

道路盛土の除去およびE P S置換に伴う軟弱地盤の挙動解析

川井田 実¹・森井 慶行²・堀越 研一³・飯塚 敦⁴・太田 秀樹⁵

¹正会員 日本道路公団名古屋建設局亀山工事事務所 (〒519-0153 三重県亀山市西町 558)

²正会員 工修 大成建設(株)東京支店 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1 新宿センタービル)

³正会員 Ph. D. 大成建設(株)技術研究所 (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

⁴正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-0013 神戸市灘区六甲台町 1-1)

⁵フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部開発システム工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

軟弱地盤上に設けられる構造物のなかには、圧密沈下・側方流動・杭の負の摩擦力など地盤や構造物の特性に起因した諸問題を抱えているものが少なくない。これらの影響を抑制・防止するために、荷重軽減や地盤や構造物の強度増加といった対策がとられる場合が多い。本論文は、この様な諸問題を建設当初から抱え、維持補修対策が繰り返されてきた高架橋橋台の裏込め盛土におけるE P S置換事例を対象とした解析を主として扱っている。一連の解析を通して、今後、膨大な社会資本を維持管理していくにあたって、限られたデータから構造物の今ある姿、安全度を説明し、将来の挙動を推定することの困難さを示し、この種の問題に取り組むことの重要性を提起するものである。

Key Words : soft clay, consolidation settlement, soil/water coupling problem, lightweight embankment

1. はじめに

我が国の社会資本は、戦後の高度経済成長期にすさまじい勢いで整備が進められてきた。しかしながら、成熟社会、あるいは未だかつて経験したことのない高齢化社会を迎える昨今、右肩上がりの経済成長を前提とした社会資本の整備の在り方は、大きな転換期にあるといつても過言ではない。少ない投資でこれらの社会資本をいかにうまく維持管理しながら、長く利用していくか、といった点が当然重要なこととなる。

本論文では、既設道路盛土の沈下変形問題を対象とした数値解析を扱っている。既設構造物を維持管理していく上でまず重要な点は、現在、供用中の構造物がどの様な状態におかれているかを把握することである。特に、我が国のように厳しい地盤条件のもと、最新の技術を駆使して設計、施工された多くの構造物が、果たして、設計通りの安全性や機能を長年にわたって備えているか、あるいは今現在、当該構造物の安全性の余裕度はいかほどのかを、的確に評価する必要がある。限られた投資の中で過剰投資を防ぎながら、定量的にしかも正統に評価された補修や補強の規模やタイミングをうまくつかまなければならない。

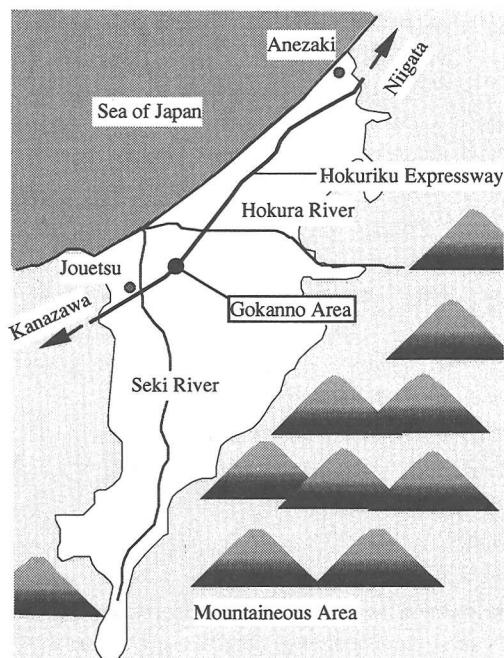


図-1 五貫野地区とその周辺の一般図

本論文がたちむかった問題は、可能な限りの地盤情報や、観測結果をもとに数値解析を実施し、対象構造物が現在ある状態をどこまで知り、将来の挙動予測に役立て得るかという点である。

以下に解析の対象とした道路盛土について概説する。この盛土は、北陸自動車道として新潟県五貫野地区（図-1 参照）に1980年に建設が開始されたものである。五貫野地区では、厚さ約60mの軟弱地盤上に高さ約8mの盛土構造として道路が施工された。この様な、地盤条件の特質に起因し、建設開始から1983年の供用開始を経て1996年までに約3.1mの沈下が報告されている。この様な沈下に対処するため路面修正や橋梁付属物の取替などが幾度か実施されたが、それでも年間約60mmの継続的な沈下が生じることとなった。この様な沈下は、摩擦杭で支持された橋台の変形の原因となり、今後の道路の機能維持に支障をきたすことが懸念されたため、さらなる対策として、橋台背面の盛土材を発泡スチロール（E P S）で置換する方法が考えられ、1996年～1997年にかけて実施された。

E P Sは、周知の通り軟弱地盤上の盛土材料として広く使われ、沈下やそれに伴う周辺地盤の変形の軽減効果が期待されている。また、自立性を有することから、構造物の裏込め材として土圧軽減効果も期待されている。近年、軽量盛土による地盤沈下の軽減^{1), 2), 3)}や、E P Sの振動特性、変形特性の研究^{4), 5)}も盛んになされておりその有効性が確認されている。

E P S置換工事では、盛土荷重を除去するのであるから、過剰間隙水圧の消散とこれによる地盤のリバウンドが予測されたが、実測してみると予想したほど単純でないことが判明してきた。そこで、技術的な解釈を広く公募したところ^{6), 7)}、多数の応募があった。それぞれの応募者による解釈は、傾聴すべき点を多く含んでいたが⁸⁾、それでもなお、現場での実際の現象を包括的に説明できるものはなかった。著者らも、現場で生じた現象を解釈すべく解析を実施したので得られた知見を本論文で示す。

本論文では、対象盛土建設時から将来までの期間を対象として、弾・粘塑性構成式を用いた土/水連成の有限要素解析を行い、E P S置換を施した場合の軟弱地盤の挙動評価を試みている。しかしながら、現場の現象を信頼できる精度でうまく表現するには、未解明の問題が多く残されており、容易でないことが判明した。用いた解析手法は、それなりに過去の実績をもち、それなりの信頼性をもつものである^{9), 10)}が、それでも、除荷を含む現象の解明には、問題があることが明かになった。

本論文は、維持・管理という、これまであまり取り組まれていなかった分野で未解明の力学現象が多く存在することを指摘し、今後の地盤力学が抱えるニューフロンティアの存在をアピールするという目的で書かれたものである。

2. 検討条件

(1) 地形・地質

北陸自動車道は新潟県の上越～柿崎間において、高田平野を通過している。盛土の構築された五貫野地区は、関川（図-1 参照）から約300m離れた氾濫原に位置し、以下の地質学的特質を有する¹¹⁾。

- ・基盤は、新第三紀中新世以降の堆積岩や火山岩類からなっており、前者は、砂岩や泥岩から構成されている。
- ・基盤を覆う第四紀の層序は、下位より居多層、愛の風層、平山層、潟町砂層、高田層、関川層、新期砂丘砂層および湿地氾濫原堆積物等からなっている。
- ・愛の風層、平山層は平野周縁部で段丘を形成し、平野部では沖積層下に伏在している。主に砂礫層、粘土層、砂層からなっている。
- ・平野部では、沖積～洪積世の高田層が広く分布し、関川沿いには沖積世の関川層が分布する。これらは礫層、砂層、シルト層からなっている。
- ・新期砂丘砂層は海岸沿いの砂丘を形成している。
- ・平野北東部に分布する古砂丘層を含めた砂丘地帯の後背地や山麓側では湿地性の堆積物が分布する。また、河川の氾濫とともに堆積した氾濫原堆積物は粘性土が卓越している。

