

軟弱地盤上の道路盛土の性能設計に関する研究（その２） 性能設計のケーススタディ

前 田 和 亨 武 部 篤 治
石 黒 健 藤 山 哲 雄

要 旨

軟弱地盤上の道路盛土の設計は現在, 設計要領に定める仕様規定に基づいて行われているが, 近い将来, 性能設計への移行が予定されている。性能設計では, 従来のような細かい仕様は規定されず, 設計・施工者の裁量が広がる一方, 道路盛土が供用開始後の長期間にわたって提示された要求水準を満足することを, 設計段階で保証しなければならない。本論文（その２）では, （その１）で提案した道路盛土の長期的な性能の照査ツールを用い, ある実道路盛土を対象として様々な軟弱地盤対策工の中から最適工法を抽出するケーススタディを試行し, 性能設計の具体例を示すことでその将来像を提示する。

キーワード 性能設計／道路盛土／軟弱基礎地盤／土/水連成弾粘塑性 F E M

目 次

- 1. はじめに
- 2. 性能設計のケーススタディ
- 3. 結論

PERFORMANCE-BASED DESIGN OF ROAD EMBANKMENT ON SOFT GROUND -No.2- CASE STUDIES

Kazuyuki Maeda Atsuji Takebe
Takeshi Ishiguro Tetsuo Fujiyama

Synopsis:

The current design of road embankment on soft ground obey to the regulated specifications. But the performance-based design will be adapted in the near future. The specification of the performance-based design will be more simple than current one. However the designer and constructor have to ensure the long term safety of constructions before starting to use it. In this paper, authors used elast visco-plastic soil/water coupled FEM (see Ref 24)) in order to conduct case studies dealt with some road embankment to select the optimum method considering the performance-based design. Then, we could propose one example of how to design construction considering the performance-based design.

1. はじめに

(その1)²⁴⁾に引き続き、軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計法について検討を行う。(その1)では、土/水連成弾粘塑性FEMを用いて、各現場の地盤条件、境界条件、施工条件をモデル化することにより、各現場の長期変形挙動を精度よく予測でき、これにより、道路の維持補修費が算出できることを示した。その結果、ライフサイクルコスト(LCC)を算出することができ、最適設計を行うツールとしての可能性を示した。

(その2)では、(その1)で提案した手法を用い、ある実道路盛土を対象として、様々な軟弱地盤対策工法の中から各要求性能を満足し、ライフサイクルコストが最小となる最適設計を試行することで、性能設計の将来像の一例を示すものである。

ここで検討を行う要求性能は、①走行性および維持管理の容易性、②環境適合性、③盛土の施工時安定性、④地震時安定性、⑤経済性(ライフサイクルコスト)である。

2. 性能設計のケーススタディ

2.1 FEM解析モデルの設定

ケーススタディとして、北海道縦貫道岩見沢地区における試験盛土地盤を用いた。本地点では、表層まで軟弱粘性土層や低強度の泥炭層が連続して存在し、盛土による地盤変形が非常に大きくなる特徴がある。当地区の地

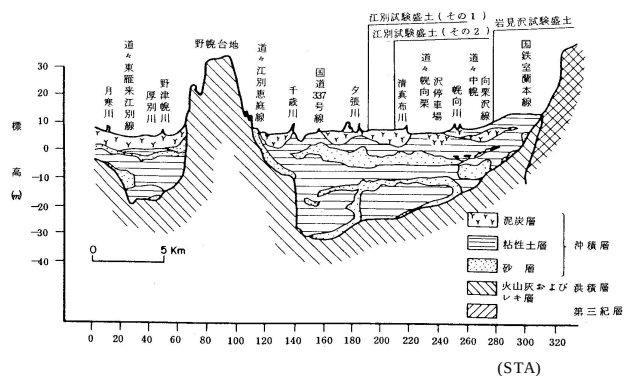


図-1 岩見沢・江別地区の地盤概要図¹⁾

盤概要を図-1に示す。今回は、この地点の地盤条件、および試験盛土の形状をそのままモデル化し、このモデル内に工法原理の異なる10種類の軟弱地盤対策工法を取り込んだ解析を行う。そして、それぞれの対策工法に対して各種要求性能の照査、およびLCCの試算を行い、最適な対策工法を選択するケーススタディを行う。解析に用いた基本メッシュ図を図-2に示す。解析手法は(その1)で提案した手法であり、解析に必要なパラメータは当該地盤の土質試験結果を基に設定した。試験が実施されていないものについては塑性指数I_pをもとに推定²⁾した。解析に用いたパラメータを表-1に示す。

今回検討を行った対策工法は、4つの工法原理からなる、10種類の工法である。これらの模式図を図-3に示す。

- ・盛土系対策工法：①無対策、②緩速施工、③軽量盛土工法、④押さえ盛土
- ・地盤系対策工法：⑤サンドドレーン、⑥深層混合、⑦浅層混合処理工法
- ・鋼材系対策工法：⑧鋼矢板+タイロッド工法、⑨鋼管矢板+タイロッド工法
- ・複合系工法：⑩深層混合処理+サンドドレーン

