

プレート付アンカー鉄筋の盛土補強効果の簡易手法による予測ならびに軟弱地盤上の実盛土による検証

後藤政昭¹・大西有三²・塚田幸広³・長尾日出男⁴・水本邦男⁵

¹正会員 基礎地盤コンサルタンツ(株) 関西支社(〒550-0011 大阪市西区阿波座1-11-14)

²正会員 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒601-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 建設省 東北地方建設局 酒田工事事務所 所長(〒998-0011 酒田市上安長1-2-1)

⁴本州四国連絡橋公団 第二管理局早島管理事務所 副所長(〒701-0304 岡山県都窪郡早島町早島2985)

⁵正会員 基礎地盤コンサルタンツ(株) 関東支社(〒135-0016 東京都江東区東陽3-22-6)

軟弱地盤上の盛土補強の目的で、盛土体下部にプレート付アンカー鉄筋を配置した場合の効果判定するに、比較的簡易な入力定数を用いて解析できる初期応力法を用いた有限要素法が有効であるのは模型盛土で検証済である¹⁾。そこで、本論文では、実盛土にアンカー鉄筋を3段配置した試験盛土を対象とした検証を行なうとともに、アンカー鉄筋の段数や鉄筋の有無による鉄筋応力、側方変位、盛土の安定性の差について有限要素法で解析を行ったものである。解析値と試験盛土結果の比較より、アンカー鉄筋には側方変位拘束効果に加えて安定性向上効果もあり、2段の配置でも3段の配置と同様の効果が得られること等が明らかとなり、沈下を考慮した軟弱地盤上の補強盛土の設計に簡易な有限要素法が適用できることが判明した。

Key Words : reinforcement, steel anchor plates, embankment, soft ground, finite element method, stability analysis

1. はじめに

ジオテキスタイル等の補強材の適用例は最近、急速に増加しており、軟弱地盤上の盛土の補強に用いられる例も増えてきている。また、その設計手法についても、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²⁾等も整備され、一般化して普及しつつある。しかしながら、実務上の適用として、盛土のり尻の側方変位低減対策として適用する場合等には変形問題も重要となる。しかし、現行の設計手法ではこの点に関しては特に明記されておらず、軟弱地盤の盛土の対策工としては未だ未解明の部分も多く残されている。

この問題のアプローチとして、筆者の1人は比較的簡易な入力定数で解析できる初期応力法(非線形弾性解析の1種である)を用いた有限要素法(以下FEMと略称する)の設計への適用を考え、プレート付アンカーを1段配置した模型盛土を対象にシミュレーション解析を行い、有効性の確認を行った¹⁾。その結果、模型盛土については有効性が高いことが示されたが、最終的な設計手法としての評価は実規

模の盛土工事を対象とした検証に基づくことが望ましい。なお、プレート付アンカー鉄筋(以下、アンカー鉄筋と略称する)は後述する図-3(a)の左上に示したような形状であり、盛土体下部に配置することにより、盛土の安定性の向上と側方変位の抑制をはかる工法であり、盛土の不等沈下を低減する効果も期待できる。

そこで、アンカー鉄筋を複数段配置した実盛土^{3),4)}

(施工前ならびに施工後の地盤データが明らかであり、かつ動態観測の長期データも測定されている施工例)をFEMを用いて検証することにより、模型盛土で検証できていない以下の点について確認した。

- ①アンカー鉄筋を複数段配置した場合の各段の引張力の分担割合(本施工では3段)
- ②アンカー鉄筋の側方変位低減効果
- ③実測データから推定される盛土の安定性と解析値との対比

すなわち、今回は実盛土でのアンカー鉄筋の有効性やFEM解析手法の適用性に対する検証を行ったものである。

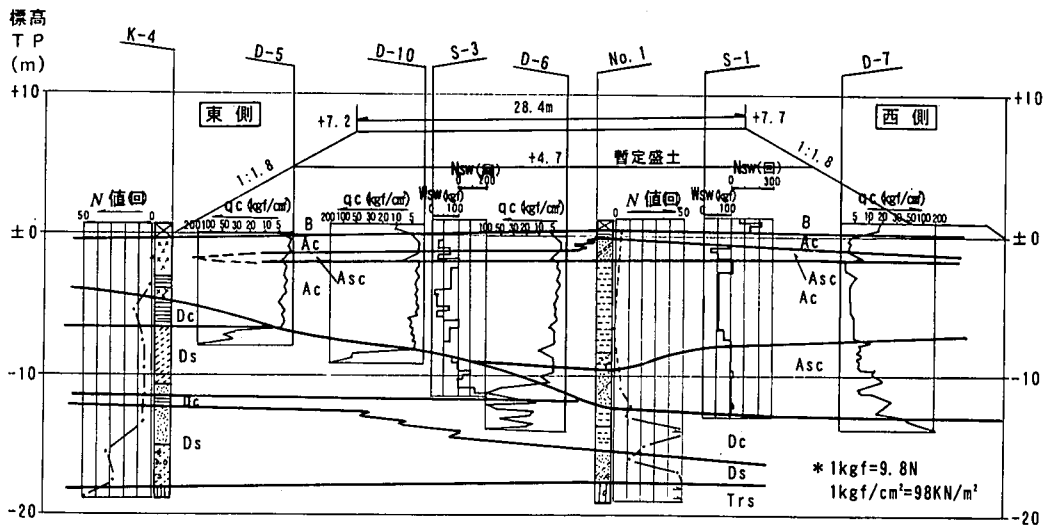


図-1 土質横断面

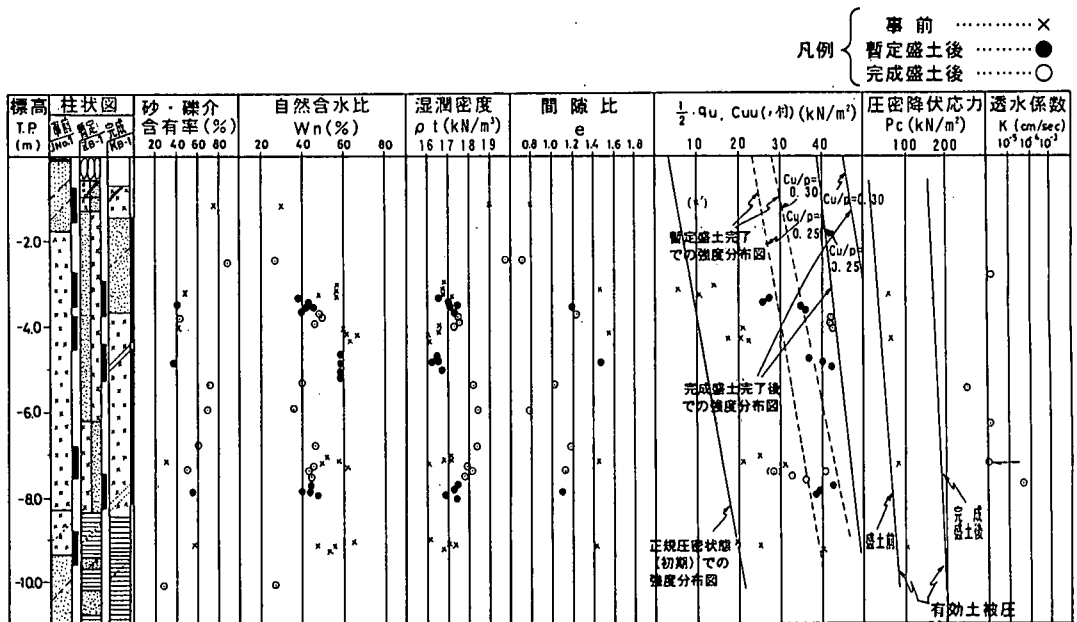


図-2 土性図 (盛土天端中央)

2. 試験工事ならびに動態観測結果

(1) 試験工事箇所地盤概要

プレート付アンカー鉄筋の実施工での適用に当たり、本州四国連絡橋児島・坂出ルートの本州側起点である早島インターチェンジでの適用に先立って、付近の鞭木地区で本線を利用した試験盛土を実施した。鞭木地区の土質横断面は図-1に示したとおりである。地層は盛土中央部で軟弱層厚が10m程度であり、東側に向かって軟弱層厚が減少し、法尻部で

は5m程度となっている。

試験工事箇所では、事前、暫定盛土完了4ヶ月後、完成盛土完了6ヶ月後の3時点でチェックボーリングが実施されている。このうち、盛土天端中央部で実施されたチェックボーリング結果の土性図を図-2に示す。

同図より、事前から暫定盛土の間は地山の含水比と間隙比は変化した。暫定盛土から完成盛土までのそれらの変化は比較的少ない。

沖積粘性土 (Ac層) はN値0~2の後背湿地性の軟弱粘性土であり、全体に砂分を含有している。また、Ac層の粘着力 ($1/2 \cdot q_u$ や C_{uu}) は深度方向に