また、高田平野は新潟県内で有数の豪雪地帯である。この地域では、1963年以降地下水による消雪が盛んに行われており、地下水汲み上げによる地盤沈下が生じた場所でもある。これに起因する1968年から1987年までの累積沈下量は最大で約300mmあったとの報告^{12), 13)}もある。

上述の複雑な地質条件や地下水条件が、当該構造物の沈下挙動と密接に関連していると考えられ、これが、観測結果の評価を難しくしている点でもある。

(2) 施工概要

a) 北陸自動車道建設時

図-2に解析対象である五貫野地区道路盛土の断面図および平面図を示す。解析の対象としたのは、A2橋台、A3橋台の新潟寄り（図-2で言えばA3橋台の右側）の横断面である。当該盛土では、厚さ1.5m

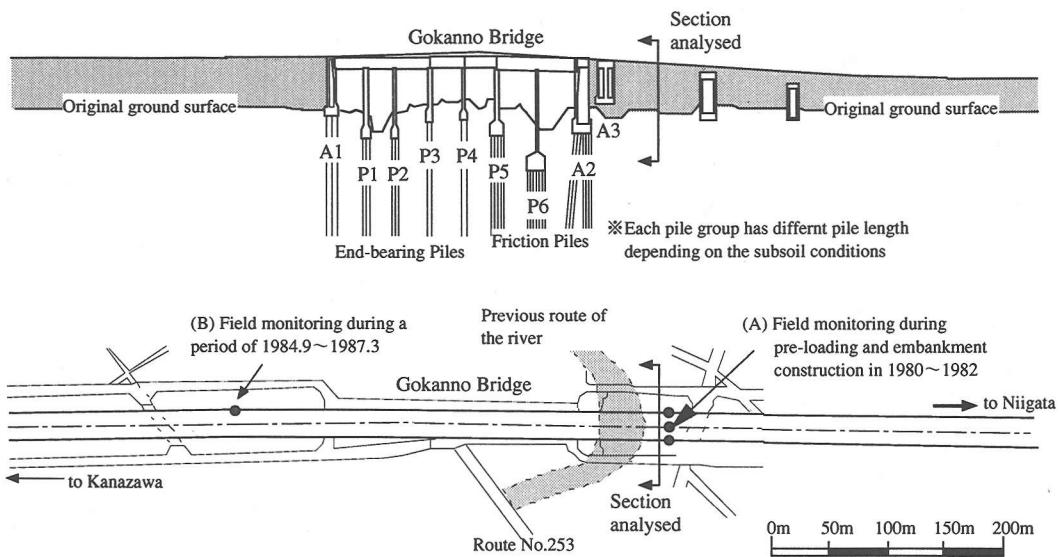


図-2 五貫野地区道路盛土の縦断図と平面図

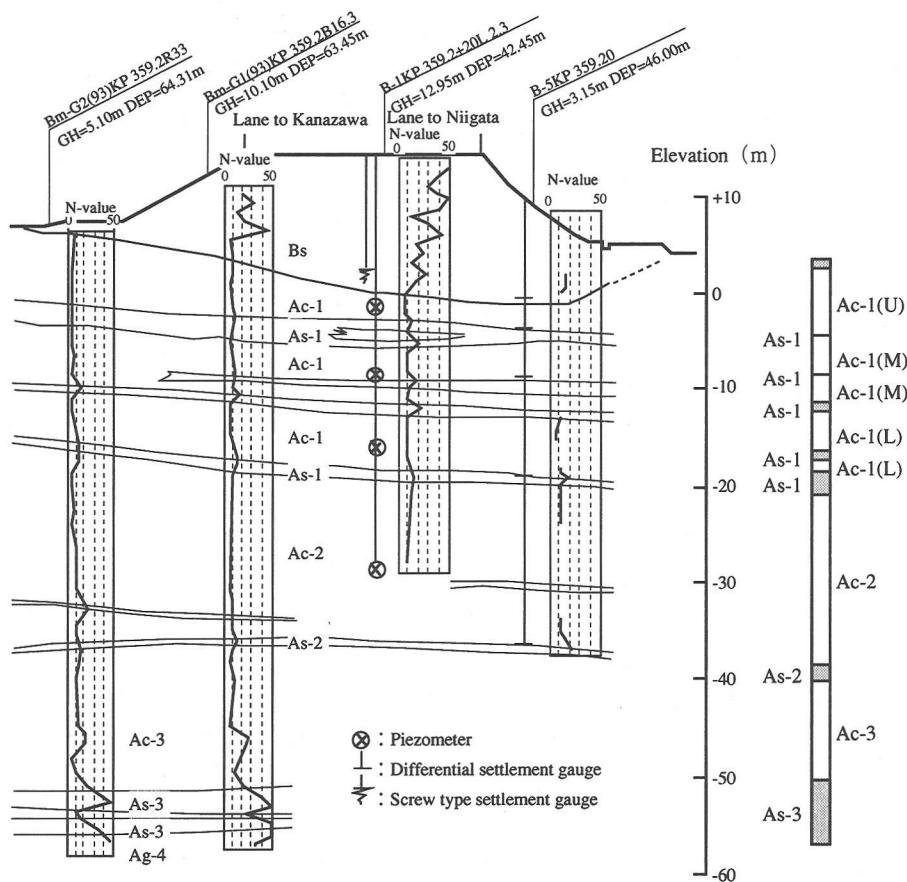


図-3 E P S 盛土工事区域の地層図

のサンドマット工がまず実施され、その後、粘性土の圧密促進およびせん断強度増加を図る目的で、プレロード工が実施された。このプレロード工は、高さ約7.2mの盛土を構築後、約130日で撤去したものであり、その後、橋台の背面に高さ約8.5mの盛土を約1年の工期で構築している。プレロード盛土高が小さいのは、7.2m盛り立て時点で周辺地盤が大きく変形し、その後の盛り立てを取り止めたためである。

また、実際には、プレロード以外にも橋台の変形抑止対策が実施された様であるが、詳細な工事記録が残されておらず、本論文に示す解析の中に取り込むことができなかった。なお、当該地区は、供用開始後、圧密沈下対策として3度の路面修復工事（オーバーレイ）が実施されているが、これについては解析で考慮することとした。

また、図-2の平面図に示した(A),(B)地点では、層別沈下や水圧測定といった動態観測が実施された。

b) EPS 盛土置換工事期間

当該地区では、継続的な沈下に対処するため、背面盛土を発泡スチロール（EPS）で置換する工事が1996年～1997年に実施された。EPS置換工事地点の地層図を図-3に、置換区間の平面図と縦断図を図-4に、置換盛土の標準断面図を図-5に示す。図-5において、点線は、盛土撤去前の形状を示している。