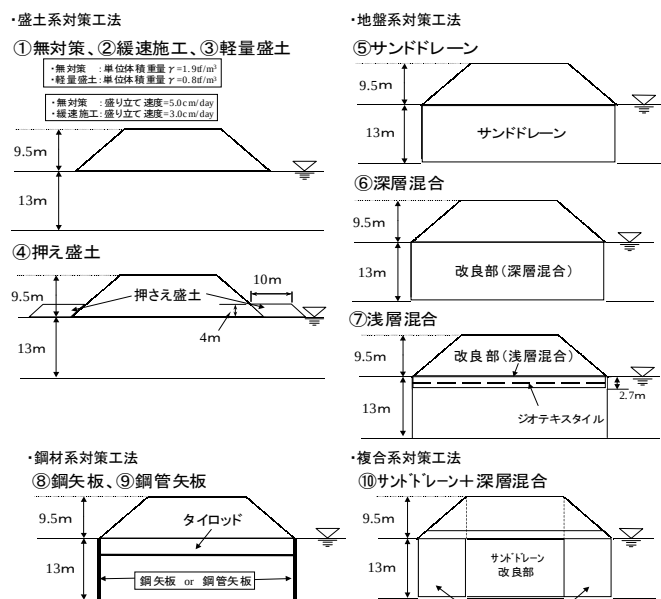


図-3 想定した各種対策工法の模式図

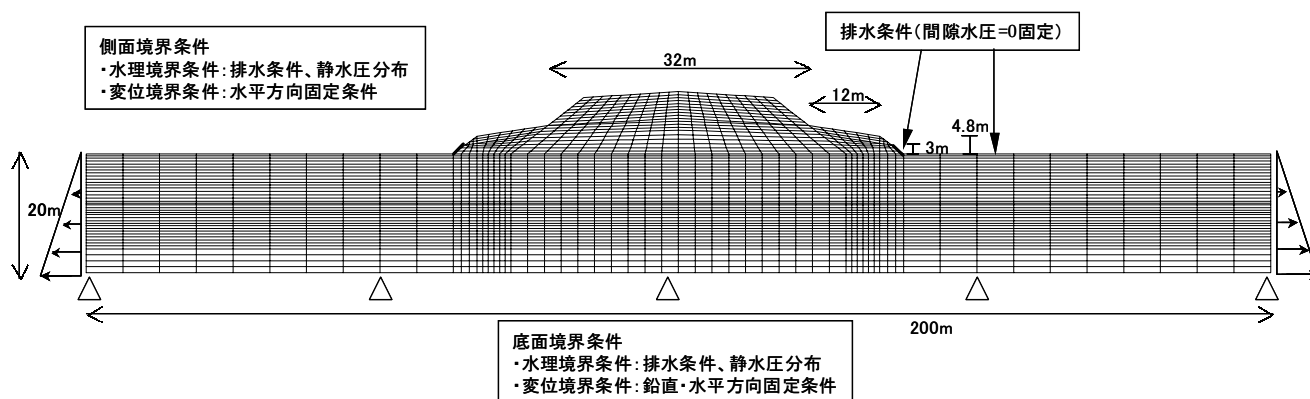


図-2 岩見沢試験盛土解析モデル

表-1 解析に用いたパラメータ一覧

土質	深度 (m)	透水係数 k (m/sec)	ポアソン 比 ν'	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	透水係数 変化率 λ/k	先行時の 静止土圧係数 K_0	初期の 静止土圧係数 K_v	先行時の 間隙比 e_0	先行時の 鉛直有効応力 σ'_{v0} (kPa)	初期の 鉛直有効応力 σ'_{v0} (kPa)	過圧密比 OCR	限界応力 M	非可逆比 Λ	内部摩擦角 ϕ'	弾性係数 E(kPa)
粘土	0.00	6.0×10^{-9}	0.347	14.367	0.3087	0.0988	3.10	0.532	1.663	1.165	19.980	1.598	12.5	1.190	0.680	29.8	
	0.70	6.0×10^{-9}	0.343	14.896	0.2652	0.0780	3.54	0.521	0.940	1.174	20.681	5.745	3.6	1.235	0.706	30.8	
	1.70	6.0×10^{-9}	0.337	15.553	0.2122	0.0564	4.26	0.507	0.670	1.047	20.104	11.169	1.8	1.285	0.734	31.9	
	2.70	6.0×10^{-9}	0.333	16.231	0.17806	0.0410	5.751	0.5	0.608	7.896	21.391	14.261	1.5	2.300	0.677	56.2	
泥炭	3.70	2.1×10^{-8}	0.333	10.231	1.7806	0.6107	0.97	0.5	0.608	7.883	22.071	14.714	1.5	2.300	0.657	56.2	
	4.80	2.1×10^{-8}	0.333	10.231	1.7806	0.6410	0.97	0.5	0.608	7.872	22.717	15.145	1.5	2.300	0.640	56.2	
	5.70	6.0×10^{-9}	0.379	13.798	0.4876	0.2028	2.17	0.611	0.799	2.668	35.476	17.738	2.0	1.022	0.584	25.9	
	6.90	6.0×10^{-9}	0.359	15.092	0.2574	0.0922	4.15	0.56	0.753	1.316	46.095	23.048	2.0	1.123	0.642	28.2	
粘土	8.00	1.7×10^{-8}	0.333	9.986	1.5635	0.5644	1.12	0.5	0.608	7.099	39.021	26.014	1.5	2.300	0.639	56.2	
	8.60	1.7×10^{-8}	0.333	9.986	1.5635	0.5722	1.12	0.5	0.608	7.097	39.231	26.154	1.5	2.300	0.634	56.2	
	9.50	6.0×10^{-9}	0.365	12.632	0.6581	0.2433	1.57	0.575	0.767	3.255	54.458	27.229	2.0	1.103	0.630	27.8	
	10.20	6.0×10^{-9}	0.36	13.269	0.5668	0.2096	1.81	0.562	0.755	3.062	60.256	30.128	2.0	1.103	0.630	27.8	
シルト	11.30	1.0×10^{-8}	0.344	17.513	0.1563	0.0473	5.38	0.524	0.720	0.856	70.242	35.121	2.0	1.220	0.697	30.5	
	12.10	1.0×10^{-8}	0.344	17.513	0.1563	0.0473	5.38	0.524	0.720	0.867	83.354	41.677	2.0	1.220	0.697	30.5	
	13.00	3.0×10^{-8}	0.344	17.513	0.1563	0.0473	5.38	0.524	0.720	0.866	98.008	49.004	2.0	1.220	0.697	30.5	
	14.00	3.0×10^{-8}	0.344	17.513	0.1563	0.0473	5.38	0.524	0.720	0.866	113.433	56.717	2.0	1.220	0.697	30.5	
無処理 地盤の 場合13 ~20	15.00	3.0×10^{-8}	0.344	17.513	0.1563	0.0473	5.38	0.524	0.720	0.854	128.858	64.429	2.0	1.220	0.697	30.5	
	16.00	1.0×10^{-4}	0.333	18.620													9800
	20.00																
物性決定根拠		圧密試験 結果より	土質調査結果より	圧密試験結果より	圧密試験結果より	Messerschの式 より	Alpan	圧密試験結果より	単位体積重量と 深度より	$\sigma'_{v0}/\sigma'_{vi}$ より	M=6sin ϕ' / (3-sin ϕ')より	圧密試験 結果より	kennyの式 より				