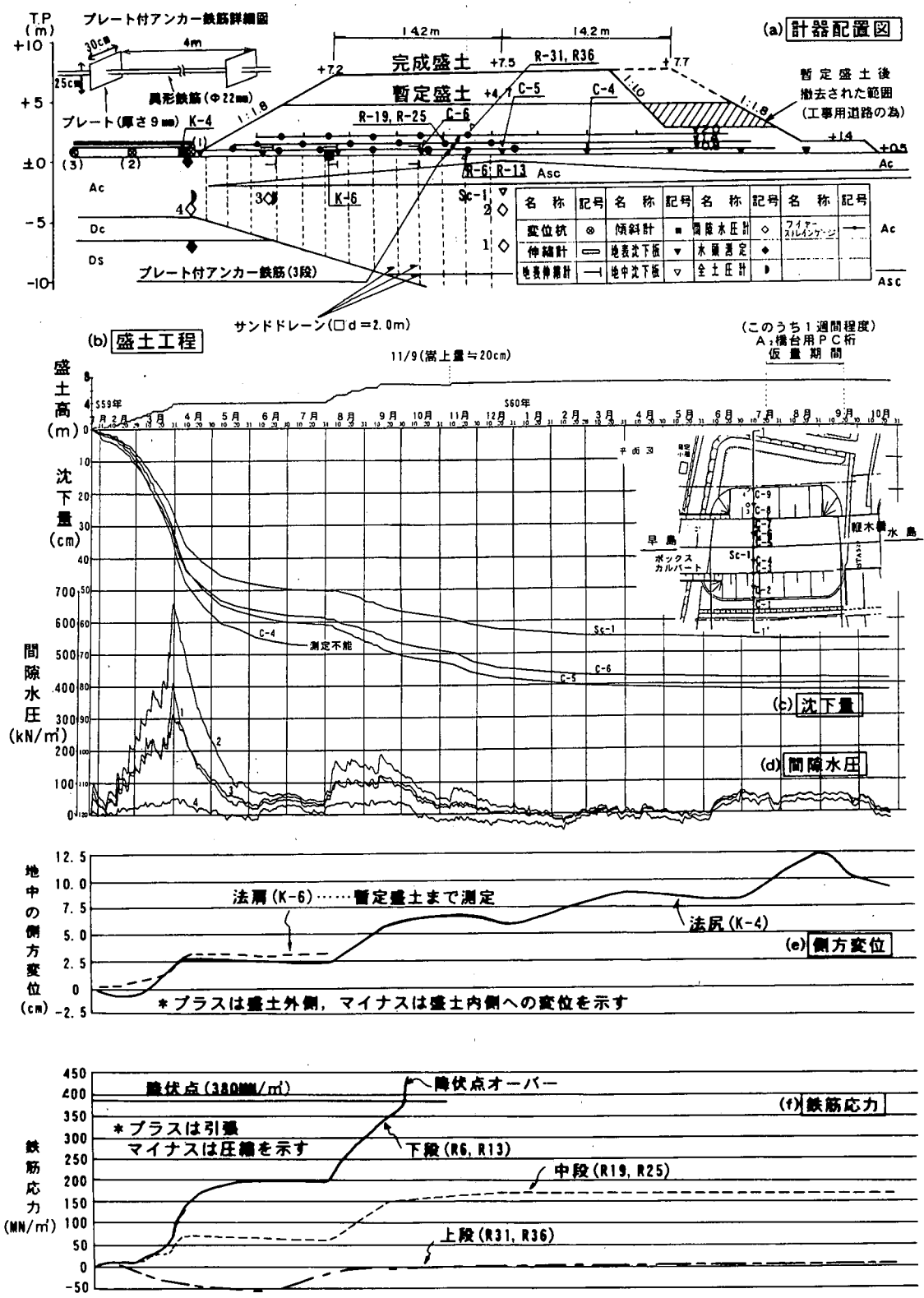


図-3 動態観測計器配置並びに盛土工程と観測結果の経時変化図⁵⁾

表-1 轍木地区で実施した軟弱地盤対策工

| 対策工法 | 対策工法数量 |
|--|--|
| 盛土補強工法(プレート付アンカー鉄筋) アンカー: φ=22mmの異形鉄筋で 長さは上段40m, 中段:44m, 下段:48m プレート:縦25cm×横30cm×厚さ9mm * プレートは4mピッチに配置 配置:上, 下方向には60cmピッチに 3段, 縦断(路線)方向には50 cmピッチに配置 | アンカー(鉄筋) 182本 プレート(鋼板) 2069本 サンドドレーン φ=0.4m, ℓ=8 ~13m, 延358本 |

増加しており, 強度増加率 (C_u/p) は0.25~0.30である.

盛土材としては現地発生材であるまさ土(現場密度で20kN/m³, 平板載荷試験結果の支持力係数は K_{30} =100MN/m²~160MN/m²である)を用いた.

(2) 盛土工事概要

盛土工事の実施工程は図-3(b)に示した通りであり, 6cm/dayの盛り立て速度で暫定盛土(TP+4.7m)まで盛り立て, 4ヶ月間の放置後に完成盛土(TP+7.5m)まで盛り立てた. その後, 20cmの嵩上げ盛土がなされた. アンカー鉄筋は盛土の補強工法として, 表-1ならびに図-3(a)に示すようにサンドドレーンと併用する形で施工された.

(3) 動態観測結果

動態観測用計測器は図-3(a)に併記したように配置した. 観測結果の過剰間隙水圧, 沈下量, 地中の最大側方変位, 鉄筋の発生応力の経時変化を図-3に示す.

a) 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧は図-3(d)に示したように法尻部のNo.4を除き, 暫定盛土立上げとともに増加し, 暫定盛土放置直後に急速に消散している. なお, 完成盛土立上げに伴う間隙水圧の発生は少なく, 最大でも200kN/m²未満となっている. これは, サンドドレーンの効果以外にも図-3(a)に示したように, 当地区は工事用道路として使用しているため盛土形状が変わり, 盛土荷重が少ない事も起因していると考えられる. なお, 完成盛土放置後に間隙水圧が50kN/m²程度とやや大きくなっているのは, 雨期およびPC桁仮置きの影響と考えられる.

b) 沈下量

沈下については図-3(c)に示したように過剰間隙水圧と同様に暫定盛土による沈下量が多く, かつ沈下速度が早いものに対し, 完成盛土の沈下量は少ない. なお, 昭和59年11月時点は沈下分の嵩上げ盛

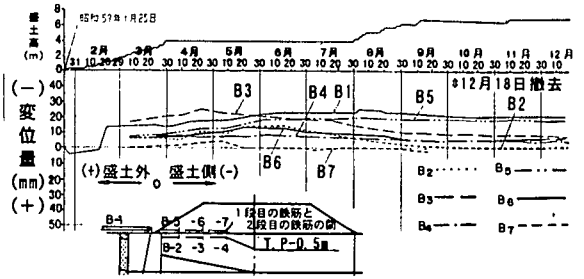


図-4 盛土経過と伸縮計の補正変位量

土(昭和59年11月9日実施で20cm程度)の影響で沈下量の勾配が変化しているが, 昭和60年3月以降の沈下はほぼ落ち着いている. また, 同図より明らかなように, 当地区の沈下量は比較的少ないが, これは軟弱粘性土層が薄いためである. さらに, 過剰間隙水圧の消散も早く, かつ早い期間で圧密されているのは, 層厚が薄いことに加えサンドドレーンによる圧密促進効果のためと考えられる.

c) 地中変位量

地中変位については, 後述する図-11でも明らかなようにアンカー鉄筋の側方変位低減効果のため全体に少なくなっており, 特に地表部での変位拘束効果が大きいのが明らかである.

法尻(K-4)の地中変位(水平変位)の最大値の経時変化に着目すると(図-3(e)参照), 暫定盛土の途中までは盛土内側方向への変位を示し, 以降は徐々に盛土外側へ動き, 暫定盛土後は2.5cmでほぼ一定であったが, 完成盛土とともに増加し, 完成盛土後60日放置後(昭和59年11月12日)で盛土外側へ最大7cm程度の水平変位となっている. なお, 以降は多少の増減を繰り返し, 盛土放置193日後(昭和60年3月25日)にGL-3.5m付近で最大9.0cmの値となった. 以降は全体的に減少する傾向にあったが, 昭和60年8月29日(350日放置後)の測定結果が他に比べてかなり大きく, 最大13.0cmの値を示した. これは, PC桁の盛土上への仮置の影響と考えられ, PC桁を取り除いた後に測定した結果(昭和60年9月30日)は, 元に戻りつつある状態であった.