また、EPS盛土置換厚さとして4mが採用されたが、これは、以下の理由による。まず、既設盛土を除去し、EPSに置き換える厚さ（荷重軽減量）を、除荷長期圧密試験から求めた¹⁴⁾。これは、圧密降伏応力に相当する圧密荷重を載荷した後、任意の除荷率で荷重を除荷する試験である。なお、試験に用いた試料は、乱さない試料を盛土下から採取した。試験の結果、載荷した盛土荷重の約30%を除荷すれば、その後の圧密沈下速度がほぼゼロとなり、沈下抑制効果が期待できると判断された。盛土4mをEPSに置き換えた場合の荷重除荷率がこれに相当し、図-6にその概念図を示す。EPS置換後の土の挙動として、(A)圧密沈下が完全に抑制され、再沈下に至らない場合、(B)除荷をしても再沈下に至るが、沈下速度が、除荷前のそれと比べて遅い、(C)除荷しても、再沈下に至り、圧密沈下速度も変わらない、の3パターンが想定される。除荷長期圧密試験結果によれば実際の盛土の沈下が、図-6の(A)のパターンであると予想された。こういった予想をたてる一方、EPS盛土置換工事による地盤の挙動を動態観測によって把握するとともに、関口と太田によるモデル⁸⁾を用いた解析から将来の地盤の挙動および沈下傾向

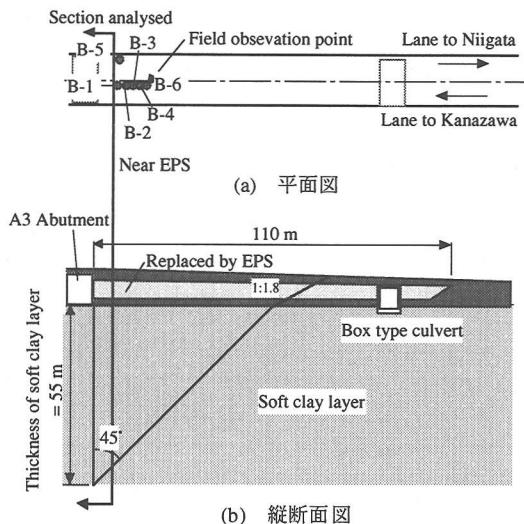


図-4 EPS 盛土工事区間の平面図と縦断面図

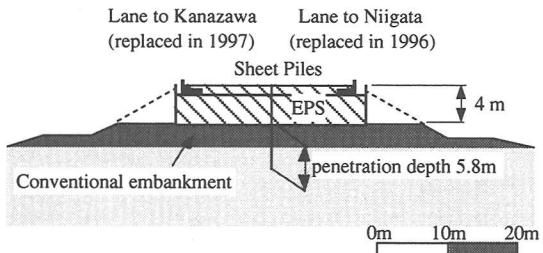


図-5 EPS 盛土工事での標準断面

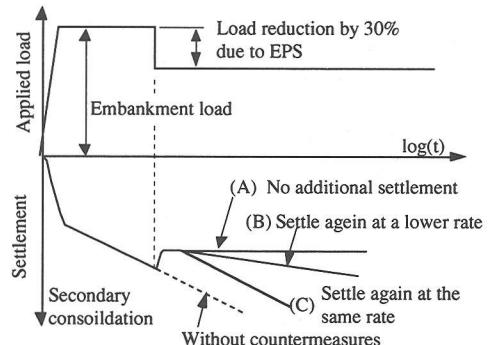


図-6 圧密沈下を受けた地盤の除荷後の挙動概念図

を推定しようと試みた。

EPSによる盛土荷重の軽減範囲については、軟弱地盤中は45°のすべり面で立ち上げた範囲とし、これに加え、盛土部は盛土法面の安定勾配の1:1.8を考慮した範囲を基本としたが、ボックスカルバートとの距離が短く、EPS盛土部、一般盛土部、カル

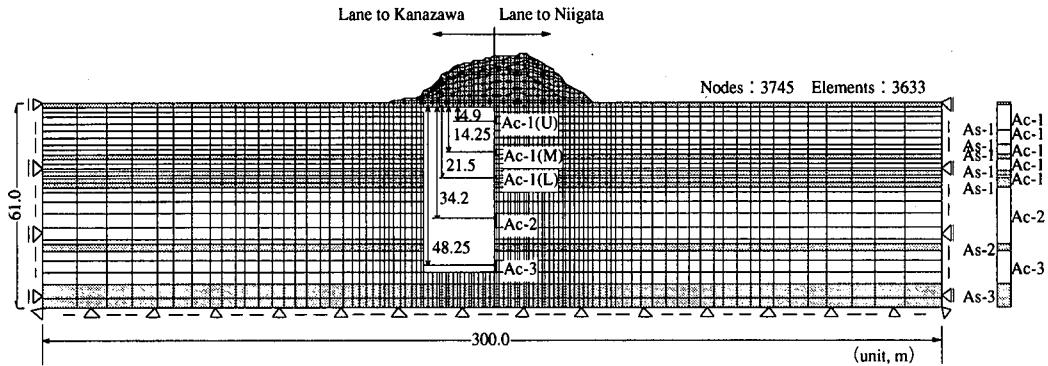


図-7 解析で用いた要素分割（節点数 3745, 要素数 3633）

パート部の不同沈下が路面に悪影響を及ぼすことを考慮して、ボックスカルパートを取り込んだ 110 m を設定した¹⁴⁾。

また、五貫野地区で実施された工種とその工期を表-1 にまとめる。

(3) 動態観測位置および期間

a) 建設当初のプレロードおよび盛土工事

解析断面付近では、プレロードならびに盛土施工期間中（1980 年～1982 年）に動態観測が実施された¹⁵⁾。計測箇所は、図-2 中(A)に示すように、盛土中央部、盛土のり肩両端部である。沈下量は、盛土下部の原地盤上の沈下板の変位を計測して得られたものである。

b) 供用開始後から E P S 盛土置換工事まで

盛土施工中に多大な沈下やクラック、周辺の水田の隆起などが生じたことから、供用開始後の 1984 年～1987 年にかけて、断続的ではあるものの、動態観測が実施された（図-2(B)地点参照）。計測項目は、層別沈下および地中変位である¹⁶⁾。また、表-1 に示した様に供用開始から、E P S 置換工事までの間に 3 回の路面修復工事（オーバーレイ）を実施している。

c) E P S 置換工事

E P S 置換工事期間中にも図-3 に示すような層別沈下や水圧に関する動態観測を行っており、図-4 に観測箇所を併せて示した。その際、E P S 置換が地盤の挙動に与える影響を把握するために、観測箇所として E P S 施工箇所と一般盛土部（橋台から約 220 m 離れた地点）の双方が選定された。

表-1 施工期間と工種の一覧

Period	Event	Height of embankment
1980.10～1981.12	Pre-loading	0m→7.2m→1.2m
1981.12～1982.12	Embankment	1.2m→8.8m
1983.11～	Service Start	
1985.3	Overlay	
1985.7	Overlay	
1987.9	Overlay	
1996.4～1997.3	Replaced by EPS (Lane to Niigata)	About 4m
1997.4～1998.3	Replaced by EPS (Lane to Kanazawa)	About 4m

3. 弾・粘塑性解析

(1) 概要

図-2 および図-3 に示した横断面を対象に解析を実施した。解析期間は、建設工事開始前（1980 年）から、1983 年の供用開始を経て、E P S 盛土置換工事（1996 年～1997 年）を含む将来の 2015 年までの合計 35 年とした。解析モデル作成にあたっては、建設工事以前に得られたボーリング柱状図と、E P S 置換工事時に得られたボーリング柱状図を参照した。解析コードとして、初期応力誘導異方性を考慮した弾・粘塑性構成式⁸⁾を取り込んだ水／土連成の有限要素解析 D A C S A R¹⁷⁾を用いた。また、各地層の材料定数は、建設前に実施された土質試験結果（主として一軸圧縮試験と圧密試験結果）から決定した。

