

パイルネット施工区間の盛土嵩上げに 伴うJR軌道への影響予測

棚橋 由彦* ・ 藤田 道浩**
川上 義幸*** ・ 塚元 伸一****

Influence Prediction on JR Railroad according Fill Raising at Pile Net Execution Area

by

Yoshihiko TANABASHI*, Michihiro FUJITA**, Yoshiyuki KAWAKAMI***
and Shin'ichi TSUKAMOTO****

A pile net method is one of the pile driving works for reinforcing soft ground. It was developed in 1976 as a countermeasure for high organic soil deposit in Hokkaido, Japan. The application of the pile net method to the Ariake clay ground has been carried out since 1981 at three districts in the Rokkaku River system on the Saga plain. In the Kutsugu district, the pile net was driven near the rail road embankment of JR Sasebo line in order to study the effect of restraining the lateral flow of the soft ground. Due to the heavy rainfall which occurred in the north-middle part of Kyushu on 2nd July 1990, 9 points of the embankments in the Rokkaku River system was broken and overtopping extended to 11, 300m. Therefore, fill raising of 1.6m in height will be executed in this area in 1994.

This paper discusses the judgement taken for the reinforcement for the above plan by means of synthetic analysis, consisting of bearing capacity, slope stability and stress-coupling finite element analysis. The results of the analysis show that the plan will be successfully executed using only small sized filling of 1 m in height at inland.

1. はじめに

軟弱地盤対策工法は、その種類が多く、また10年未満で新旧の工法が入れ替わるほど、常に技術開発が行われている。

しかし、最近では防災上の見地から、河川の築堤にあたり乾期中の早期施工が要求される例、あるいは鉄道の高速度・複線化に伴う盛土工事において、住宅事情などから周辺地盤への影響に対する厳しい規制が要求されるなど、従来の対策工では処理できない事例が

増加している。

このような背景のもとに、信頼性・施工性・経済性を兼ね備えた対策工法として注目されているのがパイルネット工法である。パイルネット工法は、北海道石狩川築堤工事¹⁾、国鉄函館本線手稲・琴似間盛土工事²⁾、国鉄成田線佐倉・成田間の増線工事³⁾、また建設省九州地建武雄工事事務所の六角川築堤工事⁴⁾などで、盛土沈下および周辺地盤の変位抑制に良好な効果がある旨報告されている。

平成4年9月30日受理

*社会開発工学科 (Civil Engineering Department)

**大学院修士課程土木工学専攻 (Graduate Student, Civil Engineering Department)

***建設省九州地建武雄工事事務所 (Japan Construction Ministry, Takeo Construction Office)

****応用地質(株)九州支社 (Oyo Corporation, Kyushu Branch)

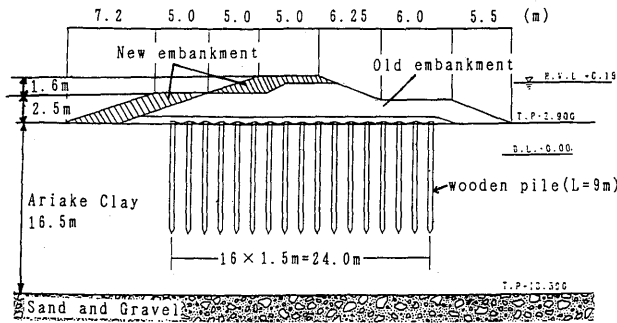


Fig. 1 Cross section of pile net method at Kutsugu district in the Saga Plain (25K/100)

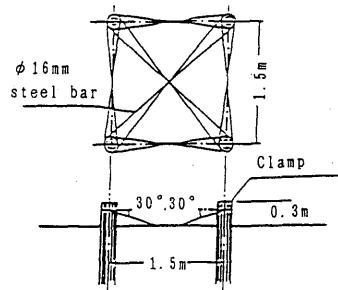


Fig. 2 Bar arrangement of pile net method

1990年九州中北部豪雨により、佐賀県六角川水系の4河川(六角川、武雄川、牛津川、晴気川)では、破堤9ヶ所、越水11.3kmの大被害を受けた。そのため、六角川水系は平成2年から5年間に渡り、激特事業の指定を受け河川改修が計画されている。その計画の一つとしてJR佐世保線に隣接している六角川久津具地区のパイルネット処理区間において、盛土1.6mの嵩上げ工事が計画されている。