法尻(K-6)の地中変位の最大値の経時変化に着目すると, 暫定盛土施工とともに外側への変位が大きくなり, 暫定盛土完了時点で3.4cmと最大値を示した. 以降の盛土放置期間はほぼ一定値を示していた. なお, こちらの計測は暫定盛土までとした.

d) 盛土体下部ならびに地表面付近の水平変位

伸縮計によって測定した盛土体下部(下段の鉄筋と中段の鉄筋の間)ならびに盛土直下の地盤内(TP-0.5m付近)の沈下分による伸びを補正した水平変位(X変位)を図-4に示すが, 各測点とも盛土内

側への変位となっている。これは、補強鉄筋の効果で地盤が拘束され、沈下に伴って地盤も一緒に引き込まれているためと考えられる。すなわち、沈下分による伸びの補正值（2cm程度）を考慮すると法尻部（B1）と盛土天端下（B7）ではほぼ同じ動きをしていることになる。

なお、水平変位は暫定盛土とともにやや増加し、以後、B-1、B-4、B-6はほとんど変化せず、B-2、B-3は減少、B-5は増加する傾向を示すが、水平変位量は最大でも2cm弱と全体に少ない。

e) アンカー鉄筋の発生応力

図-3（f）より明らかなようにアンカー鉄筋はまず下段に引張力が作用し、完成盛土で下段が降伏すると中段の引張力が増加するのが明らかで、鉄筋応力（引張力）の分担割合は下段2に対して中段は1で、上段はほとんど効果ないのが明らかである。

すなわち、下段の鉄筋は盛土の施工に伴って引張力が増加し、暫定盛土終了後には160MN/m²前後の値となった。なお、鉄筋応力は盛土放置後も微増する傾向を示していたが、昭和59年6月以降は200MN/m²前後の値でほぼ一定値に収まっている。その後の完成盛土施工に伴って、引張力が増加する傾向を示し、完成盛土放置後に降伏点を越えている。

なお、当初設計では万一、下段の鉄筋が降伏しても中段や上段の鉄筋が効果を発揮するから問題ないと考えていた。また、鉄筋の場合は土と異なり、降伏しても引張力が低下することなく、変形量が大きくなるだけであるので、3段の鉄筋の応力分担比を確認する為にも降伏付近の鉄筋応力が作用するような試験盛土とした。

中段の鉄筋については、暫定盛土の施工途中から引張力が働きはじめ、盛土放置後はやや減少する傾向を示した。以降は完成盛土の施工とともに引張力が増え、後述する図-15で明らかなように、特に盛土天端下での増加割合が大きい。また、完成盛土放置後6ヶ月間は引張力が増加する傾向を示していたが、以降はほぼ同じ値で最終測定の時（昭和60年10月24日）まで経過している。

上段の鉄筋については、暫定盛土施工に伴って圧縮力が働きはじめ、完成盛土施工に伴って圧縮から引張に変わってきているが、引張力はほとんど発生していない。これは上段の鉄筋が盛土の見かけの中立軸より上部にあるためと判断される。

3. 有限要素法によるシミュレーション

(1) 解析手法

a) 初期応力法

初期応力法（応力分配法）は、土要素やジョイント要素のせん断応力レベルがモール・クーロンの破壊基準ないし引張強度を超えると、超えた分の応力を破壊要素の周辺の要素に再配分する手法であり、模型盛土の検証で有効性を実証している¹⁾。

b) 解析の特徴

今回の解析の特徴は以下の通りである。

- ・アンカー鉄筋は面外に配置し、面外ジョイントで結んでいる¹⁾。
- ・面外ジョイントは現場での引き抜き試験結果に基づいて、バイリニアのジョイント要素として入力している¹⁾。
- ・安定解析についても模型盛土のシミュレーションで実証された有限要素解析結果の発生応力を読み込む解析手法（以下FEMARCと呼称する）で解析した¹⁾。

c) ステップ解析の実施

解析は初期応力解析（ステップ1）に続き以下のようにした。（図-6参照）

- ・下段の鉄筋までの盛土施工（ステップ2）
 - ・中段の鉄筋までの盛土施工（ステップ3）
 - ・上段の鉄筋までの盛土施工（ステップ4）
 - ・T.P+3.6mの盛土まで（ステップ5）
 - ・T.P+4.7m（暫定盛土）の盛土まで（ステップ6）
 - ・T.P+6.0mの盛土まで（ステップ7）
 - ・完成盛土（T.P+7.2~+7.7）まで（ステップ8）
- 各ステップ毎の初期応力法の降伏応力を超えた応力の再配分の繰り返し回数は20回、許容誤差応力は5.0kN/m²とした。なお、誤差応力については、当該ステップで20回で収束しない場合は後続ステップに引き継がれるので、全ステップで最大160回の繰り返し計算をすることになる。

(2) 解析モデル

a) 解析メッシュ

解析モデルの下端は基盤岩（Trs）の上端まで、左右端は盛土の左右端から60m位（軟弱層厚の5倍程度）までとした。境界条件は下端は完全固定とし、左右端は水平方向のみ固定とした。メッシュ分割は初期応力法による応力再配分が必要となる盛土及び沖積層（Ac）は約1.0mピッチと細かく分割した。

解析に用いたメッシュ図を図-5に示す（節点数1267、要素数1151）。

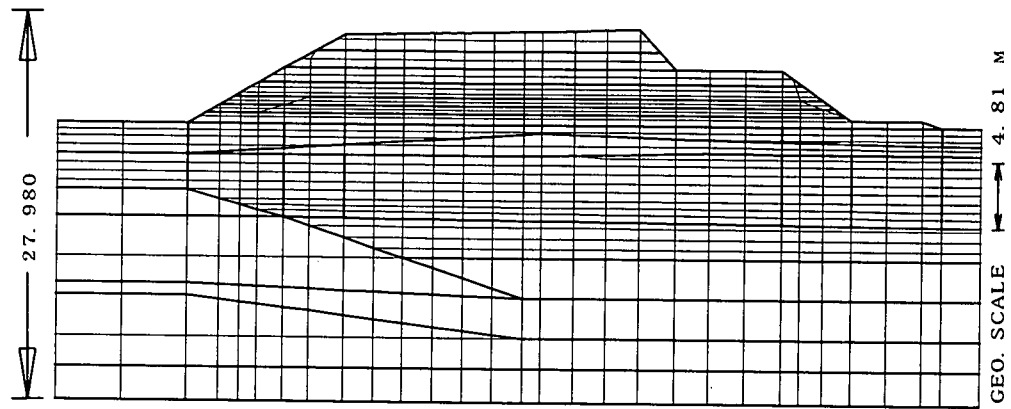


図-5 FEM解析メッシュ図(盛土周辺のみ表示)

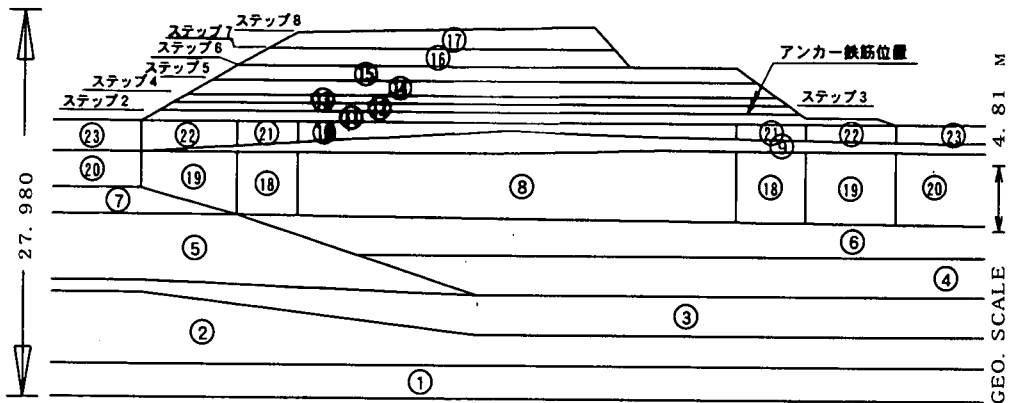


図-6 FEM解析材料区分図(盛土周辺のみ表示)

表-2 土質区分並びに入力定数

| 材 料 No. | 土層 | ρ_i kN/m ³ | E kN/m ² | λ | C kN/m ² | Φ (度) |
|------------|------------|-------------------------------|------------------------|-----------|------------------------|---------------|
| ①~⑭ | 盛土 (まじ) | 20 | 2×10^4 | 0.30 | 0, or 10 | 30 |
| ⑩, ⑫~⑬ | Ac (1) | 7 | 800 | 0.33 | 10~30 | 0 |
| ⑨ | Asc (1) | 10 | 2800~3200 | 0.30 | 10 | 20 |
| ⑧, ⑬~⑯ | Ac (2) | 7 | 1100 | 0.33 | 20~45 | 0 |
| ⑥ | Ac (3) | 7 | 1700 | 0.33 | 30~50 | 0 |
| ④ | Asc (2) | 10 | 1.4×10^4 | 0.30 | 10 | 25 |
| ⑦ | Dc (1) | 7 | 2.8×10^4 | 0.33 | 100 | 0 |
| ⑤ | Ds (1) | 10 | 2.8×10^4 | 0.30 | 10 | 30 |
| ③ | Dc (2) | 7 | 4.2×10^4 | 0.33 | 200 | 0 |
| ② | Ds (2) | 10 | 8.4×10^4 | 0.30 | 10 | 35 |
| ① | Trs | 10 | 1.5×10^5 | 0.30 | 1000 | 0 |