(2) 地盤のモデル化

地盤構成モデルと、要素分割図を図-7 に示す。図に示されたモデルの節点数は 3,745、要素数は 3,633

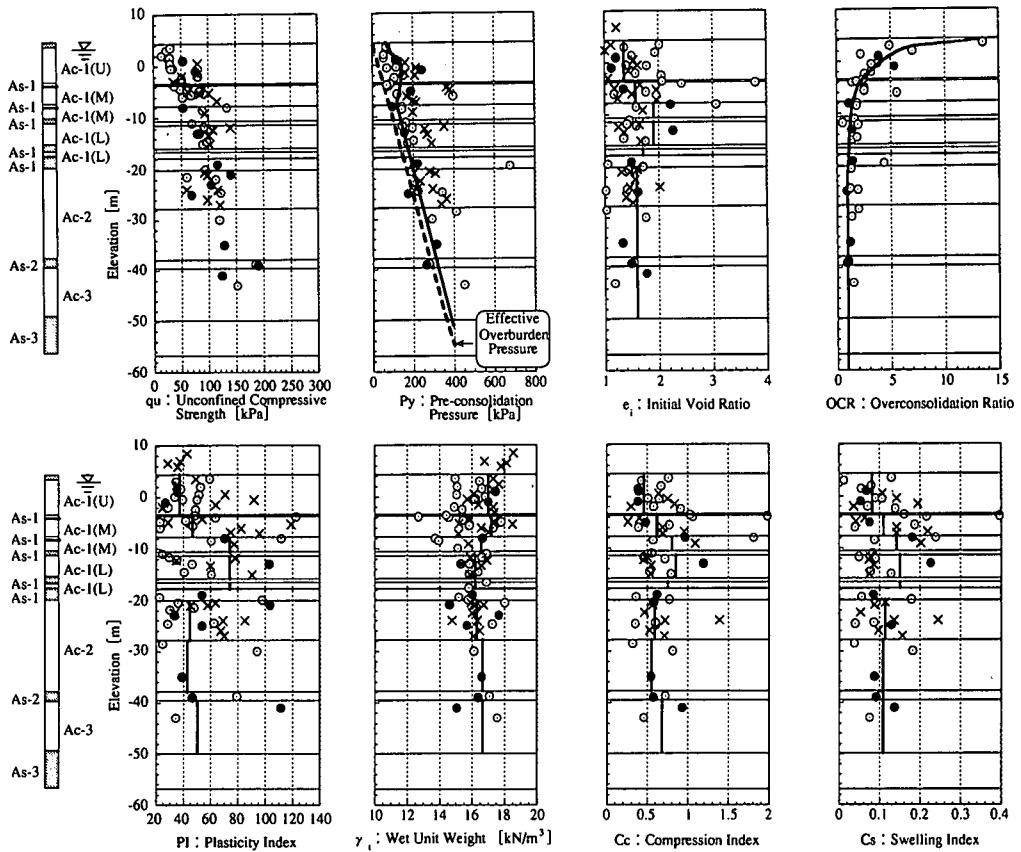


図-8 入力パラメータの決定の用いた主要土質試験結果

となっており、地層を水平成層地盤としてモデル化している。鉛直方向の解析範囲は、深度 61 m（標高 -55 m 付近）に存在する N 値 40 前後の砂層（図-3 を参照）までとした。水平方向については、深度方向の約 5 倍の 300 m までを解析範囲とした。また、底面、側面、地表面および盛土表面の水理境界は、全て排水条件とした。図-7 において盛土の形状がいびつなのは、下部地盤が受けた荷重をなるべく実際に近い形で再現するため、沈下量を考慮して盛土高を設定したためである。図-7 で盛土の右半分がやや高くなっているのは、この部分の実測沈下が左側よりも大きく、より多くの土を盛ったことを考慮したためである。

(3) 解析定数の設定

弾・粘塑性モデルに使用する解析定数は、盛土建設開始前に近傍で得られた土質試験結果を参考した。代表的な土質試験結果を図-8 に示す。図中の●印は解析対象断面に沿った地点（図-3 の 4 本のボーリング調査結果）から得られたものである。また、○印

は解析断面から離れた同様な地層構成をもつ地点（新潟方向へ 2.6 km）から得られたものである。解析定数は、●印の試験結果をベースに○印を参考にしながら決定し、最終的には図-8 に示された実線の値を採用した。なお、解析定数の設定には利用しなかつたが、E P S 置換工事前に実施した土質試験結果を参考として×印で示した。

さらに、図-8 に示す土質試験結果から弾・粘塑性モデルのすべての解析定数を求めることができないので、主として一軸圧縮試験や圧密試験結果から推定する方法¹⁸⁾を採用した。一軸圧縮強さに対し、サンプリングに伴う応力解放、試料の乱れ、UU 試験との違い、せん断速度等の違いに関する各種補正を行ったいわゆる完全試料¹⁸⁾の非排水強度を求めた。補正を施した結果として求められた三軸非排水圧縮強度から弾・粘塑性構成モデルに必要な解析定数を決定した。解析で用いた弾・粘塑性体の物性を表-2 にまとめた。表中の λ , κ は、それぞれ圧縮指数、膨潤指数の 0.434 倍であり、圧密による体積変化を表すパラメータである。D は、柴田によるダイレイタ

表-2 解析で用いた物性値一覧

	E (MPa)	ν'	λ	k	D	M	e_0	K_0	OCR	$k_x=k_y$ (m/s)	λ_k	$\alpha \times 10^{-3}$	$v_o(1/s) \times 10^{-8}$
Embankment	26.16	0.33	—	—	—	—	—	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—
Ac-1(U)	13.73	0.33	—	—	—	—	—	—	—	8.87×10^{-10}	—	—	—
	—	—	0.201	0.0358	0.050	0.59~1.00	1.36	0.9~1.3	3.0~6.5	8.87×10^{-10}	0.190	4.22	4.88
Ac-1(M)	—	—	0.270	0.0482	0.062	0.94~1.23	1.59	0.79	1.8	9.51×10^{-10}	0.292	5.17	5.98
	—	—	0.349	0.0611	0.079	1.03~1.05	1.89	0.79	1.3	7.45×10^{-10}	0.331	6.67	7.72
As-1	39.24	0.33	—	—	—	—	1.45	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—
Ac-1(L)	—	—	0.371	0.0654	0.075	0.64~0.66	1.89	0.76	1.3	6.72×10^{-10}	0.320	6.33	7.33
As-1	39.24	0.33	—	—	—	—	1.45	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—
Ac-1(L)	—	—	0.327	0.0654	0.071	0.74	1.69	0.76	1.2	6.72×10^{-10}	0.257	6.00	6.95
As-1	39.24	0.33	—	—	—	—	1.45	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—
Ac-2	—	—	0.257	0.0497	0.059	1.37~1.45	1.57	0.63	1.0	5.84×10^{-10}	0.190	4.95	5.73
	—	—	0.240	0.0471	0.055	1.37~1.38	1.57	0.63	1.0	5.84×10^{-10}	0.162	4.62	5.34
As-2	52.32	0.33	—	—	—	—	1.45	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—
Ac-3	—	—	0.297	0.0471	0.068	1.10~1.11	1.57	0.64	1.0	3.36×10^{-10}	0.155	5.71	6.60
As-3	52.32	0.33	—	—	—	—	1.45	0.5	—	1.00×10^{-5}	—	—	—

