

6.1 補強材の開発

補強土擁壁工法が実用化されるためには、長期耐久性はもちろんのこと、経済性や施工性に優れたジオテキスタイルを使用する必要がある。しかし、工法の実用化を図ろうとしていた昭和62年(1987年)頃のジオテキスタイルの主流は延伸樹脂ネット(当時はこの製品を指してジオグリッドと呼んでいた)であり、経済性や施工性等に若干の問題があった。そこで第2編第3章で紹介した試験盛土の構築にあたり、本工法の補強材として使用するジオテキスタイルを製造メーカーと共同で開発することにした。

ここで、盛土の補強材に求められる特性としては引張強度、引張剛性、土との摩擦特性、クリープ特性等であり、これまでいろいろな材料が提案されている。特に本工法は、変形の規制が厳しい鉄道の永久構造物として用いることを目指したため、補強材にも高品質、高性能であることが期待される。提案するビニロン繊維を軟質塩化ビニール樹脂で被覆して製造した繊維製グリッド(以降、繊維製グリッドと呼ぶ)は、①コンクリート壁面と定着しても問題が生じない耐アルカリ性能が得られること、②引張剛性や強度が十分であること、③経済的であることなどの利点があり、本工法の補強材としての特性を有するものと判断した。

以下にこの材料の概要と、使用に先立ち実施した材料試験結果について示す。

6.1.1 繊維製グリッドの概要

剛な一体壁面工を有する補強土工法では、壁面コンクリートとジオテキスタイルが接触することになるため、耐アルカリ性に優れた材料を用いる必要がある。そこで開発したジオテキスタイルは、繊維素材としてはビニロンを用い、更に耐アルカリ性に優れた塩化ビニールで被覆して製造した。

写真-3.6.1は開発した補強材の外観を示す。補強材は主糸間隔が2cm目合の格子状形状である。写真-3.6.2は主糸の断面の拡大写真を示す。繊維の束が塩化ビニールで被覆されている様子が確認できる。

この繊維製グリッドの生産は、①原料、②重合、③紡糸、④製織、⑤樹脂加工、⑥仕上げ検査、の過程を経て製品化される。使用する繊維は、繊維高分子を構成するモノマーを合成しポリマーとした後、紡糸、引き揃え集束し糸状にした高引張剛性を有する合成繊維である。開発した繊維製グリッドは、前述の合成繊維で、所定の強度、所定の目合いのグリッド状織物を製造し、当該織物を特殊配合塩化ビニールゾルに浸漬、樹脂被覆をほどこし、熱処理によって固定してある。その後樹脂被覆したグリッドは、必要幅、必要長さに調整する。

通常の織物は相互に繰り返して交叉するため、繊維の性能に関わらず、構造上、糸の曲がった分だけ伸びる要素がある。このため開発した繊維性グリッドの織物は、経糸、緯糸を

上層、下層に並べて、構成糸に比べて極めて細い糸により留めているので、主軸工法の経糸と緯糸はほぼ直線になり、構造上の伸びは生じないように配慮した。さらにこの繊維製グリッドは、主軸方向に配列した繊維を細糸でからめ、樹脂加工を施して繊維表面を被覆してあるため、①敷設作業に必要な適度な曲げ剛性を付与し、②盛土中の転圧作業時に発生する物理的な損傷に対する抵抗性の向上、③耐アルカリなど化学的安定性の向上、④耐候性の向上などを図ることができた。

6.2 補強材試験法の提案

今回開発した繊維製グリッド材を含め、同種のジオテキスタイルが、剛壁面を有する補強土擁壁の補強材として十分な特性を有する製品であるかを確認するために、各種材料試験を行う必要がある。そこで、材料検定方法を提案することにした。

材料試験の基本的な考え方としては、まず引張り試験によって製品の基準強度を求める。それに対して、施工時の破損による低減率、コンクリート壁面との接触によるアルカリ低減率、長期死荷重によるクリープ低減率、列車荷重による疲労低減率、地震時など瞬発的な荷重に対する低減率を求める。これらの材料試験結果から、設計で用いる引張り強度は、設計で想定する荷重の組み合わせを勘案し、基準強度を低減させて定めた。

ここではその他、設計強度を定めるためには直接的に関係しないが、交点強度や、材料の目合い、補強材のパネ値についても考察した。

なお、試験結果に基づく設計強度の定め方については第3章3.4項に示してある。したがって、本項ではこれまで実施した42種類のジオテキスタイルの材料試験の結果を述べる。

6.2.1 引張り試験

写真-3.6.3に使用する引張試験装置(テシロンTUM-10T)を、表-3.6.1に試験条件を示す。設計強度の設定に用いる低減係数は、新品における引張強度(T_n)と、所定のダメージを加えた後の引張強度(T_a)との比から求める。これらの引張強度(T_n 、 T_a)は全く同じ条件で試験を行うことにした。

引張試験条件は、試験本数20本、引張速度5%/min、雰囲気温度25°C、試料長40cm(チャック間距離)であり、2枚の平板をボルト締めして補強材を挟む、平行締付型チャックを用いて実施した。補強材の破断強度が高くても、極端に伸びが大きい場合には補強材の特性としては不十分であると考えられるので、破断時の伸度が15%を越える材料については伸度15%時の引張強度を破断強度とした。またチャック切れが顕著な材料は、ロープチャック(巻き付け型の定着方法)で引張試験を行い、平行締付型(Air)チャックとロープチャックの平均破断強度の比を求めて引張強度を補正した。ここで実験の基本をロープチャックにしなかったのは、ロープチャックでは試料片の長さが不明確になり、伸び量の測定ができなくなるためである。

6.2.2 設計強度 (T_d 、 T_s) の算定

設計引張強度 T (T_n : 新製品の場合、 T_d : ダメージを受けた製品の場合) は、新品及び所定のダメージを加えた後の試験片に対する引張試験結果から (1) 式により求めることを提案する。ここで標準偏差に対する係数 (0.67) は75%信頼値に対応する値である。ここで、設計で用いる材料特性値は一般には95%信頼値とする場合が多い。ジオテキスタイルも壁面に剛性が期待できない場合には、材料強度のバラツキが、補強土の安定性のバラツキに直結するため、95%信頼値が妥当であるように思えるが、本工法の場合には剛性の高い壁面でジオテキスタイルを相互連結するため、比較的に平均的な強度を発揮するものと考えて、それよりは信頼性を低下させて定めた値である。

$$T = T_{AVE} - 0.67 \sigma_x \quad \text{--- (1) 式} \quad \text{ここに、} T_{AVE}: \text{平均破断強度} \\ \sigma_x: \text{標準偏差}$$

第3章3.4に示す補強材強度の低減係数 ($\alpha_1 \sim \alpha_5$) は、基本的には新製品とダメージを受けた製品との引張り強度の比 (T_d/T_n) で求めるため、同じ試供品を用いて検定試験で比較すれば問題は少ない。しかし、設計基準破断強度 T_k は、検定試験だけで規定するのは問題がある。なぜならば、検定試験は製造会社から一方的に提供された試供品を用いて試験を実施するので、求められる T_n には製造品全体の品質のバラツキは考慮されない。したがって、 T_k は検定試験で定めるべきものではなく、別途、各社が保証すべき値であると考える。しかし各社間で保証に対する概念が異なるため、製品毎に安全性にばらつきが生じることも考えられる。また引張試験は実際の挙動を簡便化した試験であり、本来であればもっと幅広く長い補強材に力が作用することになり、幅広く長い方が平均強度が落ちる可能性がある。また第3章に示したように圧密沈下の影響などで、設計で想定した以上の力が作用する場合もある。これらを考慮して、実務的には $T_k < 0.8T_n$ (ここで、 T_k : 設計基準破断強度、 T_n : 検定試験で求めた設計破断強度) とする。

6.2.3 アルカリ低減係数確認試験

コンクリートとジオテキスタイルの接触面は、排水層として機能し、2年程度で中性化すると考えられる。したがってアルカリ低減係数 α_1 は、養生温度 20° 、pH12の環境下で2年間(約700日)接触した環境に相当する養生環境の試験片を用いて求めた耐アルカリ引張強度 $T_{s,d}$ から、(2)式によって定める。

$$\alpha_1 = T_{s,d} / T_n \quad \text{--- (2) 式} \quad \text{ここに、} \alpha_1 > 1 \text{ の場合は} \alpha_1 = 1 \text{ とする。} \\ T_{s,d}: \text{アルカリ浸水後の試験片の引張強度}$$

しかし2年間の浸漬期間を確保することは実質的には難しいため、以下の方法による促進試験を行うことにした。

① 養生温度促進

…化学反応は、高温になると促進される傾向があり、一般的には温度上昇 x' で $2^{x'/10}$

倍の促進効果が得られるとされている。ここでもこの関係が成立すると仮定する。したがって養生温度を 50° とした場合には $2^3=8$ 倍の促進効果があるものと見なす。

② pH促進

…pH (水素指数) は対数値であり、pH12とpH13では濃度に10倍の差がある。ただしpHの濃度を厳密にコントロールすることは難しいので、促進の度合いを評価するためには濃度のバラツキなどを勘案する必要がある。ここでは安全側に考えて、部分安全率5とし、pHが x 上がることにつき $10^x/5$ 倍促進効果があるものと見なす。したがって例えばpH13で2倍、pH14で20倍促進したものと見なす。

表-3.6.2は実際に行われた検定試験におけるアルカリ浸漬条件を、写真-3.6.4に恒温槽での浸漬状況を示す。水酸化カルシウムの飽和水溶液のpHは、温度が高いと若干低下する。この試験では雰囲気温度を 50° CとしたためpHは実測値で12.4程度であったが、測定精度、飽和水溶液の管理状態等を勘案しpHによる促進効果は無視して評価した。また温度による促進効果は8倍 (2^3) と見なし、浸漬期間90日で720日相当分と考えた。

6.2.4 施工時低減

写真-3.6.5~9に施工試験状況を示す。施工時の破損に関する低減係数 α_2 は、クラッシュランの間に補強材を敷き込み、所定の転圧を加えた後に回収した試験片を用いて求めた施工時引張強度 $T_{c,d}$ から (3) 式により定める。

$$\alpha_2 = T_{c,d} / T_n \quad \text{--- (3) 式} \quad \text{ここに、} \alpha_2 > 1 \text{ の場合は} \alpha_2 = 1 \text{ とする。}$$

$T_{c,d}$: 施工実験後に回収した試験片の引張強度

なお切れや割れで引張試験が不可能な糸がある場合には、それらの糸の数 (n_b) とそれ以外の糸の数 (n_s) を数え、(4)式により低減係数を求めるものとする。

$$\alpha_2 = (T_{c,d} / T_n) \times (n_s / (n_s + n_b)) \quad \text{--- (4) 式}$$

実際に行われた施工試験の手順は以下の通りである。

- ①クラッシュラン (C40) を厚さ10cm撒き出し施工面の整形を行う。
- ②縁切りシートを敷き込む。
- ③クラッシュランを更に10cm程度撒き出し、人力でかき均す。
- ④ブルドーザ (8t) で1回転圧する。
- ⑤振動ローラ (3t) で3回転圧する。
- ⑥2m×2mのジオテキスタイルを敷き込む。
- ⑦その上にクラッシュランを30cm撒き出し、人力でかき均す。
- ⑧ブルドーザで4回転圧する。
- ⑨ランマで2回転圧する。
- ⑩振動ローラで6回転圧する。
- ⑪ブルドーザでクラッシュランを20cmすき取る。

- ⑫縁切りシートをめくりながら傷つけないように回収する。
- ⑬ジオテキスタイルの損傷度を確認する。
- ⑭ジオテキスタイルの中央部1m×1mの部分から任意に引張試験用のサンプルを抽出する。
- ⑮回収した試験片に対し所定の引張試験を行い、施工時引張強度 (T_{ca}) を求める。

6.2.5 クリープ低減

クリープに対する低減係数 α_3 は、載荷荷重を T_L とした場合、載荷比 (T_L/T_n) を 0.05 刻みで低下させ、試験片が 3 本とも破断しない荷重を求める。その後、1000 時間載荷した際の平均ひずみ速度が、所定の速度以内となる最大載荷比をクリープに関する低減係数 α_3 とする。

表-3.6.3は実際に行った試験条件を、図-3.6.1はクリープ試験装置の概要を、写真-3.6.10に試験状況を示す。以下にクリープ試験の手順を示す。

- ①載荷荷重 (T_L)、新品引張強度 (T_n) とした場合、載荷比 (T_L/T_n) を 0.05 刻みで低下させ、サンプルが 3 本とも破断しない荷重を求める。
- ②その荷重を載荷した状態で 2 4 時間放置し、その後の変形量を 1 時間毎に自動計測する。
- ③所定のひずみ速度で 1000 時間載荷した場合の変形量 (限界変形量) を求め、試験途中で限界変形量を超えた場合には試験を中止し、載荷比を更に低下させて試験をやり直す。
- ④1000 時間の載荷で限界変形量を超えない場合には、その載荷比をクリープに関する低減係数 α_3 とする。
- ⑤なおこの場合の所定のひずみ速度は、土と補強材に発生するひずみが同量であると仮定し、補強材がクリープにより伸びた場合でも、土が半永久的 (50 年以上) に破壊しないひずみ速度³⁾ に定めたものであり、(5) 式から逆算して求めた。

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \cdot \log_{10} \varepsilon - 0.59 \quad \text{--- (5) 式}$$

ここに t_r : クリープ破壊時間 ε : 定常ひずみ速度

6.2.6 瞬時荷重低減

瞬時荷重に対する低減係数 α_4 は、地震を模擬した載荷条件で試験を行って求める。具体的には 0.3 T_n の荷重で 24 時間載荷後、所定の荷重 (T_c) を正弦波 0.5 Hz で 3 波載荷し、3 本の試験片が破断もしくは 15% 以上の歪を生じない載荷比 (T_c/T_n) の最大値を α_4 とする。

表-3.6.4は試験条件を、図-3.6.2は載荷ステップの概要を、写真-3.6.11、12は試験状況を示す。

6.2.7 繰返し荷重低減

写真-3.6.13に繰返し載荷状況を示す。列車荷重に関する低減係数 α_5 は、試験土槽に豊浦標準砂を $D_r=90\%$ 以上になるように締め、表層から 30cm の位置に試験片を配置する。所

定の載荷条件で 150 万回繰返し載荷した後の試験片を用いて求めた疲労時引張強度 (T_{fa}) から α_5 を (6) 式により定める。

$$\alpha_5 = T_{fa} / T_n \quad \text{--- (6) 式}$$

T_{fa} : 繰返し試験後の試験片の引張強度

ただし $\alpha_5 > 1$ の場合は $\alpha_5 = 1$

$\alpha_5 > \alpha_4$ の場合は $\alpha_5 = \alpha_4$ とする。

表-3.6.5に繰返し載荷の試験条件を、図-3.6.3に載荷サイクルの概要を、写真-3.6.13に試験で用いた装置の全景を示す。

以下に具体的な試験手順を示す。

- ①土槽に所定の密度で豊浦標準砂を詰め込む。
- ②試験品を表層から 30cm の位置に配置する。
- ③載荷版を載せ、所定の載荷条件で載荷する。
- ④試験片を回収し、目視で損傷度合いを確認する。
- ⑤回収した試験片に対し引張試験を行う

6.2.8 必要交点強度

実際に使用されるジオテキスタイルのほとんどは格子 (グリッド) 状であり、主系と横系からなる 3 次元的な配置である。これに対し設計上の摩擦抵抗力は、補強材が 2 次元的 (シート状) に配置されていると仮定し計算しているが、これは土のインターロッキング効果に基づき、横系が主系に力を伝達することを前提としたものである。横系が主系に力を伝達するためには十分な交点強度を有している必要があり、このため交点強度は設計の仮定を保証する重要な項目となる。そこで暫定的に必要な交点強度 J_n (kgf) を (7) 式により定めた。

$$J_n = \alpha_1 \cdot T_n \cdot \sigma_s \cdot (L_v - B_v) \cdot L_h \quad \text{--- (7) 式}$$

ここに、 α_1 : 常時低減係数
 T_n : 新品の引張強度 (tf/m)
 σ_s : 基準拘束圧 ($1 \text{ kgf/cm}^2 / (\text{tf/m})$)
 L_v : 従方向の目合い (cm)
 L_h : 主方向の目合い (cm)
 B_v : 主方向の系の幅

ここで基準拘束圧は、これまでの設計実績、施工実績を考慮し、設計強度 T_n に対する補強材拘束圧力を定めたものであり、設計強度に比例して高い拘束条件で使用する (設計強度の高い製品は、盛土高さが高い所で使用される) と仮定したものである。ここでは、常時設計強度 2tf/m (破断強度 3tf/m) の補強材は、設計上、盛土高さ 10m で用いられるのが限界であり、この時の補強材の拘束圧は $2 \text{ kgf/cm}^2 (= 10 \text{ m} \times 2 \text{ tf/m}^3)$ 程度である。それ以上拘束圧の高い状態では破断強度の高い補強材を用いることになるので、この関係は線形であ

ると仮定し、基準拘束圧 ($1\text{kgf/cm}^2 / (\text{tf/m})$) を定めた。

この基準拘束圧条件でジオテキスタイルの引張抵抗力は土のインターロッキング効果に基づき、横糸が縦糸に力を伝達していることにより保証されるものと仮定して必要交点強度を算出した。ただし横糸の主方向への交点強度は(7)式で求められるが、主糸の横方向への交点強度は計算から定められるものではない。しかし定性的には主方向強度の増加に合わせて増えるべきものであるため、ここでは仮に主方向の1/3を従方向の必要交点強度とした。

図-3.6.4に試験片のセット状況を示す。この状態から通常の引張試験と同様な条件で主糸を引き抜き、その際の最大引抜き力をもって交点強度と定義した。ただし(7)式は暫定的な案であり、今後、研究の進捗に合わせて改訂する必要がある。また本方法が不適切である場合には、使用状況を模擬した引抜き試験などを別途実施し、所定の摩擦力が得られていることを確認する必要がある。

6.2.9 目合い

目合いについては交点強度と密接な関係があり、目合い間隔を大きくすると大きな交点強度が必要となる。しかし目合いを小さくする場合には土のインターロッキング効果を阻害することになるため、目合いは使用する土の粒度や拘束条件を加味して定める必要がある。図-3.6.5に土の噛み合わせの概念図を示す。一般的な目安としては、土の噛み合わせを阻害しない目合いは、使用する土の最大粒径に対し1/4以上とするのが良いと思われる。鉄道における盛土材の最大粒径は75mmに規定されているので、砂粒土の場合は概ね20mm程度の目合いが適当と思われる。

シート状のものは土との摩擦係数によって引張抵抗力が左右されることになるため、厳密には引抜き試験により摩擦係数を確認して使う必要があるが、一般にジオテキスタイルの抵抗力は、引抜きよりは破断で決定される場合がほとんどであり、仮に摩擦係数を現状の設計値の1/2程度としても設計上はほとんど差が生じない。問題なのは摩擦係数ではなく噛み合わせを阻害されることにあり、したがってシート状のジオテキスタイルの適用範囲は粘性土か、もしくはレキ分をほとんど有しない砂に限定するのが良いと思われる。また粘性土を用いる場合には不織布などの排水材と引張補強材を複合した製品が有効である。

6.2.10 試験結果の一覧

表-3.6.6にこれまで検定試験を行った製品の試験結果を示す。表中で総合常時、一時、地震時とあるのは、設計で用いる総合低減係数を示す。さらに J_a は所要交点強度、 J_{mv} は主方向に対する交点強度、 J_{mh} は従方向に対する交点強度を示す。

試験数は42製品であり、この内、砂質土盛土用の補強材であるジオグリッドが37製品、粘性土盛土用の補強材である織布、不織布の複合補強材が5製品である。繊維材料はビニロ

ン、ポリエステルが多い。また特殊形状としては、ポリエチレンの一軸延伸形態のもの、ガラス繊維のFRP形態のものがある。

検定試験は平成4年度(25製品)と6年度(17製品)の2回に分けて実施し、平成6年度実施分については平成4年度の改良製品が含まれているため、部分的に試験項目を削除(表中で空白)のものもある。

図-3.6.6は表-3.6.6を基に作成したもので、横軸が資料番号で表の番号と対応する。

図(1)は各低減係数($\alpha_1 \sim \alpha_5$)を示すが、 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_4, \alpha_5$ については概ね1の近辺であり、低減率は小さい。これに対し α_3 (クリープ)は概ね0.6程度である。

図(2)は各設計状態における総合低減係数であり、常時= $\alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3$ 、一時= $\alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_5$ 、地震時= $\alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_4$ で定義される。常時はクリープ低減 α_3 の影響で低減率が大きい、一時と地震時ではさほどの差異は見られない。

図-3.6.7はアルカリ低減とクリープ速度の経時変化を示したものである。図(1)はアルカリ低減を示すもので、図中の15, 60, 90日は促進環境化におけるアルカリ溶液の浸漬日数を示すので、90日で720日相当にあたる。試験結果によるとポリエステル、ポリアリレートはアルカリ劣化が見られるが、他の材料についてはほとんど劣化していない。特に特殊ポリエステルは、材質の改善効果があらわれている。

図(2)は500時間経過後と1000時間経過後のクリープ速度を示す。これらの値は、 α_3 (破断荷重に対するクリープ荷重の比)がそれぞれ異なるため一概には比較できないことに注意を要する。クリープ試験結果では、どの製品でもクリープ破断する場合は、3日以内(多くは1日以内)で破断する。3日を経過して破断しない場合には、その後1000時間まで破断することはなく、ほとんどの材料はクリープ速度も徐々に低下する。

更に図-3.3.8は平成4年度実施分を、図-3.3.9は平成6年度実施分の、個々の試料のクリープ試験結果を示す。番号1(No.1)はFRP形態の材料であるが、クリープ変形量が極めて小さく、初期(24時間以内)の変位も小さい。番号36, 37は、一軸延伸形態の材料であるが、この材料だけはクリープ速度が収束していない。

他の材料は繊維材を主材にした材料であるが、ほとんど同様の傾向を示しており、クリープ変形量は小さい。また初期に伸びが大きいのは繊維材の構造的な伸びが加わるためである。一軸延伸の材料では数倍延伸するが、繊維材は30~50倍に延伸するためクリープ性能は良いと言える。FRP形態ではプラスチックで繊維を更に拘束しているため、引張り剛性は著しく高く、したがってクリープ変形も小さいが、破断伸度も極めて小さい(3%以下)ので、特に壁面との定着部分での応力集中などに対する考慮が必要となる。

ジオテキスタイルは多種多様であり、また本工法における使用条件も変化に富んでいる。これらの条件を全て勘案して検定試験を行うことは難しい。このため、ジオテキスタイルの標準的な設計強度は、平均的な使用条件における主要な特性を抽出し、ごく限られた項目の試験だけで評価することになる。例えば、酸性土やセメント改良土などの盛土材を用

いる場合や、壁面工の打設が著しく遅れる場合などにおいては、耐薬品性や耐候性などについて使用条件が厳しくなるのでそれに見合った評価を個別に行う必要がある。

このようにジオテキスタイルの選定は、ここで提案する検定試験結果や経済性だけで安易に判断するのではなく、個々の使用条件等を十分に考慮して行う必要がある。

6.3 補強材のパネ値の考察

本工法では壁面工の断面力の算定の際に用いる補強材のパネ値を、安全側の設計となるように配慮し、空気中の引張り試験結果から求めた弱めの値を用いて計算してきた。

しかし、剛な一体壁面工を有する補強盛土工法は壁面剛性の効果を利用し盛土の安定性を効率良く高める方法であるため、壁面に直接、電柱や防音壁などの付帯構造物を設置できるなどのメリットがあり、この場合には通常の設計の他に変形量を照査する必要が生じる。この際に壁面応力を計算する時の弱めのパネ値を用いた場合には、計算変形量が実状とほど遠い非常に大きな壁変位となる。すなわち変形量の正確な算定を行うためには、適正なパネ値を別途、定める必要がある。そこで第1章に示した実物大試験盛土の水平荷重試験結果を用いて、変形量を照査する際に用いるべきパネ値について考察した。

6.3.1 現行設計法

剛な一体壁面工を有する補強盛土工法における壁面工の設計は、図-3.6.10に示すように連続梁として扱う壁面工に、補強材をパネ支点に仮定し、内的安定の検討の際に求めた土圧力と、壁面に設置した付帯構造物からの外力を作用させ、壁面工断面力を算定している(3.3.5項参照)。