* 引張強度 (q i) は粘着力 (C) の 1/2 と仮定した

b) 土質区分ならびに入力定数

土質区分については、盛土は1層、沖積層はAc (1)~Ac (3), Asc (1), Asc (2)の5層に区分した。また、洪積層はDc (1), Dc (2), Ds (1), Ds (2)の4層、基盤岩は最上部のみモデル化した。以上の材料区分図を図-6、各土層に対する入力定数を表-2に示す。なお、入力定数は以下に示す試験結果の他、道路公団の設計要領に示された値⁹⁾も参考にした。

地山各層の有効密度(地下水位は盛土下端と仮定し、地下水位以深は水中重量を用いた) ρ_i につい

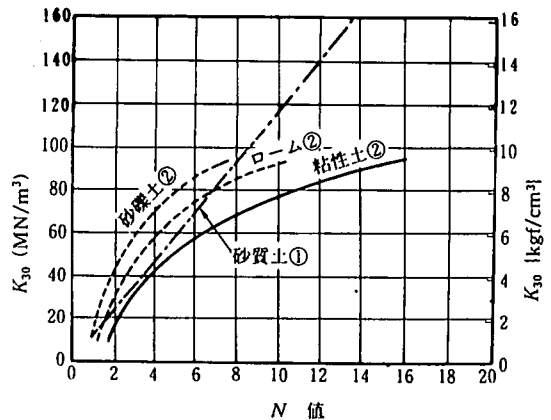
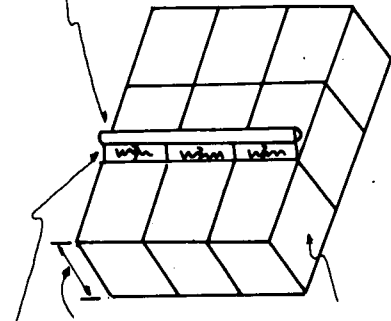


図-7 N値と K_{30} の関係(文献7に加筆)

ては、図-2に示した室内土質試験結果に基づいて決定した。次に、盛土の湿潤密度 ρ_i については現場密度試験結果に基づいて決定した。

沖積粘性土層 (Ac) の粘着力については図-2に基づき、盛土過程に応じた強度増加を考慮した。洪積粘性土層 (Dc) の粘着力については図-1に併記して示したコーン指数より $c=1/10 \cdot q_c$ として求まる値とN値を総合判断して決定した。

アンカーを表わす棒要素(解析断面から離れている)



解析断面(奥行1m) 地盤を表わす要素
アンカーと地盤を結ぶジョイント

図-8 ジョイント要素模式図

次に沖積砂質土 (Asc) と洪積砂質土 (Ds) については見掛けの粘着力として $c = 10 \text{ kN/m}^2$ を見込んだ。盛土については $c = 10 \text{ kN/m}^2$ を見込んだ場合と見込まない場合の両者について計算した。基盤岩の上部については第3紀層の風化部相当の強度を代入した。

内部摩擦角 (ϕ) の決定にあたって、砂質土 (Asc, Ds) については図-1 に併記した N 値より大崎の式 $\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}$ に代入して求まる値とした。なお、盛土については、平板載荷試験結果の支持力係数は $K_{30} = 100 \text{ MN/m}^2 \sim 160 \text{ MN/m}^2$ であるので図-7より、砂質土ないし砂礫土として N 値に換算すると9~14程度となる。そこで、大崎の式で内部摩擦角を求めると $\phi = 28^\circ \sim 32^\circ$ となる。以上より、盛土の内部摩擦角は $\phi = 30^\circ$ を基本とした。

変形係数 (E) については、洪積層 (Dc, Ds)、沖積の砂質土 (Asc(1), (2)) と基盤岩 (Trs) については N 値より $E = 2800 \cdot N \text{ (kN/m}^2)$ として推定される値を用いた。次に沖積粘性土 (Ac) については圧密試験結果の体積圧縮係数 (mv) とポアソン比 (μ) より次式で求めた値を用いて、圧密沈下に対応する変形を求めることとした。

$$E = (1 + \mu)(1 - 2\mu) / \{mv(1 - \mu)\} \quad (1)$$

なお、盛土については平板載荷試験から得られた値を用いた。ポアソン比 (μ) については盛土は側方拘束がない分静止土圧係数 (K_0 値) は小さくなるので、 $K_0 = 0.5$ よりやや小さな K_0 値に対応する $\mu = 0.3$ とした。

また、地山については粘性土は圧密変形、砂質土は排水変形終了時の K_0 値は 0.5 であるので、次式に $K_0 = 0.5$ を代入して求まる $\mu = 0.33$ とした。

$$\mu = K_0 / (1 + K_0) \quad (2)$$

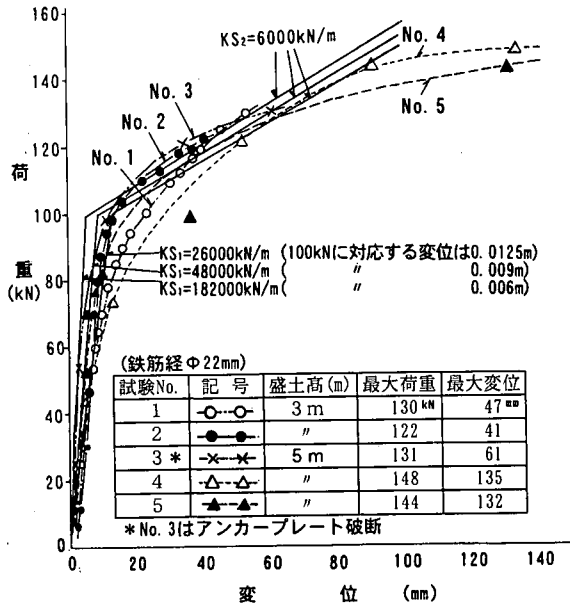


図-9 原位置引抜き試験結果

(3) アンカー鉄筋、ジョイント要素のモデル化

a) アンカー鉄筋のモデル化

アンカー鉄筋としては $\Phi = 22 \text{ mm}$ の異型鉄筋を奥行1 m 当たり2本使用したので、以下に示す定数を用いて棒要素(軸力のみで変形に抵抗する材料)でモデル化した。

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/m}^2, \quad A = 3.871 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ 本/m} = 7.742 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

b) 棒要素・地盤要素・ジョイント要素の位置関係
土とアンカー鉄筋の相互作用はジョイント要素でモデル化した。すなわち、アンカー鉄筋は2次元平面外にあり、図-8に示すように、2次元平面内の地盤とジョイント要素で結合されているものと仮定した¹⁾。

c) ジョイント要素の変形特性

ジョイントの変形特性は、せん断方向(すべり方向)と開閉方向(要素直角方向)のバネ定数 k_s, k_n で表せる。このうちせん断バネ定数 k_s は、図-9に示す原位置引き抜き試験結果に基づいて次の3種に決定した。すなわち、同図より、 k_{s1} は 100 kN の荷重に対応する鉄筋自体の伸びも考慮すると、 $k_{s1} = 13000 \text{ kN/m/1本}$ 、アンカー鉄筋は奥行1 m 当たり2本はいるので、奥行1 m 当たりのバネ定数は $K_{s1} = 2 \times k_{s1} = 26000 \text{ kN/m/m}$ 、同じく k_{s2} も 40 kN の荷重に対応する鉄筋自体の伸びを考慮すると、 800 kN/m/1本 と求まり、 $K_{s2} = 2 \times k_{s2} = 1600 \text{ kN/m}$ と求まる。なお、引抜変位量 0.0125 m の代わりに 0.009 m ないし 0.006 m を代入すると、 $K_{s1} = 48000 \text{ kN/m}$ ないし 182000 kN/m と