*サンドドレーン(3mピッチ): $k=1.6 \times 10^{-8} \sim 5.5 \times 10^{-8}$ (m/sec), 深層混合層:E = 5250 (kPa), 鋼矢板 EI = 1.4×10^4 (kN・m²), 鋼管矢板 EI = 3.5×10^3 (kN・m²)
 *(泥炭層のMIは含水比 $\sim \phi'$ 関係より)

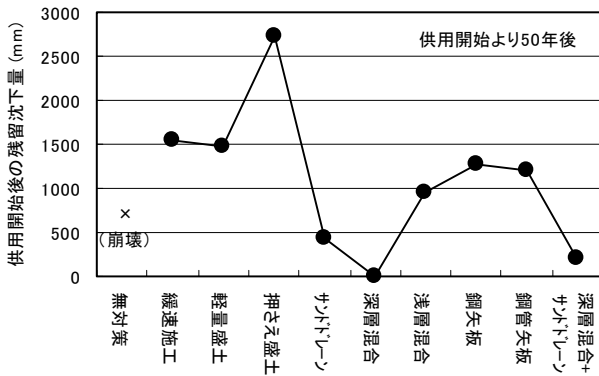


図-4 各種対策工法の盛土残留沈下量の比較結果

盛土の盛立ては、設計指針³⁾に従い一律 5cm/日とし、緩速盛土のみ軟弱泥炭地盤上の緩速盛土の規定値(3cm/日)を採用した。軽量盛土では盛土の単位体積重量を 7.8(kN/m³)とし、サンドドレーン工法打設地盤や深層混合処理地盤には（その 1）と同様の透水性の向上や地盤剛性の向上^{4),5)}を物性条件として付与した。鋼材系の対策工法では、相当の剛性を有するビーム材とトラス材を配し、軟弱地盤下の基礎地盤に 3m の根入れを与えて固定した。概略検討を前提として、鋼材と土との間にジョイント要素等を配することは行っていない。

なお、本試験盛土の実情通りの工程・工法を再現した解析は別途実施済みであり、実務上十分な精度の解析結果を得ている⁶⁾。

2.2 走行性および維持管理の容易性の照査

想定した 10 種類の対策工法別に、供用後の長期残留沈下量(供用開始 50 年後まで)を比較した結果を図-4 に示す。無対策の場合、後述するように盛土立ち上がり時の安定性を確保することができず、計算は盛土築造中に発

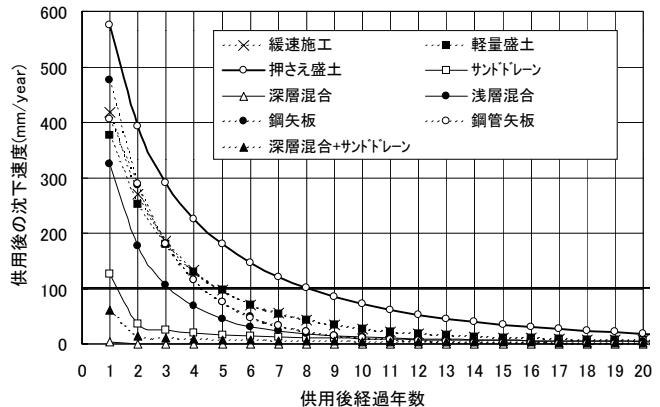


図-5 各種対策工法の供用後年間沈下速度の比較結果

散した。押さえ盛土工法も安全率は 1 を下回り、計算上、破壊領域の広範囲な拡大によりかなり大きな残留沈下が計算されている。その他の対策工法の序列は図中に示すとおりである。緩速工法や軽量盛土などの盛土系対策工法、あるいは鋼材系や浅層混合処理工法では、残留沈下量は押さえ盛土工法に比べてほぼ半減するものの、サンドドレーン工法や深層混合処理工法のように軟弱地盤全体の物性を変える地盤系対策工法ほど大きく低減させることは難しいことが伺える。

図-5 は、維持管理の容易性を検討するために、年間沈下速度の推移を各工法別に比較して示したものである。例えば年間の沈下量が 100mm を越えると、段差や縦断勾配のオーバーレーがあまりに頻繁となり、維持管理上の問題が生ずる。緩速施工や鋼材系の工法、あるいは浅層混合処理工法等では、供用開始後数年間の残留沈下速度が大となり、維持管理の容易性を阻害する可能性がある。軟弱地盤全体の物性を改良する地盤系の対策工法は、早期に残留沈下速度を低減でき、維持管理の容易性の観点からも有利といえる。

2.3 環境適合性の照査

環境適合性の照査事例として、敷地境界位置(法尻より7m 離れと仮定)での連込み沈下量(既存構造物を意識し、供用後の増分量ではなく、盛立て開始からの絶対値を採用)を各工法別に比較した結果が図-6 である。盛土中央の残留沈下量と異なり、鋼材系の工法では地盤の側方流動に対する抵抗性が発揮されるため、周辺地盤の変状が小さく押さえられ、サンドドレーン工法や深層混合処理工法などの地盤系対策工法と同程度の値をとっていることが特徴的である。逆に浅層混合処理工法は、表層の固化版に盛土荷重が一樣に分散され、連込み沈下量がむしろ大となる結果を示している。対策工法と照査項目の組み合わせによっては、このように対策の実施が逆効果となる場合もあり得る。苗が水没し、客土等の対処が必要となる沈下量の目安³⁾として、図中に60mmのラインを併記した。いずれの対策工法もこの値を上回る残留沈下量が算定されており、値に大小の違いはあるにせよ、長期的には田畑補修工事が必要となることを示している。図-7 は、盛土周辺地盤の地表面傾斜角(盛土法尻から5m 離れ地点より以遠、50m 間の平均傾斜角)を求めた結果である。図中には、指針^{7,8)}による傾斜角の基準値を併記した。無対策の場合、この基準値を大きく上回る周辺地盤の傾斜が発生するのに対し、対策を施すことで概ね基準値以内に収まることが見て取れる。

