

4.1 施工概要

図-4.4.1は、当現場の補強土擁壁の全体図と断面図を示す。この補強土擁壁は、西武池袋線連続立体交差事業と西武有楽町線新線建設事業の一環として構築された。

当事業は、桜台・練馬駅付近2140mの区間の鉄道を高架化すると同時に、池袋線と営団有楽町線とを相互直通運転することにより、都心乗り入れを図るために行われた。補強土擁壁は、この高架橋の終点側アプローチ部において延長113mに建設され、ビルと既設線に挟まれた非常に狭隘な箇所施工された。写真-4.4.1は既設線との近接施工状況を、写真-4.4.2はビル側との近接施工状況を示す。また、この区間内の横断道路の設置箇所と高架橋との接続箇所の2箇所、補強土橋台が施工された。写真-4.4.3,4は橋台部の完成状況を示す。

図-4.4.2は、橋台部並びに一般部の設計断面を示す。補強盛土工法は狭い箇所での施工性に優れ、騒音・振動などの問題が少ないなどの特徴を有する。また、補強盛土橋台ではこの他、盛土の圧縮沈下を小さく抑えることができるため、従来問題となっている橋台裏の沈下段差が緩衝されるなどの特徴も付加される。

本工事ではコンクリート再生砂を盛土材料として用いたため、使用したジオテキスタイルは、アルカリに対する劣化の問題が少ないビニロン繊維を主材とし、軟質塩化ビニールで被覆したジオグリッドを用いた。仮抑え土嚢は完成後においては排水層として機能するため、透水性の高い土嚢袋に単粒度碎石5号(粒径20~13mm)を詰めて作製した。土嚢は、省力化を図るため土嚢作製機を用いて中詰め材料を計量し、口元を縫製して作製した。

橋台部で使用した盛土材料は、列車走行により生じる沈下を最小限に抑えるために良質の粒土調整碎石M40(粒径0~40mm)で K_{s0} 値が 15kgf/cm^3 以上になるように締固めた。また一般部においてはコンクリート再生砂で K_{s0} 値が 11kgf/cm^3 以上となるように締固めを行った。盛土の締固め方法は、盛土中央部はタイヤローラ(8t)で、土嚢近傍はコンバインドローラ(4t)で、また土嚢部については振動ローラ(0.6t)で転圧回数6往復を基準とし入念に転圧した。写真-4.4.5は土嚢近傍での転圧状況を示す。

盛土体の完成後、壁面コンクリートの打設を行った。打設は伸縮目地間を1スパンとし、1回の打設高さを2.7mとした。壁面は裏型枠の無い状態で、盛土構築時に予め配置しておいた埋め込みアンカーを利用し、型枠組立、コンクリート打設を順次行った。最後に盛土上面に強化路盤を構築し、軌道の敷設を行った。写真-4.4.6は完成した補強土擁壁の全景を示す。

4.2 現場計測

4.2.1 計測機器の設置

当現場でも盛土構築時に各種計測器機を橋台部、一般部のそれぞれに設置し、盛土内の応力分布、補強材力、変形状況等を計測し補強盛土の安定性や変形性を照査・確認した。

計測器機は高架橋との取付橋台部を中心に設置し、一般部においては補強材張力、壁面傾斜計のみの計測にとどめた。図-4.4.3は橋台部、図-4.4.4は一般部における計測器機の配置を示す。主な計測器機は土圧計、傾斜計、層別沈下計、補強材引張計、負圧間隙水圧計、変位計、雨量計である。なお列車走行時の動的な計測のために加速度計も設置した。

施工中の計測は、自動計測は不可能なためハンディーロガーにより手動計測とした。計測頻度並びに計測期間は、計測の目的や計測装置の性能を考慮し、施工中の計測においては、一時的に荷重状態が変化する時に合わせ計測した。具体的には器機設置直後、盛土転圧時(30cm毎)、小橋台施工時、本桁施工時のそれぞれで計測する。

盛土施工後、パソコンによる自動計測システムを速やかに構築し、長期的な動態計測を実施した。自動計測の頻度は1時間に1測定を基本とした。これまで実施した他現場での長期計測結果では、盛土体の変形の増加や応力状態の変化は、多少ではあるが降雨によってもたらされる。しかし1年間を経過し梅雨時や台風を1度経験した翌年からは出力が安定する。これらのことを考慮して、計測期間は最低でも盛土構築後1年間とした。

4.2.2 施工中の計測

図-4.4.5は施工中に生じた鉛直土圧計の分布状況(橋台部)を示す。計算上の上載圧に比較し全体的に若干低く、特にP12、P8、P9が相当に低い。定性的には鉛直力が、3方に囲まれた壁面の縦剛性で壁下端方向に伝達したこと(アーチング効果)により低下したためと理解できるが、それらを考慮しても出力はなお小さい。この理由は、土圧計を設置する際の埋戻し土の転圧が不十分であり、局所的なアーチングが働いたためと考える。

図-4.4.6は水平土圧の分布状況を示したものである。例えばP1を考えた場合、2ウェッジ法による計算上の土圧力度は約 2.5tf/m^2 である(通常のクーロン土圧はこの値より50%程度大きい)。これに対し今回の計測では約 2tf/m^2 であり、概ね整合している。

図-4.4.7,8は施工中に生じた補強材の引張力分布を示す。補強材は引っ張り方向には引張抵抗力が発生するが、圧縮方向には無抵抗であるため、この図では圧縮ひずみが測定された箇所は0で表示している。分布状況に規則性はないが概ね 200kgf/m 程度であり、補強材破断強度(橋台部で 6tf/m 、一般部で 3tf/m)に比べ著しく小さい。施工中における補強材ひずみの出力としては、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。他現場におけるこれまでの計測でも、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。

施工時の計測結果では、各出力とも設計値に比べれば非常に小さい。しかし設計は、安

全側に設定され、地震時で断面が決まっているので、常時では基本的に安全率が高まっている。もとより補強土擁壁の設計法は、極限安定解析法を用いているが、実際の挙動を予測するものではない。したがって、設計値と計測値を単純に比較することはできない。

4.3 現場水平載荷試験

4.3.1 試験方法

補強土橋台の設計の合理化を図る目的で、実現場における水平載荷試験を実施した。特に剛な一体壁が、盛土上に作用する水平荷重に対する抵抗として、どのように貢献するのかを調べた。写真-4.4.7は載荷試験の状況を、写真-4.4.8は計測状況を示す。

図-4.4.9に計測器機の配置並びに載荷部の詳細を示す。主な計測項目としては、載荷荷重、橋台の変位、ジオテキスタイルをひずみ、壁面変位、壁面土圧、盛土内鉛直土圧、盛土内沈下、盛土内間隙水圧である。土圧計、変位計には長期安定性が良好である差動トランス型のものを用いた。載荷装置としては2台の油圧ジャッキを奥行き方向に並列に配置し、載荷に伴い橋台が水平面で回転しない様に配慮した。荷重の管理の精度を高めるため、両端部で曲げが生じないように、図-4.4.9に示すクリビスジョイントによってヒンジ結合したPC鋼棒（ゲビンディスタープ）に鉄筋計を設置し、デジタル式荷重指示計でモニターしながら制御した。また計測用として別途荷重計を設置した。

載荷は計画荷重10t（橋台自重の1/4を目安）とし、試験中橋台の水平変位量が20mmを超えた場合には試験を中止することにした。載荷方法は0.5t毎の段階載荷とし、1t毎に除荷を行った。また荷重保持時間は履歴内荷重、処女荷重で5分間、ゼロ荷重で2分間を目安とした。

4.3.2 計測結果

載荷試験の計測は、データスキャナーを用い、パソコンで行った。ただし計測器機の一部に差動トランスを用いているため、出力の安定性確保のため、サンプリング間隔が大きくなってしまった。このため除荷の計測は1点しか取れなかった。

図-4.4.10に、変位計、土圧計、補強材ひずみ計の出力状況を示す。ここでの値は載荷に伴う増分値のみを示している。

各計測器機とも載荷、除荷の繰返しに反応し、計測器機が順調に作動していることが確認できる。ただし今回は水平載荷試験であるため、鉛直土圧計や層別沈下計については、ほとんど反応していない。

(1) 橋台、壁面の変形

図-4.4.11は水平載荷重(H)と橋台水平変位量(δ_{ah})、壁面水平変位(δ_{wh})、補強材力の関係を示す。載荷10tに対する変位量は橋台、壁面とも僅か1mm程度であり非常に小さく、いずれの曲線も降伏まで達していないようである。また補強材のひずみも壁面の変形に対応して出力されている。

図-4.4.12は図-4.4.11を基に、載荷荷重毎の変形係数を求めたものである。それぞれの変形係数は、説明図を参考に下式で定義した。

$$Kc = (H/B) / \delta c$$

$$Kur = (H/B) / (\delta c - \delta r)$$

ここに、Kc : 累積変形係数 (kgf/cm²)

Kur : 除荷時の変形係数 (kgf/cm²)

H : 水平載荷重 (kgf)

B : 橋台奥行き幅 (=870cm)

δr : 除荷後の残留変位量 (cm)

δc : 載荷終了時の累積変位量 (cm)

ここで、変形係数を計算する際の壁面の変形量は、Du（上部変位計）とDd（下部変位計）の値から、壁面上端の変位量に換算してある。

この図から以下のことが確認できる。

- ①橋台部の除荷時の弾性戻り量($\delta c - \delta r$)は小さく、このためKurは大きい。
- ②壁面部のKurは橋台に比べれば小さく、除荷により変形量の半分は弾性的に戻る。
- ③載荷重に対する変形係数の非線形性は、橋台部、壁面部ともそれほど大きくない。特に壁面部では小さい。

当現場では橋台部、壁面部とも背面をジオテキスタイルで連結しており、ジオテキスタイルが、壁面に作用する水平荷重に対して少なからず抵抗している。ジオテキスタイルの抵抗への寄与度合いが大きいほど、弾性的な挙動が卓越するものと考えられる。このため、水平抵抗のほとんどをジオテキスタイルに依存する壁面部と、底面のせん断抵抗が抵抗力のほとんどを占める橋台部で、変形の可逆性に差が生じたと考えられる。

(2) 応力・変形モード

図-4.4.13はピーク荷重時(H=10t)における水平土圧、補強材力、壁面並びに橋台の変形モードを示す。補強材力は非常に小さいが、図-4.4.10の出力状況では間違いなく載荷に反応していることから、測定誤差ではなく、実際の土の動きによって生じたものである。出力値は最大で20 μ 程度であり、仮に土と補強材の間に滑りが無い状態と考え、土に生じているひずみは10⁻³程度である。また水平方向の土圧分布形は、壁上部で大きく中段部で減少し、下端部で増加する傾向である。

図-4.4.14は土圧分布形に対しての単純化した状態での概念図を示す。全体の挙動としては(a)に示す様に橋台を水平に載荷した状態では潜在的なすべり線の上方の土が壁面を押し込み、壁面は図に示す0点を中心に回転しようとする。その場合の壁面の変形モードは(b)に示すようになる。一方、壁の拘束を無視し、土そのものの変形モードを考えると、潜在的滑り面の周辺から上方で(c)の様な変形モードとなるものと思われる。したがって壁と土との相対的変形は(d)のようになり、①土が壁を押し込む圧縮領域、②土から壁が遠ざかる

うとする主動領域、③土を壁が押し込む受働領域の3領域が形成される。

壁面が全く変位しない場合には(e)の点線のモードに近い水平応力が作用することになるが、実際は変位するので上記に示したような3領域があらわれ、実線の様な応力分布となる。以上のような、実測土圧分布の解釈が合理的と思われる。

以上の現場計測の結果は、実際に建設された剛な一体壁面を持つ補強土擁壁は、橋台からの水平荷重に対し発生する壁上部の土の変形を拘束し、壁面全体に応力を分散し、効率良く抵抗していることを示している。その結果として、現在設計で期待する以上の水平荷重に対しても、非常に小さな変形しか示さず、十分な安定が得られていることが分かった。

4.4 動的計測

施工中の動態計測や水平載荷試験結果では、安定性が高く良好な結果が得られていた。この補強土擁壁が1994年10月から使用開始されたことから、列車走行時における補強土擁壁の安定性を確認する目的で動的計測を行った。

4.4.1 動的計測システム

図-4.4.15に動的計測システムのブロック図を示す。基本的な計測システムは、各測定器機からアナログデータとして送られてくる電流量を、デジタル動ひずみ測定器を通すことによりデジタルデータに変換し、その後パソコンに収録した。収録されたデータはバックアップのため光磁気ディスクに転送すると同時に、パソコン上で図化し、プロッターで出力した。