ンシー係数¹⁹⁾である。Mは、限界状態パラメータ $[M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')]$ 、 k_x 、 k_y はそれぞれ水平・鉛直方向の透水係数、 λ_k は透水係数変化指数、 α は二次圧縮指数、 v_o は初期体積ひずみ速度である。先行圧密圧力が通常1日間ずつの載荷ステップによる標準圧密試験から求められることから、基準時間 t_0 として1日を選択²⁰⁾した。また、表中の K_0 についても、文献18)に基づき ϕ' をもとに設定した。

盛土材料は、付近の土取り場より運搬されてきた土砂あるいは軟岩であることが分かっている。この盛土材は、岩片を含んでおり、図-3によればN値が所々で50を超えるものの、全体的には10程度となっている。解析断面付近の地表面は、主として水田であったことから、地表面から約1mは乾燥によって固くなったクラストが存在していたと判断し、N値として5程度を設定した。粘土層中に存在する砂層については、室内試験結果が存在せず、弾性体と仮定してN値から経験式 $E=(2747 \times N) \text{ kPa} (=28 \times N \text{ kgf/cm}^2)$ ²¹⁾を用いて設定した。

弾性体と仮定された砂層の透水係数は、粘土層よりも十分に高い値(10 m/day)を想定した。

(4) 施工過程のモデル化

盛土の施工過程をシミュレートする際、載荷過程

は要素の積み重ねで表現し、除荷過程は当該要素の削除で表現した。オーバーレイおよびE P S 盛土、E P S 置換工事後の舗装は対応する荷重条件を与えた。オーバーレイ荷重については、詳細なデータが残されておらず限られた記録をもとに、端部で100mm、盛土中心部で200mmの舗装厚を仮定した。解析で設定した各工事段階での盛土高さと施工経過日数の関係を、図-9、図-10に示す。図-10(a)はE P S 盛土置換工事に関して、新潟方向路線部の盛土高変化を示したものであり、図-10(b)は同様な関係を金沢方向路線部について示したものである。(金沢方向路線については、記録が残っておらず、新潟方向路線と同じ工程を仮定して時期のみをずらして設定した。) E P S 施工のシミュレーションは、この様に、新潟方向路線と金沢方向路線の施工時期の相違を考慮して解析を実施した。

4. 解析結果

(1) 北陸自動車道建設当時

盛土建設当初における動態観測結果と解析結果とを比較した結果を図-11に示す。図-11の縦軸の沈下量は、プレロード開始からの値を示している。横軸

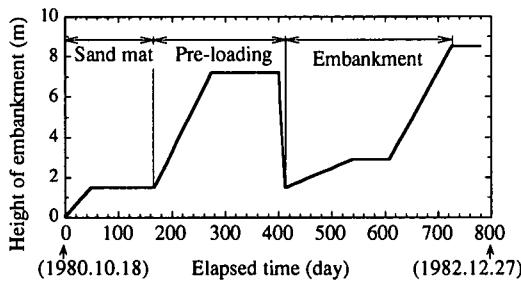


図-9 建設当初の盛土高さと施工経過日数

は、解析開始時点（1980年10月18日=プレロード開始時点）からの経過日数を示している。動態観測結果によれば、プレロードによる荷重増分で、原地盤は、約1300mm沈下し、除荷時には、約70mmのリバウンドが認められた。その後の本体盛土の施工により、約1400mmの沈下が観測されている。

図-11によれば、2次元モデルと同一の解析定数を用いた1次元解析結果は、動態観測結果とほぼ同じ沈下傾向を示している。一方、2次元解析結果によれば、プレロードによる荷重増分で、原地盤は、約2400mm沈下し、プレロード除荷時に約430mmリバウンドするという結果となった。つまり、2次元解析結果は、動態観測結果と比較して約2倍沈下量を大きく評価し、約6倍リバウンド量を大きく評価することになる。1次元解析よりは2次元解析の方が、現場の実態をより現実に近く表現していると考えられるが、上記計算結果は、これと逆のことを示唆している。これについては、用いた構成モデル、パラメータの設定や境界条件のとり方といった多くの問題が絡んでおり、今後さらに検討すべき点を提起している。

建設当初の動態観測結果と2次元解析結果とを比較すると、プレロード施工中の圧密沈下速度が実測と計算値で大きく異なるが、供用開始後は、両者の圧密沈下速度がほぼ同じ傾向を示している。

図-12は、解析で得られた地表面の側方変位量と経過日数との関係を示したものである。水平変位量に関しては実測結果が存在しないため、ここでは解析値のみを示している。水平変位着目点は、図-12に示した盛土中央部直下、両側の法尻部の合計3箇所である。この図によれば、プレロード除荷時には、水平変位量がゼロ近くまで戻り、その後の盛土施工中に再び水平変位が急激に増加している傾向が分かる。

2次元解析結果において、プレロードを除荷したとき、リバウンド量が実測より大きく評価された理由は良く分からないが、解析手法（リバウンド量の計算方法）や解析パラメータの選び方などにも原因