ここで設計の際に必要な補強材のパネ値の算出方法は、図-3.6.11に示すように①ジオテキスタイルの上下両面が土のせん断パネで支持されているとする方法と、②ジオテキスタイルの引張試験から求める方法などが考えられる。しかし①の方法では、ジオテキスタイル自身の引張剛性とは無関係にパネ値が設定されることになり、また②の方法では土の拘束による引張剛性の増加が評価されないことになる。実際は、これらの中間的な値となることが考えられる。壁面工断面力の設計計算では、一般的に小さいパネを用いた方が安全側となるため、これまでは図-3.6.12に示す②による方法を基本としてパネ値を求めてきた。

6.3.2 実験結果からの算定

付帯構造物が設置された場合の壁面工変位量は基本的には作用荷重とジオテキスタイルのパネ値によって定まる。実際のジオテキスタイルのパネ値は、ジオテキスタイル自身の引張剛性と土による拘束条件によって定まるが、これを解析的に求めようとする境界条件の設定などにおいて多くの問題が生じる。そこで変形計算で用いるパネ値を壁面工の水平荷重試験結果から定めることにした。

図-3.6.13に、第1章1.2で示した砂質土と粘性土を用いた2つの試験盛土の壁面工頂部

で水平方向荷重試験を行った結果である。この図から水平荷重と壁面工頂部の変位量の関係は非線形で弾性的であることが分かる。この関係から、最大引張力(耐力)で正規化した時の各荷重レベル毎に、現行の設計法で深度方向に等パネがあると仮定して、壁面工を連続梁として逆算して求めた補強材1本当たりのパネ値を図-3.6.14に示す。また図-3.6.15は、図-3.6.14のパネ値 K_e を現行設計で使用されている空気中の引張り試験から求めたパネ値($K_0=120\text{kgf/cm}$)に対する比率で示したものである。これによるとパネ値の荷重レベル依存性が大きく、また K_e は K_0 の荷重レベルが小さい領域で50倍程度、破壊に近い領域でも5倍程度であることが分かる。現行の設計では、この試験盛土の設計水平耐力は2t程度であり、その場合の変位計算上のパネ値は、壁面工の断面力算定に用いる現行のパネ値の40倍程度と考えることができる。

これらの結果から壁面の水平変位量の推定をする場合には、壁面工応力計算用のパネ値 K_0 (空気中の引張試験)を40倍程度に設定する必要があることを確認できた。しかし、パネ値の荷重に対する非線形性は大きいので、厳密にはこの非線形性を考慮する必要がある。

6.4 第6章のまとめ

- ①繊維材を主材とし塩化ビニールを被覆したジオグリッドを開発した。
- ②補強材の施工時破損、アルカリ劣化などを考慮し、クリープ荷重、繰返し(列車)荷重、瞬時(地震時)荷重に対する部分安全率(強度低減係数)を定めるための試験方法を提案し、42種類のジオテキスタイルに対する設計値を定めた。
- ③壁面工の応力計算に用いるジオテキスタイルのパネ値は、気中でのジオテキスタイルの引張り試験結果から求めたパネ値を用いることによって安全側に設計できるが、壁面の変形量を推定する場合には約40倍のパネ値を用いる必要があることが確認できた。

<参考文献>

- 1) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物設計標準・同解説(土構造物)、丸善、1992.10
- 2) RRR工法協会:補強盛土工法材料マニュアル、1993.4
- 3) 斉藤迪孝:斜面崩壊発生時期の予知に関する研究、鉄研報告、No.706、1970
- 4) 館山勝、村田修(1991.12):補強盛土(RRR工法)の設計法、鉄道総研報告Vol.5.No.12、pp.17-27
- 5) 館山勝、矢口直幸(1994.6):RRR工法用ジオテキスタイルの材料試験、ジオテキスタイルシンポジウム、地盤工学会、pp.71-76
- 6) 館山勝、矢口直幸(1994.1):補強盛土に用いるジオテキスタイルの設計規格値、日本鉄道施設協会誌、pp.63-65

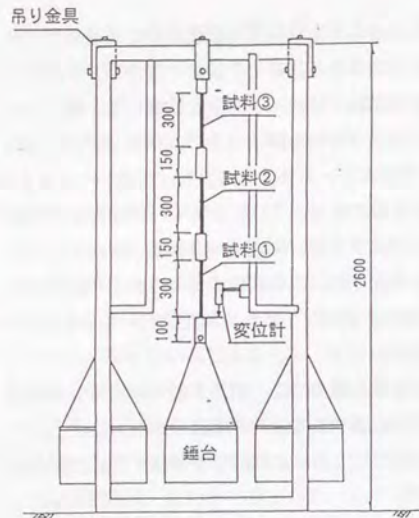


図-3.6.1 クリープ試験装置概要

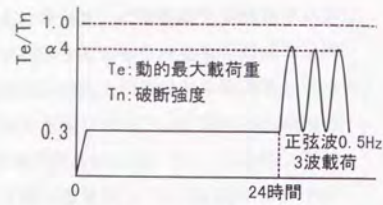


図-3.6.2 荷重ステップ

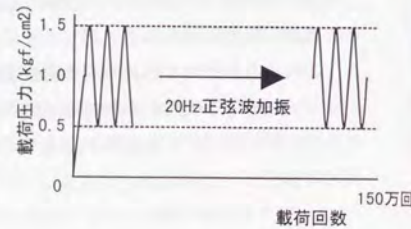


図-3.6.3 荷重サイクルの概要

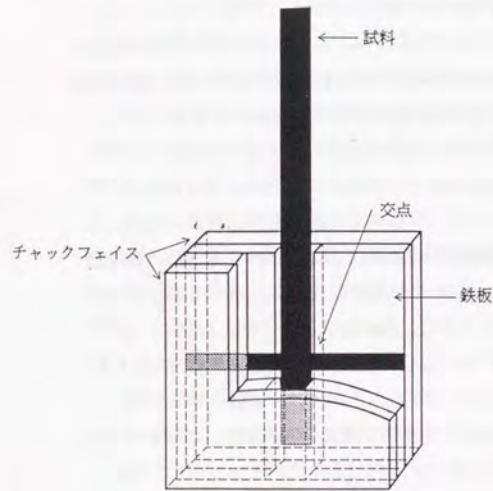
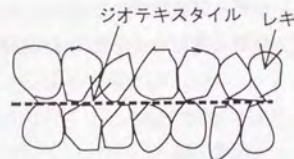
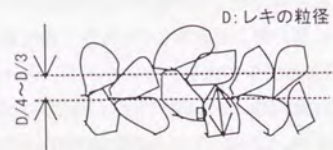


図-3.6.4 試験片のセット状況



(噛み合わせが阻害された状態)



(噛み合った状態)

図-3.6.5 土の噛み合わせの概念

表-3.6.1 基準引張試験条件

試験条件	試験の仕様
使用機械	(株)オリエンテック テンシロン (TUM-10T)
試験本数	n=20本
引張速度	5%/min
試料長さ	40cm (チャック間距離)
使用チャック	平行締付型チャック (エアチャック)
試料幅	グリット状は一本 シート状は5cm
雰囲気温度	25°C

(記事)

- 引張強度は幅1mあたりに換算し求めるものとする。
- チャック切れが顕著な場合は(4)式により補正する。なおairチャックとropeチャックの引張試験に用いる試料片は、10本の主糸から2本ずつ採取し、それぞれのチャックで引張試験を実施する。

$$T = (T_{air} \cdot AVE - a \cdot \sigma_x) \cdot [1 + (T_{rope} \cdot AVE / T_{air} \cdot AVE - 1) / 2] \quad (4)$$

$T_{air} \cdot AVE$: 鉄道院研が実施するairチャックによる10本の引張試験の平均値
 $T_{rope} \cdot AVE$: 鉄道院研が実施するropeチャックによる10本の引張試験の平均値

表-3.6.4 瞬時荷重試験条件

チャック間隔	50cm
試験本数	n=3本
雰囲気温度	25°C
荷重周波数	正弦波0.5Hz
荷重回数	3波

表3.6.2 アルカリ浸漬条件

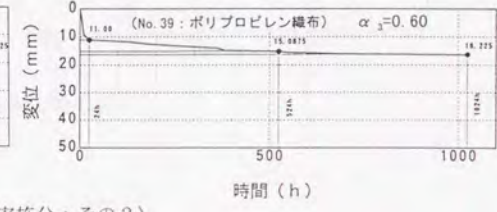
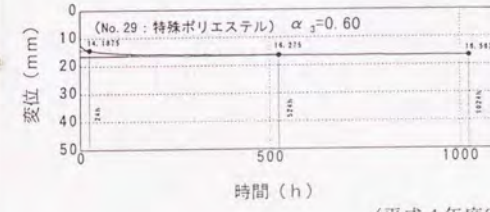
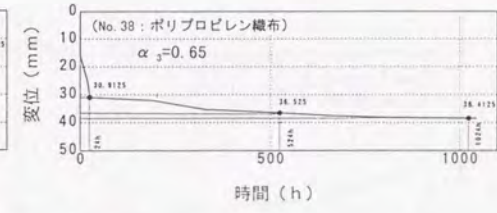
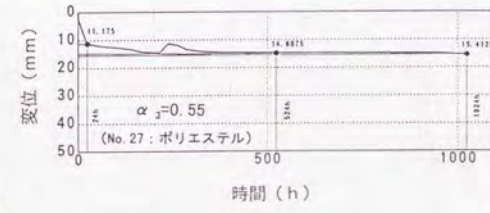
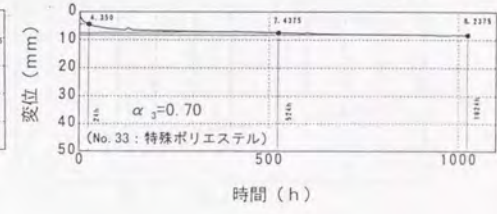
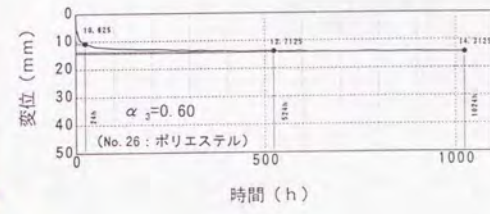
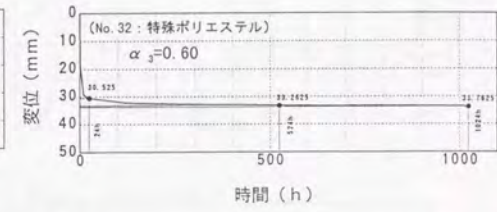
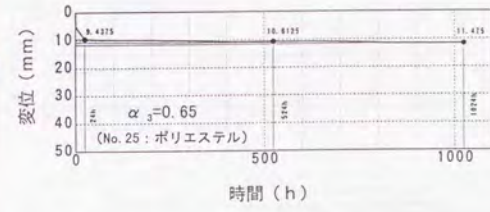
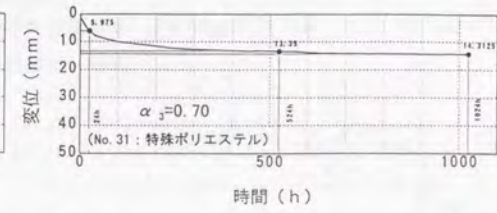
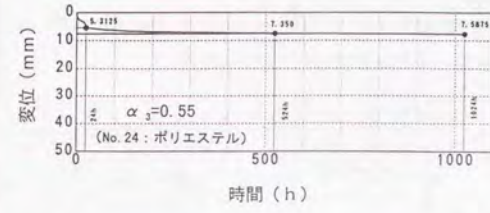
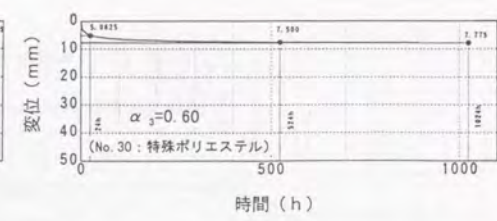
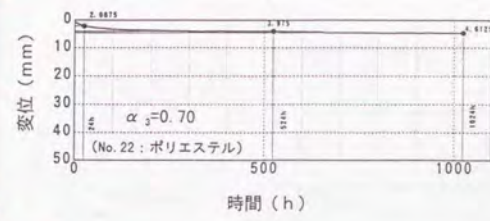
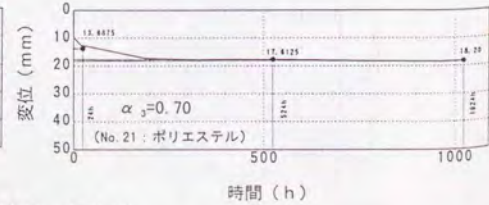
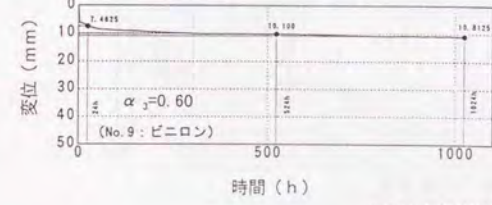
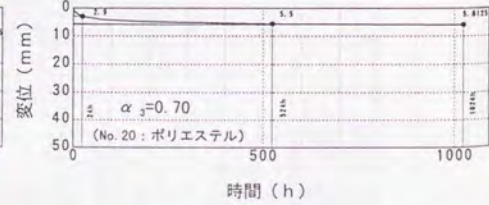
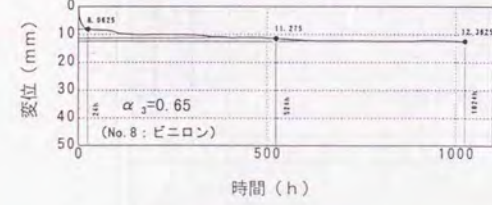
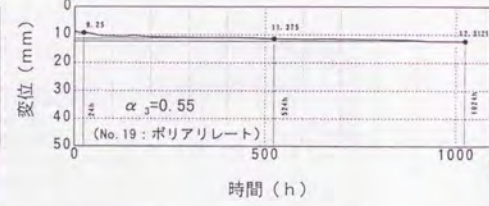
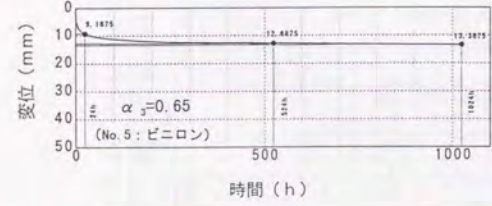
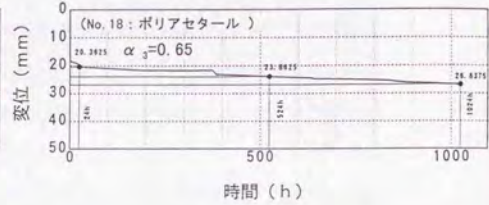
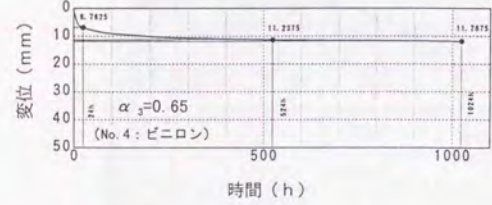
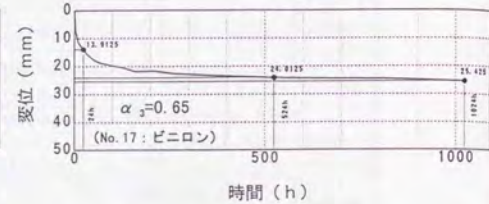
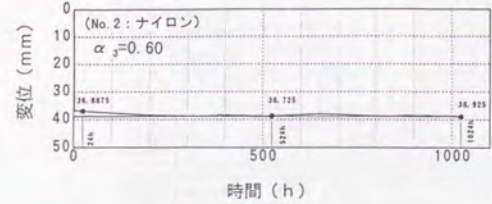
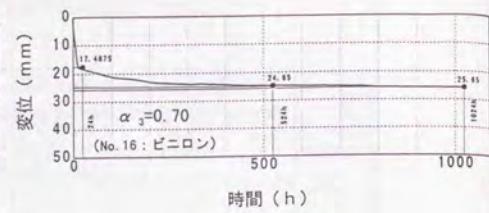
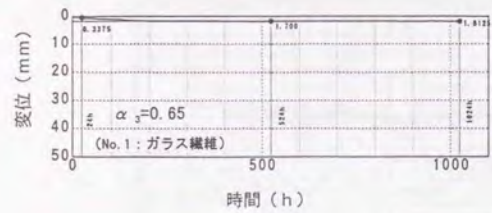
浸漬水溶液	水酸化カルシウム (飽和水溶液)
雰囲気温度	50°C
浸漬期間	90日

表-3.6.3 クリープ試験条件

試験片	任意に3本のサンプルを抽出
試料長	チャック間距離30cm、並列配置
試料幅	グリット状は一本、シート状は5cm
変位量測定	クリープ速度を求める場合の変位量は平均変位量
チャック	平行締付型チャック
雰囲気温度	25°C

表-3.6.5 繰返し荷重試験条件

使用機械	(株) 鷺宮製疲労試験機
使用土槽	800×420×700mm
荷重版	400×400mm
中詰め砂	豊浦標準砂、Dr=90%以上
荷重荷重	抑え荷重1600kg (1.0kgf/cm ²) 荷重振幅1600kg (1.0kgf/cm ²)
荷重条件	周波数20Hz、150万回載荷



(平成4年度実施分: その1)

(平成4年度実施分: その2)

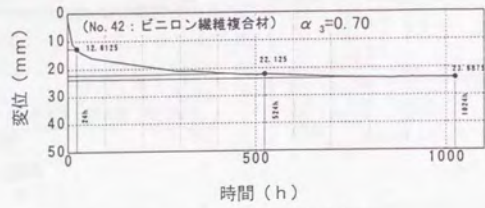
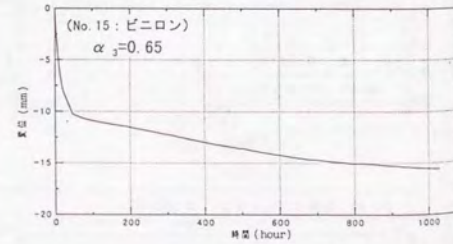
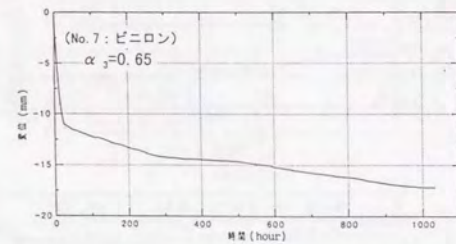
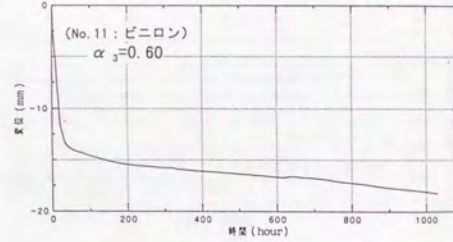
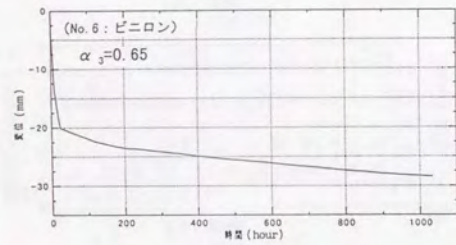
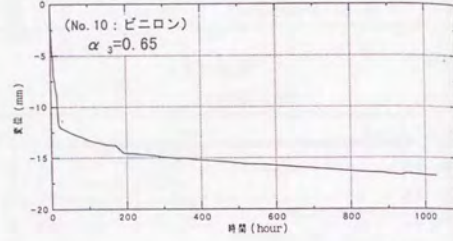
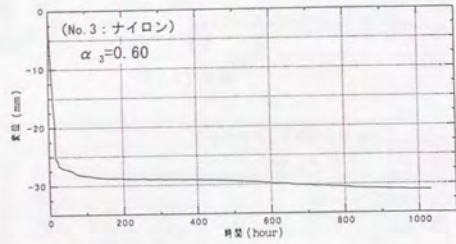


図-3.6.8 各試料のクリープ曲線
(平成4年度実施分: その3)



(平成6年度実施分: その1)

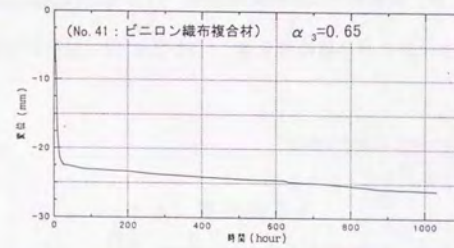
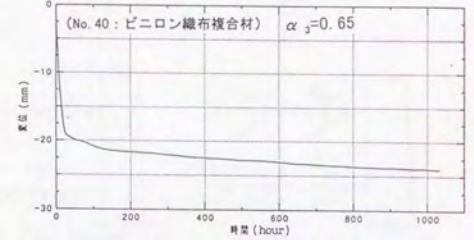
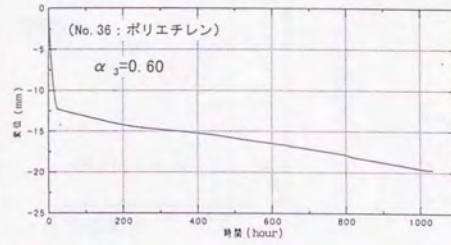
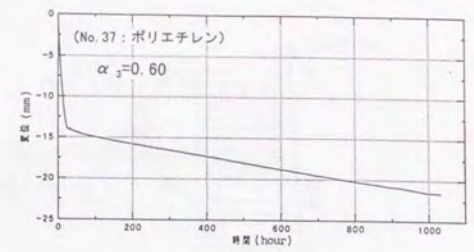
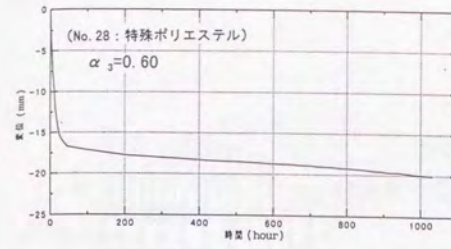


図-3.6.9 各試料のクリープ曲線
(平成6年度実施分: その2)

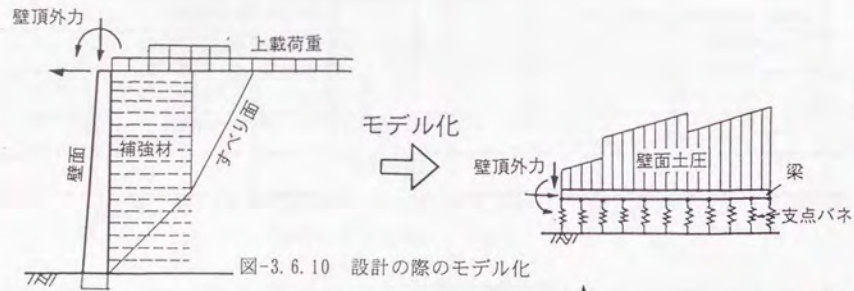
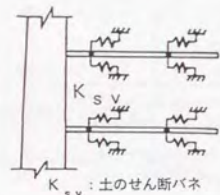
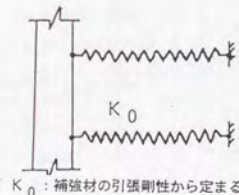


図-3.6.10 設計の際のモデル化

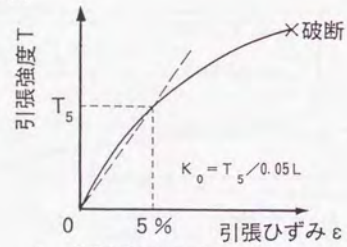


①土のせん断バネで支持



②材料の引張剛性で支持

図-3.6.11 ジオテキスタイルのバネ値の考え方



K_0 : 計算に用いる支点バネ
 T_5 : 5%ひずみ時の補強材単位幅強度
 L : 補強材の伸びる範囲 (一般には150cmとしてよい)

図-3.6.12 材料の引張剛性からのバネ値の算出方

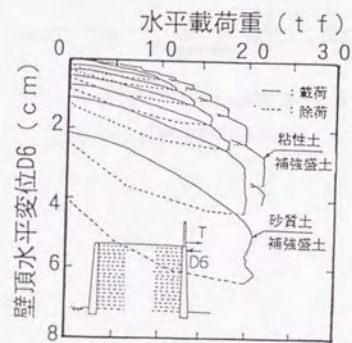


図-3.6.13 水平載荷試験結果
(載荷重・壁面変位の関係)