図-4.4.16に一般部の、図-4.4.17に橋台部における動的計測器機の配置と計測機器の記号を示す。土圧計、傾斜計、変位計、補強材ひずみ計は、動態計測に用いたもので、その他、今回の動的計測にあたり新たにレール軸力計(R1)、枕木加速度計(ACC1,2)、地盤加速度計(ACC3,4)をセットした。

4.4.2 測定状況

測定は1994年12月2日(金)に実施した。高架化した線路(下り線)は1994年10月8日から開業しており、使用開始から約50日経過している。当線区では基本的には8両編成と、10両編成車両が走行しているが、軸重は両編成とも17tである。

計測数は、1計測で40CHまでの計測しかできないこと、車両編成が2種類あること、予備データを収録する必要があること、地盤振動を比較するため在来側(上り線)の計測も実施する必要があることなどから11回計測(TEST1~11)とした。ただし計測結果を考察する上で使用したデータは、このうち3計測分(TEST2,6,11:いずれも8両編成)である。

4.4.3 計測結果

(1) 補強材ひずみ

図-4.4.18は一般部における列車軸重と補強材ひずみの関係を示す時系列曲線である。

補強材は列車の通過に合わせて、引張側から圧縮側へと変化する。ここで車輪の通過時期とひずみ計のピーク時が若干ずれているのは、一般部の計測断面とレール軸力計(橋台部)の位置が4mほどずれているためである。

これによると列車走行による補強材力への影響は盛土上部に配置した補強材だけで、3m以下(G1-19,22)ではほとんど反応していない。例えば補強材のひずみと土のひずみが同様であるとすれば、列車走行中に発生する土のひずみは、最大でも 5×10^{-3} 程度であり非常に小さい。このため全く弾性的に挙動し、列車走行に伴う残留ひずみはほとんど生じていない。

図-4.4.19は橋台部における列車軸重と補強材ひずみの関係を示すが、一般部と全く同様の結果となっている。これらの結果から列車載荷時の補強材力は、設計で考えるような極限状態での全体的な力のバランスで決定されるのではなく、局所的な不規則な土の動きに合わせて発生するようである。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ほとんど無いことが分かる。

(2) 土圧計

図-4.4.20に土圧計の時系列曲線を示す。土圧計の出力は、車輪1個の通過に反応するのではなく台車配置と関係しており、1Hz程度の周波数で表れている。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。このことは水平土圧、鉛直土圧とも共通である。

更に特徴的なことは、盛土つま先部(土嚢直下)に配置したE7の出力が、その深さの割には大きいことである。このことは、盛土に比べ剛性の高い壁面や土嚢が、鉛直力を下方地盤に伝えたためと考えることができる。

(3) 盛土内加速度と壁面変位

図-4.4.21に盛土内に配置した加速度計と、壁面変位の時系列曲線を示す。盛土上段の列車走行に伴う鉛直方向、水平方向の加速度は概ね0.1G程度であり、枕木部での加速度に比べると非常に減衰している。枕木部では編成の後半(7両目あたり)で多少加速度が増幅されて見えるが、盛土内に配置した加速度計では有意な差とはなっていない。いずれにしても列車振動は、補強土の安定を損なうほどの大きなエネルギーは持ち合わせていないようである。

図-4.4.21の壁面水平変位の測定値では、壁面の変形量は僅か0.02mmと小さく、更に全く弾性的に挙動していることから、列車の繰返しにより壁面が進行的に変位することはなさそうである。

(4) 地盤加速度

図-4.4.22に地盤に設置した加速度計の時系列曲線を示す。補強土上(下り線)を走行した際の地盤加速度は壁面近傍ACC3-1でさえほとんど反応しておらず、10m離れたACC4-1に至っては全く反応していない。一方、在来線(上り線)側の走行にあたっては、列車近傍の

ACC4-2で0.2G程度、7m離れたACC3-1では0.05Gの加速度が確認された。つまり補強土を構築することで、振動源近くのマスを増やしたことになり、結果として地盤振動を減衰させることになったと考えることができる。

図-4.4.23、24は図-4.4.21におけるACC-2、KA5の、図-4.4.25は図-4.4.22におけるACC4-2の加速度フーリエスペクトルである。ここで補強土上の枕木加速度（ACC-2）を列車による入力加速度とし、地盤上の走行でも共通と考える。更に盛土内加速度計（KA5）と、地盤内加速度計（ACC4）は路盤下30cm程度に埋め込まれているので、列車走行に対する相対的位置関係は同等と仮定する。

補強土走行時（ACC-2とKA5）を比較した場合、卓越周波数は共に35Hz周辺でほとんど相似形で全体的に加速度が大きく減衰している。それに対し地盤走行時（ACC-2とACC-4）の比較では、20Hz～120Hzの領域で応答値が多少高いが、減衰性の程度などは概ね同等であり、取り立てて大きく振動特性が変わることはなかった。

4.4.4 まとめ

計測結果、以下のことが確認できた。

- ①列車走行に伴う補強材力の増分は非常に小さい。
- ②土は弾性的に変形し、残留ひずみはほとんど生じていない。
- ③壁面工や土嚢は荷重を地盤に伝え、有効に機能している。
- ④列車走行時の盛土内加速度は小さい。
- ⑤補強土を構築したことにより、地盤振動は低減した。
- ⑥ただし、振動の周波数特性はさほど変わらなかった。

4.5 長期動態計測

図-4.4.26、27は自動計測システムの構築が完了した直後からの日降雨量と橋台部各段に設置した計測機器の時経列曲線を示す。自動計測が実施された以降に応力状態の変化が目立って生じたのは、桁が打設された7月13日、高欄が打設された7月16日、軌道の敷設が始まった12月5日以降である。以下に各出力状況の観察する。

4.5.1 土圧計

盛土上部の鉛直土圧計（P11.12）の出力は、桁の打設が行われた7月中旬に上昇しているが、それ以外の出力は安定しており、盛土内の応力状態は安定した状態にあるようである。もし仮に施工時のデータが正しいとするならば、壁面によるアーチングがそのままの状態を保持されていることになるため、壁面下端の地盤は非常に良好な支持力を有していることになる。ただし土嚢直下のP6の出力が1月中旬以降に若干増加しているように見受けられるが、これが軌道工事による影響であるのか、クリープ的に応力の再分配が生じているのかは定かではない。

水平土圧はほぼ変化することなく安定した状態にある。またスラブ桁を打設したときに

もほとんど反応していない。これは補強材が土の水平方向への移動を拘束しているためであろう。

4.5.2 補強材力

補強材引張り力は補強材に貼付したひずみ計から求めたものである。したがって圧縮力については意味を持たない。更にここでの値は自動計測後の増分値を示したものであるため、現在発生している力を求める場合には、施工中の出力を加える必要がある。図-4.4.26に示したのは、特に大きな出力が予想される上段の補強材（E1～E4）並びに極限解析上では重要である下段の補強材（E11.12）を抽出している。ここでE2の出力は桁の打設に反応し引張り力も増加しているが、その他については荷重の増減に対しても、更に降雨に対してもさほど反応していない。12月中旬から若干の変動がみられるが、作業用のモーターカーの走行に伴う反応と思われる。全体的には発生ひずみ量は小さく（ 10^{-4} ～ 10^{-3} 程度）、降雨などによって盛土が構築直後に若干変形し、それに対応して補強材にもひずみが生じたものと思われる。

4.5.3 盛土の変形

図-4.4.27は盛土の変形に関する計測値を示したものである。盛土の圧縮沈下量は盛土底面から測定位置までの沈下量を示したものであるため、T1は橋台下面から盛土底面までの4.35m間、T2は盛土底面から上方に2.4m間、T1-T2は橋台下面から盛土下方に1.95m間の圧縮沈下量を表す。

R/C桁の打設時に瞬間的に沈下し、その後約1ヶ月程度にわたり沈下が漸増している。この現象は片福連絡線においても観察できた。この現場も片福連絡線の現場も盛土材は不飽和粒調砕石である。したがって1ヶ月の長期にわたって沈下が継続するのは、粒子間の接触部でのクリープ的変形などが考えられるが今後原因を究明したい。

壁面傾斜計は精度の問題があり変形量に対する信頼性は小さいが、壁面が倒れ込む方向に傾斜している。逆に高架橋の柱を不動梁として壁面に取り付けた変位計は盛土側に引き込まれている変形挙動を示している。これは地盤や盛土の沈下に伴って生じた変形と考えられるが、変形が進んだ時期が9月以降であり、盛土の圧縮沈下が進んだ時期とは一致しない。それよりも壁面に1:0.05の勾配があり、地盤の沈下は計測していないので断定的には言えないが、仮に10cm支持地盤が沈下した場合には、見かけ上は5mm盛土側に変位することになり、この影響が大きいと考えられる。しかしいずれの計器も現在は変形が収束した傾向を示しており、安定した状態である。

4.6 第4章のまとめ

本現場では高架橋の取り付け盛土として、両面タイプの補強土擁壁を構築した。また高架橋との接続部と、横断道路部の2箇所に補強土橋台を構築した。現場は電車線とビルに挟まれた非常に狭隘な箇所での施工であったが、良好な施工性を示した。

また高架橋接続部の橋台では各種の計測機器を設置して動態計測を実施し、更に水平載荷試験、列車走行時の動的測定を実施した。その結果、設計荷重に対して変形が小さく、非常に安定した構造であることが確認できた。

<参考文献>

- 1) 館山勝、小島謙一、大平一夫、不破秀彦、龍岡文夫(1994.6)：実剛壁面補強土橋台の水平載荷試験、第29回土質工学研究発表会, pp. 2431-2434
- 2) 大平一夫、芳賀利見、垂水尚志、館山勝、龍岡文夫(1994.9)：高架橋取付部における剛壁面補強土擁壁の現場計測、土木学会第49回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1626-1627
- 3) 芳賀利見、大平一夫、不破秀彦、館山勝、小島謙一(1994.9)：高架橋取付部における剛壁面補強土擁壁の施工、土木学会第49回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1624-1625
- 4) 田村幸彦、館山勝、村田修、中矢隆雄、龍岡文夫(1992.6)：剛壁面補強盛土の土中水平載荷試験、第27回土質工学研究発表会, pp. 2471-2474
- 5) 館山勝、村田修、田村幸彦、龍岡文夫、中矢隆雄(1992.6)：剛壁面補強盛土の壁頂水平載荷試験、第27回土質工学研究発表会, pp. 2467-2470
- 6) 芳賀利見、大平一夫、不破秀彦、館山勝、小島謙一(1994.9)：高架橋取付部における剛壁面補強土擁壁の施工、土木学会第49回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1624-1625