2.4 盛土の施工時安定性の照査

(その1)で提案した評価手法を用いて、盛土立ち上がり時のすべり安全率を調べた結果を図-8 に示す。無対策および押さえ盛土の2 ケースで盛土立ち上がり安全率が1 を切り、緩速施工、浅層混合処理工法も十分な安定性を有するとはいえない。柴田・関口⁹⁾は 既往の盛土崩壊事例から盛土崩壊が発生する安全率のしきい値として1.1 を挙げている(進行性破壊も念頭にいた実状安全率と考えられる)。これに従えば、無対策、押さえ盛土、緩速盛土、浅層混合処理の4 工法は、今回の盛土速度では施工時安定性の観点から不採用となる。鋼材系の工法は、地盤の側方流動を抑止するため、すべり線上の起動せん断力(すべりを励起する方向のせん断力)が大きく減少し、安全率はかなり高いものとなっている。

浅層混合処理工法と鋼矢板工法の2 工法については、基礎地盤の安定性の他に、対策工自体の構造的な安定性の問題が発生する。図-9 は、浅層混合処理工法施工時の盛土立ち上がり時の地盤変状をメッシュ変位図により表したものである。浅層混合処理版(本計算では厚み2.7m を仮定)は軟弱基礎地盤の変形に追従して変形せざるを得ないため、固化版全体に渡って改良体の引張り強度を大きく上回る引張り応力が発生する結果となった。このため、安全率の算出に際しては、固化版部分を計算対象領域から除外し、代わりに高張力ジオテキスタイルを引張り抵抗材として考慮した。算定された安全率には、このジオテキスタイルの引張り抵抗も加味したが、それでも

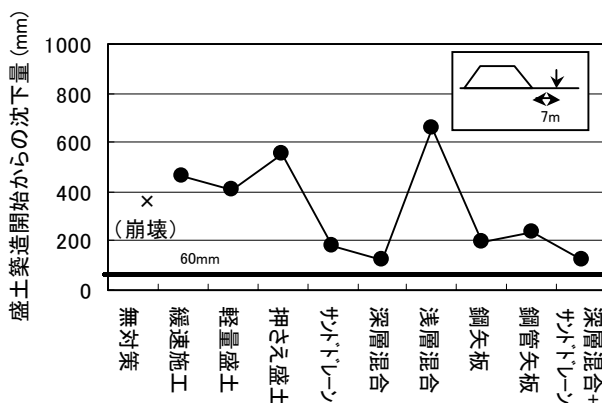


図-6 敷地境界位置での残留沈下量の比較結果

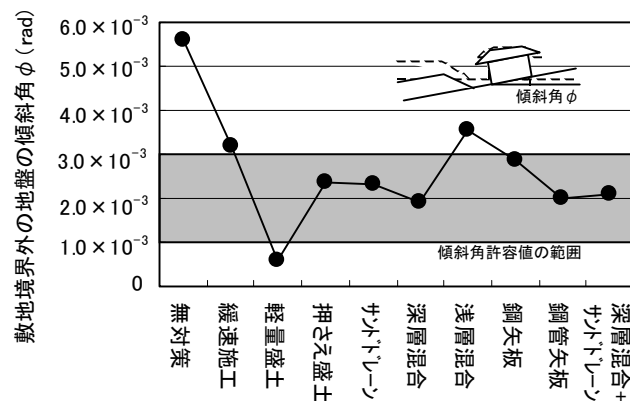


図-7 盛土周辺の地表面傾斜量の比較結果

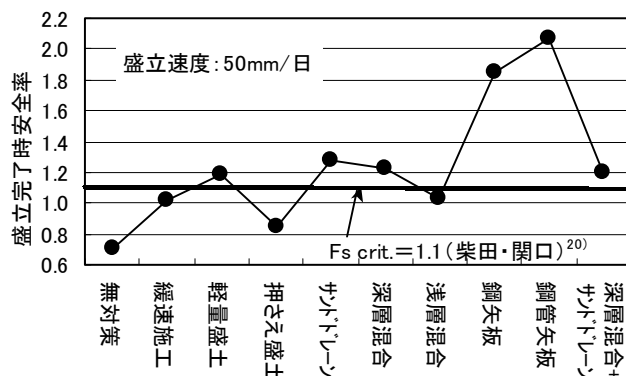


図-8 盛土立ち上がり時のすべり安全率の比較結果

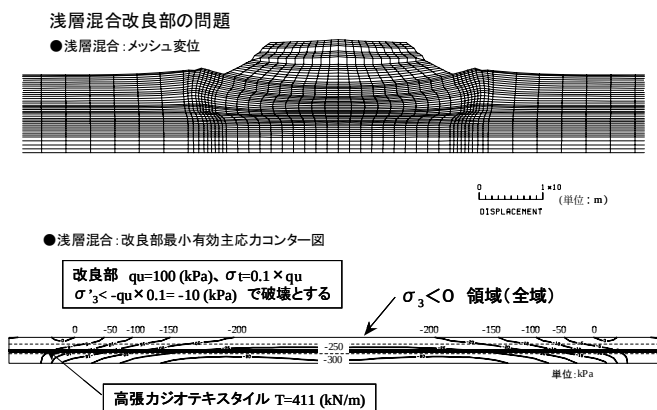


図-9 浅層混合処理版の変形と発生応力

安全率の値は十分とはいえず、この場合ジオテキスタイルの破断が生ずる可能性もある。浅層混合処理工法による対処は、特に地盤変形が大となる超軟弱地盤の場合には構造的に成立しない可能性があるものと思われる。