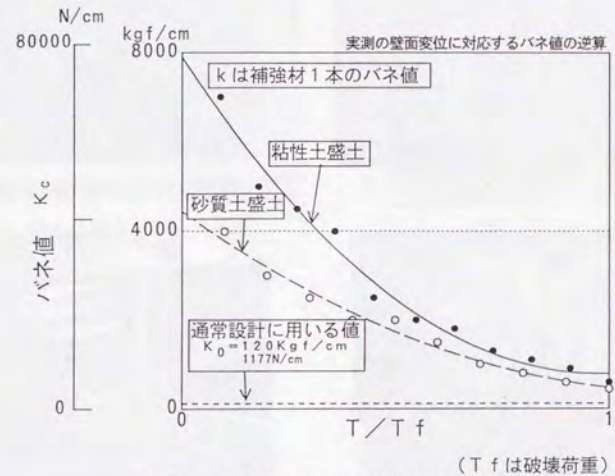


図-3.6.14 試験結果から逆算したバネ値

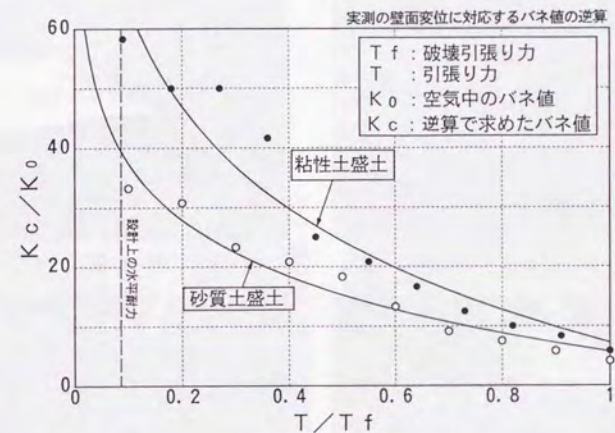


図-3.6.15 現行設計バネ値と実測バネ値の比率

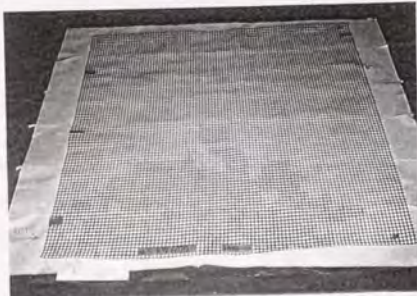


写真-3.6.1 開発したジオグリッドの形状

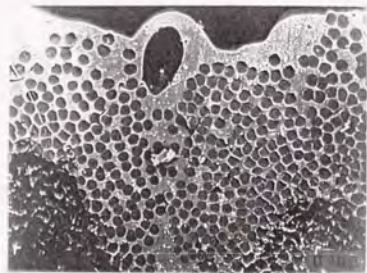


写真-3.6.2 主糸の断面顕微鏡写真



写真-3.6.3 引張試験装置

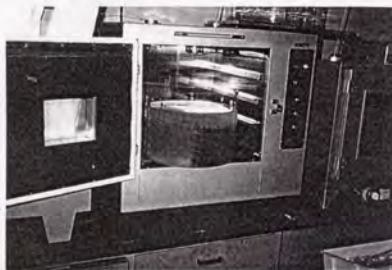


写真-3.6.4 恒温槽での浸漬状況



写真-3.6.5 施工試験1 (施工面の転圧)



写真-3.6.6 施工試験2 (補強材敷設、撤出し)



写真-3.6.7 施工試験3 (クラッシャーランの転圧)



写真-3.6.8 施工試験4 (ジオテキスタイル回収)

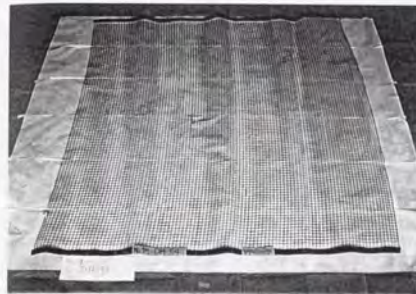


写真-3.6.9 施工試験5 (損傷度確認)



写真-3.6.10 クリープ試験状況



写真-3.6.11 瞬時載荷装置の全景

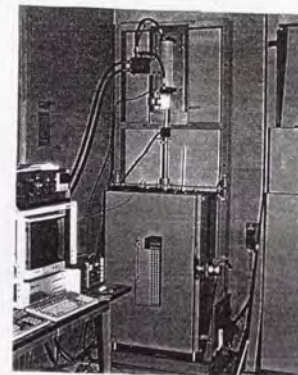


写真-3.6.12 瞬時載荷試験の計測

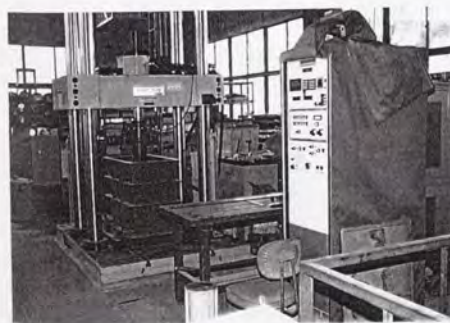


写真-3.6.13 繰返し載荷試験状況



写真-3.6.14 繰返し試験の試料の回収状況

第4編 補強土擁壁の実現場での施工と挙動

第4編 補強土擁壁の実現場での施工と挙動

壁面剛性を利用した補強土擁壁工法は、これらの研究成果を反映し平成1年頃から実際の現場で適用され、平成3年にRRR (Reinforced Railroad with Rigid Facing Method) 工法協会が設立された。更に平成4年には鉄道の設計基準である「鉄道構造物等設計標準(土構造物)」¹⁾に標準工法として示され、以降、多くの現場で用いられてきた。

本編では筆者が中心となって策定し、現在まで実際に用いられている標準的な施工方法と施工上の留意点、実現場での施工事例、計測結果などについて示す。

第1章 施工法

1.1 施工一般

工事が効率良く安全に進められるように施工に先立ち、施工計画を立てる必要がある。このため、工法の特質、設計条件、構造物の目的などを十分に把握するとともに、工事現場周辺の環境や諸条件を予測検討して作成する必要がある。

施工計画の際の主な調査、検討項目としては、地形・地質・気象条件、材料、仮設設備、施工方法、使用機械、工程、安全管理、施工管理などがある。

図-4.1.1に剛壁面補強土工法(以降、本工法)の概略施工手順を示す。本工法の施工の概略は、以下の通りである。

- ①既設埋設物の調査、測量、伐開除根など、本工事の段取りとして行う準備作業
- ②施工基盤面の掘削・整地
- ③根堀り、基礎材突固め、均しコンクリートなどの基礎工の施工
- ④ジオテキスタイルの敷設、土嚢等の設置
- ⑤盛土の撒出し、敷均し、転圧
- ⑥斜面の段切り掘削
- ⑦作業の繰返し(④～⑥)による盛土の構築
- ⑧配筋、型枠・排水孔設置、型枠組、コンクリート打設による壁面工の施工

1.2 準備工

準備工は本工事を行う前の基盤準備であり、現地測量、埋設物調査、伐開・除根、施工面の整地等を行うものである。

現地測量は、設計図と現地の状況が大きく異なる場合には設計変更などが必要となるため、速やかに状況を確認する必要がある。

埋設物調査は、特に既設盛土への腹付け工事では、信号や電力ケーブル等が盛土表層部分に埋設されている場合があり、工事等で支障することがないように十分に調査する必要がある。工事に支障する埋設物は可能な限り移設、撤去することになるが、困難な場合に

は設計を再検討する必要も生じる。

地盤や盛土表面の草食や切り株は、腐食によるすべり面の発生や排水の阻害などの原因となるため、施工に先立ち伐開、除根し除去する必要がある。更にジオテキスタイルの設置面である施工基盤は、不陸を無くし十分な排水性が維持できるように整地しなければならない。写真-4.1.1に基盤面の排水対策状況を示す。補強土工法は基本的に補強材と土との摩擦力により安定を確保する工法であり、摩擦力は土中の有効応力の関数であるため、盛土内水位が上昇することを極力排除する必要がある。したがって地下水位が高い場合や湧水がある場合には、排水ブランケットや不織布などで排水対策を施す必要がある。

以上の準備作業によって、後の本施工を円滑に行うことが可能となる。

1.3 基礎工

写真-4.1.2に基礎の施工状況を示す。本工法では場所打ちコンクリート壁面を施工するため、あらかじめ基礎工を施工しておく必要がある。図-4.1.2に基礎工の一般例を示す。本工法の基礎工は、壁面の根入れを考慮し50cm程度掘削し、基礎材突き固め、均しコンクリートの打設により構築される簡易な基礎である。

現場に縦断勾配がある場合には、段階式の基礎工とするのが一般的であるが、上段の基礎が埋戻し材の上に設置される場合には不同沈下の原因とならないように、埋戻し材に良質土を用い十分に締固める必要がある。

1.4 ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは本工法の重要な構造部材であり、設計で示された所定の品質であることが確認された製品を用いることが前提となる。

写真-4.1.3にジオテキスタイルの敷設状況を示す。設計上はジオテキスタイルに壁面直角方向の引張り力が作用することになるため、製品の主方向が壁面と必ず直行するように敷設する。また敷設面の極端な不陸は施工後の変形の増大につながるため、十分に不陸を修正し、ジオテキスタイルがなるべく弛まないようピンや目串で止めながら敷設する。

図-4.1.3にジオテキスタイルの継ぎ目を示す。ジオテキスタイルはなるべく継ぎ目がないことが望ましいが、製品形状、寸法の都合から継ぎ目が必ず生じる。一般的な製品は主方向が長手方向となるため、主方向に継ぎ目がくることがはない。一般にジオテキスタイルは50mロールで搬入されるため、所定の長さで切断した最後に残り(端尺)が生じるが、この端尺は主方向に縫いで用いてはならない。また従方向(壁面方向)に対しては継ぎ目が必然的に生じる。周辺に水平荷重が作用する基礎が設置される補強領域以外の部分では設計上は相互の力の伝達を考えていないため、10cm程度重ね合わせて施工する。

ジオテキスタイルは現場で所定の寸法に切断することが多い。本工法では一般に繊維製のグリッド材を用いるため、電動カッターなどで容易に切断できる。更にジオテキスタ

イルは紫外線によって劣化するため、長期間太陽にさらされることの無いように保管する必要がある。また不織布など保水性のあるものについては、雨ざらしにならないように保管する必要がある。また一般的なジオテキスタイルは難燃性であるため煙草や溶接火花程度では燃え広がることはないが、火災には十分留意して保管する必要がある。

1.5 仮抑え工

本工法の仮抑え材は、壁面近くまで盛土締め固めができるように、壁面近くの盛土を保持する機能と、壁面工コンクリートが打設される前の補強土の安定を確保し、完成後には排水層として機能する他、完成後は圧縮剛性の高い壁面と、剛性の小さい盛土との間の緩衝材としての役割がある。このため一般には排水性の高い目開き土嚢を用い、中詰め材料としてクラッシュランや豆砂利などの透水性の高い材料を用いて作製する。土嚢の人力主体の作製は非効率な作業である。このため、工事規模や施工性を助し機械化することを検討する必要がある。写真-4.1.4は機械化された土嚢作製機であり、一日1000袋程度の製作能力を有する。これらを用いることにより、格段の作業の効率化が図れる。

図-4.1.4に土嚢とジオテキスタイルの定着部を示す。土嚢を盛土の転圧厚さ30cmに合わせて積み上げた後、ジオテキスタイルを土嚢に巻込み、定着する。写真-4.1.5に示すように土嚢部近傍も十分に締固め、更に土嚢上面も小型の振動プレートなどで締固める。

仮抑え材は上記に示した所定の機能を有するものであれば土嚢である必要はない。したがって大量施工となる現場ではエキスバンドメタルの籠や、溶接金網の加工品などを用いて仮抑えすることもある。これらを用いる際には仮抑え材が、近傍の転圧で極端に変形したり、上載する盛土重量などによって圧縮破壊(座屈)することがないことをあらかじめ検討しておく必要がある。

写真-4.1.6は土嚢による仮抑えの施工状況を示す。写真-4.1.7はエキスバンドメタルを用いた籠を、写真-4.1.8はこの籠による仮抑えの施工状況を示す。

1.6 盛土工

ジオテキスタイルは面状であるため、土との摩擦力が得られ易い。このため必ずしも良質でない盛土材料、例えば関東ロームなどの粘性土についても盛土材として使用することができる。ただしその際には構造物の使用目的等を助し、設計や施工法を十分に検討する必要がある。

写真-4.1.9に盛土の撒き出し状況を示す。盛土の施工に際しては、下に敷き込まれたジオテキスタイルに緩みや損傷を与えないようにするため、特に重機での施工に際しては、撒きだしや転圧は壁面方向に走行させることを基本とし、急停止や急旋回を行ってはならない。

写真-4.1.10に盛土の締固め状況を示す。盛土は重機によって十分に転圧する。しかし仮

抑え付近近傍の盛土の重機による転圧作業は、転落など安全管理上から制約されることになるため、安全対策上問題とならない範囲で適切な締固め機械を選定する必要がある。その際には仮抑え材の多少の不陸や前面への押し出しは気にせず、締固めることを優先して施工しなければならない。本工法では壁面工コンクリートを後打ちするため、仮抑えの不陸不整形は完成後の景観に支障とならない。

締固め機械としては集中的に圧力が加わり易いタンピングローラや、方向転換時にジオテキスタイルを乱しやすい被けん引式の締固め機械は避けた方がよい。仮抑え近傍1m程度は作業員の安全上人力締固めとなるが、タンバやランマーで入念に締固めることが重要である。

その他、一般の盛土施工と同様に降雨時に作業を行ってはならない。これは、盛土材や盛土施工箇所が作業に不適切な状態で施工を行うと、その部分の締固め度が不足したり、含水比が局所的に高い状態で施工されることになり、これらは盛土完成後の沈下の原因にもなるからである。降雨後に作業開始する場合においても、盛土材料の含水比や施工場所のトラフィカビリティが作業に適した状態であることを確認して施工する必要がある。また一日の作業の終了時には転圧完了した盛土表面に排水勾配を設けておき、更にあらかじめ雨が予想される場合にはシートで覆うなどの処置を講じておく必要がある。

図-4.1.5は既設盛土に腹付けして補強土擁壁を構築する場合の段切り標準図を示す。既設盛土に腹付けした場合には、新旧の盛土が一体化するように段切りする必要がある。段切りの1段の高さは、盛土の締固め厚さや施工性を考慮して、盛土仕上がり厚さの2倍(60cm)程度とするのが一般的である。また段切り部に湧水や浸透水がある場合には、適宜、盲暗渠や排水ブランケットなど適切な排水処理を行う必要がある。

1.7 壁面工

本工法の特徴の一つは、壁面剛性の効果により変形が小さく、安定性が高い補強土擁壁を構築できることである。このため工法の特長上、壁面工が、作用する土圧、外力等に対して、十分な曲げ剛性、せん断強度を有することが前提となる。このため壁面工は単なる化粧面としてではなく、構造部材として入念に施工する必要がある。

ここで壁面工構築の主な作業工程は、足場組立、鉄筋組、型枠工、コンクリート打設である。これらの作業は従来形式のRC擁壁構造の一般的な方法と同様に行うことになるが、本工法では壁面工と壁背面のジオテキスタイルが十分に定着することにより全体の安定を確保しているため、壁面工には裏型枠を絶対に使用してはならない。

図-4.1.6は型枠反力アンカーの配置例を示す。この例ではコンクリート打設時のコンクリート流体圧を、盛土内に鉄筋とL型鋼による反力アンカーを設置し、型枠に取り付けたセパレータと点溶接して受けた例である。この場合には反力アンカーがジオテキスタイルを損傷しないように配置する必要がある。

型枠材としては、合板型枠、メタルフォームを用いることが一般的であるが、最近では美観上から化粧型枠を用いて施工する場合も多い。写真-4.1.11,12は壁面に直付けされた電柱基礎の配筋と型枠の取り付け状況を、写真-4.1.13は、一般的な壁面工の型枠取り付け状況を示す。この他、プレキャストブロックを捨て型枠として用い、胴込めコンクリートで一体化を図る方法なども提案できる工法である。

壁面工の打設時期は、打設後の盛土と壁面工との不同沈下量を考慮して定める必要がある。一般には、残留沈下量が10cm以下となった時点で施工するのが妥当である。また壁面工には地盤の残留沈下の影響や乾燥収縮などを勘案し目地材を用いた鉛直伸縮目地を2.0m以下の間隔で設けるのが妥当である。またV字の切れ目をもつ収縮目地を5m程度の間隔で設けるものとする。特に地盤が極端に沈下する場合や温度変化が激しい地区においては目地間隔を短くし、場合によっては応力計算では鉄筋を必要としない場合でも、壁面工に鉄筋を配置するなどの考慮が必要となる。

1.8 排水工

排水工は、一般の擁壁等と同様に盛土の安定性や施工性を確保する上で非常に重要な事柄である。補強土壁工法では土とジオテキスタイルとの摩擦によって盛土の安定性を高める方法であるため、雨水等の浸透水によって土中の間隙水圧が上昇すると土とジオテキスタイルとの摩擦係数が低下し、盛土は不安定になりやすい。このため盛土内への浸透水は速やかに盛土外に排除する必要がある。本工法では仮抑えとして用いる土藁の中詰め材に排水性の良いクラッシュランや豆砂利を用い壁背面の排水性を高め、 4m^2 に一箇所程度の割合で壁面に排水パイプを取付け、壁外に排水している。写真-4.1.14は塩ビパイプによる排水工が型枠に取り付けられた状態を示す。

この他、盛土境や片盛り区間では図-4.1.7に示すように、排水ブランケットや排水溝を現地の状況に応じて配置する必要がある。

1.9 施工管理

施工管理は、設計図や仕様書に示された内容に基づき確実・安全に施工が行われていることを管理するもので大別すると、盛土、ジオテキスタイル、壁面工に関する管理がある。

盛土の管理とは一般に締固め度を規定するものである。その方法としては出来上がりの締固め度を規定する品質規定方式と、使用機械や転圧回数などを規定する工法規定方式がある。この他、鉄道では締固めた土のバネ(K)値で管理しているが、いずれの場合にも出来上がった構造物が何を目的に使用されるかを十分に理解し、その使用目的に合わせた管理方法を用いる必要がある。これらの管理方法は、各種の関係基準を参照すればよい。

ジオテキスタイルの管理は、使用するジオテキスタイルが設計条件を満たしている製品であり、設計図通りの配置であることを管理することは当然である。その他、ジオテキス

タイルと主方向と敷設方向の関係の確認、継ぎ目位置など、設計条件に基づいた使用であることを管理する必要がある。しかし実施工が、例えば長期間（1年以上）、壁面を打設しない場合や、使用する盛土材料が酸性土であったり、セメントや石灰で安定処理した材料を用いる場合など、設計で想定していない使用条件となる場合には、別途、設計の見直しを含めた対策を検討する必要がある。

以上は施工中の管理を示したものであるが、必要に応じては計測器機を埋設し、完成後において盛土内の応力や変形を設計値と照査し、安定性を確認する場合もある。

写真-4.1.15は化粧壁面を用いた補強土擁壁の完成した状況を示す。

1.10 第1章のまとめ

剛な壁面工を有する補強土擁壁は、簡易な基礎工を構築し、その後、土嚢設置、補強材敷設、盛土撒き出し、転圧を繰り返し、所定の高さまで盛り立てた後に、適度な放置期間を経て壁面工を打設することによって施工することができる。したがって特殊な作業はなく、誰でも簡便に施工できるが、盛土を徹底的に締固めることが重要である。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所(1992.11)：鉄道建造物等設計標準・同解説(土構造物)、丸善
- 2) 産業技術サービスセンター(1995.9)：斜面・盛土補強土工法技術総覧
- 3) 補強盛土工法設計・施工マニュアル(1993.5)、RRR工法協会

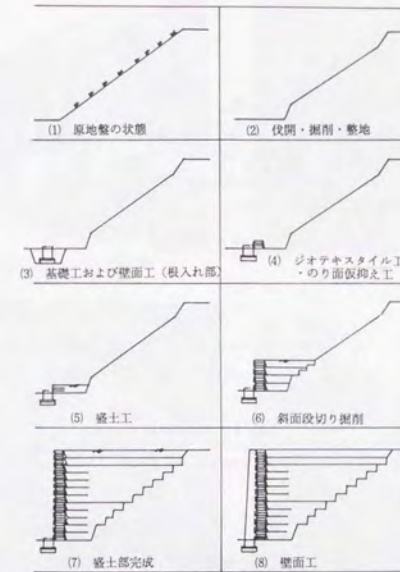


図-4.1.1 概略施工手順

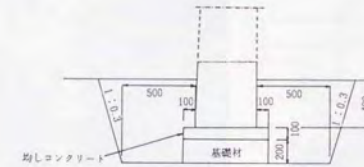


図-4.1.2 基礎工の一般図

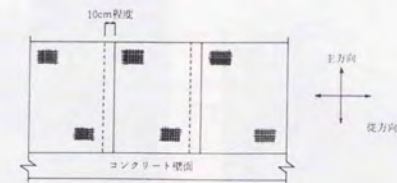


図-4.1.3 ジオテキスタイルの継ぎ目

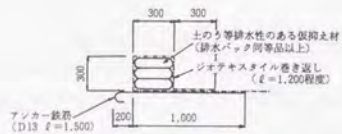


図-4.1.4 土嚢との定着

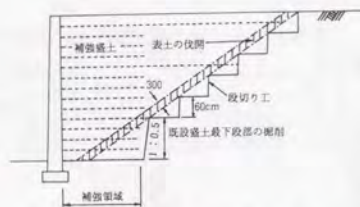


図-4.1.5 既設盛土の段切り

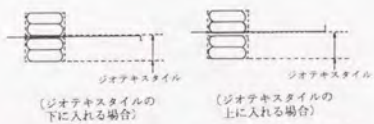


図-4.1.6 型枠反力アンカーの配置例

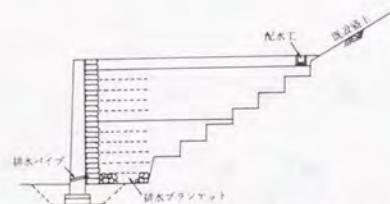


図-4.1.7 片盛り区間での排水工の例



写真-4.1.1 基礎面の排水対策



写真-4.1.2 基礎工の施工状況



写真-4.1.3 ジオテキスタイルの敷設状況



写真-4.1.4 土嚢作製機



写真-4.1.5 土嚢部近傍の締固め状況



写真-4.1.6 土嚢による仮抑え状況



写真-4.1.7 エキスパンダメタル籠



写真-4.1.8 籠による仮抑え状況



写真-4.1.9 盛土材の撒き出し状況

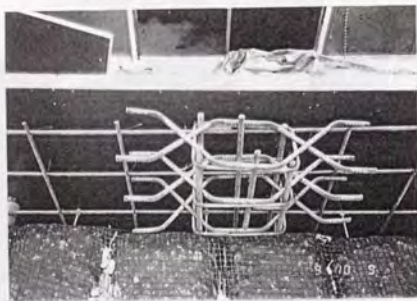


写真-4.1.11 電柱基礎部の配筋例



写真-4.1.14 排水パイプの取付状況



写真-4.1.10 盛土の転圧状況



写真-4.1.12 電柱基礎部の型枠設置状況



写真-4.1.13 一般壁面部の型枠設置状況



写真-4.1.15 完成状況

第2章 名古屋車両所での施工事例

2.1 採用の経緯

国鉄解体直後の1980代後半から90年代前半にかけて、東海道新幹線の輸送需要の伸びは、ビジネス客の増加に支えられ著しく増加し、大変な混雑となった。このため新幹線の輸送力増強が必要となり、名古屋新幹線車両基地においても電車留置線の増設工事が行われることになった。しかし、用地の新たな購入は困難であるため、既設の車両基地のり面部を有効利用することにより留置線の増設を図ることになった。

当現場は河川保全区域であり、民家が近接しており、車両基地に接する道路が地元住民の生活道路になっていた。したがって、工法選定にあたりL型RC擁壁やテールアルム擁壁などと比較検討した結果、以下の理由により剛な一体壁面工を持つ補強土擁壁工法を採用した。

- ①補強材の必要長が短いため、補強材配置のための既設盛土の掘削幅が少なく済む。
- ②大型重機を使用しないので、道路の占用が少なく、狭い場所での施工性が良い。
- ③他の擁壁工法に比べ、杭や仮土留めが不要なため振動、騒音の問題が少ない。
- ④剛性の高い壁面の拘束効果が大きく、完成後の変形が小さい。
- ⑤盛土材に発生土を利用できる。

本現場は本工法を大規模に採用した初めての現場である。このため、JR東海の当時の工事担当者の理解と協力に対しては、今でも頭が下がる思いである。

2.2 工事概要

図-4.2.2に車両基地の概要図を示す。本工法を適用する区間は、材料置場部（高さ4.4m、延長150m）、保守基地線部（高さ4.4m、延長150m）、電留線増設部（高さ5.0m、延長800m）の3区間である。また電留線増設区間には横断道路の継ぎ足し部分があるため、補強盛土橋台を1箇所構築したが、この概要については第3編第2章で述べた。この工事により造成される用地面積は約14,000m²である。本工事の盛土数量は、約36,000m³、この内17,000m³は他現場からの発生土を用いて造成した。写真-4.2.1~4は、最も長い施工区間である電留線部の構築状況を示す。長大な盛土のり面が、次第に電留基地に変化する様子が確認できる。