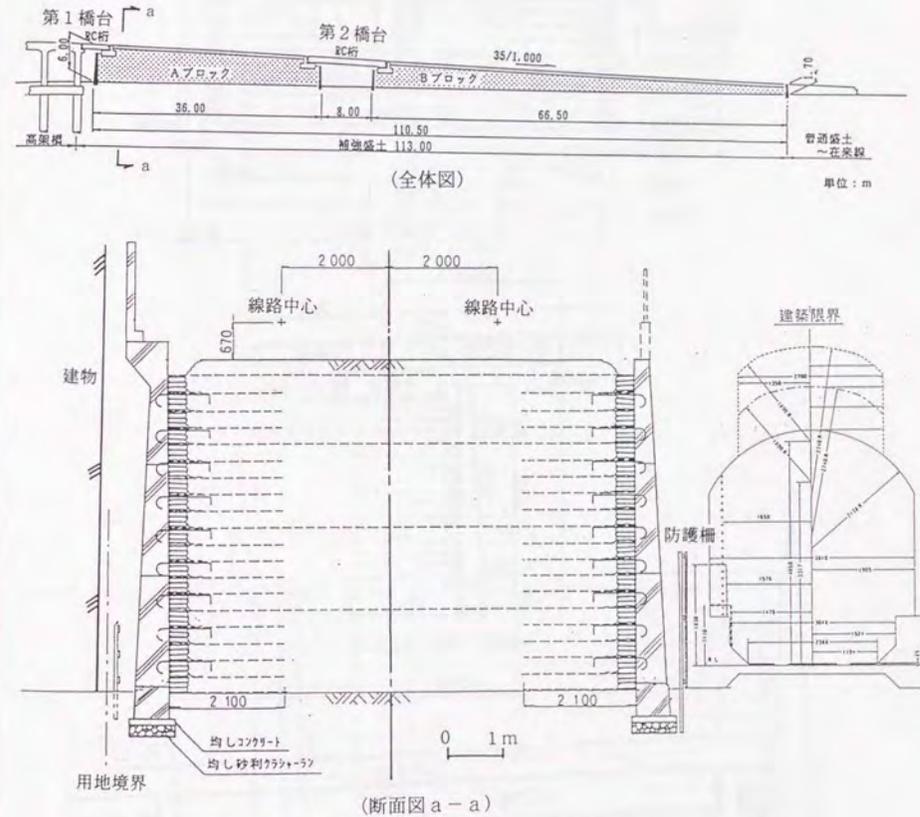


図-4.4.1 補強土擁壁の全体図及び断面図

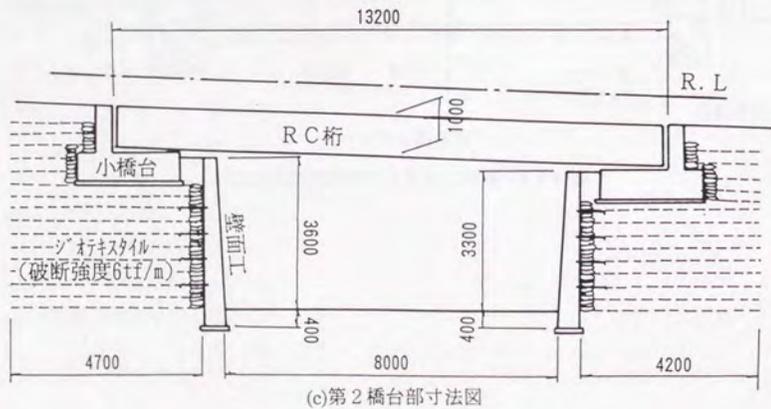
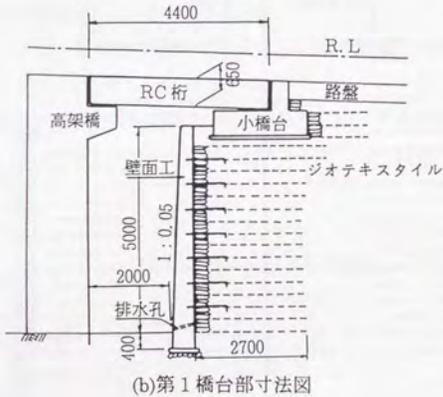
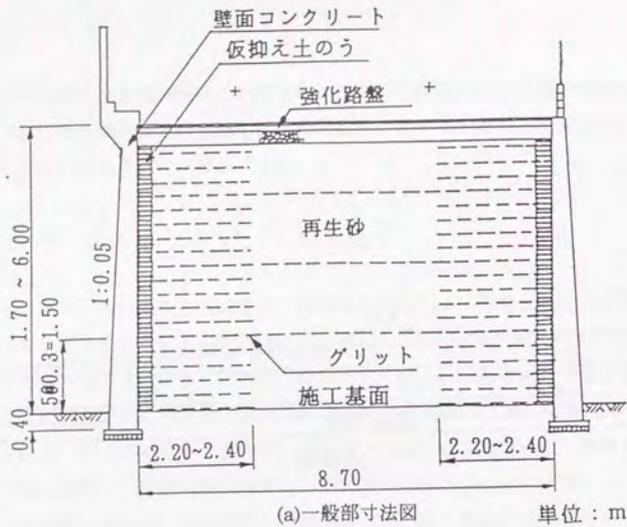


図-4.4.2 補強土擁壁の設計断面図

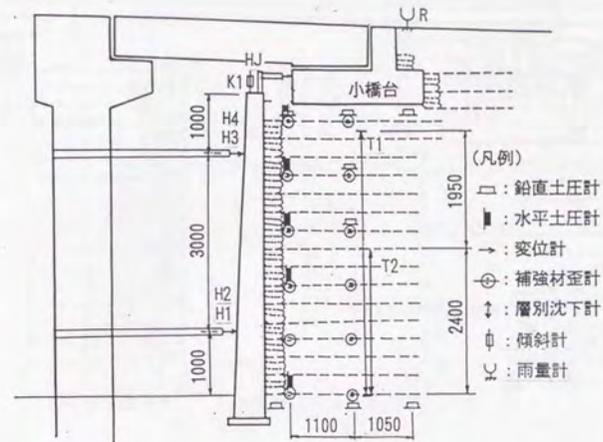


図-4.4.3 計測器機配置 (橋台部)

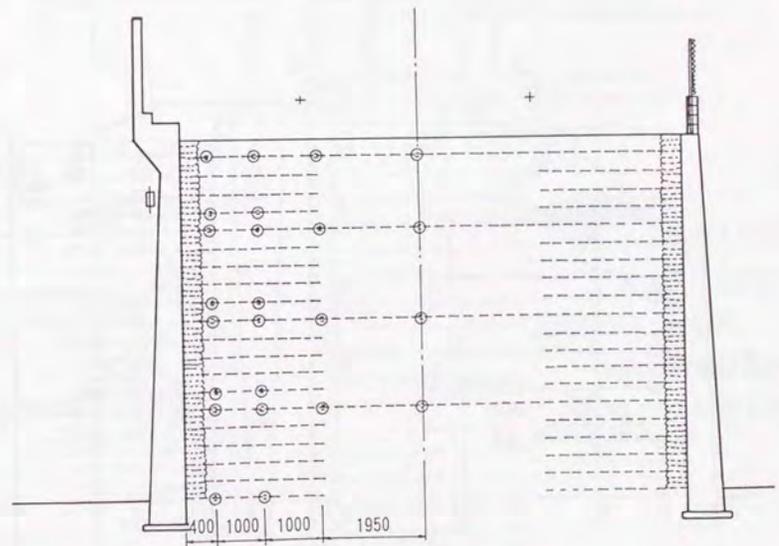


図-4.4.4 計測器機配置 (一般部)

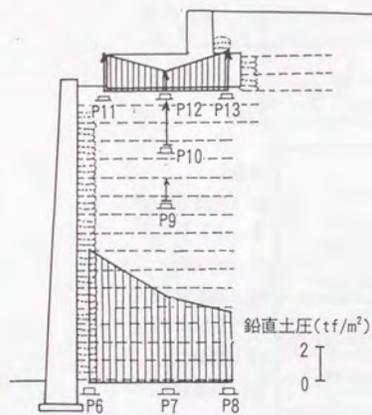


図-4.4.5 鉛直土圧計 (施工時)

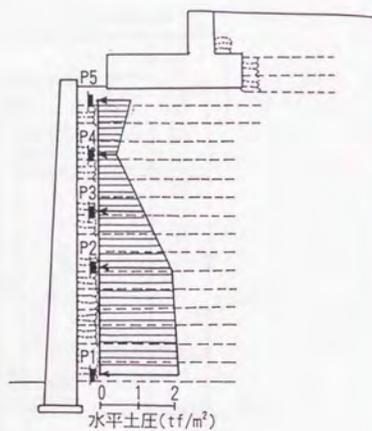


図-4.4.6 水平土圧計 (施工時)

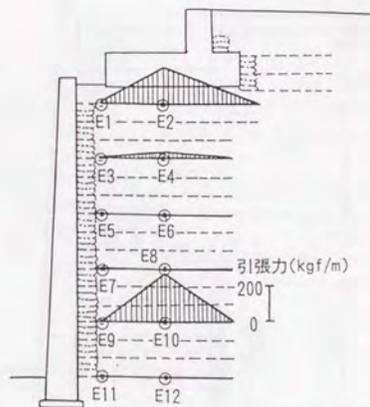


図-4.4.7 橋台部張力分布 (施工時)

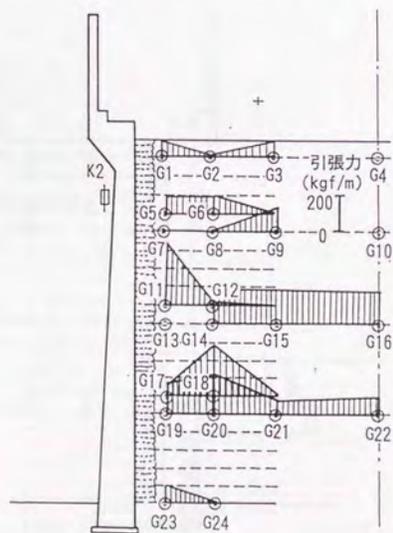
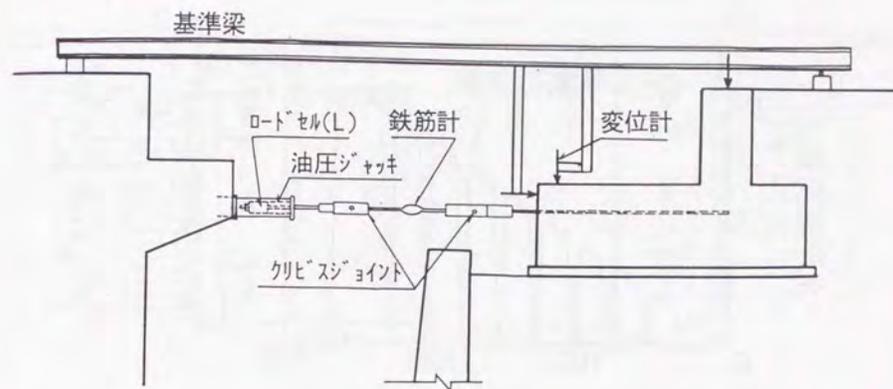
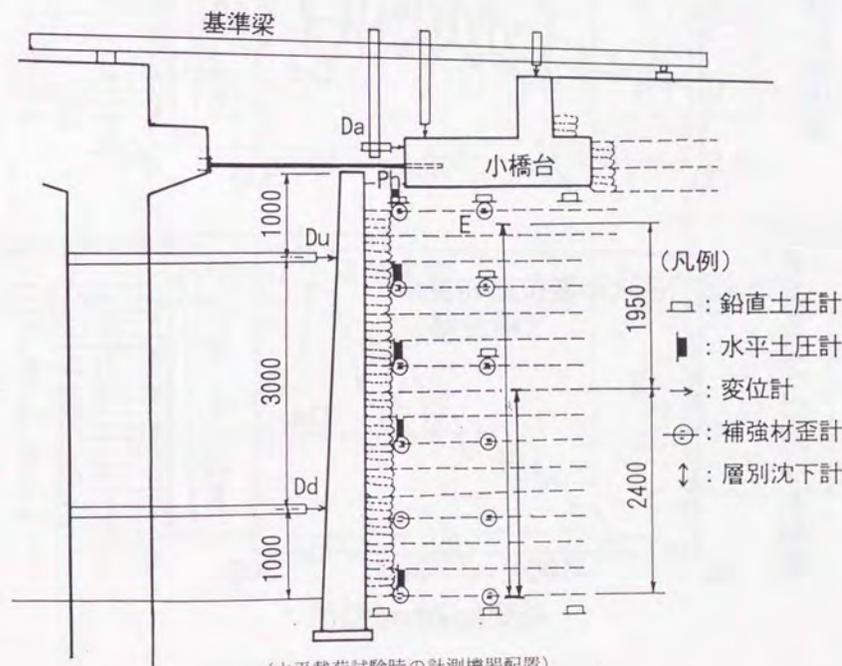


図-4.4.8 一般部張力分布 (施工時)

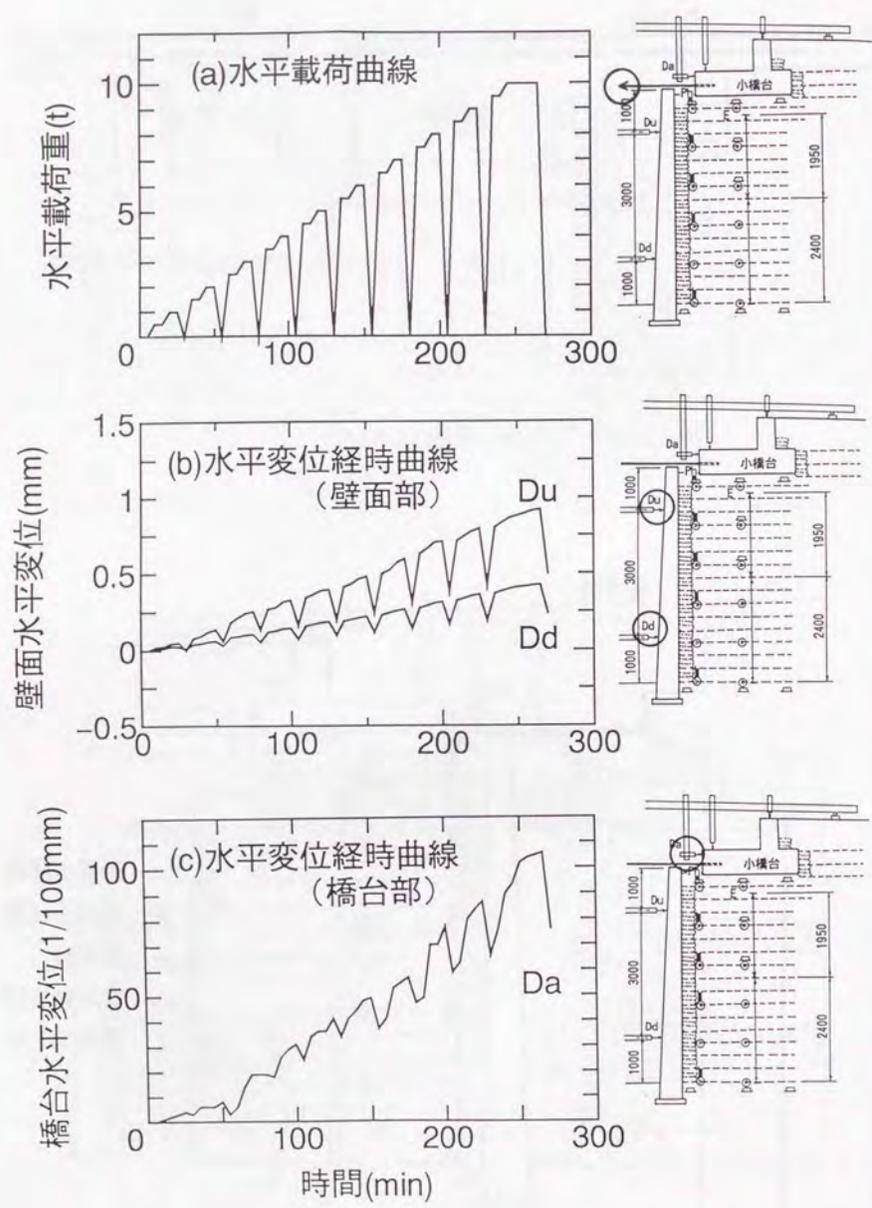


(水平載荷装置部の詳細図)