鋼矢板工法も同様に、地盤の側方流動に追従して鋼矢板が変形し、過大な応力が発生する結果となった。図-10に、盛土立ち上がり時の矢板の曲げモーメントとタイロッド張力を示す。鋼矢板、タイロッドの応力度がともに部材の降伏応力値を超えており、実際にはこれらの部材に降伏破壊や破断が生ずるため、対策工法として構造的に成立しない。これは、鋼管矢板工法であれば対処可能となるが、後述するように、鋼管矢板工法の初期コストはかなり大となる。

図-11には、深層混合とドレーンの複合工法の場合のメッシュ変位図と、盛土体の最小主応力コンターを示す。2つの改良ゾーンの剛性や圧密度の違いによって、境界部で不同沈下が発生し、盛土のり面に引張り応力が発生して段差が生ずる可能性を示している¹⁰⁾。また、剛性の高い深層混合処理部に応力が集中し、引っ張り破壊が生ずる可能性を示唆している。

このように、想定した対策工法に対して部材の発生応力や構造的な安定性、盛土体への影響等を照査することも必要であり、工法選定に際して留意すべきと思われる。

2.4 盛土の地震時安定性の照査

現行の設計要領では道路盛土の地震時安定性に関する規定自体がなされていないが、ここでは、土木学会第二次提言¹¹⁾に示されているように、土構造物の耐震性に関し、ある程度の損傷を許す立場をとって盛土の残留沈下量の試算方法を具体的に示す。

地震中の盛土の水平変形は動的応答解析により直接求める事ができるが、地震後の残留沈下については、盛土の残留変形量の簡易算定に用いられるニューマークの方法¹²⁾では、基礎地盤を包含したモデルでの地震後残留沈下量の予測精度が不十分と思われる。そこで本報では、図-12に示すように地震後の残留沈下を、①地震中の即時沈下（基礎地盤の剛性低下に伴う沈下）と、②地震時の繰返しせん断によって新たに発生した過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下、および③砂層の液状化に伴う沈下の3者の足し合わせにより試算した^{13),14),15)}（なお、岩見沢地区には砂層が存在しないため、③液状化沈下は考慮していない）。以下に各沈下成分の算出手法を示す。

①基礎地盤の剛性低下に伴う即時沈下：

動的応答解析の結果から基礎地盤の地震中の剛性低下を求め、基礎地盤に低下前後の地盤剛性値を別個に与えた2つの盛土自重解析を実施して、その差分量として求める^{14),15),16)}。

②地震後圧密沈下：

地震時に軟弱粘性土層において付加的に発生する過剰間隙水圧の大きさについては、文献¹⁷⁾より図-13のような地震時最大せん断ひずみ～過剰間隙水圧比関係を別途作

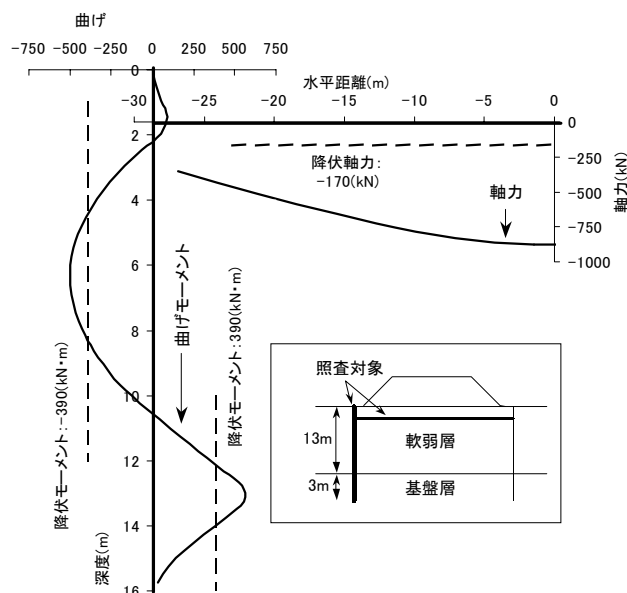
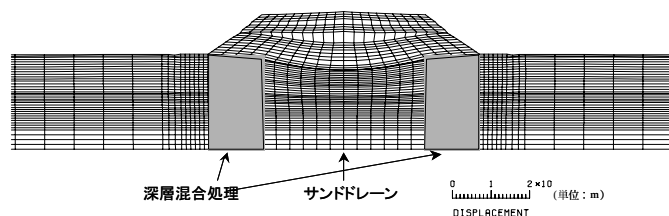


図-10 鋼矢板工法における発生応力の照査例

・メッシュ変位



・最小主応力コンター

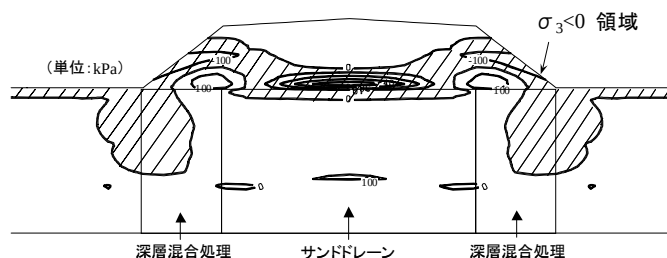


図-11 複合工法のメッシュ変位と盛土最小主応力コンタ

成（図中には兵庫県南部地震の実測値を併記したが、図中の●印はカオリン粘土に対する実験値であり、実状とは必ずしも一致しない可能性がある）し、動的応答解析で得られた各ケースの粘性土層の平均的なせん断ひずみ量を図中の算式に代入して暫定的に求めた。そして、土/水連成弾粘塑性FEMの結果を援用し、その消散分に相当する沈下発生量を別途求める。

③砂層の液状化沈下に伴う沈下：

地下水位以下の砂層では、地震時に液状化が発生する可能性があるため、Tokimatsu and Seed¹⁸⁾の手法を用いて地震時の砂層の即時沈下量を求める。

この方法を用いて、各対策工法施工時の地震時残留沈下の試算を行った。地盤の動的物性については、岩見沢地区の現地で供用開始19年後（平成14年9月）に行われたPS検層結果を用いた。PS検層が行われたのは、①盛土外部（ここでは盛土直後の無対策地盤、すなわち軟弱地