本研究では、支持力理論および斜面安定解析により、パイルネット施工区間の盛土嵩上げ工事の安定性を評価する。また、有限要素解析により、地盤沈下、側方変位の予測を行うとともに、盛土嵩上げ工事に伴うJR軌道への影響予測を行い、盛土嵩上げの可否を検討する。

2. パイルネット施工区の概要

2.1 パイルネット工法

Fig. 1 に建設省武雄工事事務所が久津具地区で実施したパイルネット工法の断面図、Fig. 2 にその配筋図、Fig. 3 にパイルネット適用区間の平面図を示す。パイルネット工法は、軟弱地盤中に木杭を打ち込み、杭頭を鉄筋で連結した後、その上部にサンドマットおよび透水性シートを敷設して盛土を行う工法である。パイルネット工法では、杭と杭処理区域内の地盤との一体化した沈下を期待するために群杭理論を適用している。すなわち群杭としての条件式(1)を満足する杭間隔を採用している。

$$D_0 \leq 1.5\sqrt{r \cdot L} \tag{1}$$

ただし、 D_0 : 杭間隔、 r : 杭平均半径、 L : 杭長
久津具地区の杭間隔は式(1)を満足する1.5mである。なお、Iseda, Tanabashi ら³⁾により有明粘土地盤におけるパイルネット工法の設計指針が提案されている。

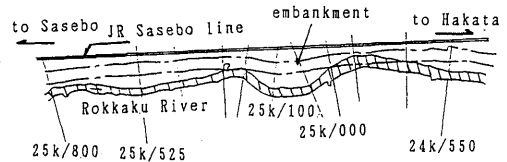


Fig. 3 Plan view of pile net method at Kutsugu District in the Saga Plain

2.2 地盤構成

六角川流域の久津具地区のある有明海周辺は、日本でも有数の超軟弱地盤地帯である。土質工学上問題となる沖積粘性土(有明粘土)層は13~25mの層厚をなし、所々に有機質や貝殻片を混入している。

Fig. 4 に有明粘土の土質特性を示す。この図から、自然含水比(w)は80~120%程度であり、液性限界より大きく、鋭敏かつ不安定な粘土であることが分かる。また、一軸圧縮強さ(q_u)は相対的に小さく、深度が増すにつれて大きくなる傾向にあり、若干過圧密状態にある。

	w			ρ_t	q_u				E							
	(%)	(g/cm ³)	(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)											
	80	100	120	1.4	1.6	1.8	0	0.4	0.8	1.2	0	10	20	30	40	50
+2.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
±0.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-2.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-4.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-6.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-8.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-10.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
-12.0	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

Fig. 4 Soil properties at the site

2. 3 築堤計画

六角川左岸 (24K550~25K/525 (Fig. 3 参照)) の久津具地区は、JR 佐世保線に近接して暫定盛土が施工されたため、その側方変位防止を目的としてパイルネット工法が採用されている。暫定盛土は1982年3月に盛土2.5mの施工を行っている。

1990年7月の九州中北部豪雨により六角川は甚大な被害を受け、久津具地区では1994年1月から計画高まで1.6m盛土嵩上げを行う予定である。

3. 築堤計画の検討

3. 1 検討方針

久津具地区では暫定堤防高対応でパイルネット工の設計・施工が行われており、今後計画高まで築堤した場合に安定性を確保し得るか否かが問題となっている。また、パイルネット処理区間には堤内側に JR 軌道が隣接している。堤防法面と JR 軌道は最短で15mしか離れておらず、盛土嵩上げに伴って JR 軌道に変状を及ぼすか否かが問題となる。

上記の主旨をふまえ、Fig. 5 に築堤計画に関する検

討フローを示す。盛土嵩上げの安全性を検討するため、安定性および変形に関する検討を行う。安定性に関しては、群杭の支持力理論、斜面安定解析による安定性について検討する。円弧すべりによる検討は木杭のせん断抵抗を無視した場合、考慮した場合の2通り行う。また、変形に関しては FEM 応力解析により総合評価する。

これらの検討の結果、対策工の必要性を判断し、築堤計画を立案するものである。

3. 2 安定検討

パイルネット工法の安定性については、一般にパイルネットを群杭とみなした支持力理論で検討することが多い。しかしながら、パイルネット処理部を土と木杭の複合地盤と考えれば円弧すべりによる安定計算も適用可能である。