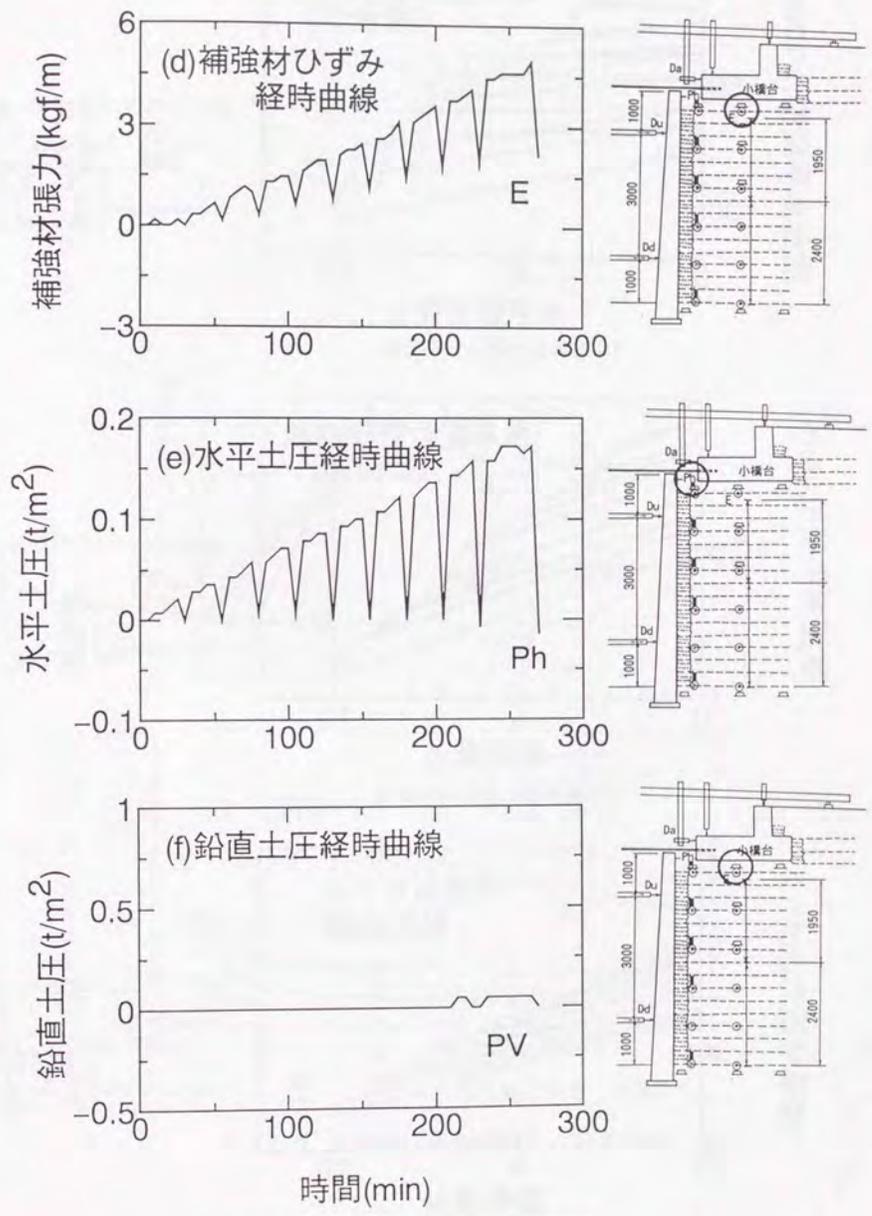


(水平載荷試験時の計測機器配置)

図-4.4.9 計測機器配置 (水平載荷)

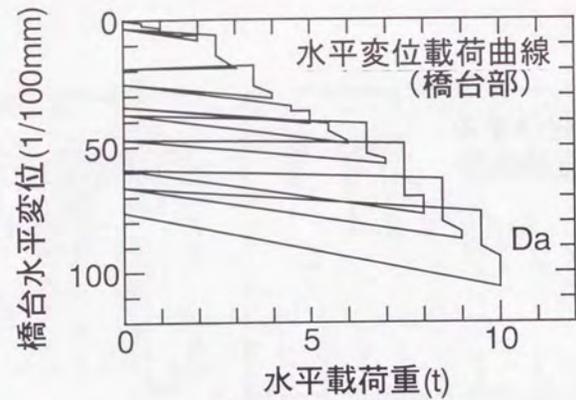


(1) 載荷重、橋台変位、壁面変位計の出力
 図-4.4.10 計測機器出力状況 (その1)

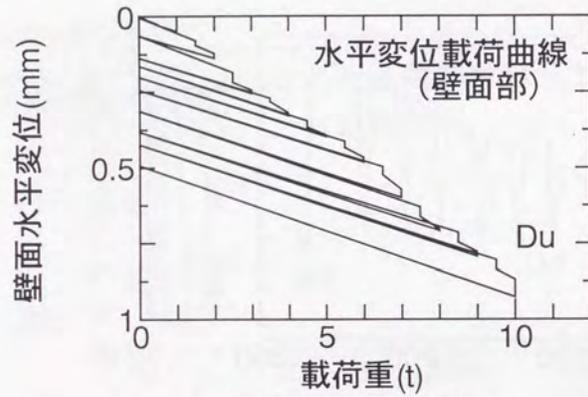
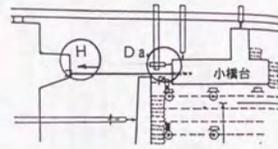


(2) 補強材ひずみ、水平土圧、鉛直土圧計の出力

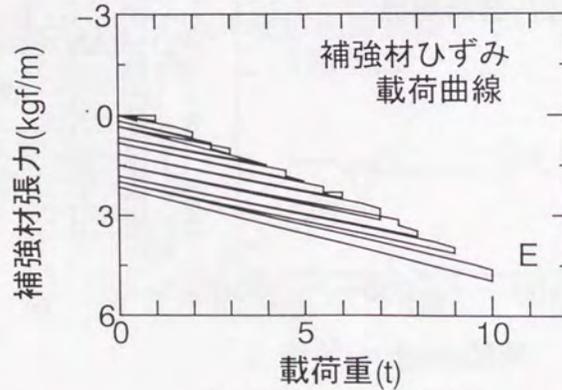
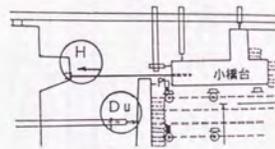
図-4.4.10 計測機器出力状況 (水平載荷)



(a) 載荷重と橋台水平変位



(b) 載荷重と壁面水平変位



(c) 載荷重と橋台直下補強材力

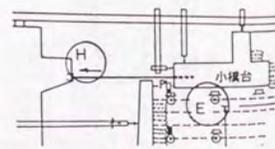


図-4.4.11 水平載荷重と橋台・壁面変位、補強材力との関係 (水平載荷)

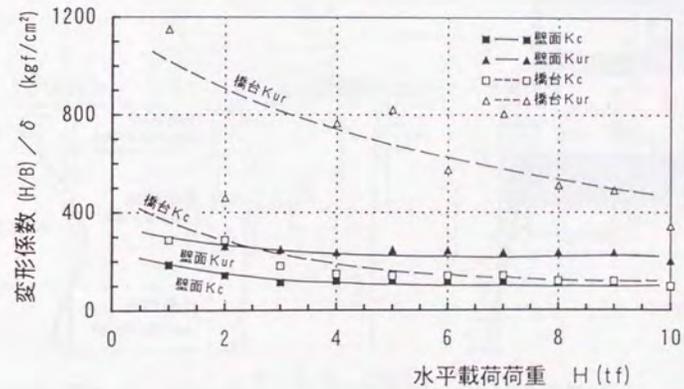
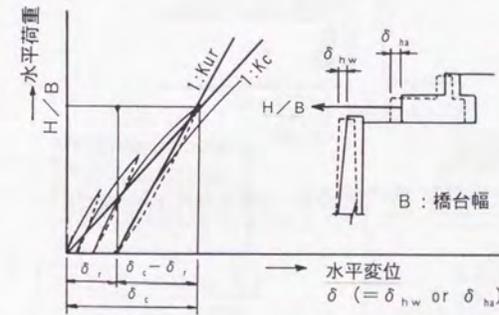


図-4.4.12 変形係数の載荷重依存性 (水平載荷)

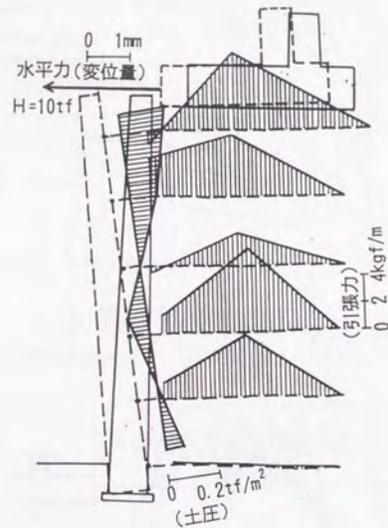
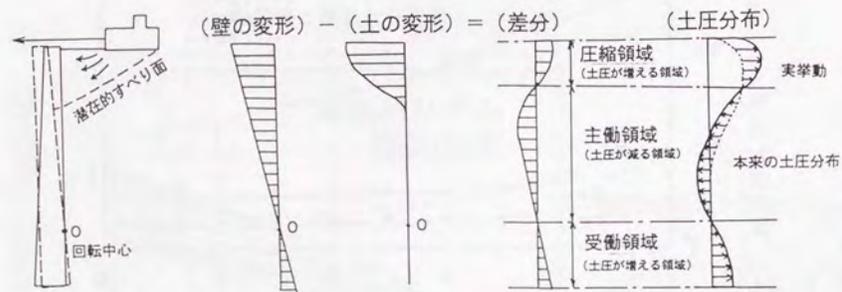


図-4.4.13 ピーク時応力・変形モード (水平荷重)



(a)変形モード (b)壁の変形モード (c)土の変形モード (d)相対変形 (e)土圧分布の概念

図-4.4.14 土圧分布の概念 (水平荷重)