盤内が非排水状態に近いために有効応力がほとんど増加しない場合に対応するものと想定), ②盛土内部(盛土荷重を受けて供用後20年経過した後の圧密完了後の状態), ③サンドドレーン打設部(基礎地盤の間隙水圧消散と砂杭の剛性により, ②よりもさらに大きなS波速度を示した。)の3ヶ所である。サンドドレーン打設地盤では, 計算上, 供用後2年後には間隙水圧消散は終了しているため, この時点で③の地盤物性を有しているものと考えた。入力地震動は兵庫県南部地震鷹取波を用い, 岩見沢地区の工学的基盤における既往最大加速度値(340gal)に加速度最大振幅を調整し, 底面粘性境界に入力した。算定方法の詳細は, 文献³⁾を参照されたい。以上の条件で地震時の残留沈下を算定した結果が図-14である。図中には, 地震時の即時沈下量, 地震時に発生する過剰間隙水圧の消散に伴う残留沈下量, これらを足し合わせた合計値を併記した。いずれのケースも後者が大半を占め, 圧縮性の高いピート層では地震後かなりの残留沈下が継続する可能性を示している。図中には, 地震時の即時許容沈下量を300mmと仮定し³⁾, 併記した。図より各ケースの即時沈下量はこの値を下回り, 地震時の復旧に対しては大きな問題は生じないこと, その後の残留沈下のほうが問題になることが指摘される。供用2年後に地震が到来した場合を想定すると, サンドドレーン工法や深層混合処理工法などの地盤系対策を施しておくことで地震時残留沈下は大きく低減する。浅層混合処理工法や鋼管矢板工法など軟弱地盤自体を改良しない工法では, 地震後残留沈下に対しても顕著な対策効果は見られない。無対策であっても過剰間隙水圧が消散する供用開始後20年では残留沈下量は半減する。地震時沈下が供用後の経過年数によって大きく変化することが見て取れる。地盤系対策工法はこれを上回る耐震性を供用後2年で既に発揮している。

ここで示した地震時残留沈下の算出方法は, いまだ実務への適用段階へは至っておらず, 研究途上にある。ここでは, ひとつの試みとして試算例を示したものである。

大規模地震時の安定性に関しては, 修復を前提とし, ある程度の損傷を許容する立場から地震時残留沈下の算定をもって要求性能の照査に代えている。一方, (その1)で提案した盛土立上り時のすべり安全率の計算手法は, 地震時のすべり安定性評価へも適用することができる。例えば, ロックフィルダムの地震時安定性評価¹⁹⁾のように別途動的応答解析を実施して地震時の動的応力成分を計算し, これを土/水連成弾粘塑性 FEM により求められた各要素の静的応力に足し併せて, 地震時安全率を時系列で求める, といった照査方法も可能となる。

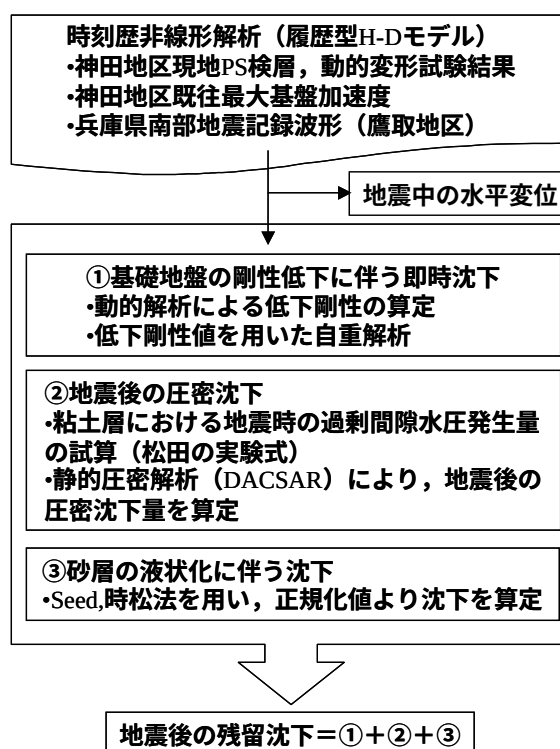


図-12 地震時及び地震後の残留沈下試算フロー (案)

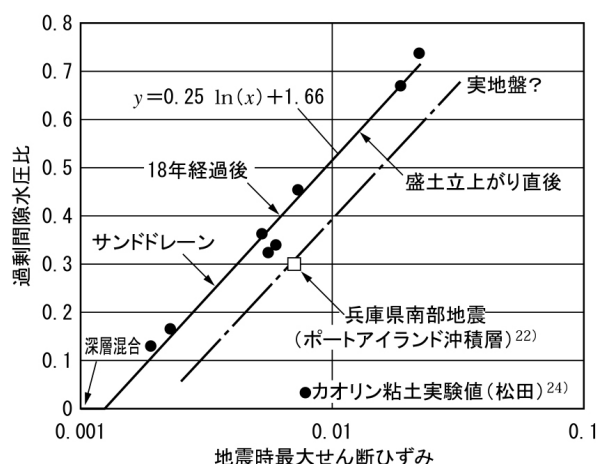


図-13 粘性土の地震時最大せん断ひずみと過剰間隙水圧比の関係 (松田²⁴⁾より作図)