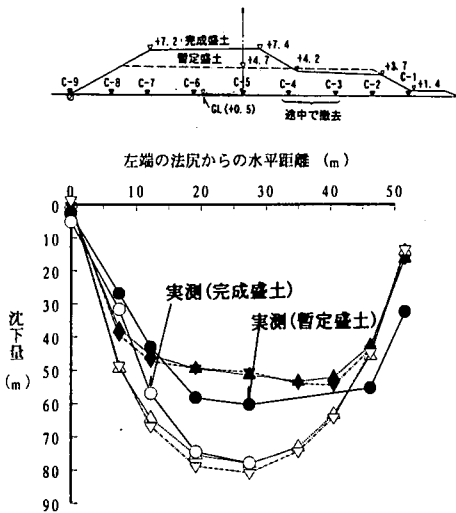


図-10 地表面沈下比較図

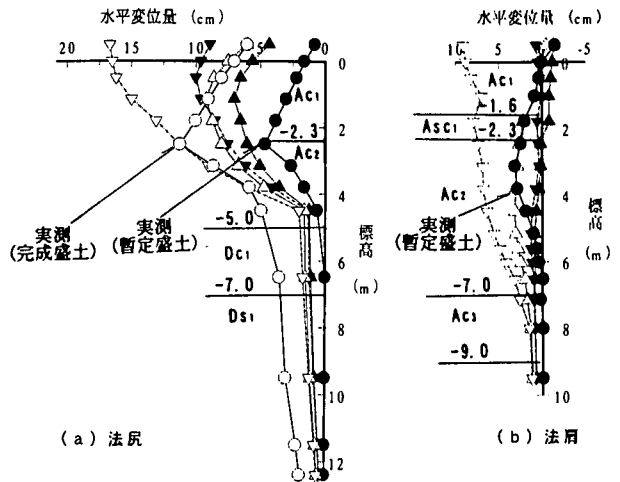


図-11 側方変位比較図

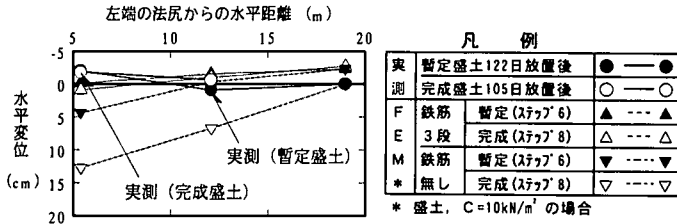


図-12 盛土内の水平変位(T.P+1.1m)

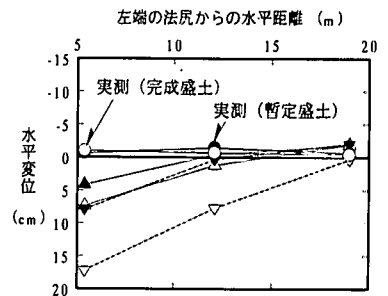


図-13 地盤内の水平変位(T.P-0.5m)

求まる。

つぎに、開閉バネ定数knについては、鉛直方向には土とアンカーが同様な沈下傾向を示すように、大きな値 ($Kn=2.1 \times 10^7 \text{ kN/m}$) を代入した。

d) ジョイント要素の強度定数

ジョイント要素の粘着力については、図-9に示す原位置試験結果から得られる4m当りのせん断力が $\tau=c=100\text{kN/本}$ であるので、1m当りの粘着力相当分は25kN/本となる。ここで、アンカー鉄筋は奥行方向は50cmピッチに敷設され、奥行1m当り2本はいることになるので奥行1m当りだと $25\text{kN} \times 2\text{本} = 50\text{kN/m}$ と求まる。

(4) 解析ケース

解析ケースは実際に施工したアンカー鉄筋3段のケース以外に、鉄筋2段と鉄筋無しのケースも加えた3ケースとした。

なお、ジョイントのせん断ばね定数 Ks_j は図-9に併記した3種について計算を行ったが、結果は大差なかった。これは、後述する図-19, 20でも明らかのように、盛土の要素のうちアンカー鉄筋敷設箇所の法面付近の要素の点安全率が1.0以下となっているために差が生じなかったものと見なせる。

4. 実測値と解析結果の比較

動態観測で長期のデータが得られている地表面沈下、法尻および法肩部の側方変位(地中変位)、地表面変位(側方変位)、アンカー鉄筋の軸力について実測値とFEMによる解析結果の比較を行った。

以下では、各計測項目実測値と解析結果の比較結果について述べるが、アンカー鉄筋3段と2段については地表面沈下や側方変位はほぼ一致し、アンカー軸力についてもさほど大きな差は生じなかったのに対し、アンカー鉄筋無のケースでは全体にかなり大きな側方変位が求められた。また、解析値と実測値を対比すると、鉄筋の軸力についてはかなりの精度で両者は一致し、側方変位や沈下についても実務設計上は十分な精度で予測できることが明らかとなった。なお、図-10~図-13のFEM解析値は盛土の粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$ の場合を示している。

(1) 地表面沈下

図-10によれば、暫定盛土については実測値が解析値に比べて天端付近で10cm程度大きくなってい

凡 例

| | | | | |
|--------------------------------|---------------------------------|-----------|-----------|-------|
| 実測 | 暫定盛土122日放置後 | | | ●—● |
| | 完成盛土103日放置後 | | | ○—○ |
| F E M 解 析 | 盛土 C=10 kN/m ² | 鉄筋 | 暫定(ステップ6) | ▲---▲ |
| | | 3段 | 完成(ステップ8) | △---△ |
| | 鉄筋 | 暫定(ステップ6) | ▽---▽ | |
| | | 2段 | 完成(ステップ8) | ◇---◇ |
| 盛土 C=0 kN/m ² | 鉄筋 | 暫定(ステップ6) | ■---■ | |
| | | 3段 | 完成(ステップ8) | □---□ |
| | 鉄筋 | 暫定(ステップ6) | ◆---◆ | |
| | | 2段 | 完成(ステップ8) | ◇---◇ |

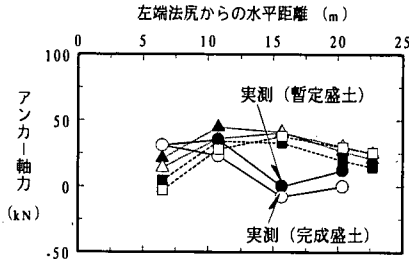


図-14 アンカー軸力比較図(上段:T.P+2.5m)

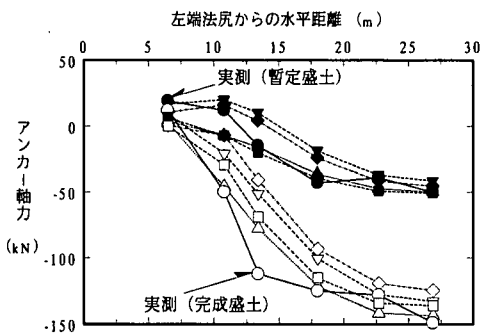


図-15 アンカー軸力比較図(中段:T.P+1.7m)

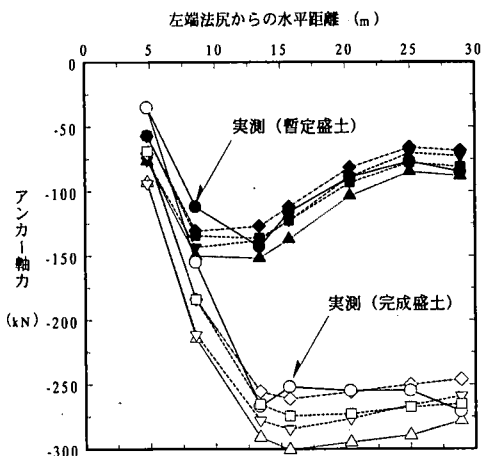


図-16 アンカー軸力比較図(下段:T.P+1.3m)

る。これは、暫定盛土の途中より工事用道路として使用された為、実測値は交通荷重によって沈下が

促進された為と判断される。また、各解析値による沈下差はほとんどない。

一方、完成盛土については実測値と解析値はほぼ一致している。なお、アンカー鉄筋有(2段ないし3段)の解析ケースは鉄筋無に比べて、盛土中央付近で最大3cm程度小さな沈下量となっている。これは、鉄筋有だと側方変位を拘束することによって、側方変位分に対応する沈下が抑制されて、盛土中央部の沈下量を平準化する効果があるためとみなせる。

(2) 側方変位

法尻の地中変位を比較した図-11(a)によれば、暫定盛土後のアンカー鉄筋有り(3段)のケースはGL-1.0mないし-2.0m以浅から側方変位が小さくなる傾向は同じであるが、GL-2.0m以浅の暫定盛土に対する解析変位は実測値より大きく、地表部分では4cm程度の差となっている。これは解析では交通荷重による盛土や地盤の強度増加や、地盤の異方性を見込んでいない為と考えられる。ただし、完成盛土については両者はほぼ一致しているので途中の暫定盛土で安全側となっていることと合わせて考えると、実務上は十分な精度と判断される。次にアンカー鉄筋無の解析ケースはGL-2.0m以浅についても側方変位が急速に大きくなっており、地表部では暫定盛土で10cm程度、完成盛土では17cm程度と、鉄筋有(3段)のケースに比べて暫定盛土で4cm程度、完成盛土では8cmも大きくなっている。

法肩の地中変位を比較した図-11(b)によれば、暫定盛土後での解析値の地中変位は実測値より小さいが、全体には大差無いと見なせる。また、アンカー鉄筋有りと鉄筋無しとの有効差も認められない。一方、完成盛土での解析値(実測値は測定不能となった)に着目すると、アンカー鉄筋無の方が6cm程度大きく、アンカー鉄筋の有無による差は明確である。

これらの結果と後述する(3)地表面変位より、アンカー鉄筋の側方変位低減効果は法尻付近では暫定盛土、完成盛土ともに大きいのが明らかである。一方、法肩付近では暫定盛土ではさほど効果ないが、完成盛土では効果があることが明らかである。

