergado, D. T.: Performance of reinforced embankment on Muar clay deposit, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.1-17, 1993.

(2005年7月29日 受付)