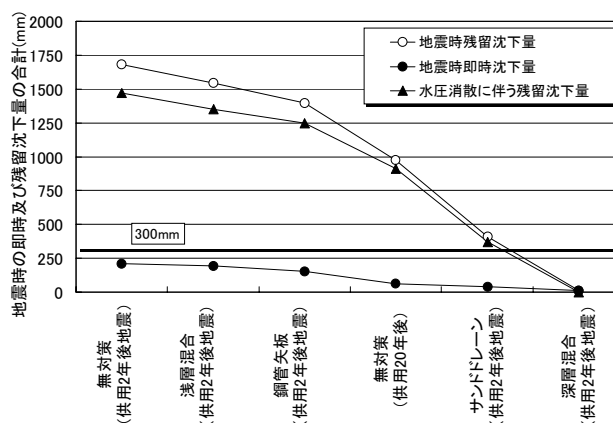


図-14 各種対策工法の地震後沈下量の比較

2.5 経済性の照査と最適工法の絞り込み

(その1) に示した計算方法に従い、軟弱地盤上の路盛土のライフサイクルコスト(LCC)の試算を行う。各対策工法別に初期建設費(用地費+盛土築造費+軟地盤対策費)、維持管理費(段差補修費+縦断方向補修+田畑補修工事費)を算定²⁰⁾し、これらを足し合わせトータルコストを試算した結果が図-15 である。無対や押え盛土工法など盛土立上がり時安全率が1を下回る工法、浅層混合処理や鋼矢板工法など部材の発生応力許容値を超過してしまう(構造的に成立しない)工法、層混合、軽量盛土、鋼管矢板工法などLCCが極端に高い工法を除外すると、図より、サンドドレーン工法と速施工法の2工法が経済性の面で有利となることが分かる。ただし、緩速施工は走行性、維持管理の容易性、盛土の施工時安定性、環境適合性等に問題を残していることは既に述べた通りである。

以上のことから、当地区において道路盛土を行う際には、種々の要求水準をいづれも満足し、LCCが最小となるサンドドレーン工法を地盤対策工として採用することが最適であると判断できる。さらに、絞り込んだサンドドレーン工法に対し、最適な仕様、ドレーンピッチの検討を行った結果を図-16、図-17 に示す。図-16 はドレーンピッチと盛土立上がり安全率の関係を求めた結果である。目標安全率を1.1 とすると、ドレーンピッチは最低5m 以内(四角形配置)とする必要がある。図-17 は、ドレーンピッチを変えた場合のLCCの変化を試算した結果である。ドレーンピッチを狭くすると維持補修費が低減するが、逆に初期投資は大となり、両者を足し合わせたLCCは施工ピッチ4m 付近で最小となる。図-16 を見ると、この打設ピッチでは盛土立上り時の安全率は1.2 程度と、十分な値を確保できている。すなわち、岩見沢の試験盛土地盤については、ピッチ4m のサンドドレーンが最適工法として選定されることになる。なおドレーン工法に関しては、近年、より安価な人工材ドレーン工法が登場しており、今後はこれら最新の工法をも含めた最適化が必要と思われる。

2.6 盛土の施工時安定管理への適用

最適な軟弱地盤対策工法を選定した後、実施工を実施する。この際、施工時および供用開始までの放置期間中の地盤挙動をモニターし、施工時安定性の管理や応力変形解析の精度確認を行うことが重要と思われる。FEM 解析による事前の予測精度は、必ずしも十分なものとは言えない。盛土施工中の基礎地盤の応力変形挙動や、盛土立上がりから供用開始までの放置期間中の残留沈下挙動に関して解析値と実測値を比較し、適宜解析モデルに修正を加えて予測精度を高めることが望ましい。各種の弾塑性パラメータは室内試験結果から客観的に定められるべきものであるが、基礎地盤の透水性については、室内での圧密・透水試験による値と現場の値とは必ずしも一致せず(砂シームの存在や粘性土の不均一性による)、実