設計は第3編第3章に従い、常時、列車荷重時、地震時の3つの荷重状態に対し、2ウェッジ法による内的安定、円弧すべり法による外的安定、弾性支承の梁として計算する壁面応力の検討、地盤の沈下に対する検討を行った。特に防音壁、電柱基礎、ケーブルダクトなどの付帯構造物や橋台が設置される部分についてはFEM解析などで詳細に検討した。

図-4.2.3に一般的な区間での設計断面図を示す。設計の結果、一般部においては破断強度3t/mのビニロン繊維製ジオグリッドを用いた。本工法の施工手順は、補強材敷設、土巻

設置、盛土撤き出し、転圧を繰返して施工し、所定の變形が終了した後に壁面コンクリートを打設する。当区間の基礎地盤はN値が10程度の砂質土が上層にあり、その下層にはN値3程度のシルト層が続く。ボーリング結果に基づき地震時の液状化、圧密沈下、円弧すべりの検討を行ったが、概ねの箇所所定（液状化抵抗指数 FLI 値 >1 、残留沈下量 <10 cm、円弧すべり安全率 >1.4 ）の安全性を確保することができたが、線路キロ程3km200m付近の表層の軟弱層（図-4.2.2地質図でAC1層が厚く堆積する区間約200m）だけは円弧すべり安全率が得られなかったため、表層1~3m程度の深さまで攪拌混合杭による地盤改良を行った（写真-4.2.5参照）。それ以外の箇所では地盤改良を行わず、そのまま盛土を構築した。

写真-4.2.6に一番最初に行った材料置場部における施工状況を、写真-4.2.7に完成状況を示す。また写真-4.2.8は保守基地部の完成状況を、写真-4.2.9,10は電留線部における施工状況と完成状況を示す。電留線部と保守基地電部については、道路に接するため景観を考慮して壁面に化粧型枠を用いた。

2.3 補強土橋台の概要

車両基地の増設に伴う横断架道橋の継足し部分に補強土橋台を初めて適用した。橋台部への適用に当たっての検討は3編2章に示した通りである。

当現場で補強盛土橋台を用いたのは、従来工法では以下の問題が生じるためである。

- ①カルバート形式にすると下床版の施工に市道の掘削が必要となり、地元住民の生活道路となっている市道を全面通行止めしなければならない。
- ②従来形式の橋台にすると、橋台施工時に杭基礎などの大きな基礎が必要となり、施工が大がかりで経済的ではない。また騒音・振動などの問題も生じやすい。

これに対し補強盛土橋台は、

- ①狭あいな場所での施工が容易で、両側の盛土を単独で立ち上げることが可能なため、通行止めを最小限に抑えて構築できる。
 - ②簡素な基礎で十分なため、掘削範囲が非常に少ない。
 - ③重機を使用しないため、騒音・振動の問題が少ない。
 - ④上記の理由により経済的であり、工期短縮が図れる。
- などの特長があり、当現場には最適な工法と考えた。

図-4.2.4は橋台計測部の設計断面と土質柱状図を示す。補強土橋台では、盛土材料は列車走行による沈下を最小限に抑えるため、良質の粒調砕石を用いた。また基本的には壁面打設前に工事用仮桁を施工し、ダンプトラック走行により十分に變形を促進させた後、本桁の仮設、壁面の打設を行った。

写真-4.2.11は橋台構築前の状況を、写真-4.2.12~16は施工状況を示す。

2.4 橋台部の計測

2.4.1 計測システム

この補強土橋台をヤードとはいえ本線盛土に用いるのは当現場が初めてであり、安全管理上並びに合理的設計法の確立の観点から計測管理を実施することにした。

図-4.2.5は各計測器機の設置位置と小橋台、桁、線路中心との関係を示す。また図-4.2.6は計測断面における計器の配置図を示す。

主な計測機器は土圧計、鉄筋計、傾斜計、層別沈下計、補強材引張計、負圧間隙水圧計、雨量計である。

このうち負圧間隙水圧計は盛土内のサクシオンを測定するもので、東大生研タイプのもので取り付けた。これは盛土施工時に埋設したセラミックカップ（ -1kgf/cm^2 ）まで気体の透過がないもの）と地上の空気溜をつけた負圧用ポテンシオメーターをシンフレックスチューブで接続し、脱気水を満たし密閉し、負圧の変動を計測できるようにしてある。

補強材の引張力は、補強材（繊維ネット）の被覆材（軟質塩化ビニール）と同質のフィルムを高周波で融着し、表面を平滑化した上にひずみゲージを貼付し、測定した。

図-4.2.7は盛土の静的計測システムの概略を示す。基本的には各計測点に生じた物理量を、電気量に変換し、マイコンにより制御されたデータロガー（7V14）でサンプリングを行った。サンプリングは基本的に1時間当たり1計測とし、長期にわたる自動計測が可能なシステムを構築した。写真-4.2.16は施工時の計測状況を示す。

また動的計測は、静的計測で使用した計測機器の他に、レール軸力計と橋台上部に加速度計を別途設置し、動ひずみ計に接続し、データレコーダーに収録した。

当現場ではこの他、構築中の計測について、ハンディロガーによる手動計測も実施している。

2.4.2 計測結果

(1) 構築中の静的計測結果（静的短期計測）

図-4.2.8.9は施工中の土圧計、補強材ひずみ計の時系列曲線を示す。この図の測定位置は、仮橋台直下（図-4.2.6：壁面から第2列目）の出力例である。

土圧計の出力は盛土の盛立てに合わせて上昇し、仮桁を設置した以降の6ヶ月後も出力は安定している。

一方補強材のひずみは、盛土の盛立てに若干は反応するが、さほど敏感には反応せず、場所によっては圧縮ひずみの生じている所もあり、規則的とは言えない。これまでに施工時や施工直後の補強材出力については不規則な値となる場合が多かったが、これは補強材の敷込み時の不陸や転圧むらなどに起因するものと考えられる。

なお、橋台部の施工途中に実施したダンプトラック載荷実験の計測結果は第3編第2章に示している。

(2) 長期動態計測結果

図-4.2.10~12は自動計測システムを開始した後の日降雨量と盛土各段に設置した土圧計の時系列曲線を示したものである。ここで日降雨量を示した図に記載してあるAPI値(図中×印)は、盛土の乾湿の程度を示す指標で、ここでは $K=0.8$ として計算したものを示している。

土圧計の出力は各段とも、仮桁を撤去した11月中旬~下旬にかけて減少し、盛土積み上げ、本桁の設置に伴い12月下旬まで徐々に上昇し、その後、出力は安定している。特に列車走行が開始された10月29日以降においても変動することなく、盛土内の応力状態は安定した状態にあるようである。土圧の分布傾向としては、概ね壁面側(図-4.2.6:1列目)で少なく、壁面から離れたところ(3、4列目)で増加しているようである。これは解放面に近い壁面近傍よりは、盛土内部の方が大きな応力を保持し得るのであろう。

図-4.2.13~16は、補強材ひずみ計の時系列曲線を示したもので、これらの測定位置は土圧計の設置位置とほぼ対応している。これらの測定のうちE3(補強材1層目、3列)とE8(補強材5層目、4列)については接着材の剥離、もしくはリード線の腐食等により途中で計測不能となったものである。またここに示した値は仮設桁施工時を0とし、それ以降の増分を示したものであるため、施工中からの値を計算する場合には図-4.2.9の値を加える必要がある。

これによると下段の補強材(1~9層目)では、例えば盛土の応力条件が著しく変化(仮桁を撤去し、本桁を設置)した11月中旬~1月中旬にかけての出力や、列車走行が始まった10月29日以降の出力はさほど敏感ではなく、それよりは降雨の影響で若干ではあるが徐々に増加し、1月下旬にはほとんど落ちついているように思える。これに対し、上段の補強材(13層目~17層目)では、明らかに本橋台の設置や列車走行に反応して、補強材出力が増加し、ほどなく落ちつく様である。

図-4.2.21は計測最終日における長期計測に伴う補強材力の増分値を示したものである。ただしE3、E8については途中で測定不能となったため、計測可能な状態での最終日の値を用いて整理してある。

これによると下段の補強材では、壁面近くの補強材ほど出力がほとんど生じず、盛土内側ほど引張力が生じている。これはダンブ走行実験でも同様な傾向が確認されているが、列車荷重や盛土自重程度の載荷状態では、壁面の重量による抵抗で土の横方向の変形が拘束され、壁面がほとんど変形しない状態で、橋台の荷重を受けた土が押されるため、壁面近傍の補強材ほど圧縮傾向となったものと考えられる。

壁面において変形が生じていないことは、図-4.2.17に示す傾斜計の出力が全く動いていないことや、壁面工鉄筋計の出力においても、ほとんど有効な応力が生じていないことから確認できる。これらのことを考え合わせると、補強盛土がきわめて破壊から遠い状態にあることを示唆している。

図-4.2.18は鉄筋計の値を示すが、壁面工の内、外の鉄筋計とも出力は小さく同様の傾向であり、年間の温度変化の影響を受けたものと思われる。

図-4.2.19は負圧間隙水圧計の出力状況であるが、U1,3では盛土材がクラッシュランであるが若干の負圧を有している。U2で若干正圧を示したが、この理由については不明である。

図-4.2.20は盛土の圧縮沈下量を示す。この値は本桁施工時に盛土内をボーリングし配置した3本の沈下計の出力を示したものである。盛土の圧縮沈下は降雨や列車走行に合わせ徐々に増加、収束している。しかしこの際に生じた沈下量は約4mm程度であり、次章で述べる片福連絡線(JR西日本)における沈下量と比較すると1/10程度であり、極めて小さい値といえる。これは本盛土が良質の盛土材を十分に転圧し、加えて仮桁時にダンブトラック等の走行によるプレロードが十分に行われた成果であると考えられる。

(3) 動的計測結果(列車走行時計測)

動的な計測は、橋台部に新幹線が初めて入線した平成4年10月29日に測定したものである。計測は静的長期計測システムを一時停止し、各ピックアップをデジタル動ひずみ測定器を介し、パーソナルコンピュータとデータレコーダのそれぞれに接続しデータ採取した。また当日の出力状況の確認のため電磁オシロへの出力も行った。これらの静的計測に用いた器械の他にレール軸力計、加速度計を別途設置した。

図-4.2.22はデータレコーダに記録したアナログデータをデジタル変換し、時系列曲線を作成したもので、小橋台直上のレールに設置したひずみ計の出力と橋台部に設置した加速度計の出力を示したものである。当現場は車両基地であり、レール軸力計から換算した新幹線の走行速度は約9km/hである。また測定状況としては4両の車両が通過した所で停止したため、そこで測定を止めている。この図からは水平方向、鉛直方向加速度ともほとんど出力は生じていない。この程度の速度では加速度が生じることは無いようである。

図-4.2.23、24は盛土内に設置した同じ地点での補強材ひずみ計と土圧計の出力状況を示したものである。これらの値も図-4.2.22のレール軸力と重ね合わせて考える必要があるが、土圧計、ひずみ計とも車輪の通過に反応するのではなく台車配置と関係し、ここでは0.15Hz程度の周波数で表れる。また土圧の大きさは輪重の大きさに比例するが、設計上の桁の反力よりは遥かに小さい。これらの図から列車が載荷した状態での橋台底面の土圧分布は壁側で小さく、盛土内側で大きいことが確認できる。つまりこの結果は橋台が平行に沈下したと仮定した場合には壁面付近のパネ値が小さく、逆にパネ値がほぼ一定であると仮定した場合には橋台が盛土側に傾斜して沈下したことを示唆している。土圧計と同じ地点での補強材の出力状況(図-4.2.21)は、壁側で引張、盛土側で圧縮を示していることを考え合わせると、図-4.2.26の模式図の様に盛土側に回転するモードで変形したのではないかと想定される。この理由とすれば、列車走行方向が壁面側から盛土側だったことから、橋台を走行方向に押し込んだことが考えられる。いずれにしても非常に微小な変形での挙動であることは、図-4.2.25に示す盛土の圧縮沈下量(盛土全体で0.05mm程度)からも確認で

きる。この結果から算定されるバネ値の概算は $k_v=1tf/m^2 \div 0.05mm=20000tf/m^3$ 、土に生じているひずみ量は $\epsilon_v=0.05mm \div 5m=1 \times 10^{-5}$ 程度で極めて小さく、変形係数では $E=0.1kgf/cm^2 \div (1 \times 10^{-5})=10000kgf/cm^2$ であり極めて大きい。これらの値は仮桁設置時に実施したダンプトラック載荷試験結果より更に微小な変形であり、十分に締め固めた土の微小ひずみ領域での剛性は非常に高いことが再確認できた。

補強材引張力は、最大でも $5kgf/m$ 程度であり非常に小さい。また載荷圧力が増えても線形的に引張力が発生しないばかりか、逆に圧縮の場合すらある。つまり設計では破壊状態での力の釣合から補強材力を定めているのに対し、実挙動は破壊から遠く離れた小応力状態であり、この場合には力の釣合ではなく、局所的な土の動きに対し受働的にかつ局所的に補強材力が生じるようである。いずれにしても、列車荷重が補強土の安定性に与える影響は非常に小さい。

図-4.2.27は、図-4.2.23,24の測定時点とは異なるが、列車が載荷された状態での盛土内に配置した土圧計の出力分布を示したものである。これによると土圧は橋台から5m直下において半分程度に低減している。図から分かる様に、この場合には線路方向への分散が生じ難い載荷条件であることから、線路直角方向だけの分散であると考えた場合の分散角は約 27° となる。

2.5 第2章のまとめ

- ①名古屋新幹線車両基地では、提案する設計・施工法によって剛壁面補強土擁壁を約1km施工したが、大量施工に対しても十分耐えられる工法であることが確認できた。
- ②また防音壁や電柱基礎などの付帯構造物の設置に関しても問題が生じなかった。
- ③更に、横断道路の継ぎ足し部に補強土橋台を初めて用いたが、施工性が良好であることが確認できた。
- ④また橋台部の計測結果から、長期的に安定しており、列車走行時の動的挙動も良好であり、永久構造物として十分な安定性を有することが確認できた。

<参考文献>

- 1) 渡邊清、青木利昭、可知隆、春日井敦詞 (1991.11) : 新幹線車両基地への補強盛土の施工例、基礎工Vol. 19, No.11, pp. 46-56
- 2) 渡邊清、可知隆 (1991.7) : 補強盛土を用いた線路増設工事の計画及び施工、第26回土質工学研究発表会, pp. 2149-2150
- 3) M. Tateyama, O. Murata, K. Watanabe, F. Tatsuoka, (1993) : Geosynthetic-reinforced retaining walls for bullet train yard in Nagoya, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema, pp. 141-150



図-4.2.1 車両基地位置図

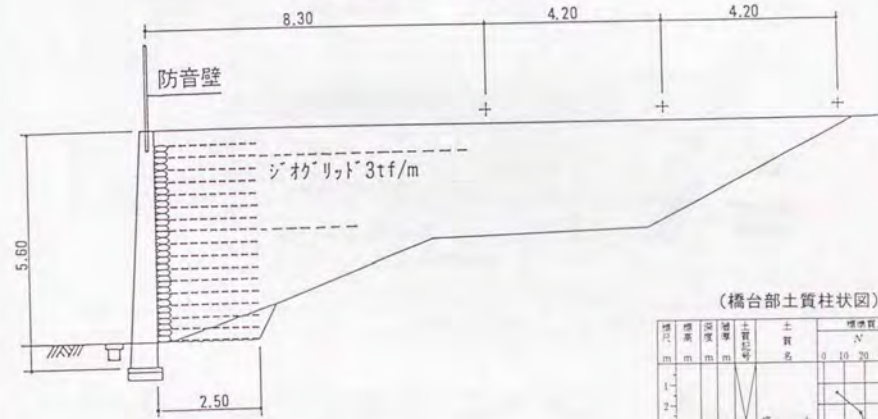


図-4.2.3 一般部断面図

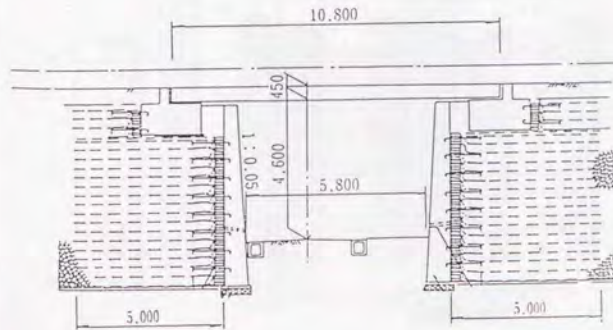
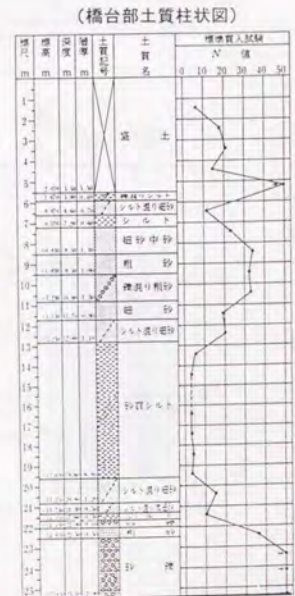


図-4.2.4 橋台部の設計断面



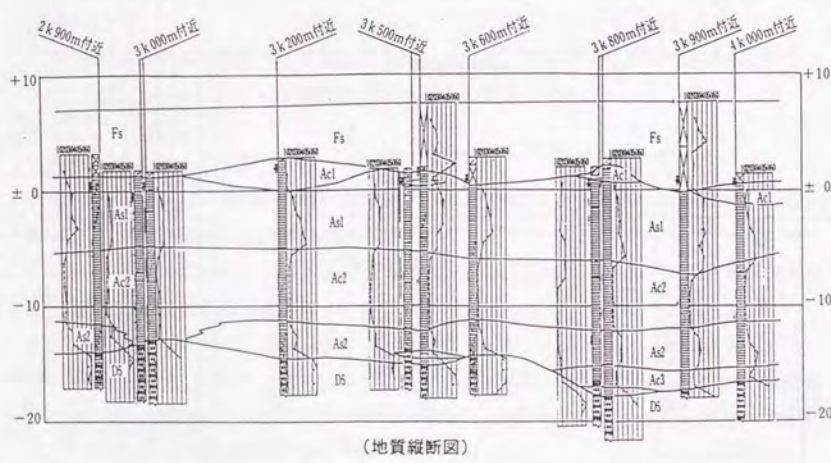
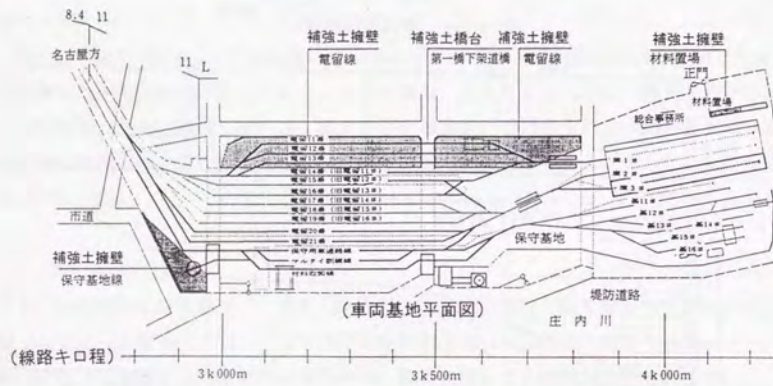
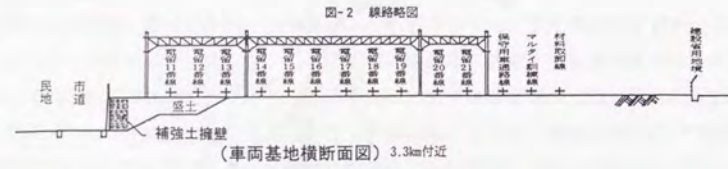
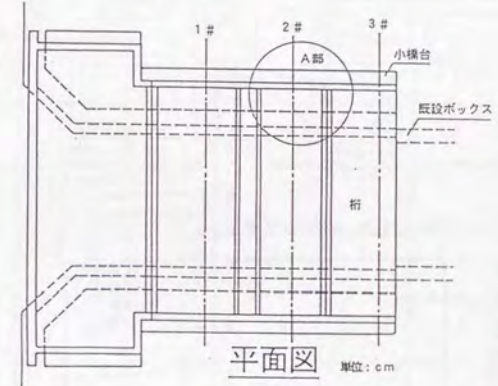
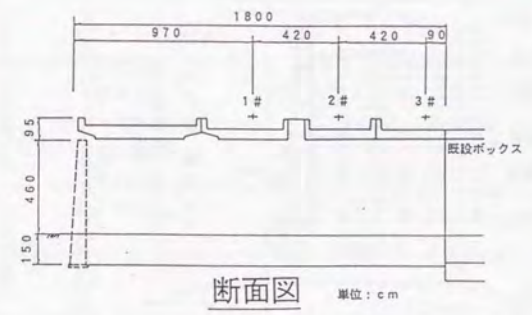


図-4.2.2 車両基地概要図



A部詳細図 単位: cm

図-4.2.5 計測器機設置位置

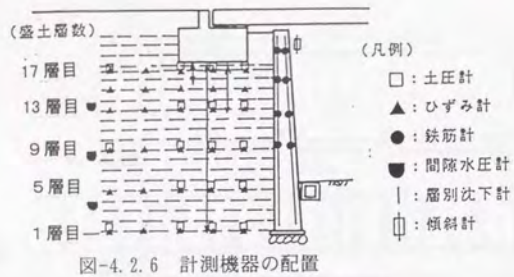


図-4.2.6 計測機器の配置

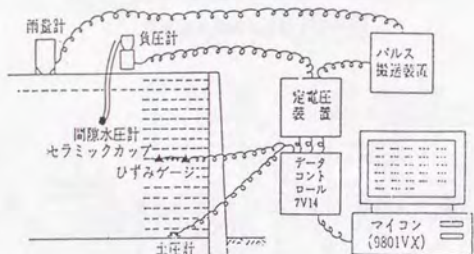


図-4.2.7 計測システム

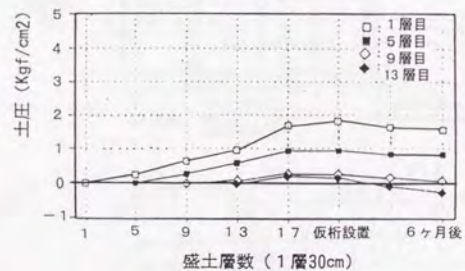


図-4.2.8 土圧計出力 (施工時)

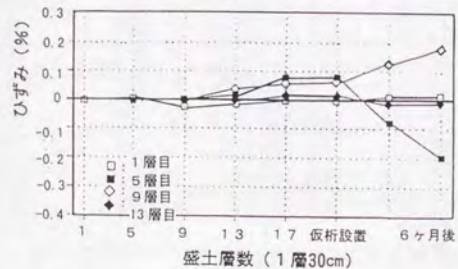


図-4.2.9 補強材ひずみ計出力 (施工時)