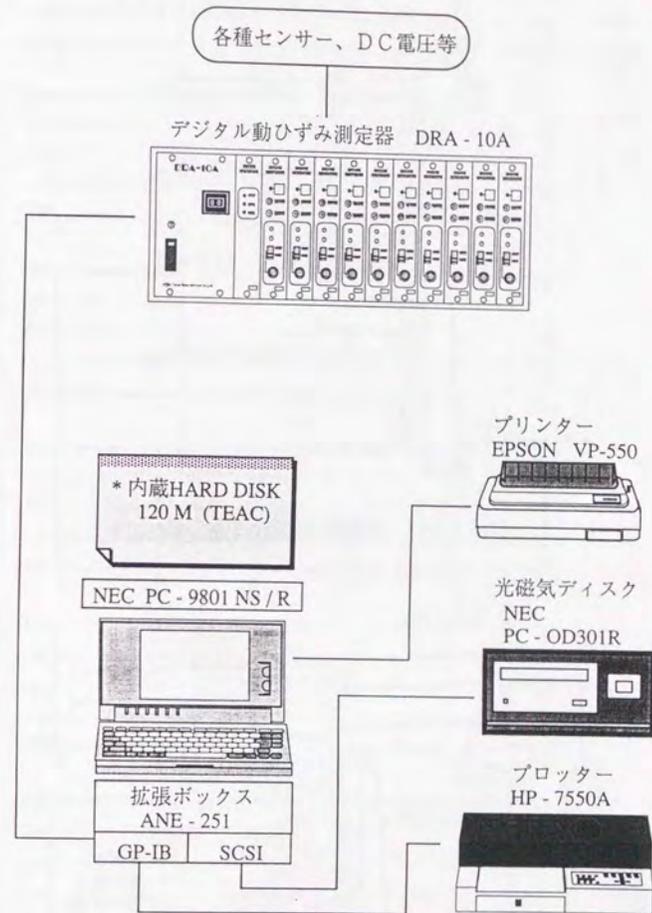


図-4.4.15 動的計測システム

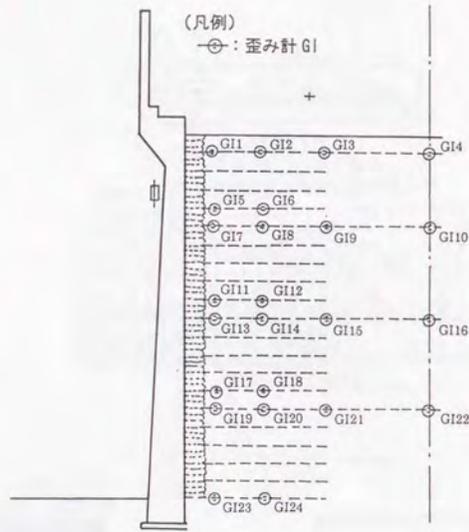


図-4.4.16 一般部計測機器の配置 (動的計測)

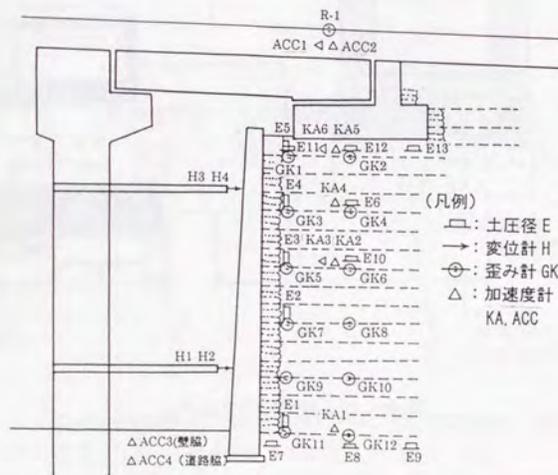


図-4.4.17 橋台部計測機器の配置 (動的計測)

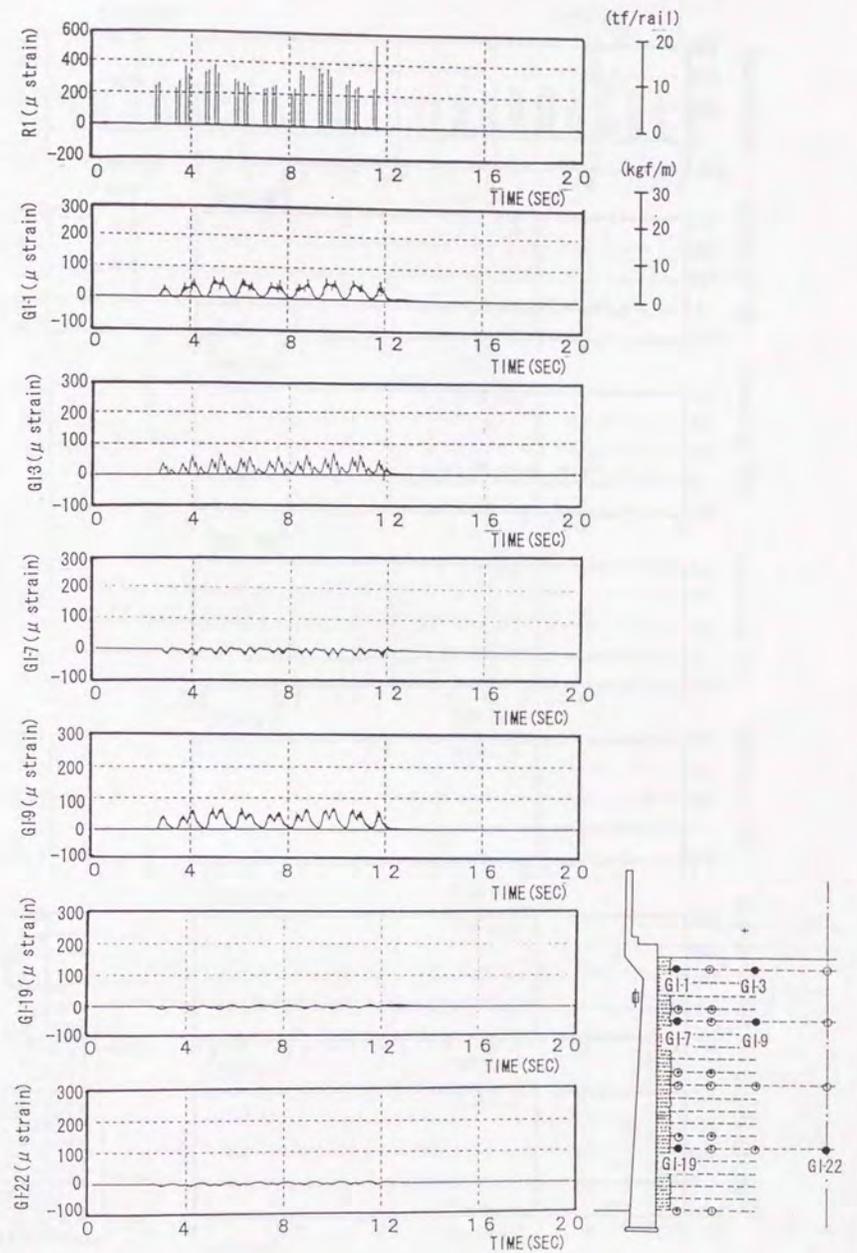


図-4.4.18 一般部補強材ひずみ出力 (動的計測)

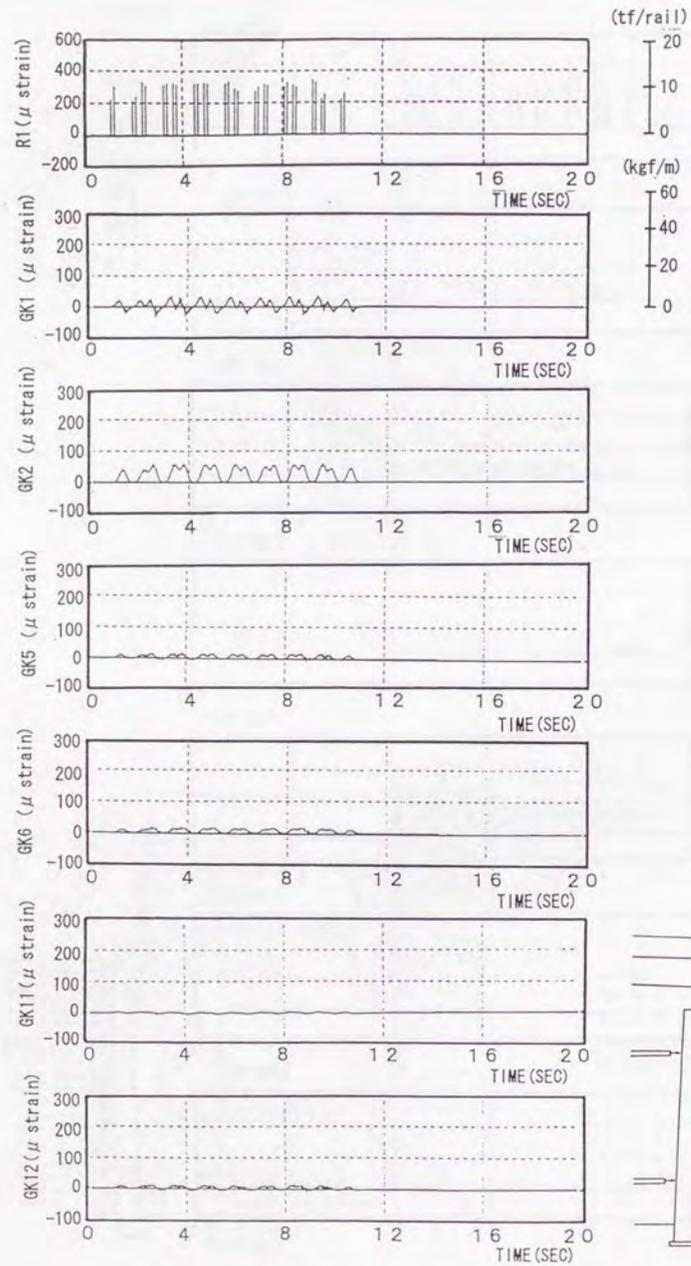


図-4.4.19 橋台部補強材ひずみ出力 (動的計測)

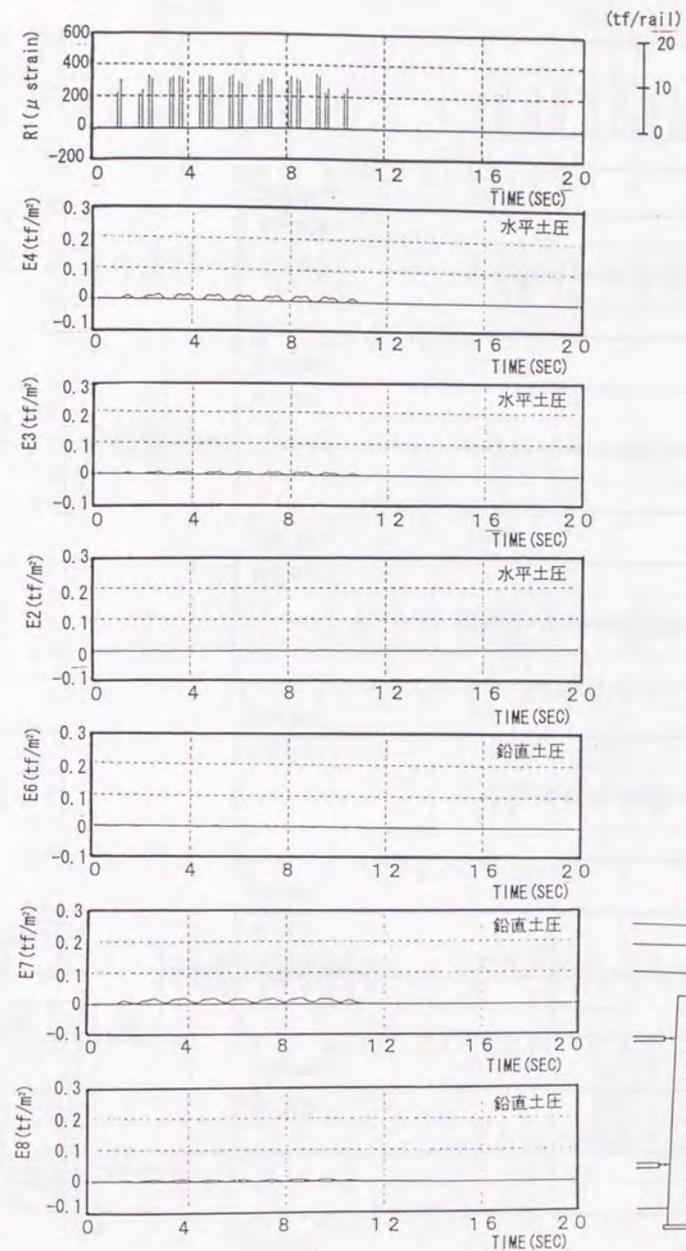


図-4.4.20 橋台部土圧計出力 (動的計測)