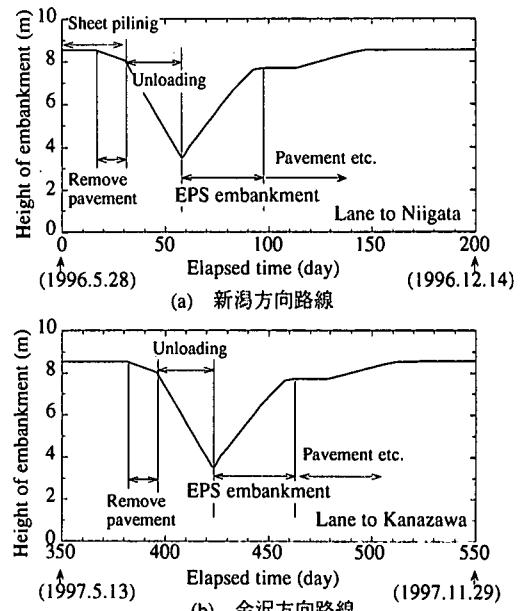


図-10 EPS置換工事時の

盛土高さと施工経過日数

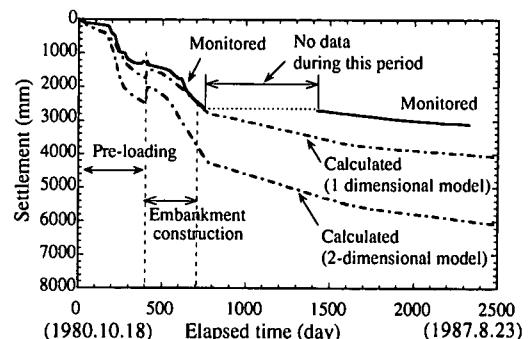


図-11 盛土建設当初の地表面沈下量と

施工経過日数との関係

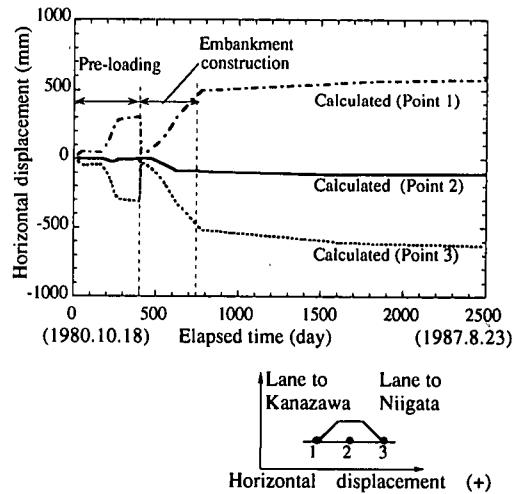
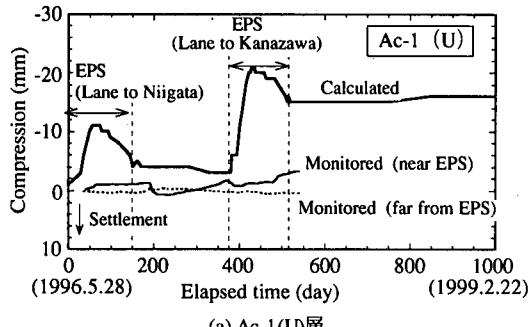
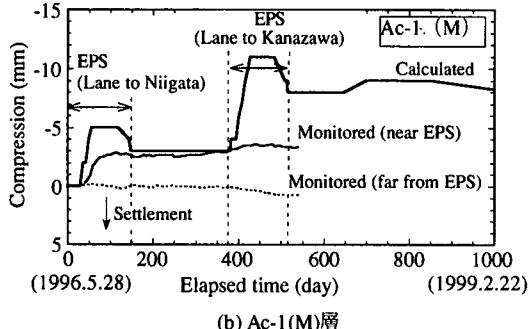


図-12 盛土建設当初の水平変位量と

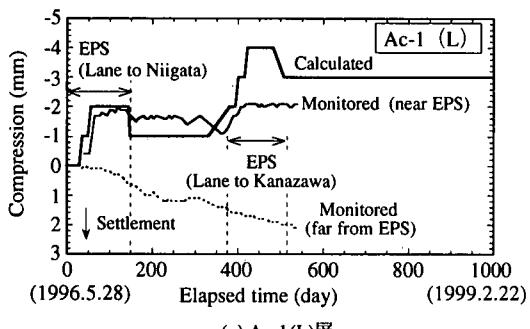
施工経過日数との関係（解析結果）



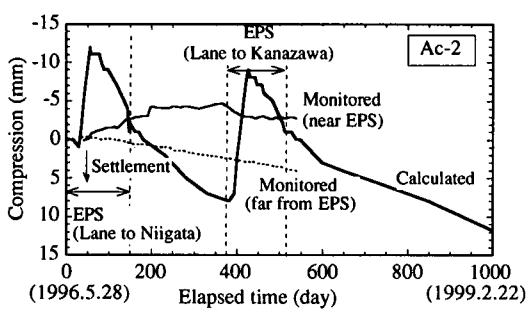
(a) Ac-1(U)層



(b) Ac-1(M)層



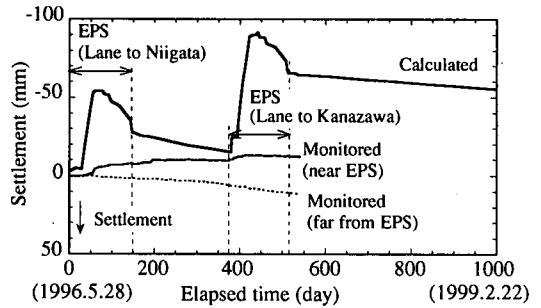
(c) Ac-1(L)層



(d)Ac-2 層

図-13 EPS 置換工事時の各粘土層の層別圧縮量と経過日数との関係

があると考えられる。解析に用いた弾・粘塑性構成

図-14 EPS 置換工事時の地表面沈下と経過日数との関係
(解析値および動態観測結果)

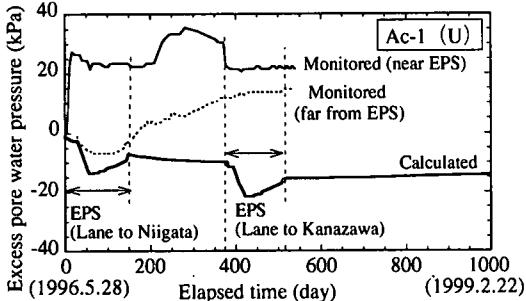
式（関口と太田によるモデル）は $e \cdot \log p'$ 関係を直線と仮定しているので、盛土荷重の除荷時に特に浅層部で $p' \rightarrow$ ゼロとなると、 e （間隙比）の変化量は、理論上、無限大となる。このため、リバウンド量が大きめに評価されたのであろう。

(2) EPS 置換工事期間中

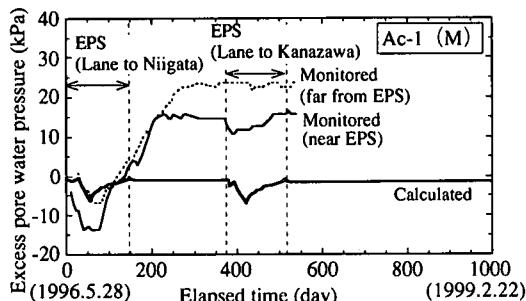
図-13(a)～(d)は、EPS 置換工事中の各粘土層の層別沈下量を、解析結果と動態観測結果とで比較したものである。図の横軸は、EPS 置換のために新潟方向路線の盛土撤去を開始した日（1996 年 5 月 28 日）からの経過日数を示している。これらの図に示された解析結果によれば、Ac-2 層を除くすべての粘土層において、EPS 置換工事時に地盤がリバウンドし、その後沈下がほぼ停止している。図(d)に示された Ac-2 層は EPS 置換工事終了後、圧密沈下速度が低下しているものの、引き続き沈下が続いている。解析結果と動態観測結果とを比較すると、観測結果では解析値で見られた様な顕著なリバウンド現象は見られない。

また図-14 は、盛土中央部直下の地表面沈下量を動態観測結果と解析結果とで比較したものである。観測結果によれば、無対策盛土部の粘土層（図中で far from EPS）は継続的に沈下しているが、EPS 置換部（図中で near EPS）では、新潟方向及び金沢方向路線の 2 度にわたる EPS 置換による除荷の影響を受けてリバウンドを示し、沈下がほぼ停止していることがわかる。EPS 置換を施すことにより、継続的に生じていた沈下が抑制されたといえよう。

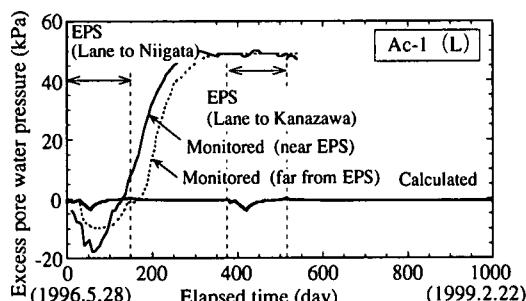
また、図-14 に示された解析結果は、動態観測と同様、リバウンド傾向を示しているものの、解析値が観測結果の約 7 倍と両者で大きく異なる結果となった。前述の図-11 で示したプレロード除荷時と同様、解析値が実測リバウンド量を大きく上回っていることになる。なお、本解析では、論理的一貫性を