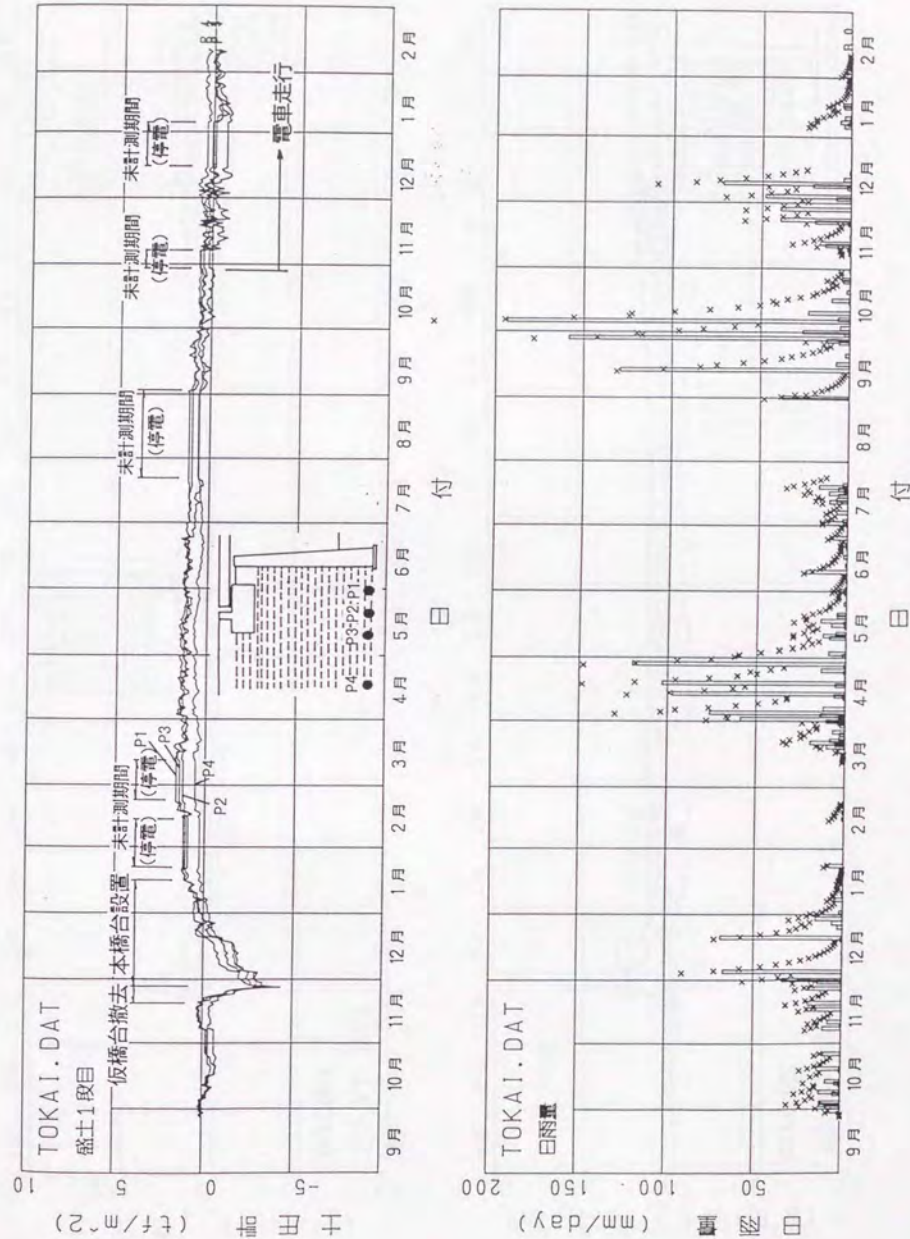


図-4.2.10 土圧計時系列曲線 (その1)

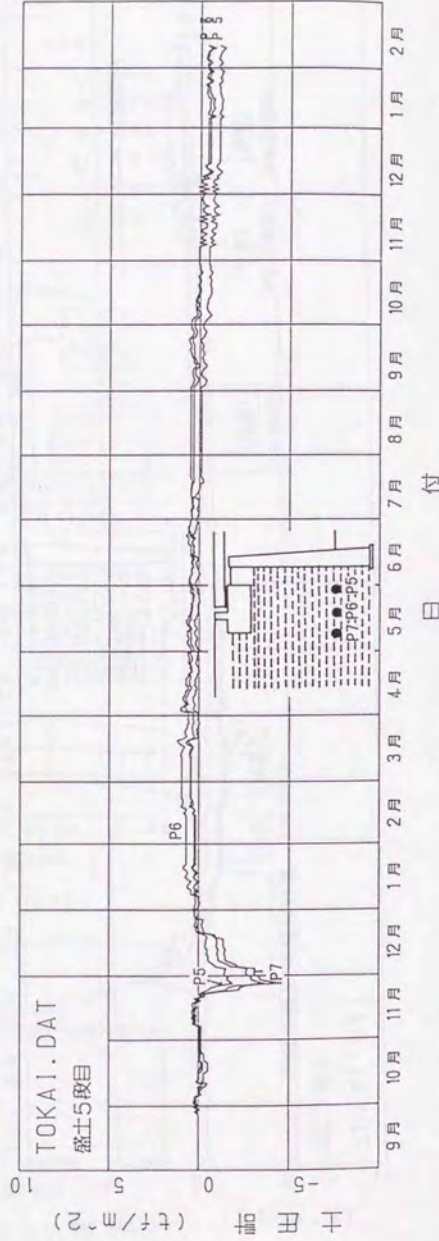
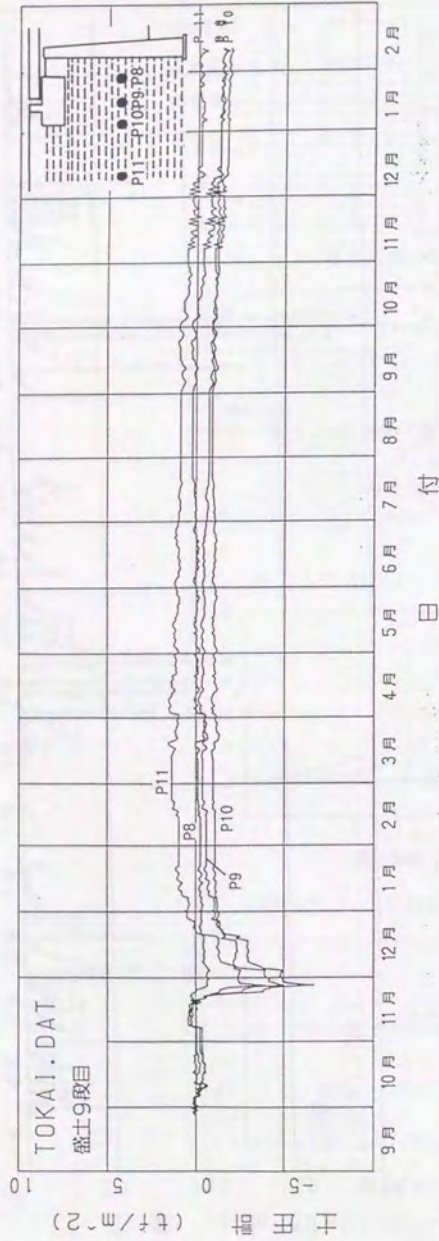


図-4.2.11 土圧計時系列曲線 (その2)

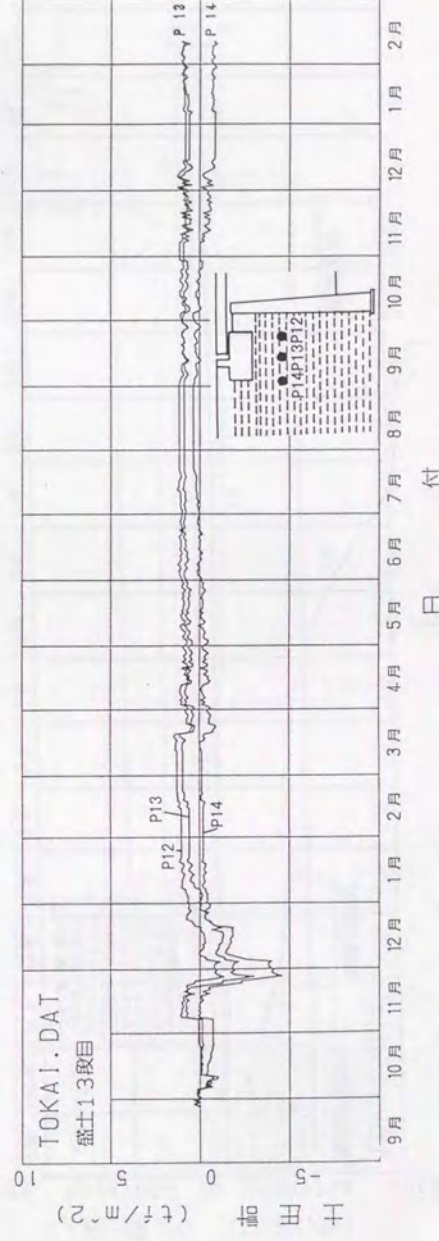
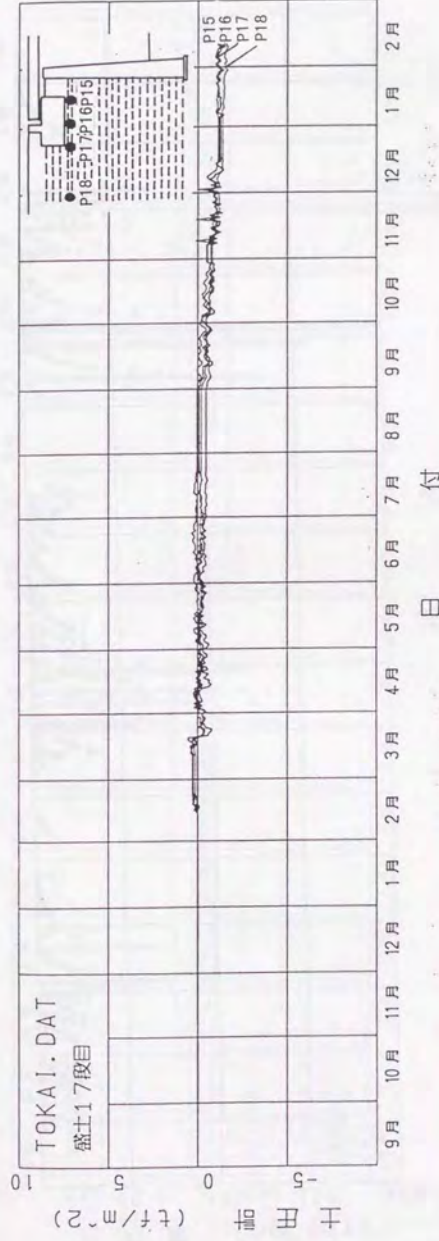


図-4.2.12 土圧計時系列曲線 (その3)

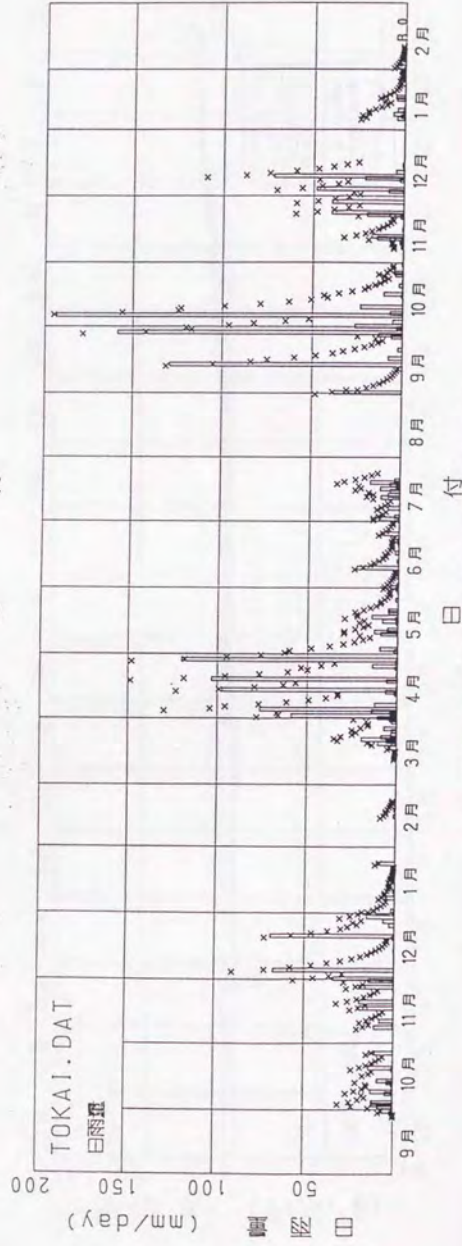
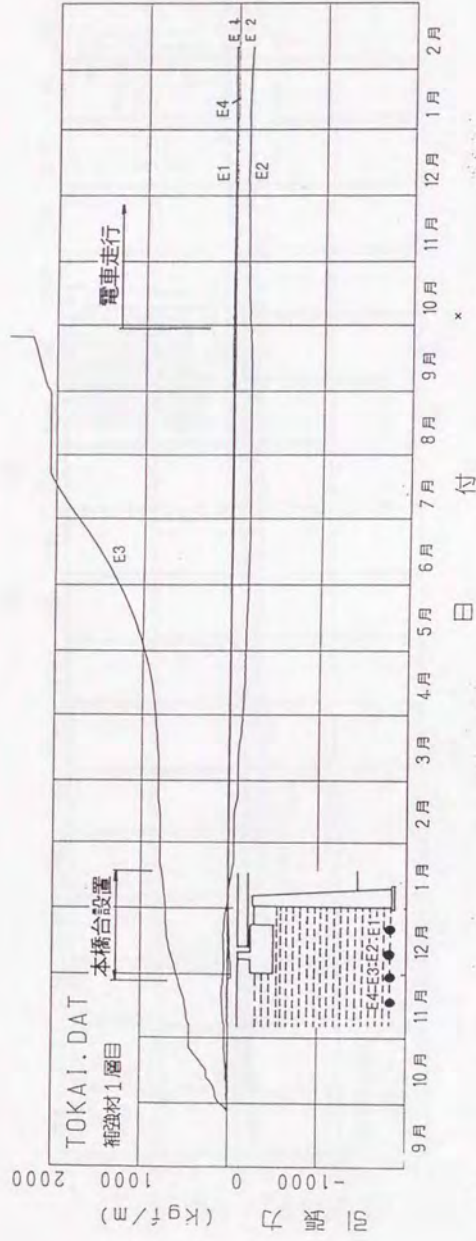


図-4.2.13 補強材ひずみ計時系列曲線 (その1)

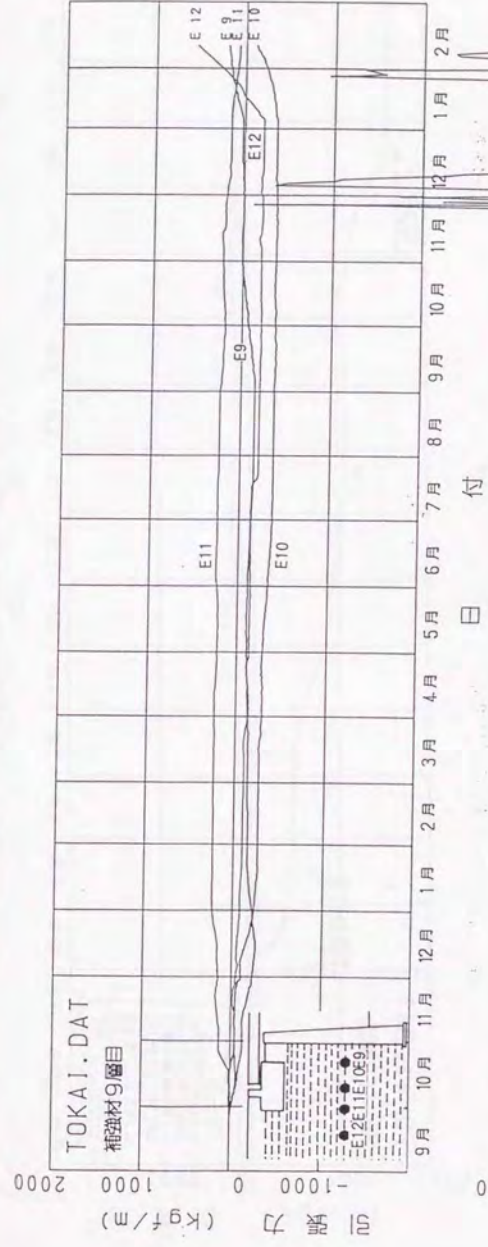


図-4.2.14 補強材ひずみ計時系列曲線 (その2)

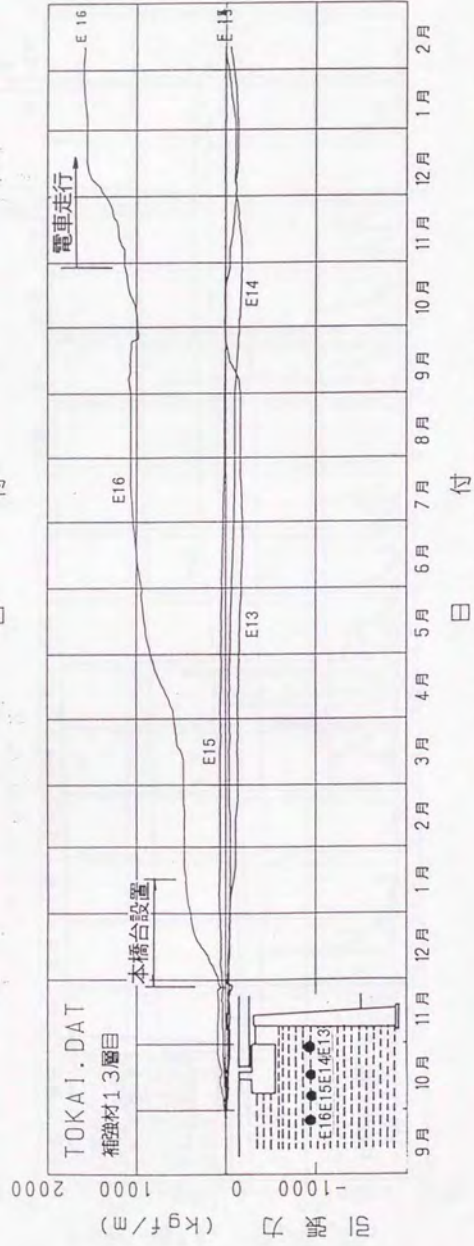
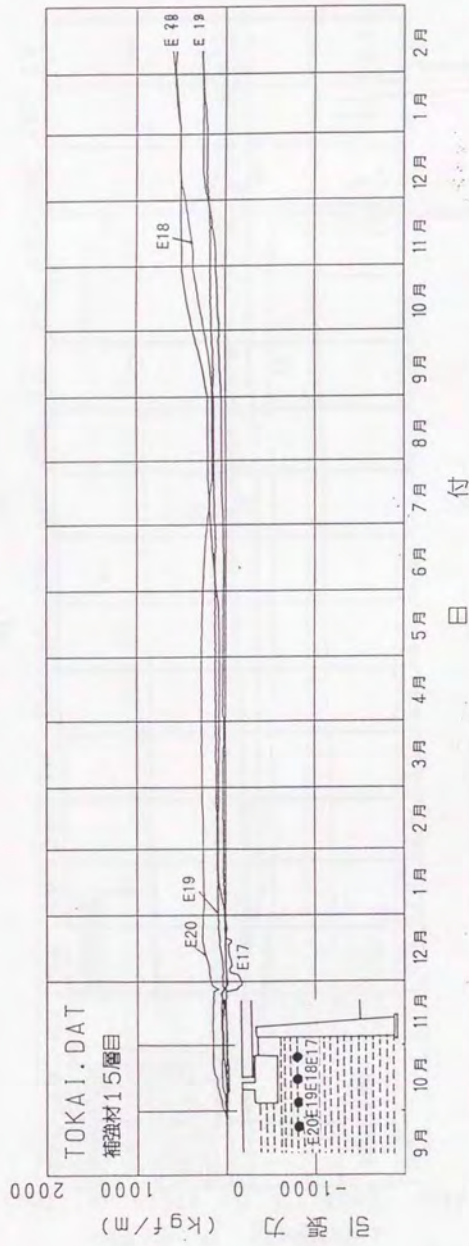


図-4.2.15 補強材ひずみ計時系列曲線(その3)

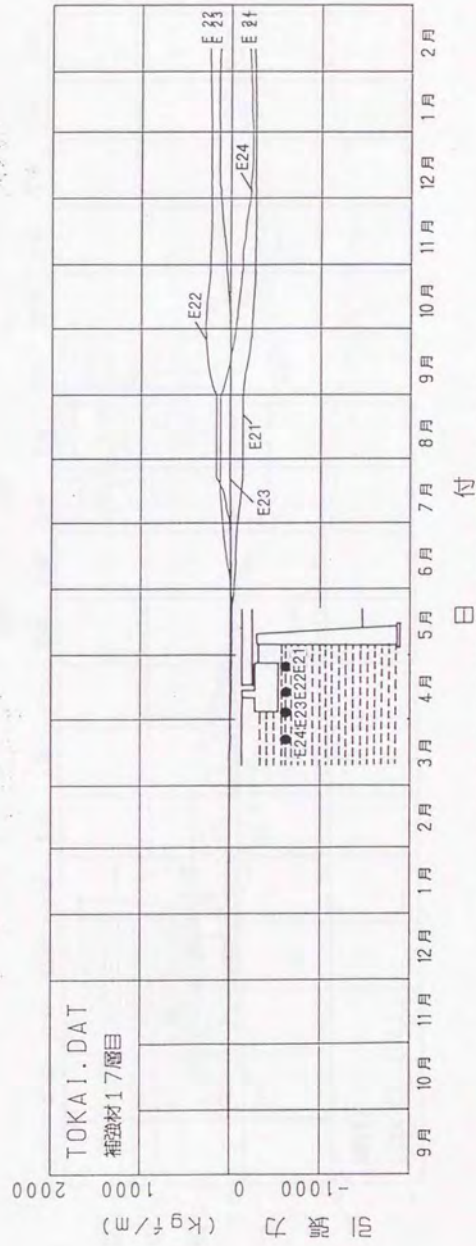


図-4.2.16 補強材ひずみ計時系列曲線(その4)

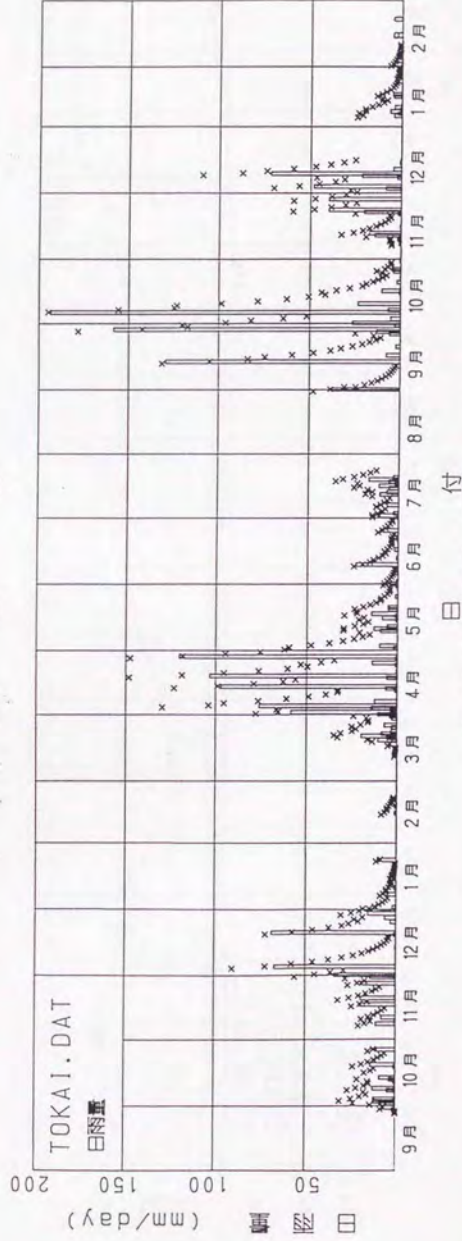
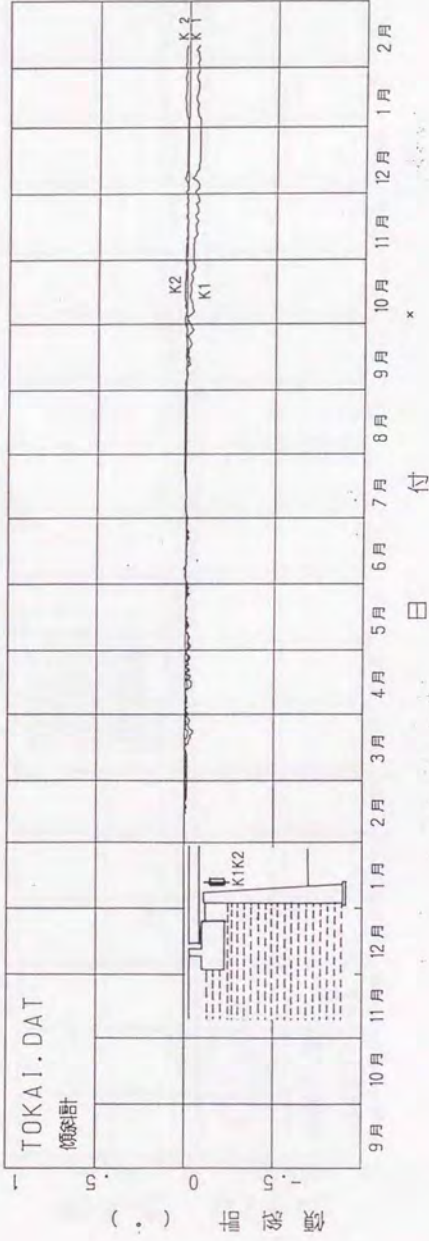