ここでは、次の2種の方法で安定検討を行う。

(1) 支持力理論

杭の支持力として、木杭1本当りの極限支持力 R_d は以下の式で表される。

$$R_d = [A(q_d - P) + U \cdot D_t S] / n \tag{2}$$

$$P = \gamma_2 D_t + n W_p / A \tag{3}$$

$$q_d = c \cdot N_c + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_t \cdot N_q \tag{4}$$

ここに、

R_d : 杭1本当りの極限支持力、 A : パイルネット処理面積、 U : 杭周長、 D_t : 杭長、 S : 杭に接する土の平均せん断抵抗、 n : 杭本数、 W_p : 杭重量、 q_d : 底面を基礎荷重とみなしたときの極限支持力、 c : 粘着力、 γ_1, γ_2 : それぞれ杭先端より下、上の平均湿潤単位体積重量

N_c, N_r, N_q : 支持力係数

次に杭に作用する上載荷重 P_w は式(5)のようになる。

$$P_w = D_0^2 (\gamma h + W_s) \tag{5}$$

ここに、

P_w : 杭に作用する上載荷重、 D_0 : 杭間隔、 γ : 盛土の単位体積重量、 h : 盛土の高さ、 W_s : 重機重量 (活荷重) (=1.0tf/m²)

群杭基礎とした場合の安全率 (沈下釣合い係数) は式(6)で表される。

$$F_s = \frac{R_d}{P_w} \tag{6}$$

ここに安全率として、 $F_s = 1.30$ を目標安全率とする。

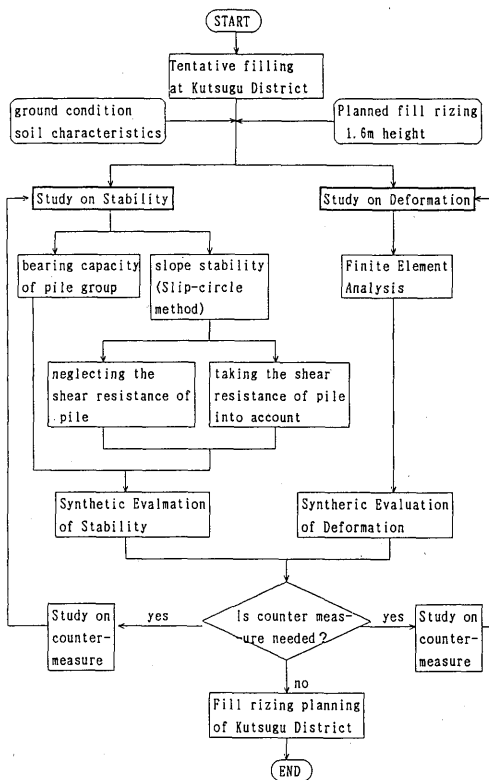


Fig. 5 Flow chart of embankment planning at Kutsugu District in the Saga Plain

(2)円弧すべり計算

パイルネットが施工されている地盤における円弧すべりの安定計算方法はその挙動が複雑なこともあり、現在まで確立されていない。

そこで、今回の円弧すべりによる検討はパイルネットがないものとした場合の検討と、木杭がすべりに対して抵抗するとみなした場合に分けて実施した。

パイルネットがない場合の円弧すべり計算式は式(7)のようになる。

$$F_s = \frac{M_R}{M_s} = \frac{\sum\{c1 + W\cos\theta\tan\phi\}}{\sum W\sin\theta} \quad (7)$$