(a)Ac-1(U)層



(b)Ac-1(M)層



(c)Ac-1(L)層

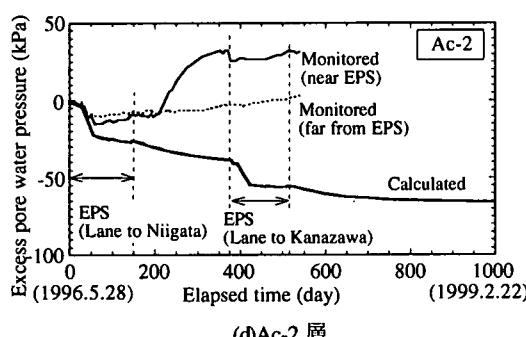


図-15 EPS置換工事時の各粘土層の過剰間隙水圧と経過日数との関係

保つため、実測リバウンド量に合うような入力パラ

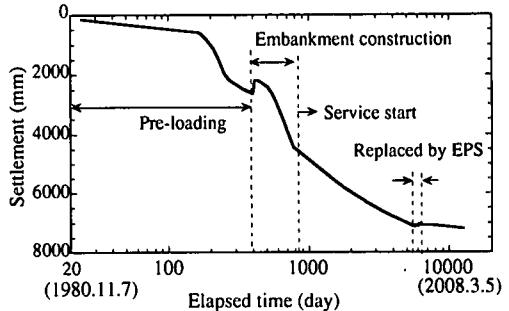


図-16 解析で得られた地表面沈下量

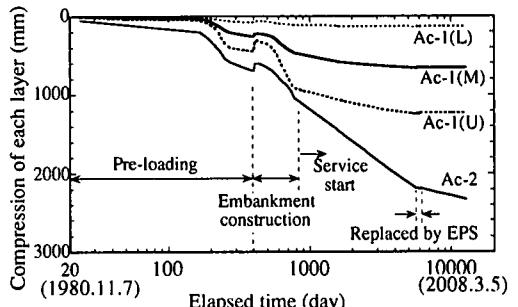


図-17 解析で得られた各粘土層の圧縮量

メータの操作は、一切行っていないことを付記する。図-13 で示した層別圧縮量や後に示す過剰間隙水圧計測結果をすべて説明するようにパラメータを操作することが困難であると考えられたためである。解析値と実測値との隔たりの原因については、今後の深刻な課題として残すこととした。

図-15(a)～(d)は、EPS置換工事に関して、各粘土層中の過剰間隙水圧（水圧計の位置は図-1を参照）と置換工事開始時点（1996年5月28日）からの経過日数との関係を示したものである。これらの図では、比較を容易にするため、置換工事開始時点の過剰間隙水圧をゼロと設定している。

動態観測結果によれば、Ac-1 (U) 層（(a)図参照）を除くすべての粘土層で、初期（新潟方向路線施工時）の盛土除荷に伴い負の過剰間隙水圧が発生している。実測値によれば、この負の過剰間隙水圧は、EPS盛土部で約 15～20 kPa であるが、約 100 m 離れた無対策部（図中で far from EPS）においても約 10 kPa 発生している。さらに、実測値によれば、新潟方向路線と金沢方向路線のEPS置換工事の間の約 200 日の間に負の過剰間隙水圧が、正の値に転じている。この水圧変動の原因については現段階では不明である。金沢方向路線工事開始後、地下水位の測定を開始したが、大きな水位変動は認められていない。

また、解析結果によれば、Ac-1(M), (L)層において

表-3 EPS 置換前後の地表面沈下速度の比較

Settlement rate at ground surface (mm/year)	Before EPS (1986-1987)		After EPS (1997.3-1997.6)	
	Measured	127	nearly 0	
	Calculated	229	15	

表-4 EPS 置換前後の各粘土層の圧縮速度の比較（解析値のみ）

Layer	Layer thickness (m)	Before EPS (1990-1996)		After EPS (2006-2015)	
		Compression rate (mm/year)	Excess pore water pressure	Compression rate (mm/year)	Excess pore water pressure
Ground surface settlement rate		74.5		6.8	
Ac-1(U)	6.8	7.7	Not dissipated	0.0	Dissipated
Ac-1(M)	4.8	9.7	Not dissipated	0.1	Dissipated
Ac-1(M)	2.85	3.5	Dissipated	0.0	Dissipated
Ac-1(L)	4.02	1.6	Dissipated	0.1	Dissipated
Ac-1(L)	1.00	0.4	Dissipated	0.0	Dissipated
Ac-2	17.80	43.8	Not dissipated	6.6	Not dissipated
Ac-3	10.00	7.8	Not dissipated	0.0	Dissipated

EPS置換工事中に生じた負の過剰間隙水圧は、工事完了後、すみやかに消散しており、実測値と異なった傾向を示している。Ac-1(U), Ac-2層については、EPS置換工事で生じた負の過剰間隙水圧は負のまま残留している。これは、建設当初に生じた正の過剰間隙水圧が、EPS置換工事まで残っていたため、それ自体が消散する影響が加味されて、負の過剰間隙水圧が残留した結果になったものである。（建設当初からの水圧変化に関しては、図-18で後述する）。

Ac-1層（U）とAc-2層における水圧挙動の相違点は、後述の図-18で説明する様に、建設当初（1980年）からの過剰間隙水圧でみると、Ac-2層では正の水圧を示している点である。すなわち、Ac-2層では、EPS置換後においてもこの正の過剰間隙水圧の消散にともない、継続的な沈下が生ずることが予想される。また、本論文では示していないが、Ac-3層の過剰間隙水圧変化は、Ac-1(U)層と同様の傾向を示していた。

以上に示した様に、EPS置換工事中の過剰間隙水圧の発生挙動に関しては、除荷に伴う水圧の減少傾向を解析的に表現できたものの、その絶対量（特に、金沢方向路線工事期間）については、実測値をうまく説明することはできなかった。また、EPS置換工事地点から離れた地点の過剰間隙水圧挙動についても何が原因であるのか、結論は得られていない。この様な問題を扱う際に、施工記録に基づく作用外力や地下水位の変動とその原因を広範な領域で把握し、記録を残しておくことの重要性を示唆している。

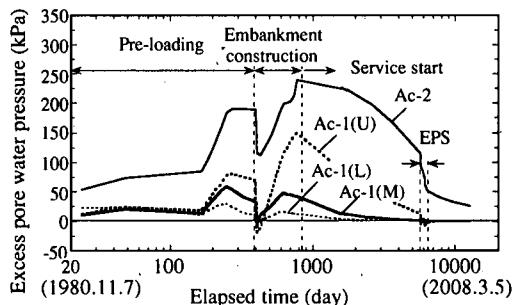


図-18 解析で得られた各粘土層の過剰間隙水圧

(3) 将来予測

図-16～図-18は、1980年の建設当初からEPS盛土置換工事終了20年後（2008年3月）までの期間の解析結果をまとめて示したものである。図-16は、盛土中央直下の地表面の沈下量と経過日数の関係であり、図-17、図-18は、それぞれ各粘土層の層別圧縮量、過剰間隙水圧変化を示したものである。

図-16によれば、EPS置換工事により、その後将来に向けての沈下速度がかなり小さくなっていることが分かる。置換後の僅かな沈下の増加傾向は、Ac-2層に起因している（図-17参照）。Ac-2層では、図-18に示された様に、建設当初に発生した過剰間隙水圧がEPS置換後も残存しており、これが沈下継続の原因となっている。

全体的にみて、本解析結果によれば、1996年から実施したEPS置換工事は、当該橋台の建設当初からの継続的な沈下を抑制するのに大きな効果があったものと判断される。但し、図-11で既に説明した様に、解析結果は観測沈下挙動のおおまかな傾向は