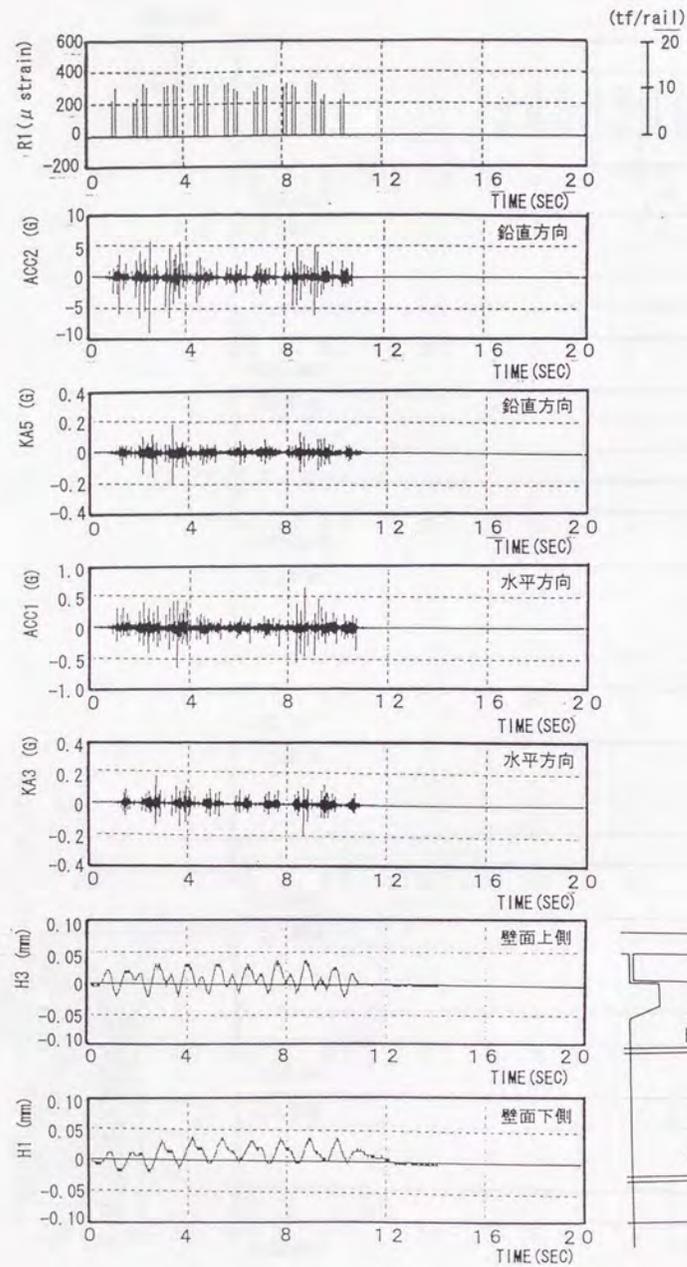


図-4.4.21 橋台部加速度計出力 (動的計測)

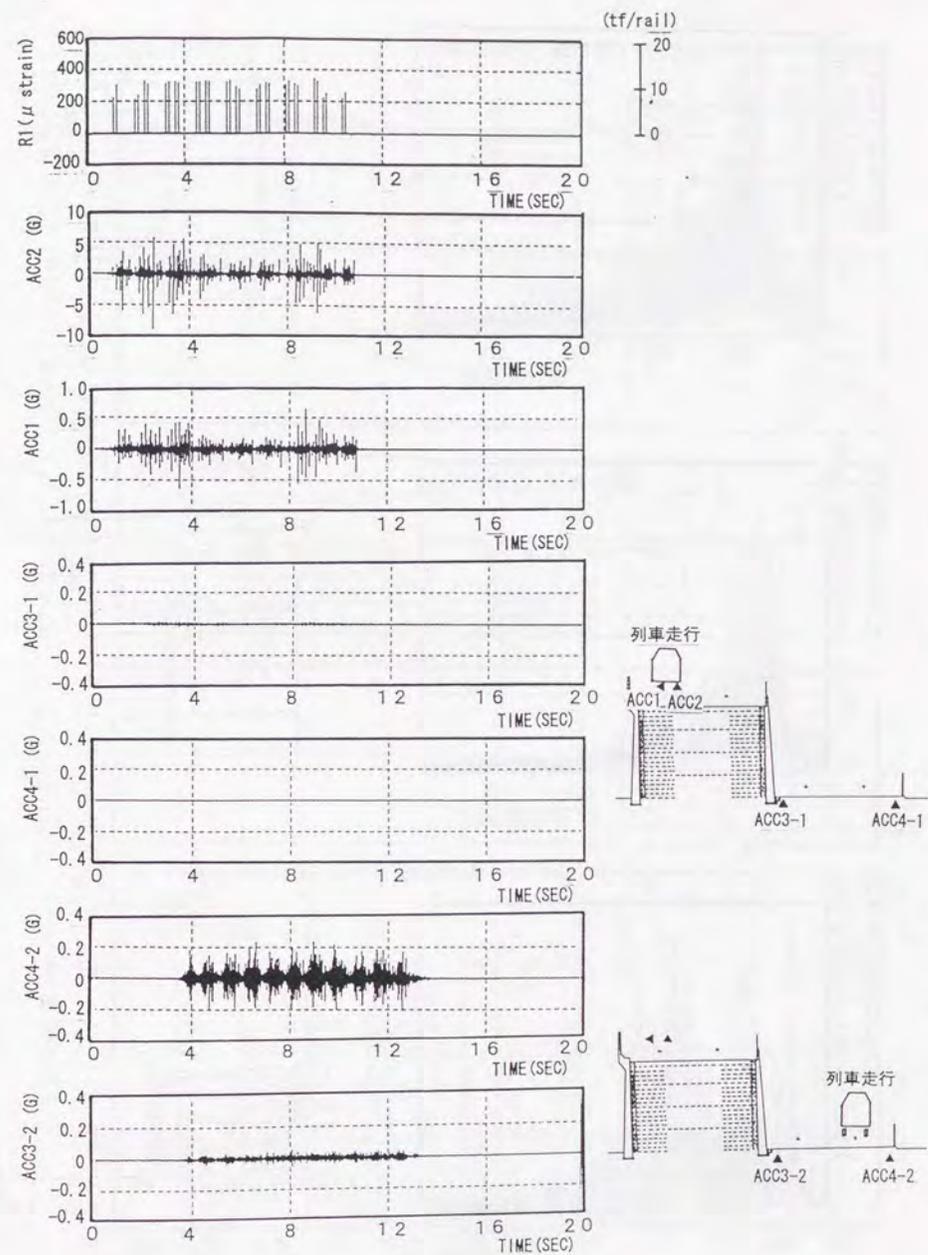


図-4.4.22 地盤加速度計出力 (動的計測)

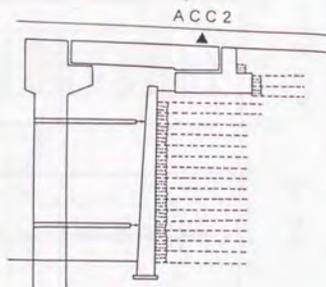
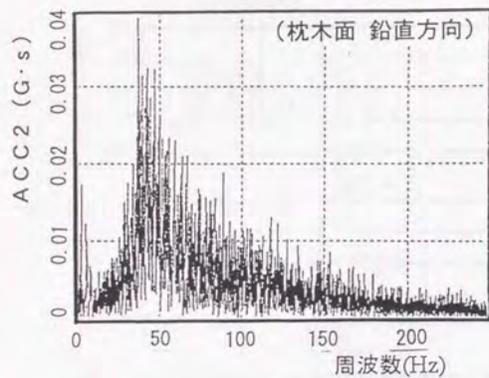


図-4.4.23 枕木加速度フーリエスペクトル

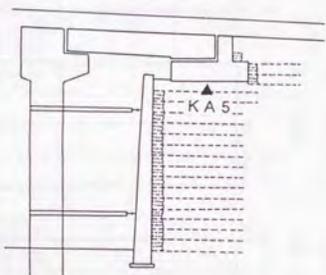
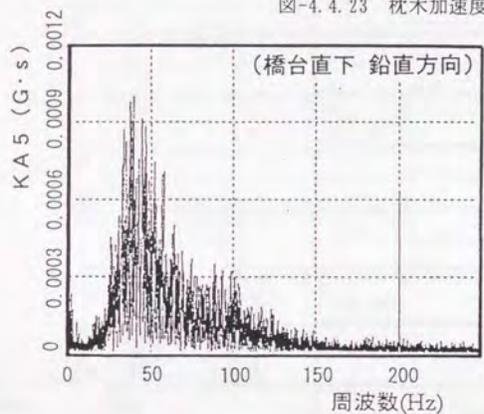


図-4.4.24 盛土内加速度フーリエスペクトル

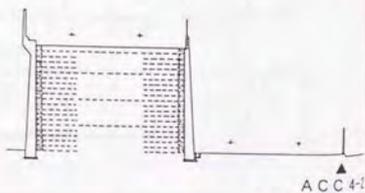
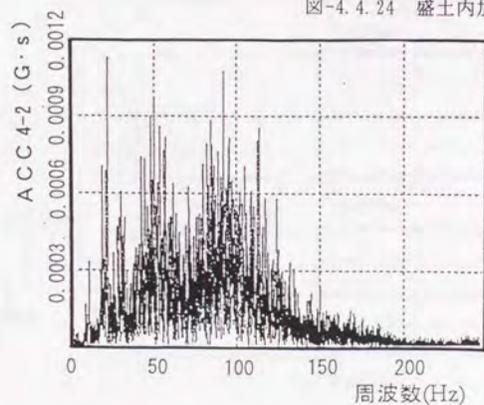


図-4.4.25 地盤加速度フーリエスペクトル

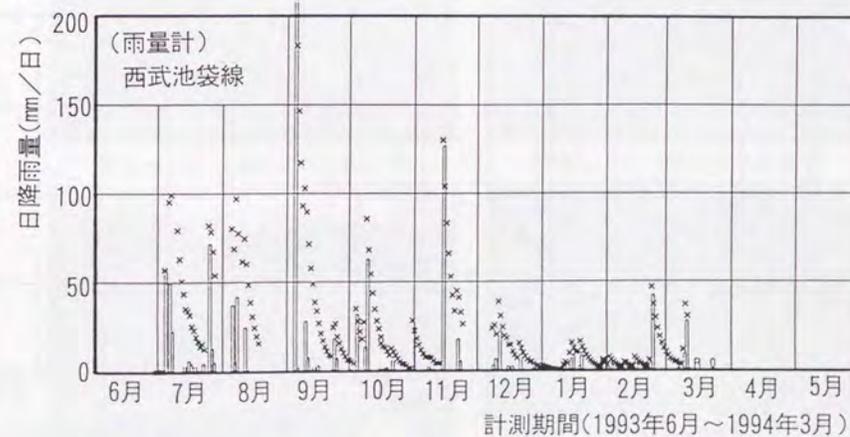
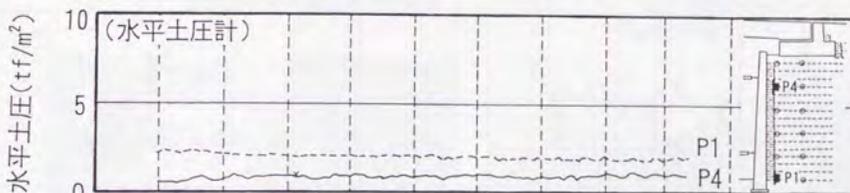
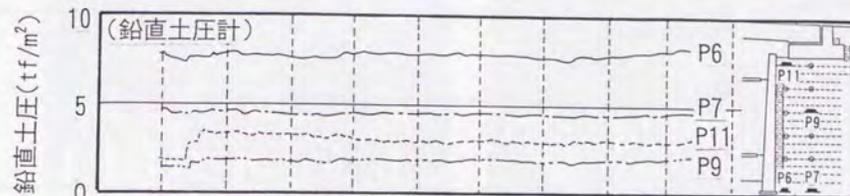
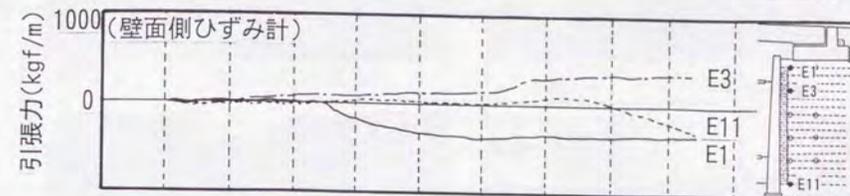
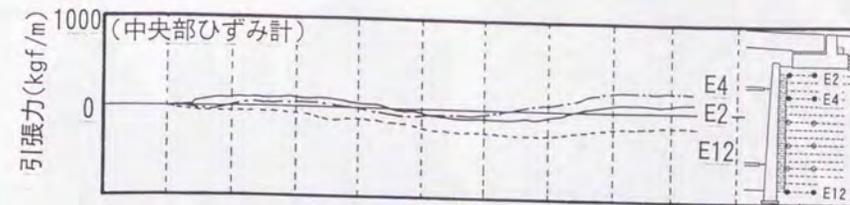