図-4.2.17 傾斜計時系列曲線

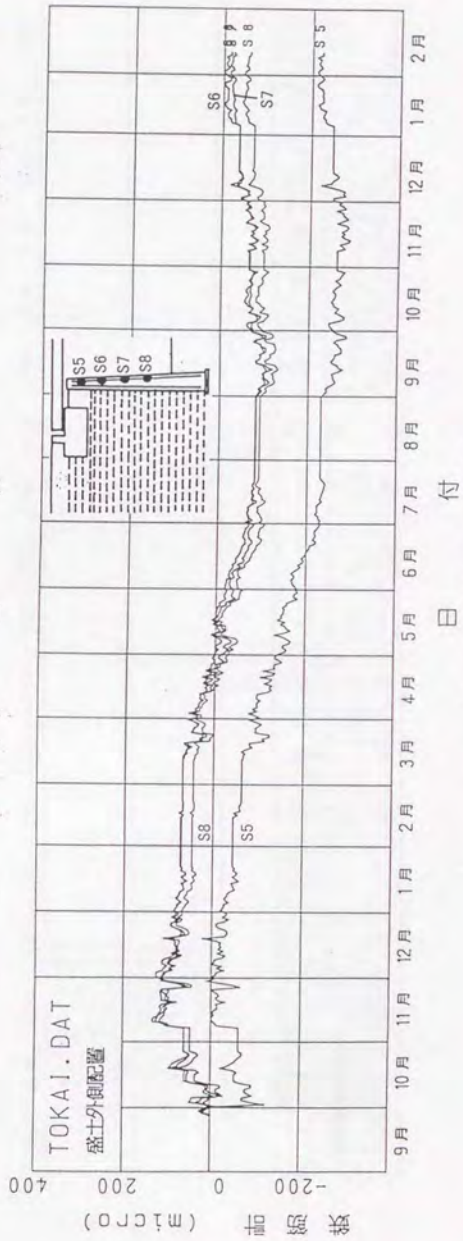
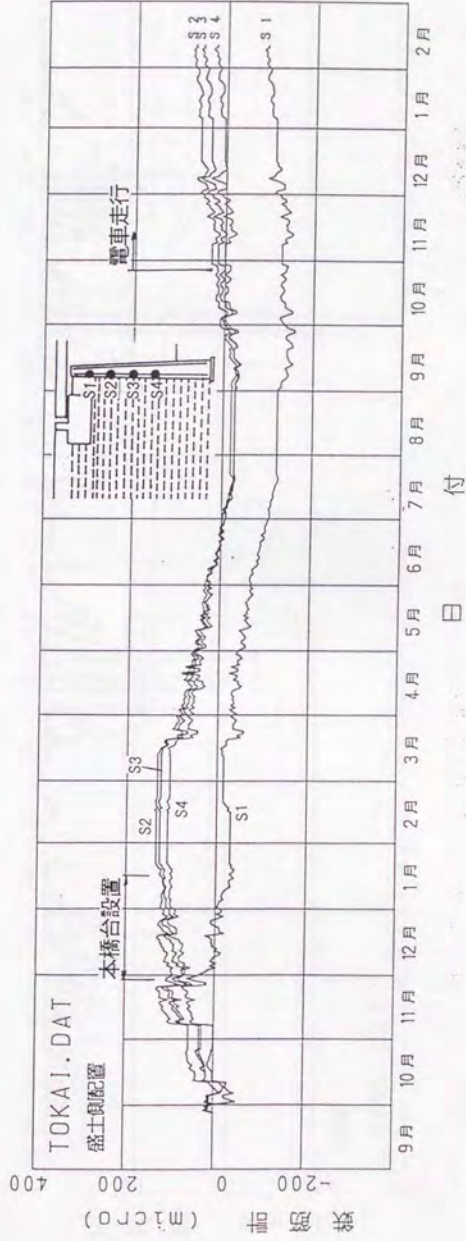


図-4.2.18 鉄筋計時系列曲線

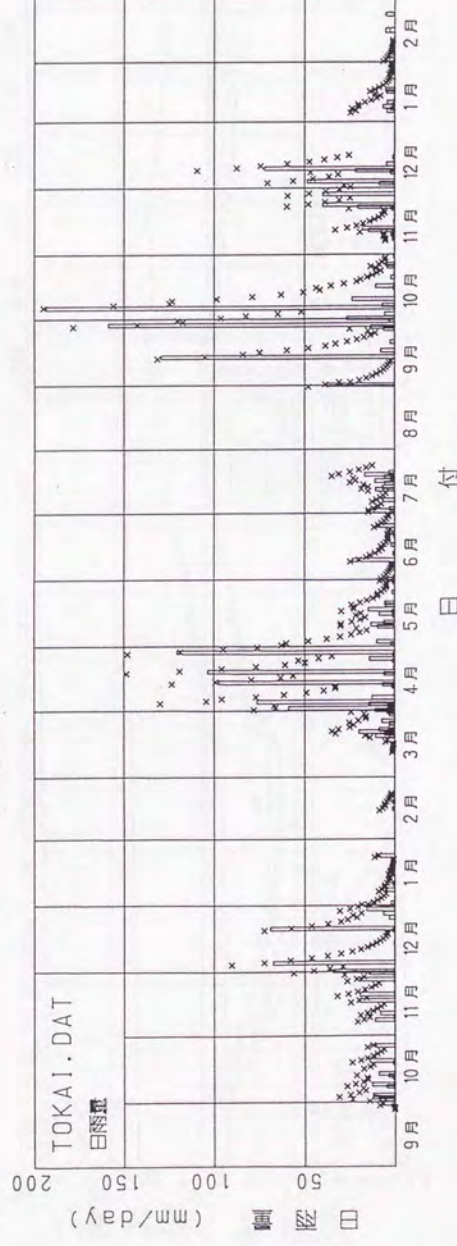
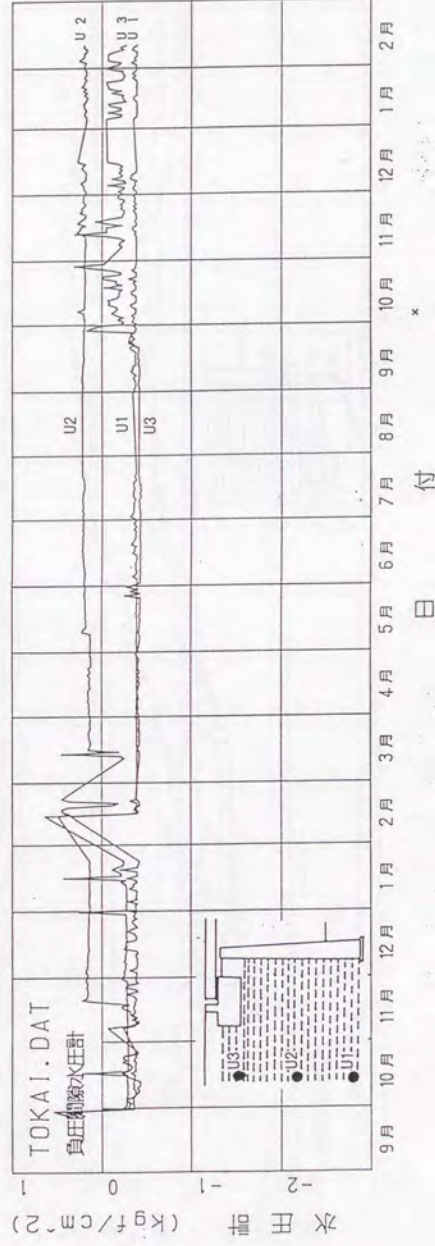


图-4.2.19 田原水庄計時系列曲線

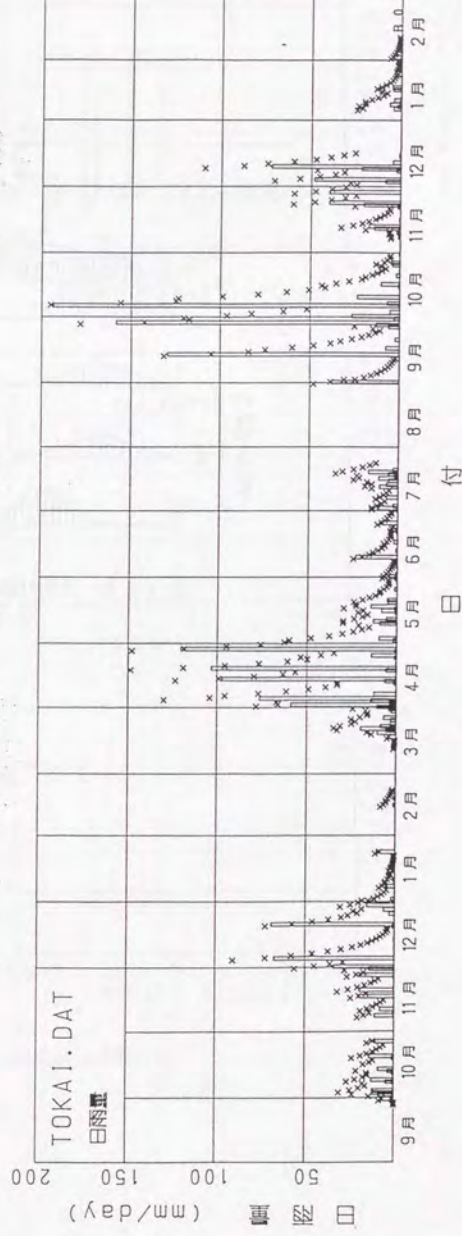
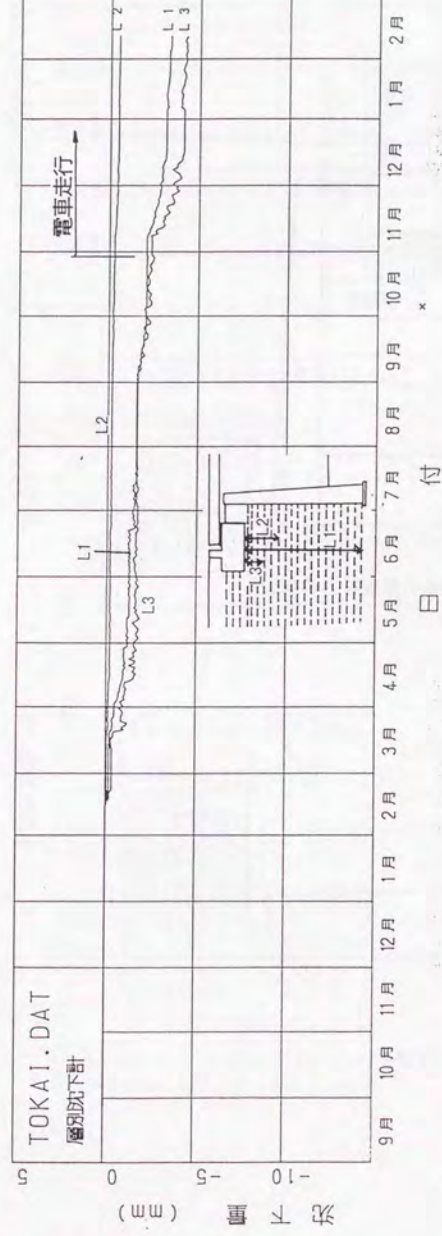


图-4.2.20 盛土内沈下計時系列曲線

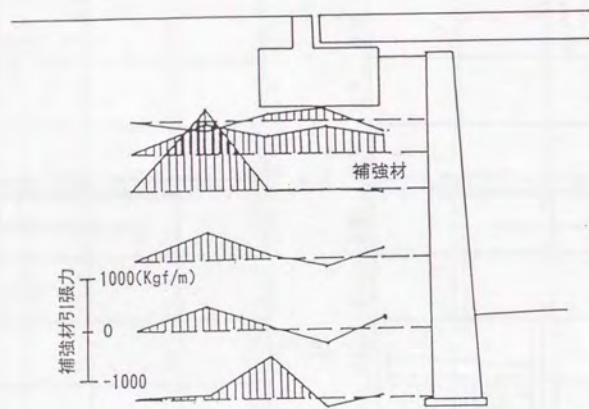


図-4.2.21 長期計測中の補強材力の増分

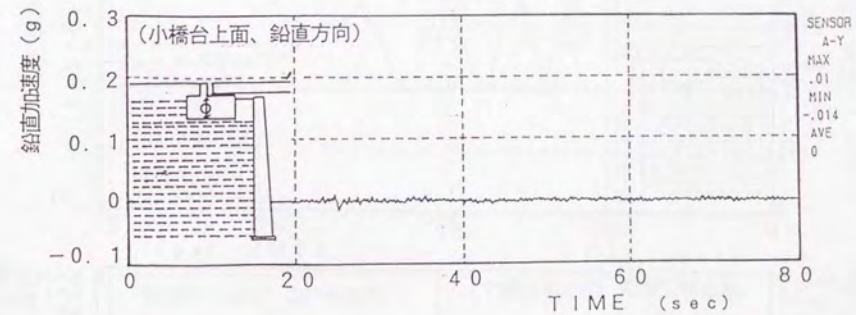
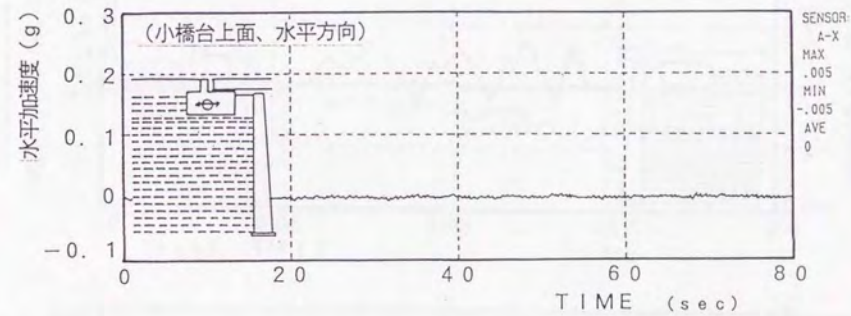
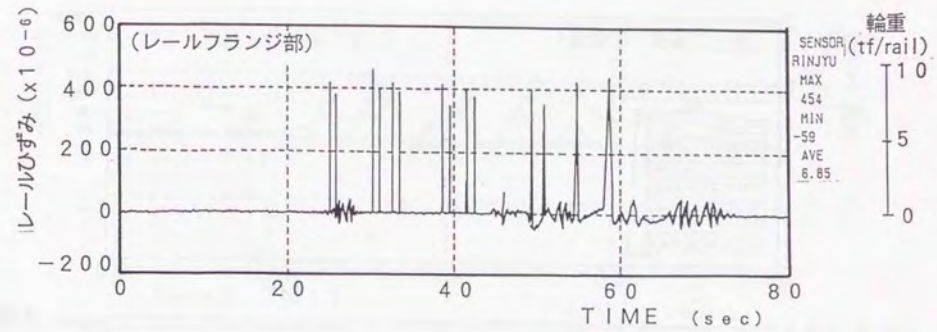


図-4.2.22 レール軸力と加速度 (動的計測)

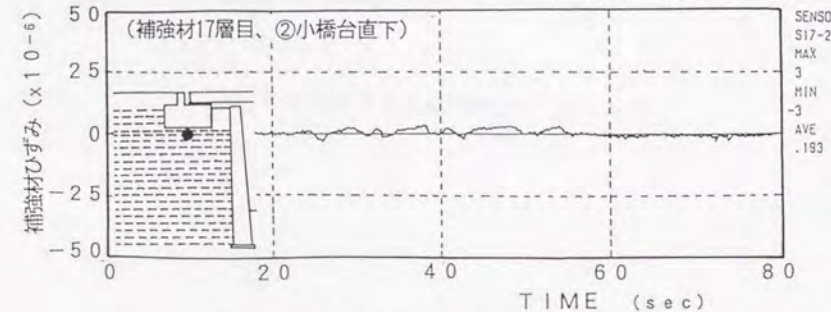
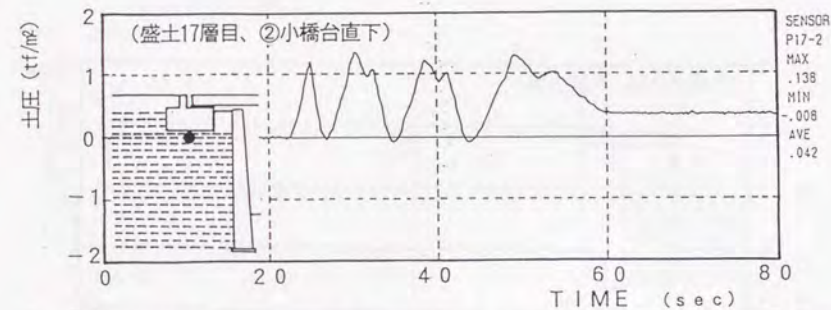
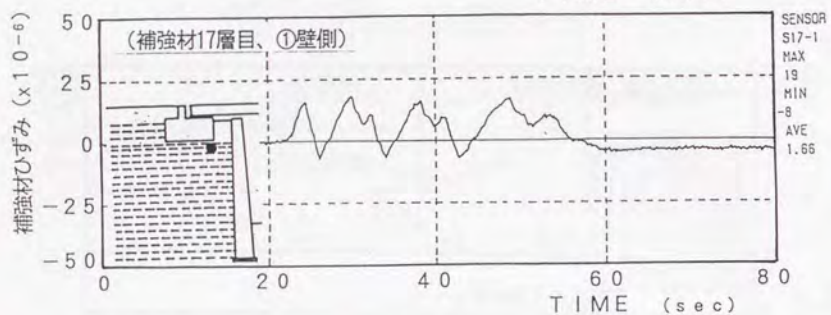
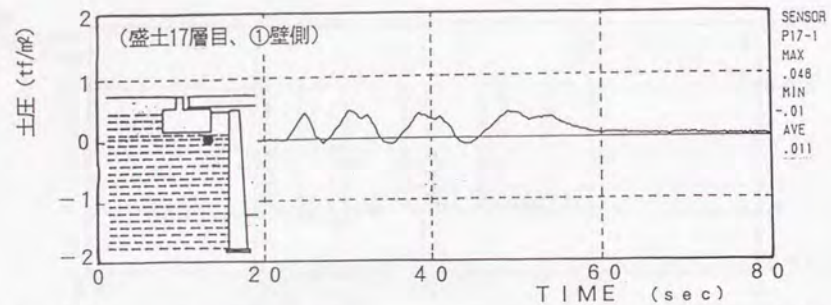


図-4.2.23 補強材力と土圧 (動的計測その1)

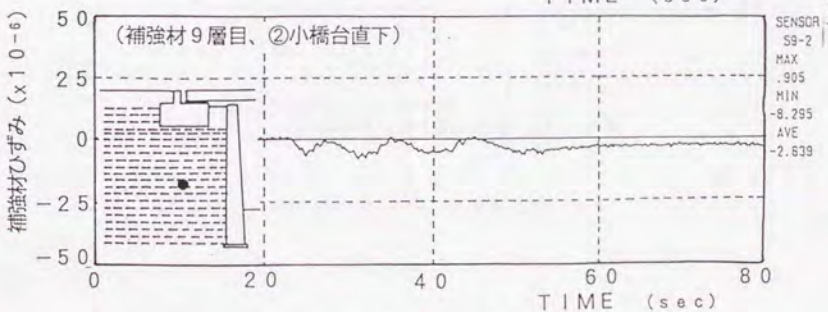
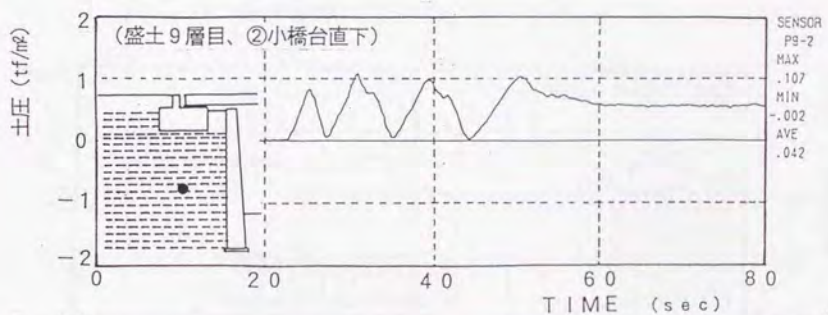
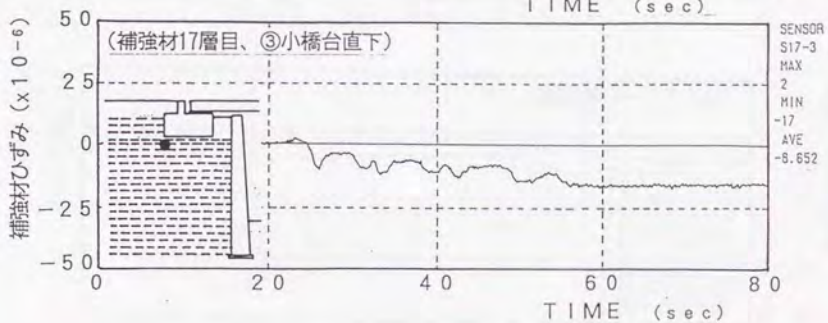
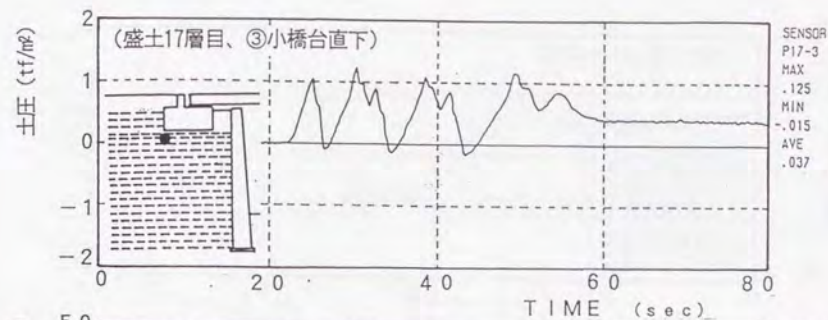


図-4.2.24 補強材力と土圧 (動的計測その2)

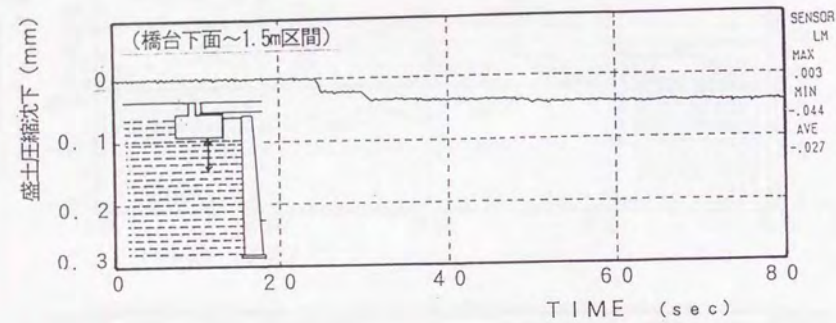
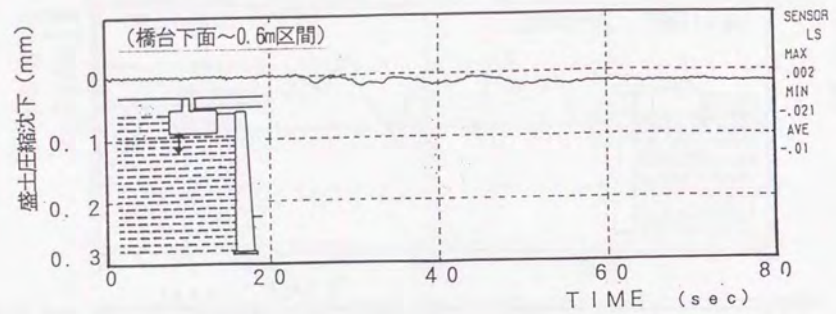


図-4.2.25 盛土内沈下計 (動的計測)

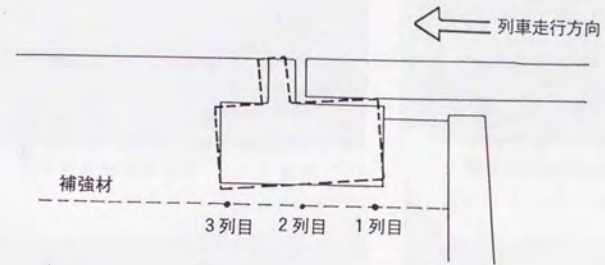


図-4.2.26 列車通過時の変形模式図

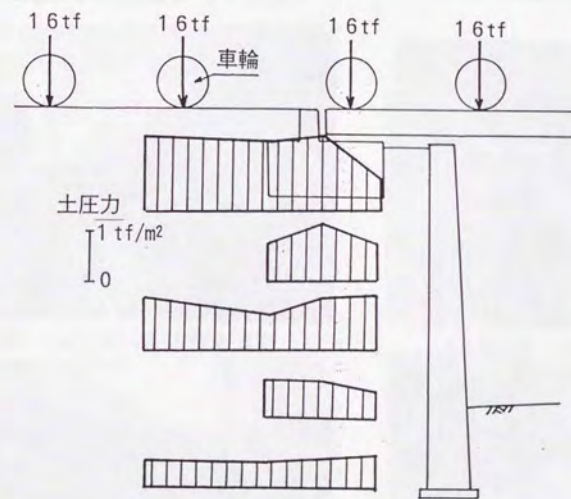


図-4.2.27 土圧計の出力分布 (列車通過時)