表現しているものの、定量的な評価が十分ではなく、長期間にわたる既存構造物の挙動を把握し、将来予測を行う際の問題の複雑さを示している。

5. まとめ

軟弱粘土地盤上に盛土を構築した場合、継続的な圧密沈下を抑制する対策として適用されたE P S 盛土置換の効果を予測するのは、精度の高い手法が存在せず、容易ではない。本論文は、弾・粘塑性構成式を用いた有効応力解析を新潟県の高架橋の事例を対象として実施し、E P Sによる荷重軽減効果を検証するとともに、将来の盛土挙動の予測を試みたものである。

表-3 は、E P S置換前後の地表面沈下速度を実測値と解析値とで比較したものであり、表-4 は、各粘土層の圧縮量と過剰間隙水圧の消散状況をまとめて示したものである。

表-3 によれば、E P S置換前の実測沈下速度は、127 mm/year であるが、解析結果では、約 2 倍の 229 mm/year となっている。また、E P S置換工事後の動態観測結果によれば、地盤はリバウンドした後、ほとんど沈下していないことが報告されているが、解析結果では、E P S置換直後には、15 mm/year 程度の沈下が生じると予測する。しかし、表-4 に示した 2006 年～2015 年の間では、年間の平均沈下速度は約 6.5 mm/year まで低下する結果となった。これらの結果を総合して判断すると、長期圧密沈下が継続していた当該地盤はE P S 盛土置換工事による荷重の軽減の影響を受け沈下がほぼ停止したと考えられる。

今回の解析では、実測挙動を精度よくシミュレートしているとは言いがたいので、将来予測に対しても強く主張することころは持ち合わせないが、E P S置換工事の効果を概ね評価できたと考えられる。

また、表-4 に示した層別圧縮量に関して、Ac-2 層を除くすべての粘土層について、圧密沈下がほぼ停止していることがわかる。Ac-2 層についても、E P S置換後も沈下が継続しているが、沈下速度は、約 1/6 にまで減少している。

現行の設計では、施工前の構造物を対象に、将来想定され得るあらゆる状況下で所定の機能を保持できるように工学的な工夫をこらして検討し、曖昧な要素や不確定な要素があれば安全側になるように対策を講じている。しかし、今回解析の対象とした構造物（盛土）は、経年変化している実在の構造物である。現在、どのような力学的状況にあるのかを正確に把握することが将来予測に重要であるにもかか

わらず、不明な点が多い。この様な現在の力学性状の把握は、対策工事の効果を推定・評価するためには必要不可欠な情報でありながら、その重要性が十分に認識されているとは言いがたい。本論文では、有限要素解析という一つの手法を用いながら、「現在」を知ることの重要性と、「将来」の予測への論理的過程を示してみた。具体的には、E P Sによる盛土荷重軽減効果を検討するために、北陸自動車道建設前から解析を行い、検討を行った。結果的には動態観測結果と解析結果では数値的には一致しなかったが、この様な問題が、今後、維持・補修技術における将来の大きな問題としてクローズアップされると考えている。

参考文献

- 1) 長谷川紀元、篠崎亘、丸井英一：発泡スチロールによる擁壁背面の土圧軽減工法について、第 23 回土質工学研究発表会、pp. 1989～1990、1988.
- 2) 柳澤栄司、及川洋、稻田利治、平野功：超軟弱地盤上での裏込め材としてのE P S ブロックの挙動、土と基礎、Vol. 37, No. 2, pp. 31～36, 1989.
- 3) 三木五三郎、佐川嘉胤、高木聰、塚本秀樹：発泡スチロールを用いた実物大型道路盛土の挙動、土と基礎、Vol. 37, No. 2, pp. 55～60, 1989.
- 4) 高橋利幸、三浦均也、松田泰明：E P S 模型地盤の変形特性の実験と解析、第 28 回土質工学研究発表会、pp. 2679～2680, 1993.
- 5) 高橋利幸、三浦均也：E P S 盛土の振動特性の解析、第 32 回地盤工学研究発表会、pp. 2605～2606, 1997.
- 6) (財) 高速道路技術センター：技術論文募集のお知らせ、EXTEC (Expressway Technology Center), No. 42, Vol. 11, p. 94, 1997.
- 7) 北陸自動車道上越地区軟弱地盤対策工事 (E P S 工法) に関する技術論文募集、土と基礎、Vol. 45, No. 10, p. 41, 1997.
- 8) 太田秀樹：北陸自動車道上越地区軟弱地盤対策工事 (E P S 工法) に関する技術論文募集-の結果をご報告-, 土と基礎、Vol. 46, No. 11, pp. 33～34, 1998.
- 9) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency of clay, Proc. 9 th ICSMFE, Specialty Session 9, Tokyo, pp. 229～239, 1977.
- 10) Duncan, J. M. : The role of advanced constitutive relations in practical applications, SOA Report, Proc. 13th ICSMFE, Vol. 5, pp. 31～48, 1994.
- 11) 建設省北陸地建北陸技術事務所：新潟県平野部の地盤図集 (柏崎、高田平野編)
- 12) 石山一義：積雪地域における地盤沈下問題の現状と対策、公害と対策、Vol. 21, No. 12, pp. 81～86, 1985.
- 13) 小柳勝彦：環境問題トピックシリーズ(29)消防用地下水による地盤沈下の実態と対策、環境情報科学 17-3, pp. 48～52, 1988.

- 14) 今吉英明, 川井田実, 普原秀明, 若林憲男 : 軟弱地盤の長期沈下対策としての橋台裏込め軽量化工事, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 2601~2602, 1997.
- 15) 北陸自動車道直江津工事動態観測報告書, 日本道路公団新潟建設局上越工事事務所, pp. 54~134, 1982.
- 16) 北陸自動車道柏崎~上越間軟弱地盤追跡調査報告書, 日本道路公団金沢管理局上越管理事務所, pp. 48~55, 1988.
- 17) Ohta,H. and Iizuka,A. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 71~87, 1987.
- 18) Ohta,H., Niihara,A., Iizuka,A., Morita,Y., Fukugawa,R. and Arai,K. : Unconfined compression strength of soft aged clays, *Proc. 12th ICSMFE*, San Francisco, Vol. 1, pp. 71~74, 1989.
- 19) 柴田徹 : 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, pp. 128~134, 1963.
- 20) 飯塚敦 : 沈下解析における基準と初期条件の重要性, 土と基礎, Vol. 45, No. 2, pp. 11~14, 1997.
- 21) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IV 下部構造編, pp. 237~241, 1996.

(1999.5.14受付)

ANALYSES OF EMBANKMENT ON SOFT GROUND DURING UNLOADING AND 'EPS' LOADING PROCESSES

Minoru KAWAIDA, Yoshiyuki MORII, Kenichi HORIKOSHI,
Atsushi IIZUKA and Hideki OHTA

Structures constructed on soft ground have often suffered from serious problems related to large ground deformation. Load reduction or strengthening surrounding soil may be effective countermeasures against these problems. This paper deals with numerical analyses of an existing embankment which have suffered from these problems since the beginning of construction, and where reduction of embankment load by EPS was made. This paper reveals the difficulty to estimate the current situations and the degree of safety of structures even detailed observation and numerical analyses were made. The paper also shows the difficulty to predict future behaviour of structures after maintenance work, and that this issue should be more focused by engineer.