(3) 地表面変位

盛土内の下段と中段の鉄筋の間(TP+1.1m)の水平変位を比較した図-12によれば、法尻付近の実測水平変位はやや盛土側となっており、鉄筋有りの解析値と若干の相違はあるものの、全体としては鉄筋有の解析結果の水平変位は実測値とほぼ一致している。一方、鉄筋無しのケースは暫定盛土→完成盛土

となるにつれて特に法尻付近の水平変位が大きくなり、他のケースと大きく異なっている。

地盤内の沖積粘性土 (A_c) 上部 (TP-0.5m) の水平変位を比較した図-13によれば、鉄筋有りの解析値の側方変位は法尻付近では外側、その他ではほぼ0となっており、実測値に比べると法尻付近での変形量がやや大きくなっている。なお、鉄筋無しのケースは盛土内と同じく、特に法尻付近の水平変位が大きくなって他のケースと大きく異なっている。

(4) アンカー鉄筋の軸力

上段のアンカー鉄筋の軸力を比較した図-14 (圧縮が+, 引張を-で表示) によれば、暫定盛土、完成盛土ともに一部を除き、実測値と解析値はほぼ一致し、やや圧縮側の軸力となっている。なお、実測値、解析値ともに引張力でなく圧縮力となっているのは、補強鉄筋の影響で盛土の見かけの中立軸が上段の鉄筋と中段の鉄筋の間まで下がったためと考えられる。

中段のアンカー鉄筋の軸力を比較した図-15によれば、暫定盛土、完成盛土ともに、全体的にはかなり良く一致している。次にアンカー鉄筋3段と2段を比較すると、3段の方が引張力が10~30kN大きくなっている。これは、3段だと見かけの中立軸より上にある上段に圧縮力が作用しているため、その分大きな引張力となったものと考えられる。なお、盛土材の粘着力の有無による解析値の差については、全体に粘着力を10kN/m²見込んだ方が引張力が大きくなっている。このことより、盛土材の強度が大きい程、初期応力法解析時のモール・クーロンの破壊基準を超える破壊要素が少なくなり、アンカー鉄筋の効果も大きくなることが明らかである。

下段のアンカー鉄筋の軸力を比較した図-16についても解析値と実測値はほぼ等しくなっている。なお、こちらもアンカー3段と2段を比較するとアンカー3段の方が引張力はやや大きくなっている。また、こちらについても、盛土材の粘着力を10kN/m²見込んだ方が大きな引張力となっている。

(5) アンカー鉄筋の効果

動態観測結果とFEMによる解析結果のアンカー鉄筋の有無による差より、アンカー鉄筋の効果についてまとめると以下のとおりである。

a) 側方変位低減効果

法尻の地表変位は補強鉄筋無しに比べて1/2程度 (暫定盛土で5cm, 完成盛土では10cm程度の低減) に収まる。

b) 沈下平準化効果

盛土中央部の沈下量を均一化する効果があり、沈下量は3cm (4%) 程度少なくなっている。

c) 盛土内ならびに地表付近の側方変位低減効果

図-12, 13で明らかなように盛土内、地表付近の地盤ともに法尻から10~15m程度内側の地点まで側方変位低減効果が及んでいるのが明らかである。

5. 盛土の安定性の検証

(1) 安定管理図による評価

盛土中央部の沈下と法尻部の側方変位を用いた松尾・川村の安定管理図⁷を用いて安全率 $F_s = Pf/P_j$ (P_f : 破壊時の盛土荷重, P_j : 任意の時点の盛土荷重) (図-17の図中の P_j/P_f 逆数) として今回の盛土の安定性を評価した。

結果は図-17ならびに表-3に示したとおりであり、実測値に基づく安全率は A_c 層では1.52, A_{c1} 層では1.49と求まる。一方、後述するFEM解析結果の安全率は鉄筋有 (2段, 3段とも同じ) の場合で、 A_c 層では1.45, A_{c1} 層では1.52と実測値に基づく安全率とほぼ等しい。つぎに、鉄筋無しの解析結果では A_c 層で1.27~1.23, A_{c1} 層では1.43と他のケースに比べて安全率が A_c 層で0.2程度, A_{c1} 層で0.1程度小さく、明らかに差が生じている。

(2) 修正フェレニウス法による円弧すべり解析

従来の円弧すべり解析は、無補強時と補強時に分けて行うのが一般的である。

a) 鉄筋無しの場合の安定性

アンカー引張力を考慮しない場合の盛土の安定解析を修正フェレニウス法で行った。なお、湿潤密度 (ρ_w) と強度定数 (c_w, ϕ_w) はFEM解析と同じ値を用いた。円弧すべりに対応する最小安全率時の円弧は図-18に示すように求まる。

b) 実測のアンカー軸力を考慮した場合の安定性

アンカー軸力については、引張力はすべりに対する抵抗力として評価した。

すなわち、アンカーの引張力 (実測値ならびに解析値) を考慮した場合の盛土の安全率 (F_s') を次式⁸で求めた。なお、圧縮力の場合は無視した。

$$F_s' = (M_r + T \cdot \ell) / M_d \quad (3)$$

M_r : 最小安全率を与える円弧に対応する抵抗モーメント (kN·m)

M_d : 同じく滑動モーメント (kN·m)

T : 円弧の通過位置付近のアンカー引張力 (kN)

ℓ : 円弧中心からアンカー位置までの鉛直距離 (m)

表-3 完成盛土 (TP+7.5) でのすべり安全率比較表

| 盛土の強度 | 大分類 | 補強鉄筋 | すべり面 | 松尾・川村の安定管理図 ¹⁾ * | | 修正フェレニウス法による円弧すべり解析 | | | | FEM解析結果に基づく安定解析 (FEMARC) | | | | | | | |
|--------------------------------|-----|-------|-------|-----------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--|--------------------------|------------|------------|---------------------------|-------|-------|------|------|
| | | | | 安定管理図 ¹⁾ * | | 半 径 R (m) | M _r (kN・m) | M _d (kN・m) | F _s = M _r /M _d | 半 径 R (m) | RF (kN) | DF (kN) | F _s = RF/DF | 図番号 | | | |
| | | | | ρ_1/ρ_2 | $F_s (= \rho_1/\rho_2)$ | | | | | | | | | | | | |
| C=10kN/m ² φ=30° | 実 測 | 3 段 | 盛土内 | — | — | 15.5 | 7614 | 3701 | 2.06 | — | — | — | — | — | | | |
| | | | A c1層 | 0.66 | 1.52 | 11.5 | 7504 | 4870 | 1.54 | — | — | — | — | | | | |
| | | | A c2層 | 0.67 | 1.49 | 14.9 | 16941 | 10886 | 1.56 | — | — | — | — | | | | |
| | | F E M | 3 段 | 盛土内 | — | — | 15.5 | 7100 | 3701 | 1.92 | 16.0 | 248.3 | 120.3 | | 2.06 | 図-19 | |
| | | | | A c1層 | 0.68 | 1.47 | 11.5 | 7985 | 4870 | 1.64 | 11.6 | 196.3 | 115.6 | | 3.03 | | |
| | | | | A c2層 | 0.66 | 1.52 | 14.9 | 17291 | 10886 | 1.59 | 15.4 | 1208.1 | 575.1 | | 2.10 | | |
| | 無 | 2 段 | 無 | 盛土内 | — | — | 15.5 | 7100 | 3701 | 1.92 | 18.0 | 297.8 | 132.3 | 2.25 | 図-20 | | |
| | | | | A c1層 | 0.68 | 1.47 | 11.5 | 6876 | 4870 | 1.59 | 11.6 | 604.5 | 194.0 | 3.12 | | | |
| | | | | A c2層 | 0.66 | 1.52 | 14.9 | 16338 | 10886 | 1.50 | 15.4 | 1212.7 | 579.4 | 2.09 | | | |
| | | 無 | 無 | 無 | 盛土内 | — | — | 15.5 | 7100 | 3701 | 1.92 | 9.5 | 439.9 | 240.6 | 1.83 | 図-21 | |
| | | | | | A c1層 | 0.77 | 1.30 | 11.5 | 5751 | 4870 | 1.18 | 11.6 | 531.3 | 402.7 | 1.32 | | |
| | | | | | A c2層 | 0.70 | 1.43 | 14.9 | 13736 | 10886 | 1.26 | 14.9 | 956.9 | 706.5 | 1.35 | | |
| C=0kN/m ² φ=30° | 実 測 | 3 段 | 盛土内 | — | — | 15.4 | 527 | 494 | 1.07 | — | — | — | — | — | | | |
| | | | A c1層 | 0.66 | 1.52 | 9.5 | 4648 | 3418 | 1.36 | — | — | — | — | | | | |
| | | | A c2層 | 0.67 | 1.49 | 14.9 | 15701 | 10886 | 1.44 | — | — | — | — | | | | |
| | | F E M | 3 段 | 無 | 盛土内 | — | — | 15.4 | 527 | 494 | 1.07 | 10.3 | 63.5 | | 57.3 | 1.11 | 図-22 |
| | | | | | A c1層 | 0.68 | 1.47 | 9.5 | 5576 | 3418 | 1.63 | 13.7 | 486.1 | | 211.8 | 2.30 | |
| | | | | | A c2層 | 0.66 | 1.52 | 14.9 | 14804 | 10886 | 1.36 | 13.0 | 912.6 | | 485.2 | 1.88 | |
| | 無 | 2 段 | 無 | 盛土内 | — | — | 15.4 | 527 | 494 | 1.07 | 10.3 | 64.4 | 58.2 | 1.11 | 図-23 | | |
| | | | | A c1層 | 0.68 | 1.47 | 9.5 | 4962 | 3418 | 1.45 | 11.6 | 514.9 | 220.5 | 2.33 | | | |
| | | | | A c2層 | 0.66 | 1.52 | 14.9 | 14566 | 10886 | 1.34 | 13.0 | 911.6 | 487.5 | 1.87 | | | |
| | | 無 | 無 | 無 | 盛土内 | — | — | 15.4 | 527 | 494 | 1.07 | 13.8 | 62.3 | 66.7 | 0.93 | 図-24 | |
| | | | | | A c1層 | 0.80 | 1.25 | 9.5 | 3304 | 3418 | 0.97 | 11.6 | 457.7 | 410.7 | 1.11 | | |
| | | | | | A c2層 | 0.71 | 1.41 | 14.9 | 12601 | 10886 | 1.16 | 14.9 | 891.1 | 706.0 | 1.26 | | |