写真-4.2.1 電留線部施工前全景



写真-4.2.2 電留線部補強材敷設



写真-4.2.3 電留線部土壌積み上げ状況



写真-4.2.4 電留線部補強土擁壁完成



写真-4.2.5 電留線部一部地盤改良



写真-4.2.6 資材置場施工状況



写真-4.2.7 資材置場完成状況



写真-4.2.8 保守基地線部完成状況



写真-4.2.9 電留線部施工状況



写真-4.2.10 電留線部完成状況



写真-4.2.11 橋台部施工前



写真-4.2.12 橋台部基礎部施工

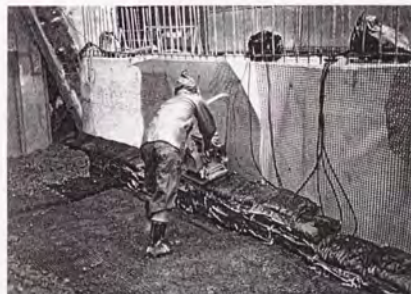


写真-4.2.13 橋台部土壌転圧



写真-4.2.14 橋台部仮桁設置



写真-4.2.15 橋台部完成状況

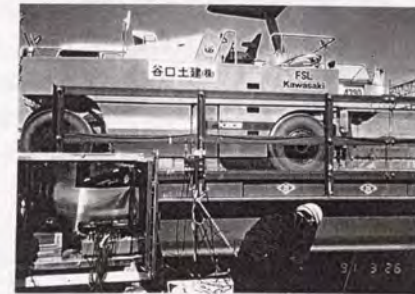


写真-4.2.16 橋台部施工時計測状況

第3章 片福連絡線での施工事例

3.1 採用の経緯

片福連絡線は、学研都市京橋駅と宝塚線尼崎駅を大阪都心で直結する12.3Kmの都市交通線で、その大半は地下鉄方式である。京橋起点10Km300m付近から以西はJR神戸線に接続する計画のため、大阪府と兵庫県の府県境を流下する1級河川、神崎川の手前で地上に出、現在の神戸線の上下外側線に取付け、片福線として尼崎駅まで至る。これに伴い現在の上下外側線の代替として、腹付け盛土により線路を増設する必要が生じた。

図-4.3.1は本工事における代表盛土断面と土質柱状図を示す。この区間では住宅が密集しており、用地幅を広げたり、工事用通路を確保することは困難である。したがって本工事では、在来盛土のり面上に、垂直に盛り立てる形で腹付け盛土をすることにより、線路を増設する必要がある。

表-4.3.1は、既存の工法と本工法の比較表を示す。例えばRC擁壁の場合、地盤条件から考えると杭が必要となり、またフーチングを施工するためには既設盛土に大がかりな仮土留めが必要となる。テールアルメ工法の場合は、この程度の地盤条件であれば地盤改良の必要はないが、ストリップの長さがかかなり長くなるため、既設盛土の仮土留めが必要となる。また施工にあたっては、スキンの組立に重機が必要となり、盛土材料も限定される。

本工事現場では、狭い箇所において営業線に近接した作業となることから、土留めや杭を施工したり、重機を多用することは、経済性や施工性を著しく損なうことになる。

このような問題点を考慮し、当現場では補強土擁壁が採用されることになった。

3.2 工事概要

図-4.3.2は補強土擁壁の標準的な断面を示す。施工延長は約1000m、盛土高さ5mに対し2m程度の補強材長で済むため、既設盛土の仮土留めは不要となり、さらに基礎も非常に簡易である。また完成時にはコンクリート壁面で覆われてしまうため、外観上は通常のL型RC擁壁と何等変わりがなく、視覚的な不安感を与えない。また電柱基礎などが配置され、部分的に補強材が切断されるような状況でも壁面工で一体化しているため効率良く抵抗できる。施工については、土のう部分が人力にたよるざるをえないが、大規模な基礎工は不要であるため擁壁に比べて施工性に優れる。ただし、本工法では仮抑え（通常は土のう）の施工性の向上が、更に経済性を高めるためのポイントとなるため、本現場ではエキスパンダメタルの籠を用いることにより施工性の改善を図った。

本工法は壁面剛性の効果を積極的に利用する工法であるため、最終的にはコンクリート壁面を打設することになるが、施工中において壁面構築までの間、土嚢などによる仮抑え材が必要となる。名古屋車両基地においては土嚢作製機を製作し、施工の効率化を図ったが、それでも仮置きや小運搬、積み上げなどに多くの労力を要した。このため当現場では

土嚢に代わる仮抑え材を用いることにした。ここで仮抑え材の機能としては、①施工時における盛土の安定性を保証すること、②壁面構築後においては排水層の機能を有すること、③剛性の高い壁面工と柔らかい盛土の接続部で緩衝性を保たせること、④壁面工とジオテキスタイルの定着を補助することなどである。そこでエキスパンダメタルを用いた仮抑え方法を考案し、当現場で用いた。写真-4.3.1は籠の施工状況を、写真-4.3.2は籠による盛土の盛り立て状況を示す。

図-4.3.3に、仮抑えの詳細図を示す。エキスパンダメタルをコーヒーカーフ状に折り曲げ、鉄筋によるストラットで補強した。また籠にジオテキスタイルを巻き込む際に損傷させないように、厚めの不織布で防護した。この方法では籠を組み立てた後に採石をミニバックホウで詰めて施工が行われるため、土嚢作製や小運搬、積み上げの作業が省力化できた。ただし、籠の中の転圧が難しいなどの問題点もあり、今後の改善の余地を残した。

3.3 補強土橋台

当現場においても、名古屋車両基地の現場と同様に補強土橋台が4カ所において施工された。図-4.3.4は4カ所の橋台の位置関係を示す。4カ所の橋台のうち1カ所（橋台No.3）については計測管理を行い安定性を確認することにした。連続的に線路を増設する工事の場合は、道路などの横断構造物との接続部が必ずといっていいように存在するので、補強土橋台が使用される箇所は今後ますます多くなると考える。ただし現行の技術では20m程度までの桁を支持するのが限界であり、それ以上の長い桁は現在の所、従来通りの橋台が用いられることになる。長大の桁の支持は、今後の検討課題である。

補強土橋台では、盛土材料は列車走行による沈下を最小限に抑えるため、良質の粒調砕石を用いた。また基本的には壁面打設前に工事用仮桁を施工し、ダンプトラック走行により十分に変形を促進させた後、本桁の仮設、壁面の打設を行うのが最善であるが、一部の橋台においては工事工程上から、この方法によって盛土の変形の促進が十分に図れない場所もあった。特に計測断面では急速施工を行い、しかも重機による十分な締固めができなかった。

写真-4.3.3~5は計測箇所の橋台（橋台No.3）の施工状況および完成状況を、写真-4.3.6~8はその他の橋台（橋台No.1,2,4）の完成状況を示す。

3.3.1 計測概要

名古屋では車両基地での使用であり、補強土橋台を本線盛土に用いるのは当現場が初めてである。このため安全管理及び合理的設計法の確立の観点から計測管理を実施することにした。計測地点は片福連絡線10Km680m付近（田辺製薬脇）の補強土橋台（図-4.3.4：橋台No.3）である。本地点に計測機器を設置し、桁架設など載荷重が変化する際に行う静的計測、列車走行時の安定性を確認するために行う動的計測の2種類の計測を実施し、解析

を行った。

写真-4.3.9は計測機器の設置状況を、写真-4.3.10は静的計測装置の全景を示す。また図-4.3.5は計器の配置図を示す。主な計測機器は土圧計、鉄筋計、傾斜計、層別沈下計、補強材引張計、負圧間隙水圧計、雨量計である。計測機器の概要並びに計測システムは基本的には名古屋車両基地と同様である。

3.3.2 計測結果

(1) 構築中の静的計測

図-4.3.6は橋台No.3における施工中の土圧計、補強材ひずみ計、層別沈下計並びに鉄筋計の時系列曲線を示す。

土圧計の出力は盛土の盛立てに合わせて上昇し、桁を架設した以降の出力は安定している。ただし一段目の土圧計は上載盛土の重量から計算される圧力（上載圧=4.1m×0.18kgf/cm²=0.738kgf/cm²）よりも小さいが、他は概ね妥当である。

補強材のひずみは、盛土の盛立てには敏感には反応せず、場所によっては圧縮ひずみの生じている所もあり、規則的とは言えない。特に点線で示した盛土上方（11,12層目）の補強材は、桁の架設後は圧縮傾向を示している。総研の試験盛土や名古屋車両基地でも施工時や施工直後の補強材出力については不規則な値となる場合が多かったが、これは補強材の敷込み時の不陸や転圧むらなどに起因するものと考えられる。

層別沈下計の出力は、盛土上方ほど大きなひずみが生じており、盛土盛立てや桁の架設直後に大きく変形するが、徐々に収束する傾向を示している。盛土材は粒調砕石を用いているのでいわゆる圧密現象ではないが、レキであっても圧縮沈下の時間遅れが生じており、この理由としてはレキ骨格がクリープ変形したことが考えられる。

鉄筋計は一般に、コンクリート打設直後には、硬化に伴う発熱の影響で出力が安定しない場合が多い。図中の値も、コンクリート打設10日後からの出力を示したものである。この計測でも桁の架設以降、盛土側が圧縮傾向に盛土外側が引張傾向に出力されているものの、値が非常に小さいことを考え合わせると定性的にも正しい傾向かどうかは疑わしい。しかし、いずれにして常時状態で発生する壁面応力は小さい。

(2) 動態計測

図-4.3.7は自動計測システムが完了した後の土圧計の時系列曲線を、図-4.3.8は補強材ひずみ出力の時系列曲線を、図-4.3.9は傾斜計、層別沈下計の時系列曲線を雨量との対比で示す。これらの値は長期計測を実施した10月8日時点を中心として、そこからの増分値で示してある。

土圧計出力は、列車が走行した12月8日から5日間程度出力が乱れているが、その後は安定している。盛土1層目の土圧計は、壁側（1列）で減少し、壁から離れたところ（3、4列）で増加している。これは、列車走行に伴い盛土内応力の再配分が生じたためである。

う。すなわち、壁面の剛性が高いため、アーチングによって吊り上げられていた盛土中央部の土圧が、列車の走行によってアーチングが崩れ、盛土内側の土圧が増加し、壁面近傍の土圧が減少したと考えることができる。

補強材の出力は、盛土下段（盛土1層目、第2列）では多少の引張が確認されているところもあるが、盛土上方（盛土9層、11層目の第2列）では圧縮もしくはほとんど出力が生じていない。これは列車荷重や盛土自重状態では壁面の重量による抵抗で土の横方向の変形が拘束され、壁面がほとんど変形しない状態で橋台の荷重を受けた土が押されるため、盛土上方の補強材が圧縮傾向となったと考えられる。

壁面の変形が生じていないのは傾斜計の出力からも確認できる。ここで、同一壁面に取り付けた傾斜計K1とK2が逆の方向に出力されているが、これは計測のバラツキと思われるが、いずれにしても測定誤差範囲である。

施工時では盛土の圧縮ひずみが約0.02程度観測されていたが、長期計測以降の盛土内の圧縮沈下（この値には支持地盤の沈下は含まない）は非常に小さい。特に列車が走行を開始した12月8日以降でも目立った変化はない。

図-4.3.10は橋台No.1と橋台No.2が完成した後のレベル測量による沈下量（この値には支持地盤の沈下も含まれている）の計測結果である。橋台No.2は施工中に工事用通路として用いられ、重機によるプレロードが十分に加えられた橋台であるが、完成後の沈下量は極めて小さい。これに対して橋台No.1の橋台は工事用通路として用いられていないため、完成後に20mm程度の沈下量が生じている。ただし列車走行後の沈下の増加は一部（橋台No.1：③）を除くと、さほど大きくない。

(3) 動的計測結果（列車走行時計測）

動的な計測は、橋台部を列車が初めて走行した1991年12月8日に測定したものである。計測、データ整理は3列車について行った。

列車の車輪が測定位置を通過するタイミングを測定する目的で、橋台直上のレールにひずみゲージを貼付した。写真-4.3.11はひずみゲージの貼付状況を示す。また写真-4.3.12は動的計測状況を示すが、測定方法は名古屋と同様である。

図-4.3.11は列車軸重（左右車輪2輪で1軸）と加速度の関係を示す時系列曲線である。盛土上段の列車走行に伴う鉛直方向の加速度は概ね0.2G程度、水平方向では0.1G程度である。ここで加速度のピーク時点は、必ずしも輪重の最大値となる時点と一致しない。また盛土下段では盛土上段に比較し、水平方向の加速度が半分程度に減衰している。

図-4.3.12は土圧計の時系列曲線を示す。土圧計の出力は、車輪の通過に反応するのではなく台車配置（4軸で1台車）と関係し、1Hz以下の周波数で周期的に反応する。また土圧の大きさは軸重の大きさに比例するが、設計上の桁の反力よりは遥かに小さい。図-4.3.14は列車走行に伴う土圧分布を示すが、盛土下層ほど小さくなり、荷重分散角は概ね30°程度であると考えられる。

図-4.3.13は補強材引張力の時系列曲線を示す。補強材は列車の通過に合わせ、引張側から圧縮側へと変化する。動的計測は、列車が桁から盛土側に通過する時の測定であるので、列車が橋台に近づき通過するのに合わせて、補強材を引き延ばす方向から圧縮する方向へと変化するものと思われる。図-4.3.15は列車走行による補強材ひずみ増分値の分布を示す。図から分かるように補強材の出力は橋台直下の補強材のみが反応し、その際に発生する補強材力は最大でも 300μ (50kgf/m 程度)と非常に小さい。また土圧分布と重ね合わせて検討すると明らかになるが、載荷圧が増えても必ずしも補強材力は増えないばかりか、逆に減少する場合もある。設計上は、力の釣合から補強材力を求めているため、「上載圧の増加」は「補強材力の増加」をもたらすことになるが、破壊から非常に離れた小応力領域では、全体的な力の釣り合いからではなく、局所的な土の動きに合わせて受動的に補強材力が発生する。いずれにしてもこの計測結果では、列車荷重が補強土の安定性に与える影響は非常に小さいことを示している。

3.4 第3章のまとめ

本現場では仮抑え材としてエキスパンドメタルの籠を用い、延長1kmの補強土擁壁の施工を実施した。また4カ所の補強土橋台を構築し、各種計測を実施した。その結果、

- ①営業線に近接した狭隘な箇所での大量施工であったが問題なく施工することができた。
- ②エキスパンド籠によって施工の省力化が図られたが、籠の構造については今後検討の余地がある。
- ③当現場では4カ所の補強土橋台を構築したが、工事用通路として用い、十分にプレロードが加えられた橋台についてはその後の沈下量は極めて小さかった。
- ④それ以外の橋台では1ヶ月程度間に20mm以上の沈下が生じたが、その後収束した。また列車荷重による沈下の累積は少なかった。
- ⑤列車走行時の補強土擁壁の挙動は弾性的である。

などの結果が得られた。写真-4.3.13,14は列車の走行状況を示す。本補強土擁壁は、東海道線の130km/hの新快速列車が頻繁に走行する過酷な使用条件であるにもかかわらず、開業後6年経過したが全く問題が生じていない。更に後章で説明するが、阪神大震災においても全く変形することはなかった。

<参考文献>

- 1) 森満夫、池田薫、金沢芳信(1991.11): 鉄道増設工事における補強盛土の施工例、基礎工 Vol19, No11, pp. 57-61
- 2) 金沢芳信、村田修、館山勝(1991.9): 片福連絡線における補強盛土の採用と応用について、土木学会第46回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 762-763
- 3) 金沢芳信、森満夫、館山勝(1992.9): 剛壁面補強盛土橋台の計測、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1212-1213
- 4) Y. Kanazawa, K. Ikeda, O. Murata, M. Tateyama, F. Tatsuoka (1993): Geosynthetic-reinforced retaining walls for reconstructing railway embankment at Amagasaki, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema, pp. 233-242

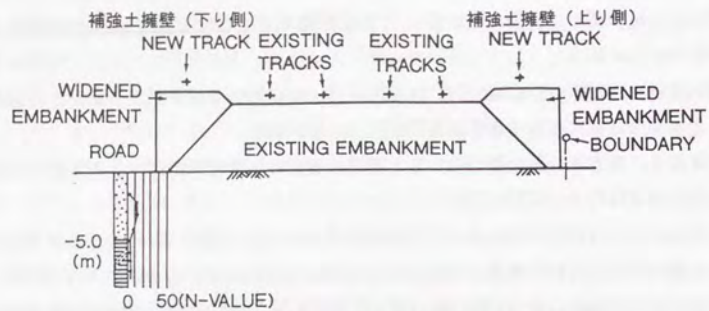


図-4.3.1 片福連絡線の断面および土質柱状図

表-4.3.1 従来工法との比較表

	Reinforced embankment	L-shaped RC wall	Terre Armee
SKETCH			
PLUSES	Piles are not needed. Any soil materials can be used	Because of long piles, structure has good stability	Piles are not needed.
MINUS-ES	Much man power is needed to set sand bags at the shoulder	It is hard to construct piles at such a narrow space.	Long strip is needed. Only good soil can be used.
PERIOD	Relatively short	Relatively long	Relatively long
RATIO OF COST	0.44	1.00	0.55
	○	×	△

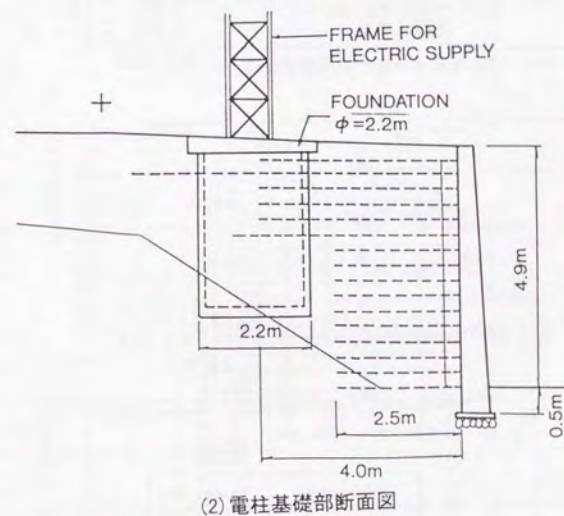
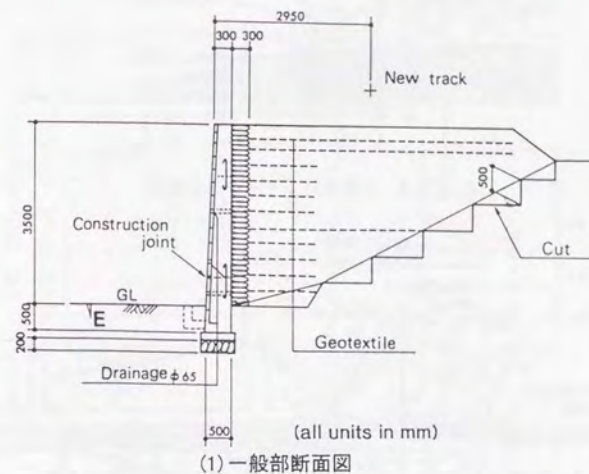


図-4.3.2 補強土擁壁の断面図

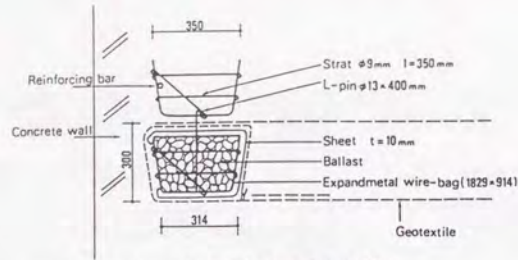


図-4.3.3 エキスパンドメタル仮押え

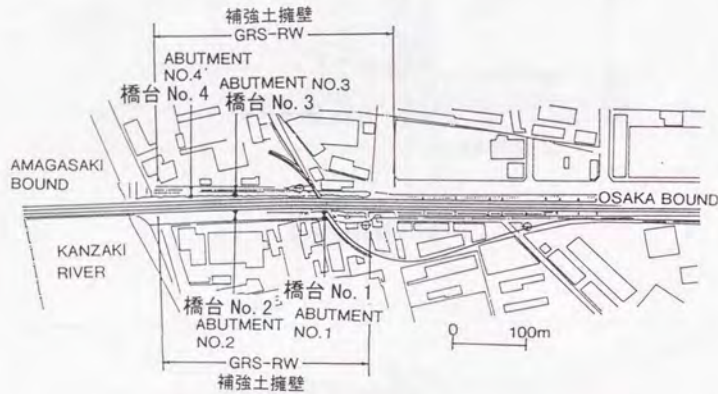
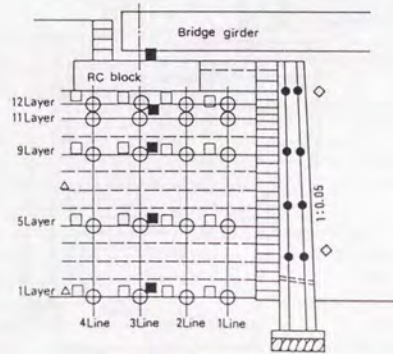


図-4.3.4 橋台部の位置関係



INSTRUMENTATION	NUMBER	LEGEND
Soil pressure	16	□
Acceleration	4	■
Void water pressure	2	▲
Inclination	2	△
Strain of Geotextile	10	◇
Strain of steel bar	8	●