図-4.4.26 土圧計、補強材力の動態計測結果

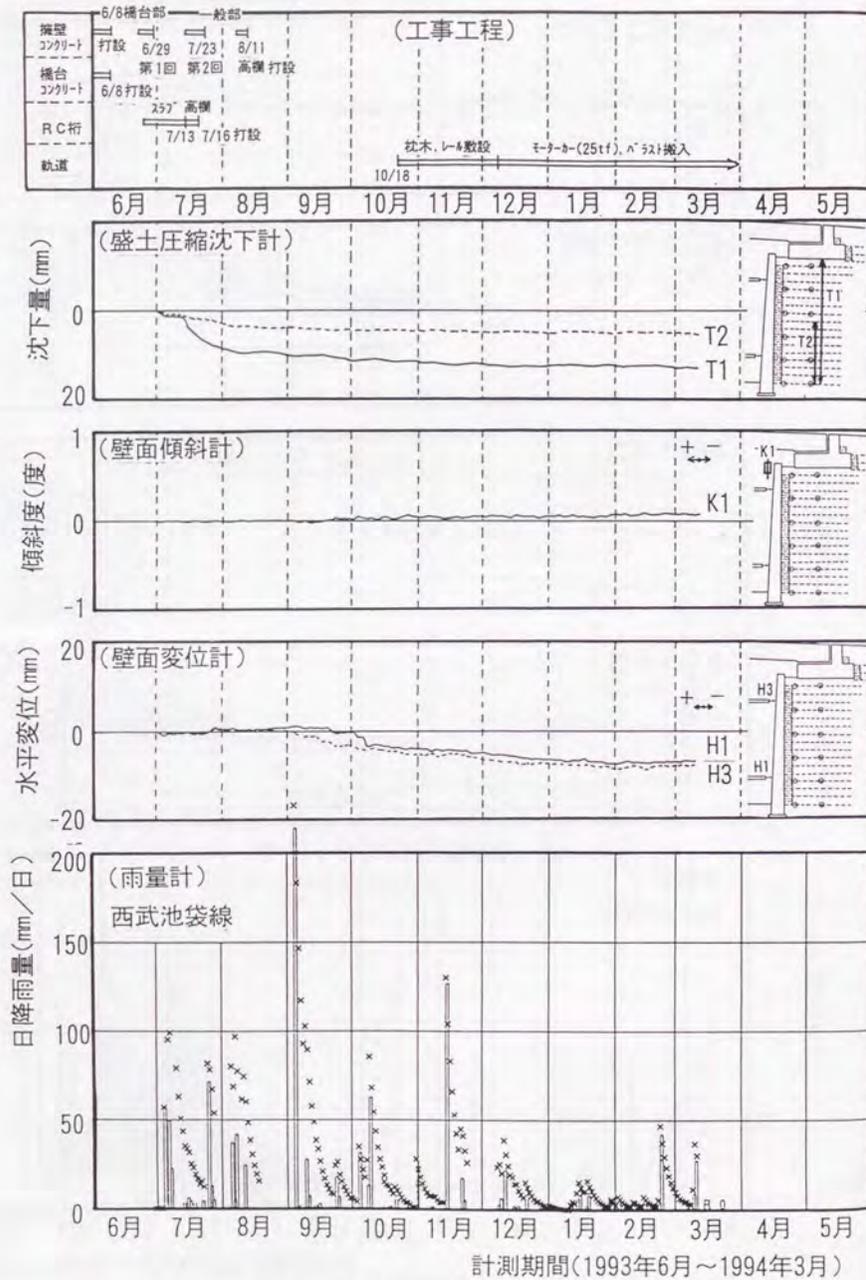


図-4.4.27 変位計、傾斜計の動態計測結果



写真-4.4.1 既設線側の施工状況

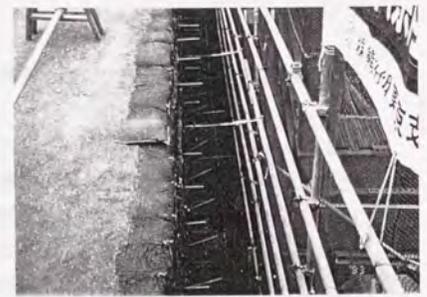


写真-4.4.2 ビル側の施工状況

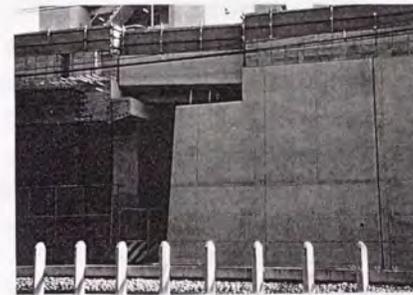


写真-4.4.3 高架橋取付け部の補強土橋台

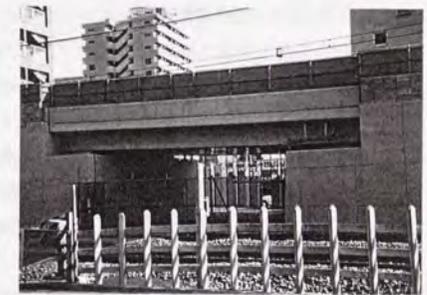


写真-4.4.4 横断道路部の補強土橋台

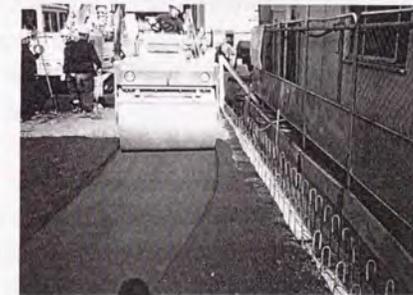


写真-4.4.5 土嚢部近傍の転圧状況



写真-4.4.6 補強土擁壁全景

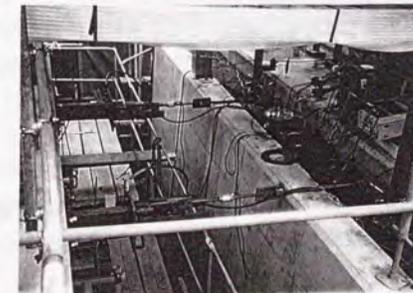


写真-4.4.7 水平載荷試験状況



写真-4.4.8 載荷試験計測状況

第5章 長野新幹線車両基地での施工事例

5.1 現場概要

長野新幹線車両基地の西側土留め構造物として、延長約2kmに渡り剛な一体壁面を有する補強土擁壁が採用された。この工法の特徴の一つは、地盤条件が比較的悪い所でも、従来形式のRC擁壁では必要となる杭等の基礎が省略できること、盛土材を選ばず粘性土での施工も可能であることである。当現場は、30m程度の軟弱地盤上に粘性土を用いて盛土を構築する工事であり、これの特性が最も生かされる現場である。

図-4.5.1に現場位置図を示す。図-4.5.2に車両基地の地質縦断面図を示す。現場は、長野駅から北東に約10kmの長野盆地（長野市赤沼）に位置する。この地域は千曲川の後背湿地であり、表層に第四紀沖積土に軟弱土が厚く堆積した地盤である。このため、約30mの厚さに軟弱なピート層、粘性土層が連なっている。

当車両基地は、1998年に開催される長野冬期オリンピックに合わせて開業が予定されている北陸新幹線のために、東京・長野間の車両の留置、メンテナンスを行うものであり、総面積約15万 m^2 、延長約1.8km、設計完成盛土高さは約2m、最大幅100mの大規模車両基地である。

5.2 施工概要

図-4.5.3に車両基地の概要図を示す。この内、補強土擁壁は西側の土留めとして延長約2kmにわたり施工された。また車両基地と本線高架橋を結び取り付け盛土にも約100mの補強土擁壁が施工された。なお取り付け部は、杭で支持された高架橋と、盛土で構築された車両基地の相対沈下を緩衝する目的で、階段状に段階的に地盤改良を施した。また取り付け部の横断水路部分に補強土橋台が設置されている。

車両基地の施工は全工事区間を10ブロックに分けて、1993年12月から工事を開始し、1996年3月時点で盛土工事は終了している。当現場での軟弱地盤対策工法の決定にあたっては、許容残留沈下量を電車留置線で10cm、構造物設置位置で5cmとして検討を行った。検討の結果、沈下の大部分が上層部のピート層であり、プレロードを加えることにより比較的早期に所定の沈下量まで圧密が終了することが予想された。

実際の施工では、あらかじめ補強盛土の沈下量を見越して50cmの余盛りをし、設計高さ2mに対し2.5m～3.0mの高さとした。更にその上部にのり勾配1:1.5のプレロード盛土を平均2.5mの高さで構築した。プレロード期間中、補強土擁壁は壁面を打設しない状態で放置して沈下させ、残留沈下量が許容値に達した段階でプレロードを除荷し、壁面コンクリートを打設することにした。写真-4.5.1～7に車両基地のは施工状況ならびに完成状況を示す。

図-4.5.4.5に、計測ラインNo.3（図-4.5.3(1)参照）における地盤深度方向の沈下経時曲線と、盛土断面方向の地表面沈下量を示す。なお、図-4.5.4の測定点は盛土西側（補強土）

端部から15mの地点である。また、図-4.5.5の地表面沈下量は、図-4.5.4の20ヶ月時点での測定データである。

写真-4.5.5は補強土擁壁部の沈下状況を示す。既に80～100cmの沈下が見られるが、補強土擁壁は壁面が打設されない状態では大きな変形に対しても追従するため、全く問題は生じていない。なお平成8年4月現在で、壁面コンクリートはまだ打設されていない。

5.3 計測

5.3.1 計測目的

東京大学、鉄道総研で試験盛土を構築して行った研究によると、複合補強材（不織布と織布の複合材）を用いることにより粘性土を盛土材として用いた補強盛土の施工は可能であることが確認されている。また、長期安定性も確認されている。更に、室内模型と、実物大盛土の載荷実験により、その安定性も確認されている。しかし、この構造形式の補強盛土を本体構造物として使用するのには当現場が始めてである。したがって、土圧分布、間隙圧分布、補強材引張力、壁面応力、変形量等を把握し、補強盛土の安定性や変形性を調査して、今後の設計の合理化のための情報を得るために必要であると考えた。また、本工事における安全管理上からも重要である。そこで、施工に当たって、本体盛土の計測を行うことにした。また、試験盛土も建設し、それに対しても計測機器を配置し、破壊実験を行い、補強盛土の破壊メカニズムの解明を試みた。

5.3.2 計測盛土の概要

図-4.5.6に試験盛土の概要を、写真-4.5.8～15は試験盛土の構築状況ならびに試験状況を示す。この試験盛土は、車両基地本体盛土の向かい側に発泡スチロール（EPS）ブロックを挟んで施工した（場所：図-4.5.3(1)参照）。幅17.2m、奥行き18m、高さ3.1mであり、その上部に高さ1.9mのプレロード盛土を構築した。試験盛土には前述したように「無補強断面：①断面」と、「複合補強材だけで補強した断面：②断面」の2断面が設けられている。ここで、複合補強材とは、排水目的の不織布と、補強目的の織布を積層させて造られたジオテキスタイルのことをいう。

図-4.5.7に本体盛土の計測断面の概要を、写真-4.5.16～23は施工状況を示す。「複合補強材+土嚢+厚さ15cmのコンクリート壁面で補強した本盛土と同じ断面：③断面」は、車両基地本体盛土の計測区間と兼用した。土取り場の地質状況が著しく変化しているため、この計測区間については試験盛土と同時期に採取した土を用いて試験盛土と同じ手順で幅19.9m、奥行き25.0mの盛土を先行して構築した。

表-4.5.1は、構築した3断面の盛土材をブロックサンプリングし、土質試験を行った結果であるが、本体盛土③は試験盛土①②に比べて締固め度が相対的に低かった。

5.3.3 計測内容

計測は以下に示すように、本盛土および試験盛土の施工時、本盛土のプレロード載荷時、

試験盛土の崩壊実験時の挙動を計測する短期計測と、本盛土での施工終了後の動態計測を行う長期計測の2種類に区分される。

(1) 施工時の計測 (本盛土、試験盛土)

施工中及びプレロードを載荷した直後の盛土内部並びに地盤部の挙動を把握する目的で計測を実施した。この計測では、長期的な地盤の圧密沈下と盛土の変形の確認を試験の対象とはせず、盛土構築中やプレロード施工中など、荷重状態が変化した際の地盤の変形や安定性を確認することを主眼とした。このため、短期間の手動による計測とした。

施工中の計測は、図-4.5.8に示す試験盛土の、①補強材を入れない断面、②壁面を構築せず補強材だけの断面と、図-4.5.9の③本盛土の計測断面に対して実施した。これら①～③断面における計測結果を相互比較した。

(2) 崩壊実験時の計測 (試験盛土)

試験盛土の①、②断面においてプレロード載荷後、EPSを撤去し崩壊実験を実施した。表-4.5.2に崩壊実験時の計測項目を示す。試験盛土での計測使用機器、計測システムは、後に説明する長期動態計測と基本的には同様であり、パソコンによる自動計測とした。