* 松尾・川村の安定管理図の側方変位はA c1層中並びにA c2層中の最大変位で評価した (図-17参照)

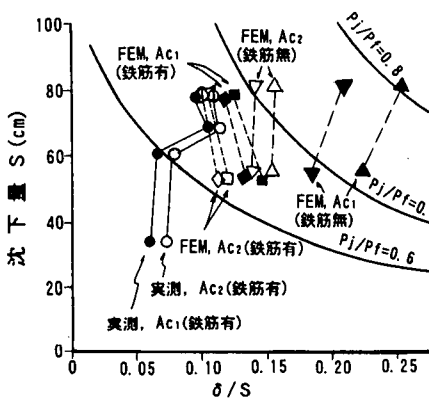
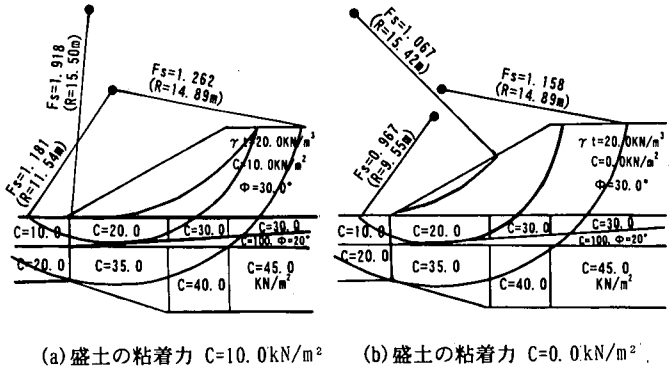


図-17 松尾・川村の安定管理図



(a) 盛土の粘着力 C=10.0kN/m²

(b) 盛土の粘着力 C=0.0kN/m²

補強鉄筋の引張力を考慮した場合の安定解析結果を示した表-3より以下のことが明らかである。

- ①補強鉄筋無の安全率に比した安全率の向上は地山のA c1層ないしA c2層を通るすべりでは0.2~0.6と求まり、計算上の効果はかなり大きいことが明らかである (盛土内すべりは変化なし)。
- ②地山を通るすべりの安全率の向上割合は0.3前後であり、破壊と非破壊現象を検証した模型実験¹⁾結果 (0.26~0.34) とほぼ等しいので精度は高いと見なせる。

なお、表-3の松尾、川村の安全管理図によるA c1層とA c2層の安全率と、鉄筋3段の場合の円弧

すべりの安全率を比較すると盛土の粘着力C=0.0kN/m²≤松尾・川村≤盛土の粘着力C=10.0kN/m²となっており、実際の盛土の見掛けの粘着力は両者の中間値と見なせる。

(3) 有限要素法解析結果の発生応力を用いたすべり安定解析

完成盛土について、FEM解析結果の各要素の発生応力 (σ_x; 水平応力, σ_y; 鉛直応力, τ_{xy}; 2次元平面歪み断面上のせん断応力) を用いて、各要素のすべり面に対する直応力σ_eとすべり面に沿うせん断力τ_eを求め、模型盛土で実証している¹⁾よう

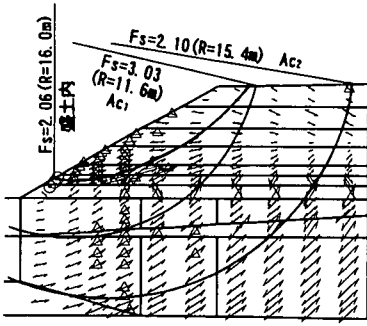


図-19 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=10kN/m², 補強鉄筋3段の場合)

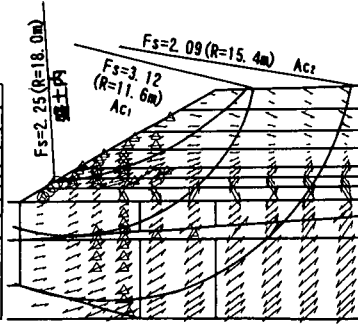


図-20 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=10kN/m², 補強鉄筋2段の場合)

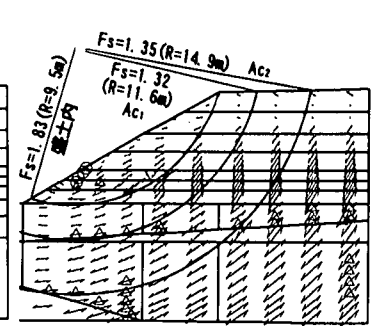


図-21 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=10kN/m², 補強鉄筋無の場合)

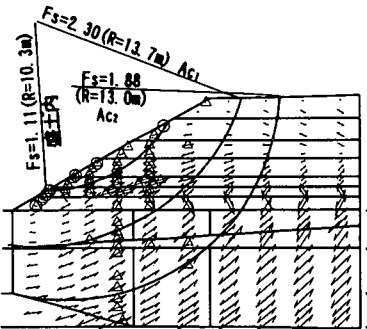


図-22 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=0kN/m², 補強鉄筋3段の場合)

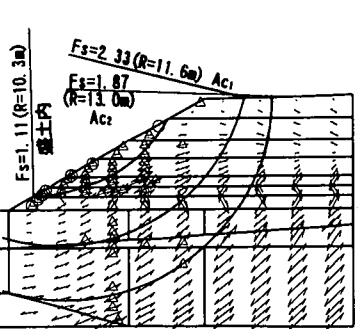


図-23 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=0kN/m², 補強鉄筋2段の場合)

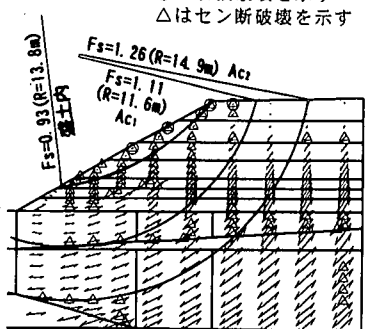


図-24 FEMARC解析結果とモービライズ面力図(盛土C=0kN/m², 補強鉄筋無の場合)

○は引張破壊を示す
△はせん断破壊を示す

に、次式ですべり安全率を求めた(以降FEMARCと略称する)。

$$F_s = \frac{\sum (c_e + \sigma_e \tan \Phi_e) \cdot l_e}{\sum \tau_e} \quad (4)$$

ここに c_e ; 各要素の粘着力

σ_e ; 各要素のすべり面に対する直応力

Φ_e ; 各要素の内部摩擦角

l_e ; 各要素のすべり面の長さ

τ_e ; 各要素のすべり面に沿うせん断力

なお、この手法ではアンカーが分担する応力(引張力)の分だけ、土要素に発生する引張力が少なくなるので、土要素の安全率が向上することになり、アンカーの有無による差が考慮できる。すなわち、土が受け持つべきすべりに対する抵抗力を、アンカーが引張力として受け持つ為に、土の応力が減少し、結果として滑動力が減少することになる。また、土要素の発生応力を読み取ってすべりの方向に沿った安全率を算出するので精度は非常に高いと見なせる。解析ケースと得られた安全率を他の解析方法とともにまとめて表-3に示す。同表よりFEMARCでの補強鉄筋の効果は、抵抗力(RF)の増加と滑動力