ここに、 F_s ：安全率、 W ：スライスの重量

θ ：スライス底面の法線と鉛直線のなす角度

c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角

M_R ：抵抗モーメント、

M_s ：滑動モーメント

また、木杭のせん断抵抗を見込んだ安全率は次の通りである。

$$F_s' = \frac{M_R + \Delta F \cdot R}{M_s} \quad (8)$$

ここに、 F_s' ：木杭を見込んだ安全率

ΔF ：木杭のせん断力

R ：すべり円弧の半径

なお、目標安全率は $F_s, F_s' = 1.30$ とする。

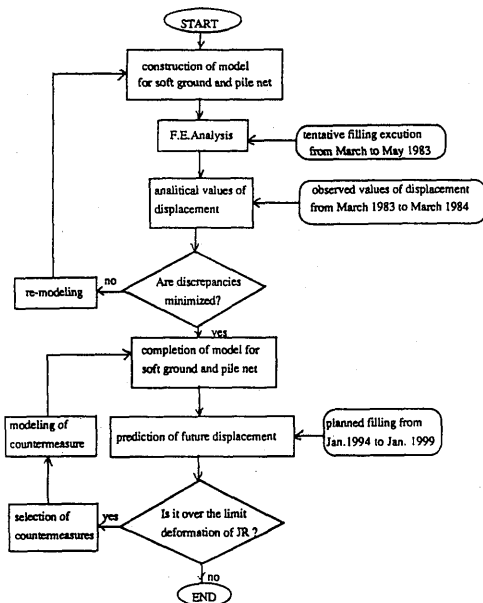


Fig. 6 Flow chart of displacement analysis

3. 3 変形の検討

(1)検討手順

久津具地区ではJR佐世保線に近接しているため、暫定盛土が施工された1982年3月から約2年間、動態観測が行われた。

本研究では、この動態観測結果に基づきFEM解析に用いるパラメータの同定を行い、今後予定されている盛土嵩上げによる堤防および周辺地盤(特にJR軌道)の変形予測を行う。なお、変形に関する検討手順の詳細をFig. 6に示す。

(2)解析方法

(a)地盤モデル

解析には軟弱地盤で問題となる、塑性流動、側方隆起に十分追従できる関口・太田モデル⁶⁾を採用する。

関口・太田モデルは正規圧密粘土の二次圧縮特性、応力誘起異方性と時間依存性を表現できる弾・粘塑性構成式である。

関口・太田モデルの降伏関数は、次式で与えられる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln\left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{m0}'}\right) + D\eta^* \quad (9)$$

ここに、

λ ：圧縮指数、 κ ：膨潤指数、 e_0 ：初期間隙比

σ_{m0}' ：初期平均有効主応力、

σ_m' ：平均有効主応力、 D ：ダイレタンス係数、

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \cdot (\eta_{11} - \eta_{110})(\eta_{11} - \eta_{110})$$

$$\eta_{11} = S_{11}/p', \eta_{110} = S_{110}/p_0'$$

S_{11} ：偏差応力

また、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ は

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \left[\left\{ 1 - \exp\left(-\frac{v_p}{\alpha}\right) \right\} \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{\sigma_m'}{\sigma_{m0}'} + D\eta^* \right) + v_0 \exp\left(\frac{f - v_p}{\alpha}\right) \right] \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} / \frac{\partial f}{\partial \sigma_m'} \quad (10)$$

ここに、 v_p ：塑性体積ひずみ、 α ：二次圧縮係数である。

(b)解析手法

本解析では、Biotの三次元圧密理論⁷⁾をベースにした有限要素連成解析を用いる。

連成解析は、間隙流体と土骨格を連成させて解析する手法であり、変位と間隙水圧をとともに節点で離散化し、有限要素定式化を行うものである。

本研究で用いた弾・粘塑性有限要素解析プログラム⁸⁾は、Biotが土骨格を線形弾性としていたのに対し、弾・粘塑性構成モデルとして関口・太田の構成式を採用し、赤井・田村⁹⁾により定式化されたものである。杭をビーム+ジョイント要素、杭頭を連結する鉄筋を

ビーム要素としたモデルを組合わせ構成している。

(3) JR 軌道に及ぼす影響

JR 線については、在来線軌道整備等により、軌道の変形許容値が定められている。Table 1 に、一般の鉄道における軌道狂いの整備基準¹⁰⁾を示す。

高低狂いは、片側レールの長さ方向の凹凸で、長さ 10m の弦に対するレール踏面の正矢、すなわち弦の両端のレール踏面の位置に対する中央部位置のずれの程度を表す。また通り狂いは、レール側面の長さ方向の凹凸をいい、長さ 10m の弦によるレール内側面の正矢で表せる。

JR 佐世保線は 2 級線であるので、Table 1 より静的基準値は高低で 8 mm/10m、通りで 8 mm/10m となる。

Table 1 Limited values of deformation for JR rail road (単位: mm)

	乗心地整備基準値				仕上り基準値	
	1	2	3	4	各線別とも共通	
	級線	級線	級線	級線	一般区間	コンクリート道床区間
軌間	+10 (+6) -5 (-4)				(+1) (-3)	(0) (-3)
水準	11 (7)	12 (8)	13 (9)	16 (11)	(4)	(2)
高圧 (mm/10 m)	13 (7)	14 (8)	13 (9)	19 (11)	(4)	(2)
通り (mm/10m)	13 (7)	14 (8)	16 (9)	19 (11)	(4)	(2)