図-4.3.5 計測機器の配置

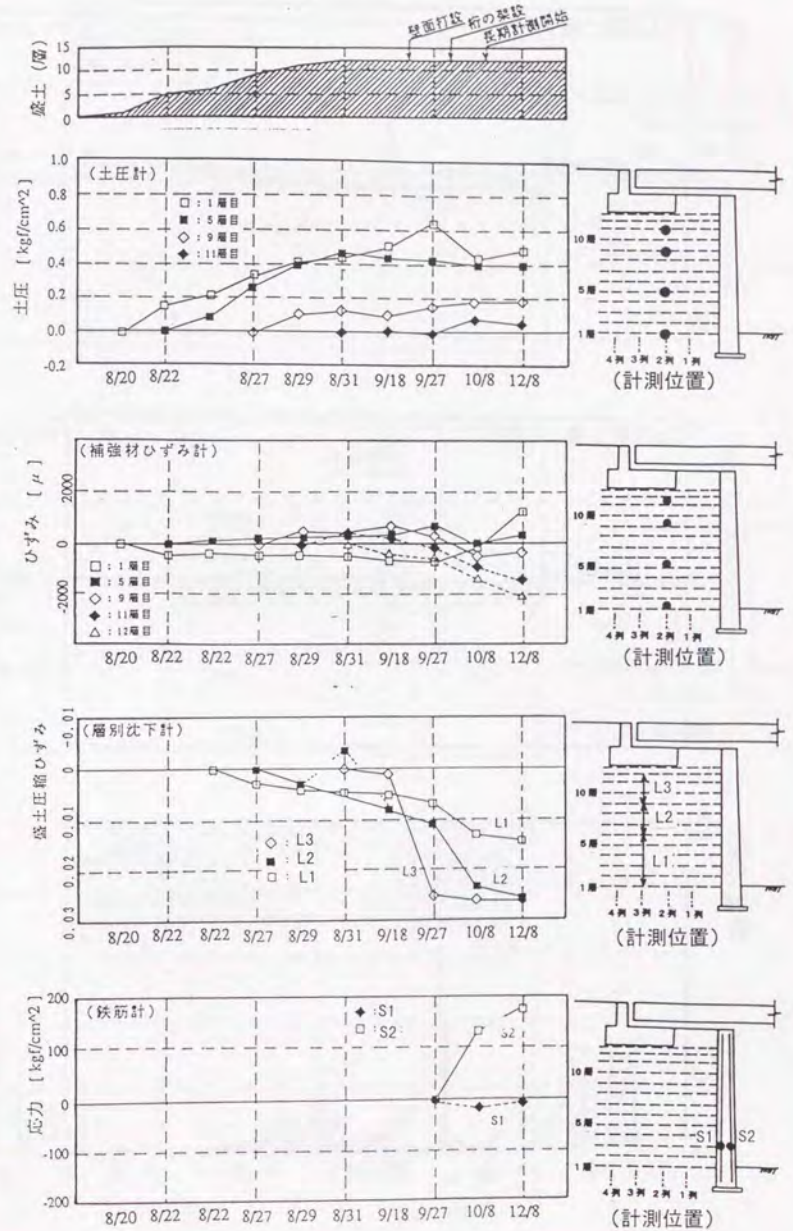


図-4.3.6 盛土構築中の時系列曲線

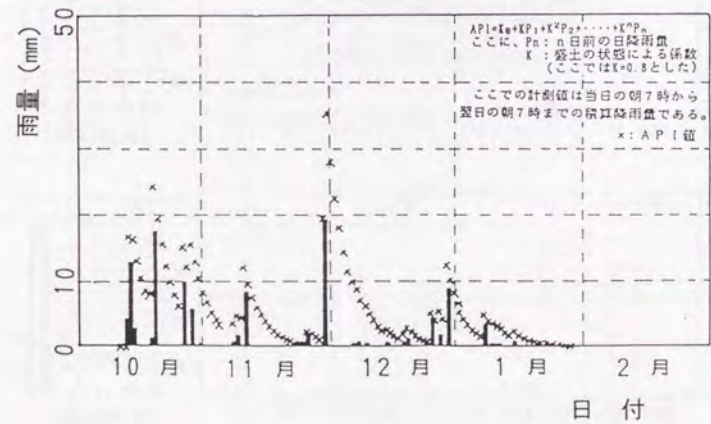
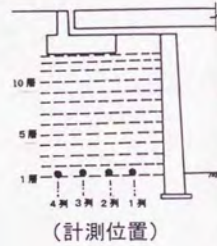
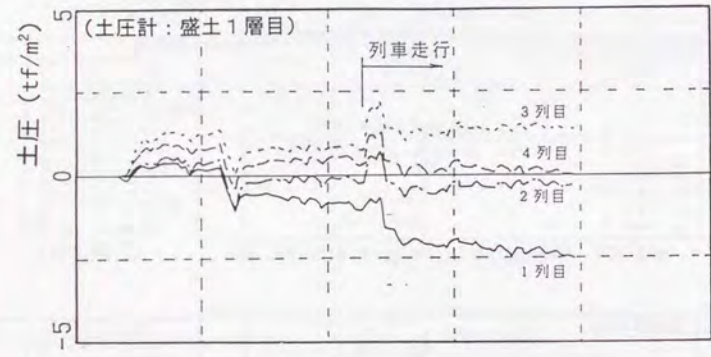
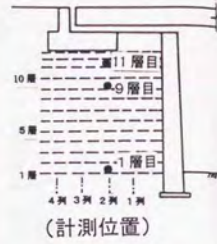
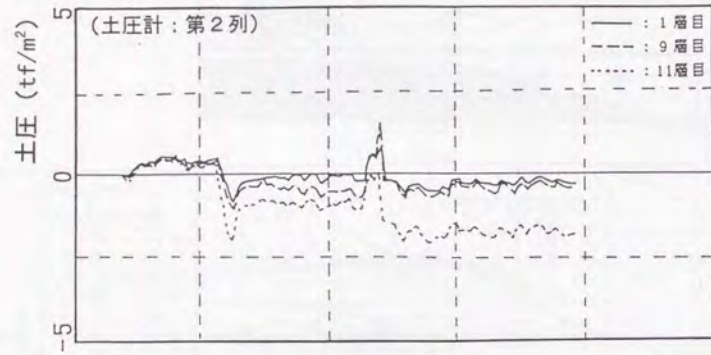


図-4.3.7 土圧計時系列曲線

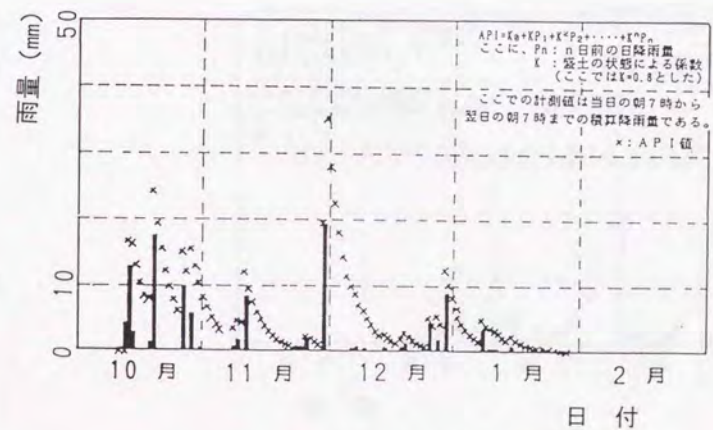
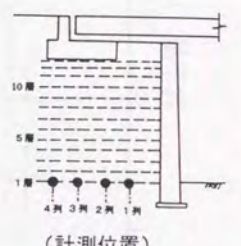
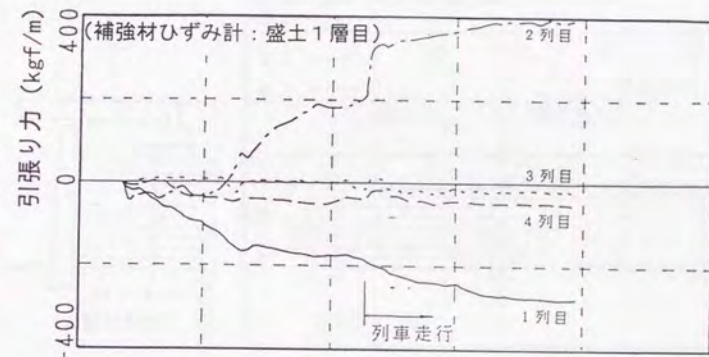
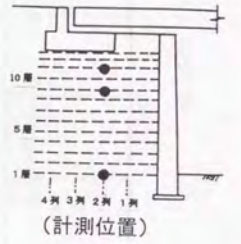
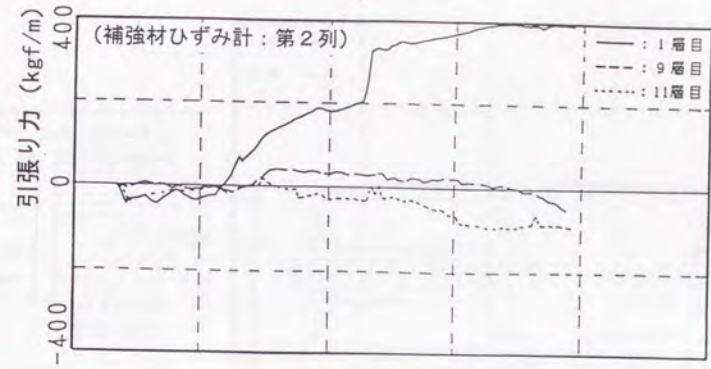


図-4.3.8 補強材ひずみ計時系列曲線

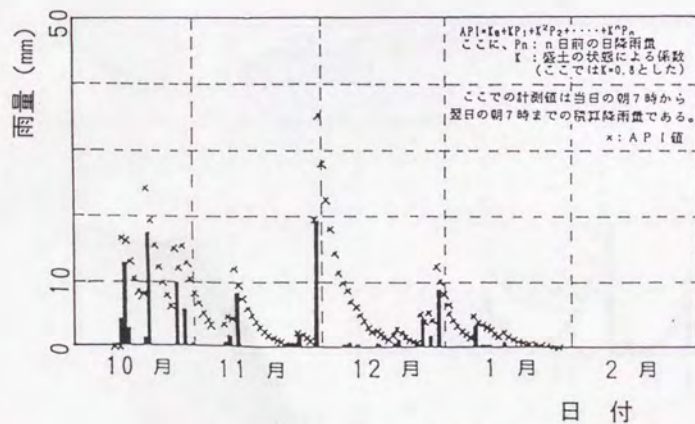
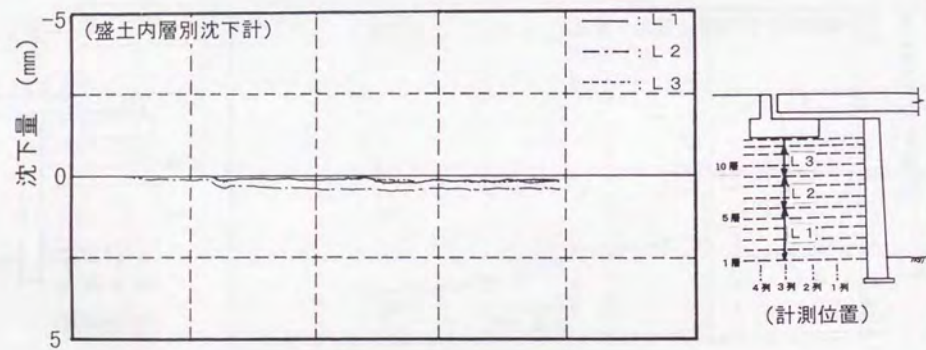
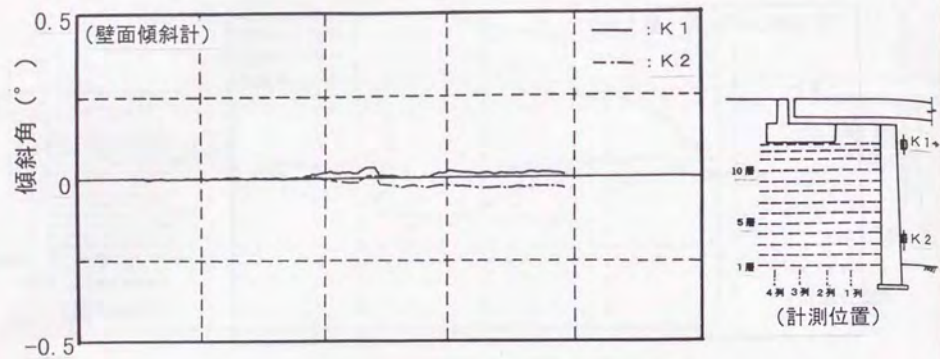
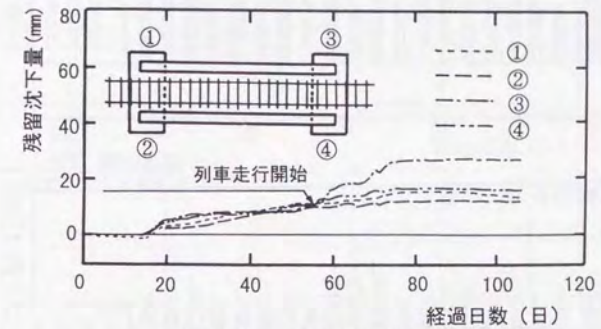
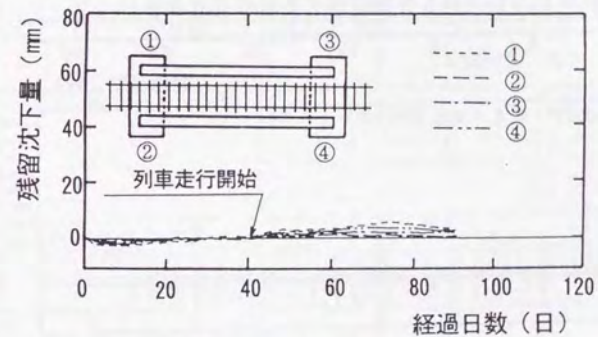


図-4.3.9 傾斜計、層別沈下計の時系列曲線



(1) 橋台 No. 1 (下り線竹島 Bv)



(2) 橋台 No. 2 (下り線導坑部)

図-4.3.10 その他橋台部沈下量の時系列曲線

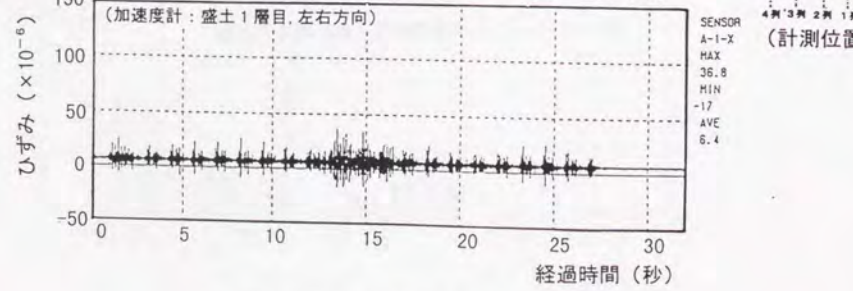
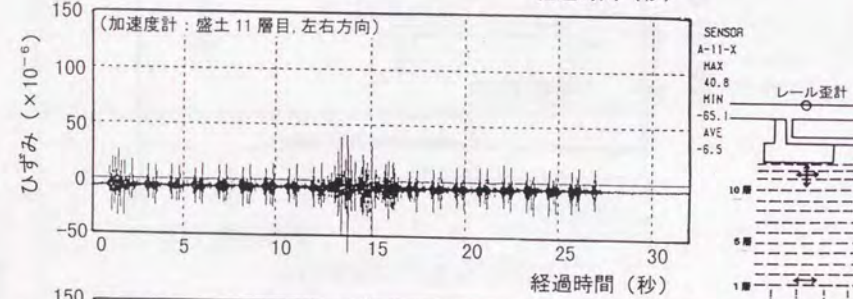
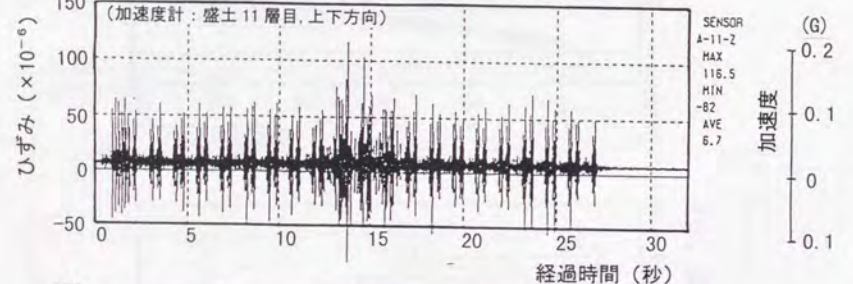
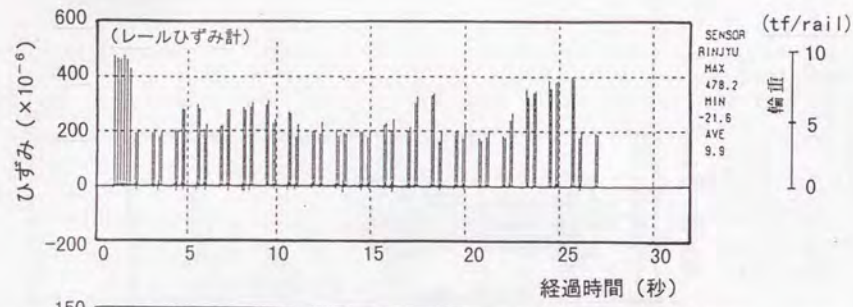


図-4.3.11 動的計測結果 (加速度計出力例)

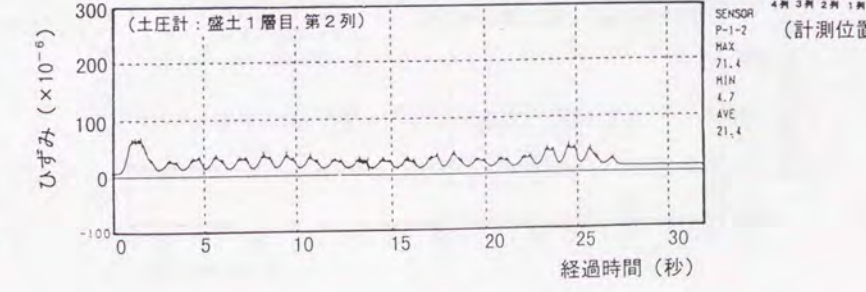
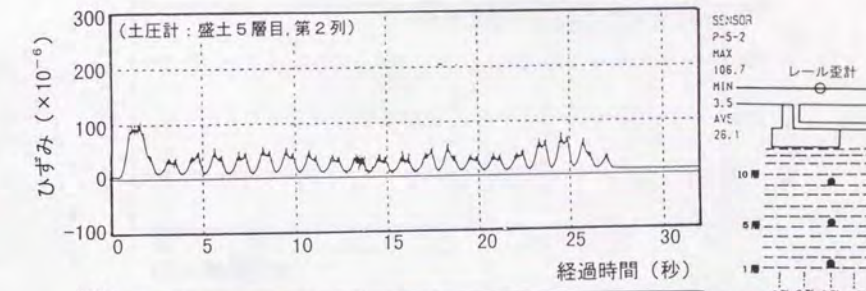
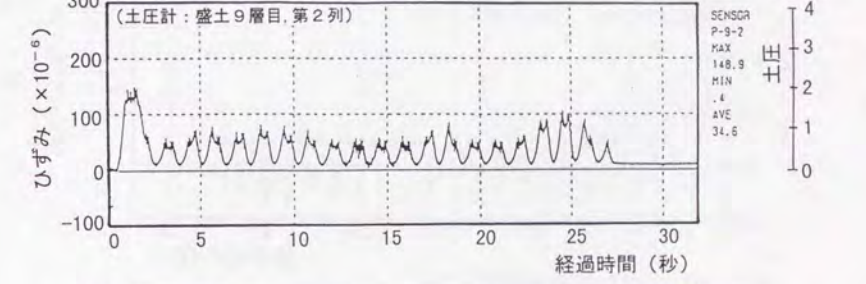
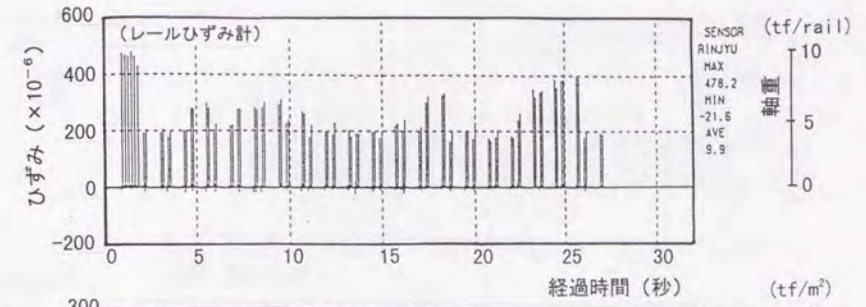


図-4.3.12 動的計測結果 (土圧計出力例)

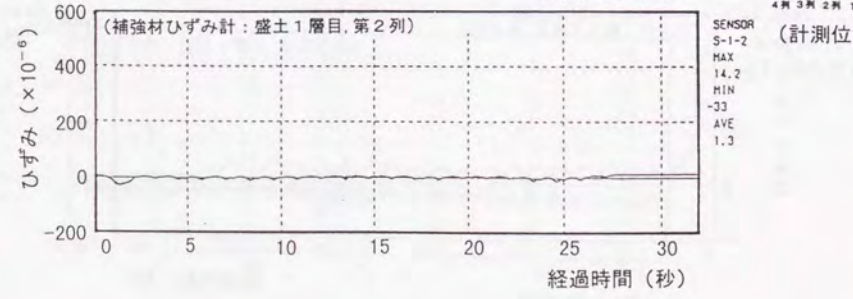
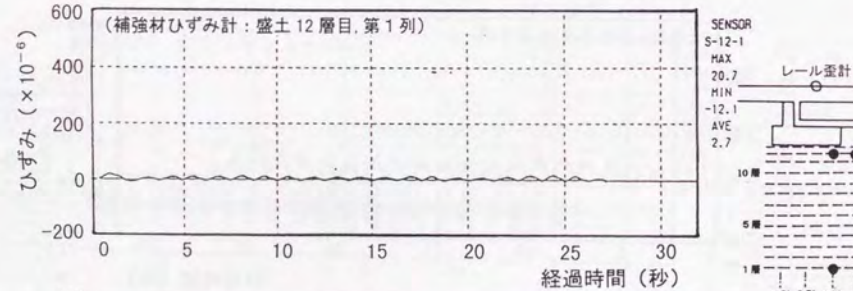
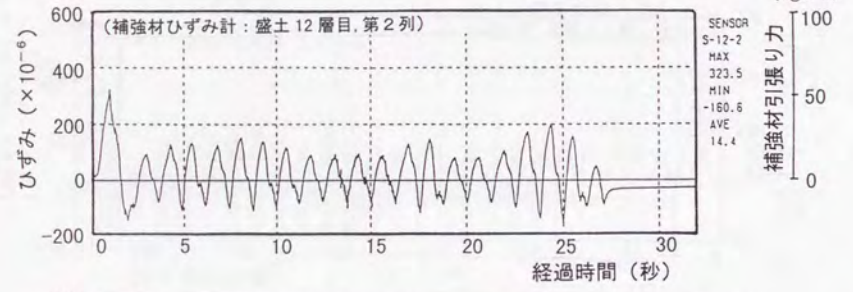
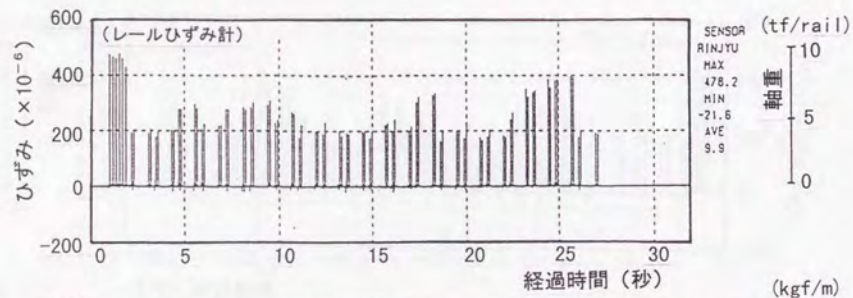


図-4.3.13 動的計測結果 (補強材ひずみ出力例)

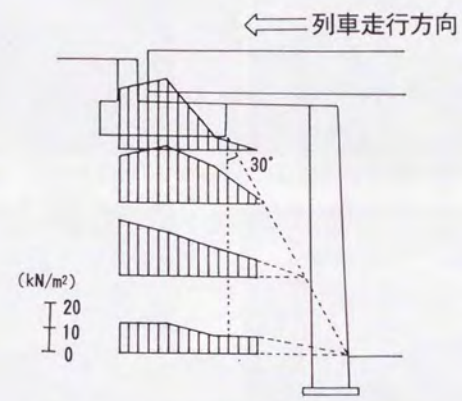


図-4.3.14 列車走行に伴う土圧計の出力増分

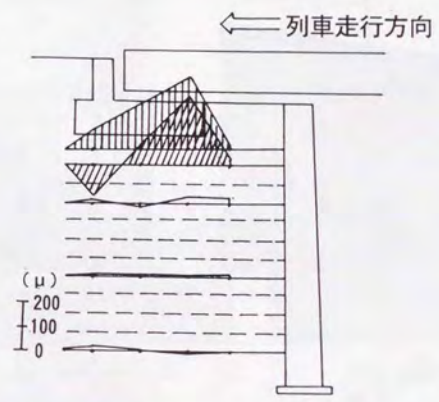


図-4.3.15 列車走行に伴う補強材ひずみの増分



写真-4.3.1 エキスパンド箱による施工状況

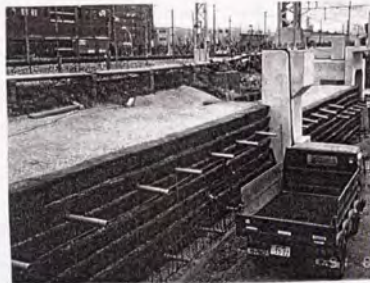


写真-4.3.2 盛土盛り立て状況



写真-4.3.3 計測部橋台施工状況 (橋台No. 3)



写真-4.3.4 計測部橋台施工状況 (橋台No. 1)



写真-4.3.5 計測部橋台完成状況 (橋台No. 3)



写真-4.3.6 橋台部完成状況 (橋台No. 1)



写真-4.3.7 橋台部完成状況 (橋台No. 2)

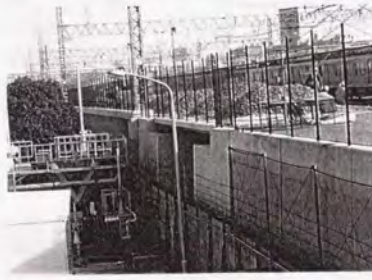


写真-4.3.8 橋台部完成状況 (橋台No. 4)



写真-4.3.9 計測機器の設置状況

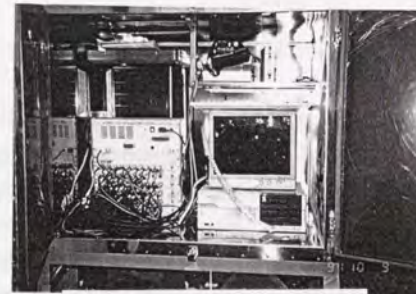


写真-4.3.10 計測装置の全景



写真-4.3.11 レールひずみ計の取付け状況



写真-4.3.12 動的計測状況



写真-4.3.13 列車走行状況



写真-4.3.14 列車走行状況