(DF)の減少といった相乗効果でもあるのが明らかである。

FEMARCによる安全率は盛土の粘着力を見込まない場合でも、鉄筋無で0.9~1.3のものが、鉄筋有だと1.1~2.3と鉄筋有の安全率は0.2~1.0大きくなっており、特にAc1層を通るすべりに対する安全率の向上が大きい。これは、図-19~図-24のモービライズ面力図(各要素の最小すべり面方向とその応力を表した図であり、通常共役な2方向に対して定義されるが、同図中では考えられる最小滑り面方向のみ表示)と円弧すべり面を比較すれば明らかである。すなわち、補強鉄筋無の場合、モービライズ面と円弧すべり面が一致しているのに対し、補強鉄筋有りの場合は、特に補強鉄筋の敷設されている周辺要素を中心にモービライズ面が円弧すべり面方向とかなりずれている為、安全率が大きくなっていると見なせる。

鉄筋の引張力として実測値を用いた場合の修正フェレニウスによる安定解析結果とFEMARCによる安定解析結果の安全率を比較するとFEMARCの方が大き

表-4 所定の安全率一覧表

| 検討時期 | 区分 | GCPのみ | GCP+盛土補強工 |
|--------|----|-------|-----------|
| 盛土立上り時 | | 1.00 | 1.10 |
| 供用開始時 | | 1.10 | 1.25 |

い。これは、FEMARCでは安全率最小すべり面の応力変化を考慮できるので、効果が大きくなったものと考えられる。

6. 実務設計時の対応

本州四国連絡橋児島・坂出ルートの本州側起点である早島インターチェンジでの実施工に際しては、今回検証した試験盛土結果に基づいて、以下のような改善を行っている^{9),10)}。

(1) 盛土の安全率の考え方

盛土の安定性に対する安全率は、盛土立ち上がり時と供用開始時に区分し、補強鉄筋の引張り力を考慮するか否かの組み合わせで、表-4に示す所定の安全率を用いた。すなわち、補強鉄筋の必要引張力は式(3)で盛土立ち上がり時で $F_s \geq 1.1$ 、供用開始時で $F_s \geq 1.25$ を満足する値を計算で求めた。

(2) 鉄筋の段数、分担割合、鉄筋径の考え方

試験盛土の結果より、3段の鉄筋のうち上段の鉄筋には引張り力は殆ど発生しなかったため、鉄筋の段数は2段とした。つぎに、引張力の分担割合は試験盛土結果とFEMによる予測解析結果に基づき、上段1:下段2とした。また、鉄筋径についても試験盛土では $\phi=19\text{mm}$ では降伏したので、 $\phi=25\text{mm}$ と太くした。

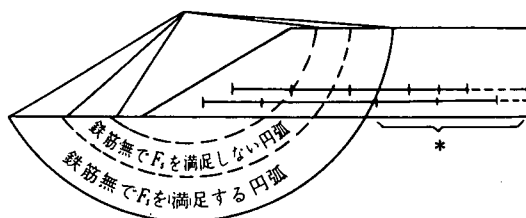
(3) アンカー長の考え方

アンカー長算出に当たっては深度方向にもすべり面を変えて検討を行い、図-25に示すように、アンカー鉄筋無で所定の安全率を満足する円弧すべり面のアンカー側(盛土側)に所定の必要引張力(プレート枚数)が取れる長さとして決定した。

(4) 沈下に対する対応について

試験盛土結果では前記した図-3(f)で明らかのように、盛土放置後も沈下に伴って鉄筋応力が増える傾向が認められた。そこで、FEMの予測解析解析によって不等沈下や残留沈下によって鉄筋に過大な引張力が作用しない配置とした。

なお、実施工は既に完成しており、補強鉄筋は充



* 必要引張力が300kN/mで、上下で120kN/mのプレート支圧力が期待できる場合は鉄筋1本当り3枚のプレートが円弧(実線)の外側に必要となる。

図-25 補強鉄筋のアンカー長の考え方

分な効果を発揮している^{9),10)}。

7. まとめ

本論文は、補強土を用いた軟弱地盤上実盛土の側方変位低減効果と盛土の安定性の検証に比較的簡単な入力定数を用いて解析できる初期応力法による有限要素法解析を用いた検討結果について述べている。

すなわち、模型盛土の検証¹⁾に引き続き、実盛土体下部にブート付アンカー鉄筋を3段に配置した施工例の検証を行ったものである。検証は、側方変位、沈下、アンカー軸力、盛土の安定性等について行ったが、実現象に見合った結果が得られ、アンカー鉄筋の有無による差についても明らかとなった。本論文で明らかとなったことをまとめて以下に示す。

- ① 初期応力法による非線形解析でも、実測値と比べて鉄筋応力や側方変位は比較的一致しており、沈下も最大1割程度の差に収まっているので、実務設計としては十分適用可能である。
- ② 盛土の安定性については、実測に基づく安定管理図とFEMARCの結果は比較的良く一致し、鉄筋の有無による差についても明瞭であるので実務設計としては有効であるのが再確認された。
- ③ FEMARCの解析結果より、補強鉄筋の効果として、各要素の最小すべり面方向の変更に加え、抵抗力の増加と滑動力の減少も期待できることが明らかとなった。
- ④ FEM解析結果によれば鉄筋2段と3段は有意差は認められず、本施工では2段で施工された。また、鉄筋無しの場合では側方変位が極端に大きく、かつ盛土の安定性も極端に低い結果となった。
- ⑤ 盛土の安定性を評価するには通常円弧すべりでもある程度可能であるが、複数段の鉄筋を配置する場合の引張力の分担はFEMによる算出が必要である。
- ⑥ 補強鉄筋の二次的な効果として、盛土中央部の沈下の平準化(平均化)が期待できそうであること

も明らかとなった。

一方、今回の解析結果を発展させ、あらゆる盛土条件に適用出来る設計手法とするための今後の課題としては次のことが挙げられ、今後引き続き検討を行ってゆく所存である。

- ①盛土材や地山の強度を変えた場合の結果の差（側方変位，鉄筋応力，安定性）
- ②盛土材や地山の変形係数を変えた場合の結果の差
- ③解析手法による差

謝辞：本研究は、「早島～粒江間軟弱地盤対策検討委員会（委員長：福岡正巳先生）財団法人 国土開発技術研究センター」での観測データを利用していただいております。関係各位に記して謝意を表します。また、解析の実行に協力頂いた基礎地盤コンサルタント(株)の音勇一，米村公貴の両氏に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 後藤政昭：軟弱地盤上の盛土補強工法の安定性向上効果の有限要素法による検証，土木学会論文集，No. 567/VI-35, pp. 213-223, 1997. 6.
- 2) (財) 土木研究センター，ジオテキスタイル補強土

- 工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，pp. 209-215, 1994年2月。
- 3) 福岡正巳，永井俊男，森章，河野英雄，家田保，落合富士男，塚田幸広，後藤政昭：軟弱地盤における各種対策工法の実証実験(その1)(その2)，第20回土質工学研究発表会，pp. 1629-1634, 1985.
 - 4) 福岡正巳，城野治三郎，天野弘也，森田哲士，友寄孝，後藤政昭：プレート付アンカー鉄筋の盛土補強機構について，第21回土質工学研究発表会，pp. 1441-1444, 1986.
 - 5) (財)国土開発技術研究センター，早島～粒江間軟弱地盤対策の検討報告書，pp. 22～45, 1986年3月。
 - 6) 日本道路公団，設計要領第一集（土工・舗装・排水・造園）pp. 27-29, 1983年4月。
 - 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造物，pp. 35-40, 117, 125-127, 173-174, 1992.
 - 8) 松尾稔，川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，土と基礎，Vol. 26, No. 7, 1978.
 - 9) 田中秀也，武藤札布，中尾俊哉，後藤政昭：早島ICにおけるプレート付アンカー工法の補強効果，第17回日本道路学会論文集，pp. 99-101, 1987.
 - 10) Fukuoka, M. and Goto, M.: Design and construction of steel bars with anchor plates applying to strengthen the high embankment on soft on soft ground, *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp. 389 - 394, 1988.
- (1997. 12. 10受付)

INVESTIGATION ON THE EFFECTIVENESS OF STEEL ANCHOR PLATE-REINFORCED EMBANKMENT ON SOFT GROUND

Masaaki GOTOH, Yuzo OHNISHI, Yukihiro TSUKADA, Hideo NAGAO
and Kunio MIZUMOTO

Using a model embankment, finite element analyses based on initial stress method and using comparatively simple input parameters have been performed to investigate the effectiveness of steel anchor plates installed within embankments built over soft ground. This paper presents the results of the analyses made considering steel anchors placed in three layers within a test embankment. The effects with or without such steel anchors as well as the number of layers installed on the magnitude of stresses on steel anchors, the lateral movement and the stability of the embankment were analyzed using finite element method. The results showed that steel anchors not only restrained the lateral movement of the embankment but also increased its stability. Moreover, it was also observed that placing the steel anchors either in two layers or in three layers have the same effects on the embankment.