数値は、高速軌道検速車による動的値を示す。ただし、() 内は静的値を示す。

4. 安定性評価

4.1 支持力理論による評価

支持力理論による検討断面に 25K/100 (Fig. 3 参照) を選定した。選定理由は、最近において測量された断面であり、地盤状況および土性が明らかためである。

対象地盤は沈下を生じやすい軟弱地盤であるので、群杭の周面摩擦角を無視し、かつ木杭の自重の項を無視すると、式(2)、(3)は次のようになる。

$$R_d = \frac{A}{n}(q_d - P) = \frac{A}{n}(q_d - \gamma_2 D_f) \quad (11)$$

また、木杭下端は粘性土であるので内部摩擦角 $\phi = 0$ とすると、支持力係数は $N_c = 5.3$ 、 $N_f = 0$ 、 $N_q = 1.0$ となり、式(4)、(11)から極限支持力は R_d は、

$$R_d = \frac{5.3cA}{n} \quad (12)$$

ここで、杭底面地盤が一体となって働く有効断面積は $A/n = \pi D_0^2/4$ ($D_0 = 1.5m$) であるので、式(12)は、

$$R_d = 9.37c \quad (13)$$

となる。木杭先端の粘着力 $c = 2.15tf/m^2$ であるので、極限支持力は $R_d = 20.15tf/本$ となる。

次に、杭に作用する上載荷重を検討する。盛土の単位積重量は $\gamma_1 = 1.8tf/m^3$ 、盛土の高さは最大で $h_{max} = 4.2m$ 、平均で $h_{mean} = 2.5m$ である。活荷重を $W_0 = 1.0tf/m^2$ と見込むと、上載荷重 P_w は、 h_{max} のとき $P_w = 19.26tf/本$ 、 h_{mean} のとき $P_w = 12.38tf/本$ である。

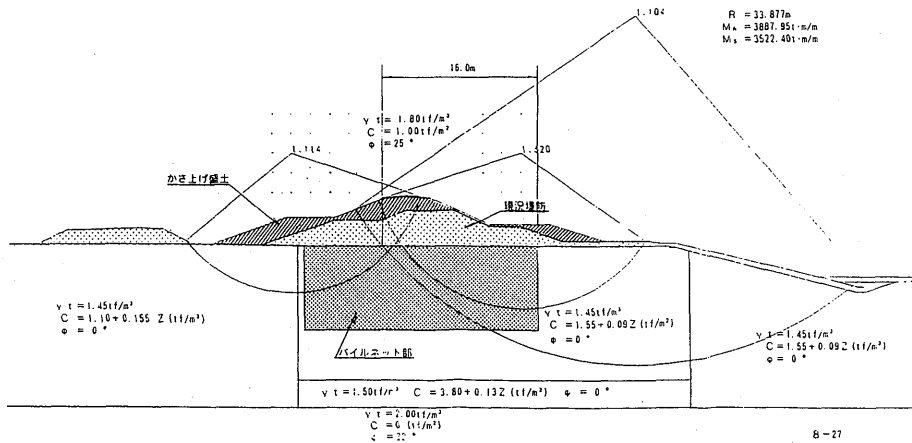
安全率 F_s は、式(6)より、盛土高さが最大の場合 1.05、平均高さの場合 1.63 となり、したがって、盛土荷重を平均高さで考えると $F_s > 1.3$ で安定となっているが、最大高さで考えると $F_s < 1.3$ で目標安全率に達していない。しかしながら、北海道開発局では $F_s = 0.8 \sim 1.2$ で実施されているので、この例に従うといずれも許容値内にあるといえる。

4.2 円弧すべりによる評価

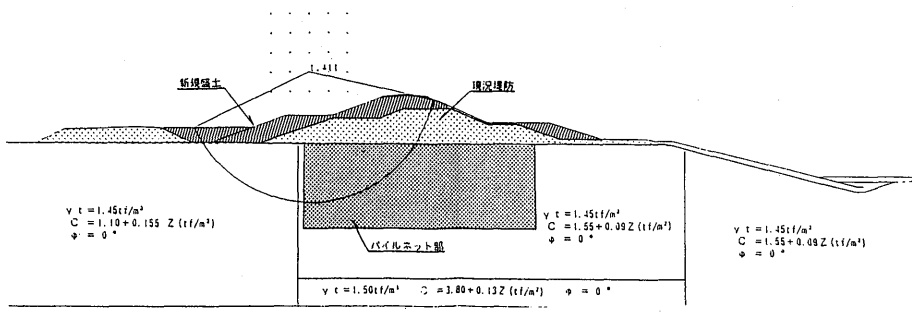
Fig. 7(a) にパイルネット処理がない場合の安定計算結果を示す。図に示すように堤外側で 2 種類の最小安全率 (大円で $F_s = 1.104$ 、中円で $F_s = 1.320$)、堤外側で 1 種類の最小安全率 $F_s = 1.114$ が得られた。この結果、目標安全率は $F_s = 1.30$ なので、堤内側・堤外側とも安全性を確保できなくなる。