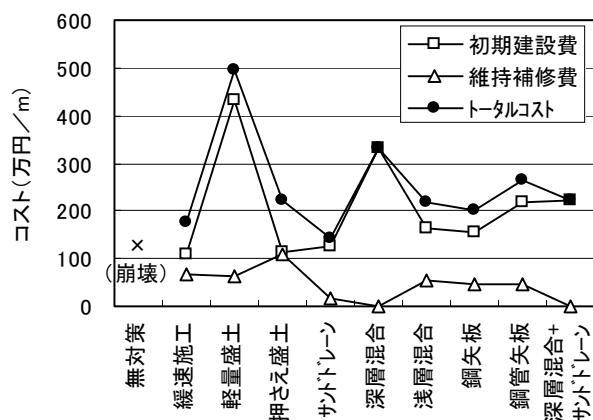


図-15 各種対策工法のLCC比較

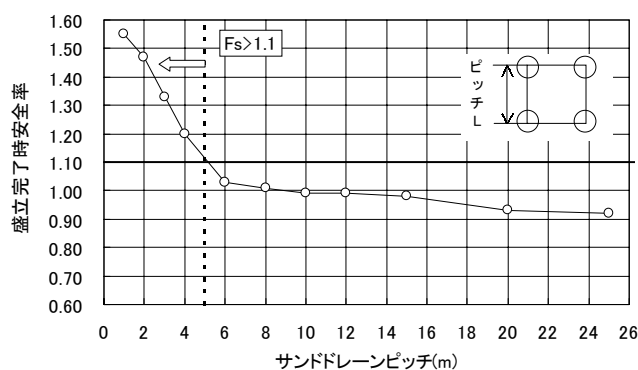


図-16 ドレーンピッチと盛土立ち上がり安全率の関係

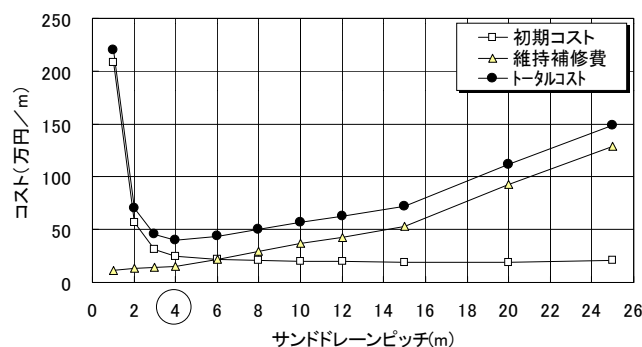


図-17 ドレーンピッチとLCCの関係

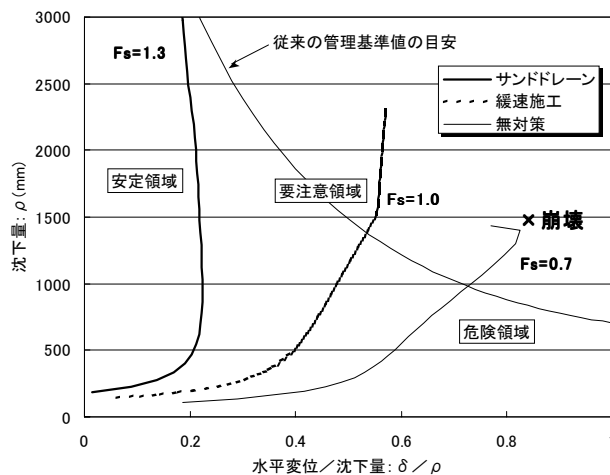


図-18 解析結果を利用した安定管理図の一試案

盛土施工時に初めて判明する基礎地盤全体の透水特性²¹⁾を実測沈下速度や間隙水圧挙動から同定し、解析モデルに再度取り込むことが必要と思われる。施工中の盛土の安定性については、従来、盛土の沈下量と法尻の水平変位量を用いた安定管理図が用いられてきた。図-18は、日本道路公団施工管理要領規準集²²⁾で用いられている松尾・川村管理図²³⁾を、3つの解析結果(無対策＝崩壊、緩速盛土＝不安定、サンドドレーン＝安定)を用いて作成した一例を示している。これらの計算結果を用いると、図中に模式的に示したように危険領域、要注意領域、安定領域を定量的に定めることができる。松尾・川村管理図による従来の解釈とは違った解釈になっているが、従来の安定管理から一歩踏み出した、より客観的、定量的な盛土安定管理を行うことの可能性を示唆していると思われる。FEM解析を事前に行うことの利点のひとつとして、解析結果を用いて、このような安定管理図を事前に作成し、施工中の盛土の安定管理に利用できる点が挙げられる。

一方、このような事前解析には、それなりのコストが必要となる。性能設計では本来、このような事前解析に要するコストと、これにより回避されるリスクを定量的に評価し、両者の最適化を図っていくことが重要であり、今後に残された課題といえる。

3. 結論

ある軟弱地盤上の道路盛土をモデルとして、工法原理の異なる10種類の軟弱地盤対策工を想定した試解析を実施し、各種要求性能の照査とLCCの算定を行った。対策工によっては、構造的な安定性、部材応力の照査、盛土体への影響検討等を併せて行い、最適工法の絞り込みを試みた。この結果、対象モデル地盤では、ピッチ4mのサンドドレーン工法が最適対策工として選定された。本論文では、土/水連成弾粘塑性FEMを援用した性能設計の実施事例を通して、その具体的な将来像を示した。

参考文献

- 1)日本道路公団札幌建設局：道央自動車道（札幌～岩見沢）軟弱地盤における調査・設計・施工に関する報告書，1983.
- 2)Iizuka,A.and Ohta,H.:A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis,Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71～87, 1987.
- 3)日本道路公団：設計要領第一集，土工編 第5章 軟弱地盤上の盛土，pp.5-1～pp.5-100，1998.
- 4)竜田尚希，稲垣太浩，三嶋信雄，藤山哲雄，石黒 健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用，土木学会論文集投稿中，2002.

- 5)三嶋信雄，長尾和之，福山雅典，石黒 健，菅井正澄：基礎地盤の透水性が盛土載荷時の沈下および安定性に及ぼす影響，第30回土質工学研究発表会，pp.1275～pp.1278，1995.
- 6)稲垣太浩，三嶋信雄，武部篤司，藤山哲雄，石黒 健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の施工時安定性評価と性能設計への応用，土木学会論文集投稿中，2003.
- 7)日本建築学会：建築基礎構造指針，5章 直接基礎，pp.150～154，2001.
- 8)北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.68,平成14年3月
- 9)柴田 徹，関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文集，1980.
- 10)稲垣太浩，三嶋信雄：軟弱地盤対策工の設計・計算例，9.2 事例から，9.2.2 軟弱地盤の対策工，土木施工5月号，p159，2002.
- 11)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1996.
- 12)財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，pp.321～pp.324，平成10年11月
- 13)藤井輝久，福田賢二郎，大中英揮，兵動正幸：変形を考慮した盛土の耐震設計法，土と基礎，No.50-1,pp.10～12,2002.
- 14)安原一哉，村上 哲，豊田紀孝：土と基礎 講座：粘性土の動的性質，5.粘性土の動的性質（その3），No.47-1，pp.51～56，1999.
- 15)安原一哉，常田賢一，松尾 修，那須 誠，土と基礎 講座：粘性土の動的性質，3.粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム，No.46-7，pp.57～62，1998.
- 16)安田進，吉田望，安達健司，櫻井裕一：液化化に伴う盛土の沈下に対するALIDの適用性，第37回地盤工学研究発表会，pp.1297～pp.1298，2002.
- 17)松田 博：粘性土の地震後沈下過程の推定，土木学会論文集，No.568/III-39，pp.41～48，1997.
- 18)Tokimatsu, K. and H.B.Seed:Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking, J. GE, ASCE, Vol.113, No.8, pp.861～878，1987.
- 19)土質工学会編：フィルダムの調査・設計から施工まで，3.9 動的応答解析による堤体の耐震性評価，1983.
- 20)高橋朋和，川井田実，土谷和博，新井新一：高速道路における建設費と管理費を考慮した軟弱地盤対策の事後評価，土木学会論文集 No.693 / VI-53，pp.47～pp.59，2001.
- 21)浅岡 顕，金谷嘉久，中野正樹：粘性地盤の圧密変形と支持力に及ぼす透水係数の影響，第34回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.8390，1989.
- 22)日本道路公団：施工管理要領基準集 5.軟弱地盤上の盛土の動態観測，1990.
- 23)松尾稔・川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文集，第241号，pp.81～91,1975.