ここで、堤内側では Fig. 7(a) に示すように法尻付近に部分的に盛土がなされており、窪地が形成されている。Fig. 7(a) の最小安全率を示す円弧は、この窪地を抜けるような形状を示しているため、窪地を埋めるような押し盛土を施工すると安全率は高くなると考えられる。このことより、Fig. 7(b) に押し盛土をした場合の安定計算結果を示す。図に示すように押し盛土施工により最小安全率 $F_s = 1.411$ となり、1.3 を上回る事が可能となった。

次に、堤外側のすべりについては、式(8)の木杭の抵抗を見込んだ安全率を用いると $F_s' = 1.34$ となり目標安全率を確保することができる。



(a) planed fill-rising 1.6m in height (non pile net)



(b) more filling as a counter weight at inland

Fig. 7 Model and Result of Slope stability Analysis

5. 変形予測

5.1 解析モデルおよび解析条件

Fig. 3 に示した久津具地区のパイルネット処理区間 (25K/100) の有限要素解析モデルを Fig. 8 に示す。

解析モデルは軟弱地盤層厚が16.5m、盛土幅35.3m、盛土左法尻からJR軌道までの距離44.2m、パイルネット処理区間24.0m、要素数350、節点数396に分割した。杭はビーム+ジョイント要素として設置した。また、杭頭の連結鉄筋についてはビーム要素としてモデル化を行った。盛土部分の斜線部は今回予定されている盛土嵩上げ部分である。なお、堤防盛土は、1982年3月から1982年5月までに築堤され、以後12年間放置され1994年1月嵩上げ盛土が予定されている (Fig. 11 (a)) 参照。

変位境界条件は、底面は水平、鉛直両方向に拘束、側面は水平方向のみを拘束している。水理境界条件は両面排水、側面非排水としている。

盛土は要素荷重 (弾性材料) でシミュレートし、盛り立て過程は Fig. 11 (a) に示す。解析期間は、1982年3月から1999年1月までである。

なお、解析に用いた入力パラメータは太田・鍋谷ら¹¹⁾の設定法より Table2 のように決定した。

5.2 解析結果

(1) 沈下状況

Fig. 9 に、1983年3月における沈下断面図を示す。図には、パイルネット施工 (図中破線)、無処理 (図中点線) の計算値と実測値 (図中プロット点) が併せ示されている。

Fig. 9 に示すように、実測値が左右対称でなく、特に堤外で特異な形状を示しているため計算値と一致し

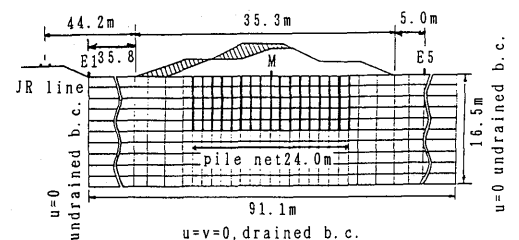


Fig. 8 Finite element model

Table 2 Input Values of Soil Parameters

D : coefficient of dilatancy	0.021~0.172
A : irreversibility ratio=1- α/λ	0.0894
M : critical state parameter	0.3~2.43
ν' : effective Poisson's ratio	0.417
k_{xo}/γ_w : coefficient of permeability of x direction	$4.22 \cdot 10^{-3}$ (m/d)
k_{yo}/γ_w : coefficient of permeability of y direction	$4.9 \cdot 10^{-6}$ (m/d)
σ_{vo}' : preconsolidation pressure	4.3~12.5 (tf/m ²)
K_o : coefficient of earth pressure at rest	0.717
σ_{vi}' : effective overburden pressure	0.37~7.1 (tf/m ²)
K_1 : coefficient of earth pressure at rest in-situ	0.849~1.541
λ : compression index	0.737
e_o : void ratio (at preconsolidation)	2.225

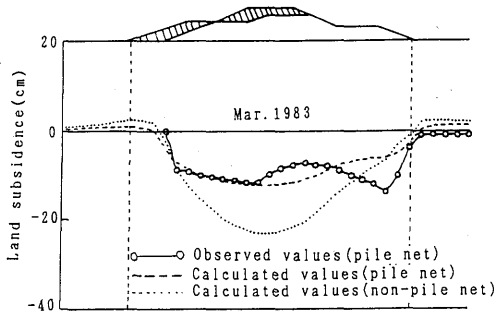


Fig. 9 Comparison between calculated and observed land subsidence on Mar. 1983 (cross section)

ない部分があるが、巨視的にみるとパイルネットを考慮したモデルが実測値をよく反映しており、妥当な解析モデルといえる。

Fig. 10 に地表面変化の経時変化を示す。この図は嵩上げ盛土直後(1994年)、2年後(1996年)、5年後(1999年)の沈下状況を示しているが、パイルネット処理をした場合は嵩上げ終了後の2年後、5年後とみても、沈下は進行していない。パイルネット無処理についても同様なことがいえる。この結果、盛土嵩上げ工事によって生じる沈下は堤防直下において今後3~5cm程度と予想される。

(2)側方変位

Fig. 11 (a)に暫定盛土、嵩上げ盛土の施工過程を、(b)、(c)にE1、E5地点 (Fig. 8参照)における側方変位を示す。図には、1982年3月から1983年3月までの観測値も併せ示している。盛土まき出し過程中のE1の

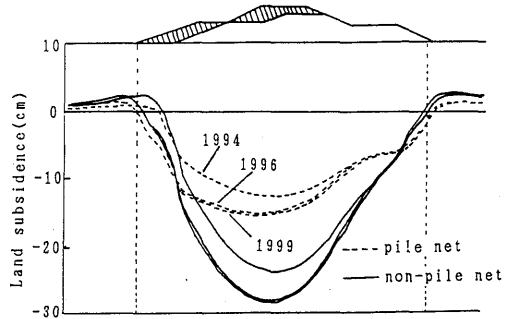


Fig. 10 Predicted land subsidence in 1994, 1996, 1999 (cross section)

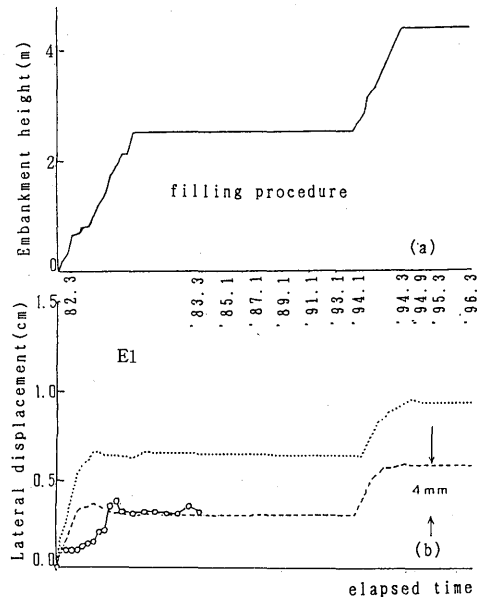


Fig. 11 Predicted lateral displacement-time curves at points E1 and E5

計算値は実測値を過大評価しているが、盛土終了直前から、10カ月間は良好な対応をしている。堤外側盛土法尻部に近いE5点においては、両者の値は、計測期間中、良好な一致を示している。また、側方変位の計算値は観測終了時点以降ほとんど変化がない。

すなわち、JR軌道盛土端の側方変位は1.6mの盛土嵩上げによって約4～5mmの増加が予測される。

5.3 変形予測のまとめ

FEM解析より、沈下状況、側方変位の結果は実測値と解析値の対応がほぼ取れており、解析モデルの妥当性が検証された。以下、盛土嵩上げによるJR軌道への影響評価を行う。

Fig. 3に示したように盛土法尻とJR軌道までの距離は一樣でなく各測線毎に異なっている。そこで、FEM解析を行った25K/100の解析結果から距離と変形量の関係を把握した上で、各測線毎の予想変形量(Fig. 12)を求めた。

Fig. 12に示すように、相対変形量は基準値の8mm/10mを大きく下回っており、盛土嵩上げ工事による変形に関する障害は発生しないものと判断される。

6. まとめ

パイルネット施工区間の盛土嵩上げに伴う安定・変形解析の結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 支持力理論による安定計算を行った結果、最大盛土高さで安全率 $F_s=1.05$ 、平均盛土高さで $F_s=1.63$ となり、最大盛土高さで目標安全率が確保できない結果となる。しかしながら、北海道開発局では $F_s=0.8\sim 1.2$ で実施されているので、この例によると許容値の範囲内にあるといえる。
- 2) 円弧すべりによる安定解析を行った結果、堤内側、堤外側とも最小安全率でも1.0以上となる。さらに、木杭によるせん断抵抗を考慮すると十分な安全率が得られる。

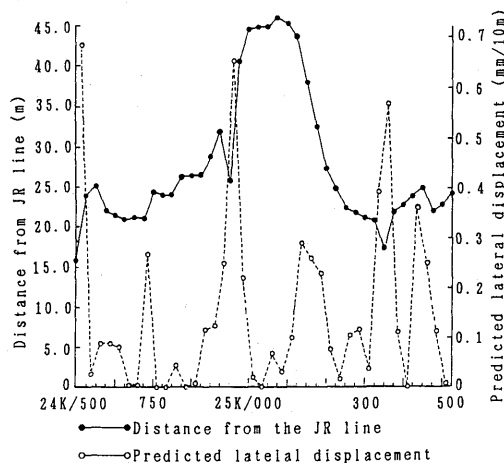


Fig. 12 Relationship between Distance from the JR line and Predicted lateral displacement

3) 沈下解析の結果は、実測値と解析値を比較すると堤外部において一致しない部分があるが、巨視的にみるとパイルネットを考慮したモデルが実測値をよく反映している。また、パイルネット処理による沈下抑制効果がよく表れている。

- 4) 側方変位が観測されている期間での解析値との対応は、盛土上載期間において過大評価しているが、盛土終了時には良好な対応が取れている。その結果、嵩上げ盛土によるJR軌道盛土端の側方変位は約4～5mmとなる。
- 5) 側方変形に対する判定を行った結果、JR線の基準値に対して側方変位は大きく下回っており、嵩上げ盛土によってJR軌道への深刻な影響はない。
- 6) 久津具地区パイルネット処理区間で、盛土を1.6m嵩上げした場合の周辺地盤およびJR軌道への影響は、支持力理論および円弧すべりによる安定検討、変形に関する検討の結果、堤内側の既設盛土と新規盛土の間を1m高さ埋土すれば(Fig. 7(b)参照)、盛土を嵩上げしても十分な安全率を確保できるという結論に達した。

7. 謝 辞

本研究は建設省九州地建「六角川技術委員会」(委員長:佐賀大学三浦哲彦教授)の検討業務として、応用地質(株)のサポートを得て行われたものである。関係各位に謝意を表す。また、本研究を進めるにあたり、苑田康平君(現(株)熊谷組)には解析等に協力頂いた。ここに記して深謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 土佐林宏:石狩川の軟弱地盤改良工事, 土木技術, 第38巻, 第10号, pp.72-78, 1983.
- 2) 川端 登・嶋 隆司:函館本線・手稲～琴似間の軟弱地盤における盛土工事の設計・施工(杭網工法), 土木技術, 第36巻, 第6号, pp.136-143, 1981.
- 3) 中川晴夫・柳沢秀広・石沢高明:パイルネット工法「成田線・佐倉～成田間増線工事」, 土木技術, 第38巻, 第10号, pp.79-83, 1983.
- 4) 粕谷晋一・土井英雄・古賀義徳・岡本正美:パイルネット工法の設計理論に関する一考察, 第36回建設省技術研究会報告, 建設省, pp.87-93, 1982.
- 5) Iseda, T, Tanabashi, Y, Okayama, K and Arata, E: A few remarks on the design guide to pile net method, Int. Geo. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp.203-208, 1988.

- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, 9th ICSMFE, Tokyo, 1979.
- 7) Biot, M. A: General theory of three-dimensional Cosolidation, Journ, Appl. Phys., Vol. 12, pp.155-164, 1941.
- 8) 太田秀樹・飯塚 敦：DACSAR マニュアル, 京都大学工学部土木工学科土木施工学教室レポート, 1983.
- 9) 赤井浩一・田村 武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.95-104, 1978.
- 10) 国鉄施設局保線課編：国鉄線路整備心得, 1979.
- 11) 太田秀樹・鍋谷雅司・藤井信二・山本松生：弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメータ決定における一軸圧縮強度の利用, 土木学会論文集, 第400号/III-10, pp.45-54, 1988.