(3) 長期計測 (本盛土)

長期計測は、本盛土として使用する区間の一部を計測断面とし、補強材のクリープ、壁面応力、盛土体応力、盛土の変形、地盤の圧密等に着目して動態計測を実施した。計測期間は、盛土施工直後から平成7年6月までである。これ以降は、工地上、支障が生じたため測定不能となった。本盛土の主な計測項目を表-4.5.3に示す。

動態計測は多点の計測器機に対し長期に渡り計測する都合上、自動計測とする必要がある。各計測器機のデータはスキャナーに接続し、計測間隔は1時間に1回を標準としパソコンを介しフロッピーディスクに収録した。

5.4 試験盛土の計測結果

試験盛土の①②断面は施工中に安定しないことが予想されたため、図-4.5.6、図-4.5.8に示したように、既設盛土を反力として構築した後に、間に挟んだEPSブロックを図に示すように引き抜いた。これに対し、本体盛土は十分に自立するので、特に反力を設けることはせず、順次盛土を積み上げた。計測は、施工中、プレロード盛土載荷時と、試験盛土の崩壊実験(EPS引抜き)時に実施した。計測の主な着目点は、盛土圧縮沈下量、間隙水圧、(補強材力)、盛土底面の土圧分布である。

図-4.5.10～13に試験盛土における施工時から実験中までの計測機器の出力結果を示す。ここに示す値は計測機器設置後からの値を示したものである。また横軸の経過ステップは時間的な縮尺を考慮していないので注意を要する。

全体的にはプレロード施工中に出力が変化するが、崩壊実験中の変化は小さい。放置期間中に若干増加する傾向が見受けられるが、徐々に収束する傾向にある。

図-4.5.14に、本体盛土はプレロード盛土構築後から2週間後の変形状態、試験盛土はEPS引抜き後から2週間後の変形状態を示す。また各断面の盛土底面の鉛直土圧分布の比較も示す。試験盛土は十分に締固めたため、期待したような急激な崩壊は見られなかったが、無補強の①断面では肌落ちを繰り返し、進行的な崩壊が生じた。補強材のみを配置した②断面ではEPS除去直後は上部3段程度が前倒れ的な変形を示し、下部には変形が見られなかった。その後徐々に下部盛土の壁面に表面に丸みをおびた変形が見受けられ、盛土上部には大きなクラックが発生した。これに対して、試験盛土よりも土の密度が緩かったにも関わらず剛な壁面工を有する③断面の本体盛土は、プレロード載荷後でも目立った変形が認められなかった。ただし、③断面の本体盛土の圧縮沈下量は壁側(L1)で85mm、内側(L2)で63mmであり、試験盛土の①(無補強)区間の60mm、②(補強材だけ)区間の51mmよりも大きな値を示した。これは補強効果の差から生じたものではなく、締固め度が低いためと考えられる。

盛土つま先の地盤反力分布を比較すると、③②①の順で大きくなっている。特に③の剛壁面を有する場合はかなり大きい。①無補強、②補強材のみの断面では、つま先に応力集中が生じた場合でも地盤が降伏する前に盛土体が局所的に降伏してしまうので、結果として大きな地盤反力が得られなかったと考える。これに対して剛壁面を有する③断面では、盛土体の局所的降伏が生じにくいいため、地盤が降伏するまではつま先で十分な反力が得られたものと思われる。これを、補強土擁壁の転倒の観点から考えると、回転中心点がつま先に近いほど転倒安全率が高まるので、③②①の順で安定性が高い構造であると言える。

5.5 本体盛土の動態計測結果

図-4.5.15～5.4.19に、本体盛土のプレロード構築後からの経時変化を示す。ここで、盛土内に配置した計測機器の番号は基本的には、機器名、配置した層、列の順で称した。例えばS10-1は、10層目に配置された壁面側から1列目の補強材ひずみ計を示す。地盤に配置した土圧計は、①②③断面の順で、壁面側から順に通し番号で示している。参照のため計測値の横に計測場所を示した。

これらの値はプレロード終了時を0として、それ以降の出力の変化値を示したものである。計測日数約180日目まではプレロード盛土が載荷された状態であり、その後、プレロード盛土が撤去されている。図-4.5.15の土圧計の出力が顕著である。なお、経過日数約60日目～130日目までの計測データが、工事の都合で採取できなかったため、その間の値は直線補間している。

図-4.5.15の土圧計の出力値ではD0-1(地盤面の壁面直下)以外の出力変化は小さく、盛土内の応力状態は安定している。またプレロード撤去に反応し、どの土圧計も土圧の減少が見られるが、特に壁面下端(D0-1)の減少が大きい。これはプレロードを撤去したことによって補強領域背面からの土圧が軽減し、つま先での応力集中が緩和したためである。

図-4.5.16の補強材力は、初期において出力の変化がみられるが、その後徐々に収束する方向に向かっているようである。しかし圧縮側に増加する場合と、引張り側に増加する場合があります、一様な傾向は見受けられない。いずれにしても出力の変化量は±200kgf/m程度であり、補強材の破断強度に比べると非常に小さい。また、プレロード除去による補強材力の変化が小さいのは、土の変形特性が塑性であることによる。このことは、プレロード盛土により補強材がプレストレスされることを示している。これもプレロード工法による効果の一つである。

図-4.5.17の間隙水圧計は出力0付近で変動しており、正の間隙水圧は発生していないようである。したがってプレロード除荷時でも反応していない。

図-4.5.18は盛土内に設置した層別沈下計の出力である。L1は壁面寄りの、L2は盛土内側に設置したものであるので、定性的にはL2の方が大きく沈下するはずである。しかしほとんど反応していないことから、盛土構築中に変位計が振り切れたかもしくはケーブルが破断したと思われる。

図-4.5.19は壁面に設置した傾斜計の出力である。盛土は地盤の圧密によって1m近くも沈下したにも関わらず、ほとんど傾斜していない。したがって補強土擁壁は鉛直方向にそのままの形状で沈下したと思われる。

これらの計測結果から、本体構造物は十分に安定であると考えられる。

5.6 第5章のまとめ

無補強の断面、補強材だけの断面、剛な一体壁面を有する補強土断面で、プレロード載荷時の挙動を確認した。その結果、

- ①無補強断面では肌落ち崩壊が繰り返され、徐々に崩壊が進行した。
- ②補強材だけの断面では、壁面下面が圧縮変形し、前倒れのな変形が生じた。
- ③これに対し、剛な一体壁面を有する補強土擁壁は、ほとんど変形が生じなかった。

これは、補強土体が不安定になり盛土つま先に応力集中が生じた場合でも、壁面工の剛性が高い順に、地盤の降伏応力までは反力が得られ、転倒安全率が高まるためである。

このような効果によって長野車両基地では、粘性土を盛土材とし、深さ30mの軟弱地盤上に、基礎杭を用いることなく延長2kmに及ぶ「剛な壁面を有する補強土擁壁」が建設が進められている。

<参考文献>

- 1) 小島謙一、館山勝、丸山修、三浦正宣、米澤豊司(1994.12)：軟弱地盤上における粘性土剛壁面補強土擁壁の解析と施工、第9回ジオテキスタイルシンポジウム、pp. 2-7
- 2) 館山勝、小島謙一、丸山修、米澤豊司、龍岡文夫(1996.9)：粘性土を用いた補強盛土の崩壊実験、土木学会第51回年次学術講演会Ⅲ部門、投稿中

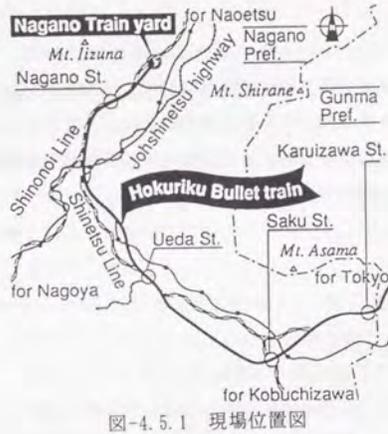


図-4.5.1 現場位置図

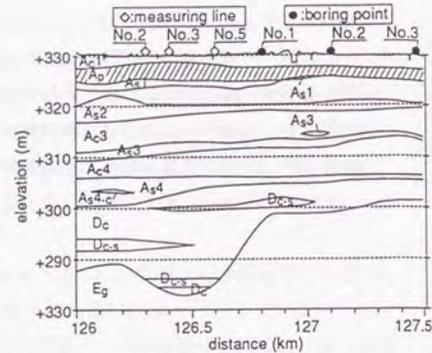
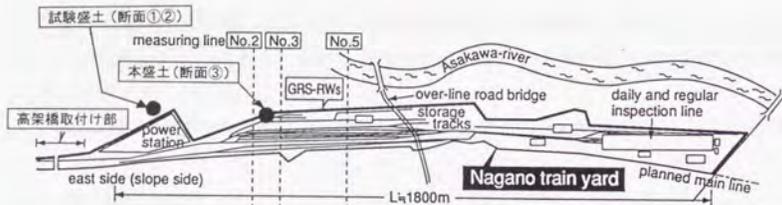
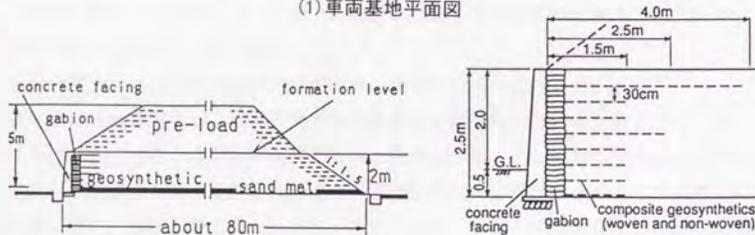


図-4.5.2 車両基地の地質縦断面図

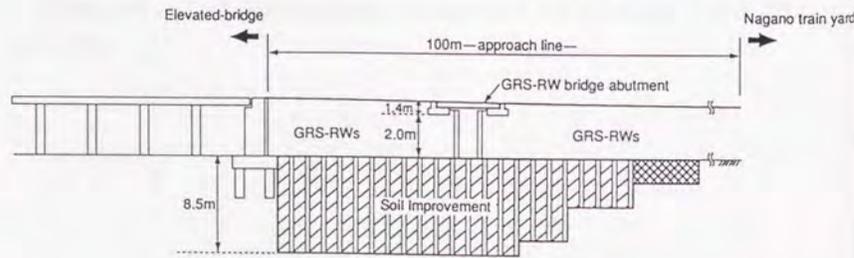


(1) 車両基地平面図



(2) 車両基地断面図

(3) 補強土擁壁断面図



(4) 取付け部側面図

図-4.5.3 車両基地概要図

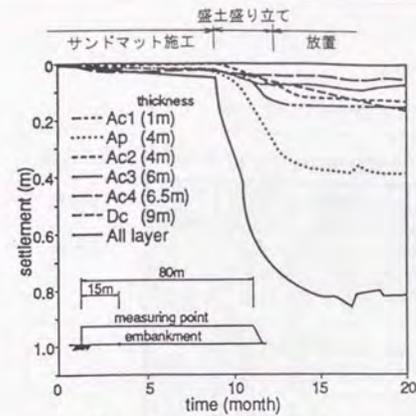


図-4.5.4 深度方向の沈下量
(計測ラインNo.3)

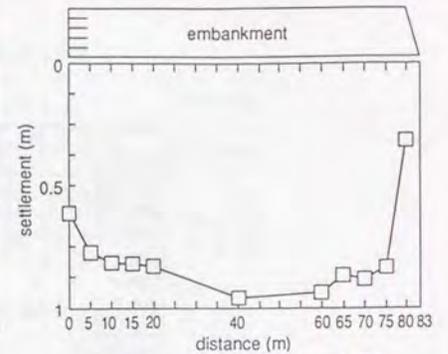
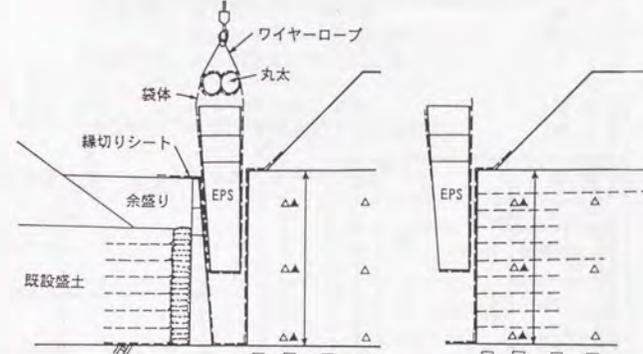


図-4.5.5 盛土断面方向の沈下量
(計測ラインNo.3)

本盛土の前面に試験盛土を構築し、プレロードを載荷する。その後、本盛土と試験盛土の間に挟んであるEPSブロックを撤去し崩壊実験を実施する。

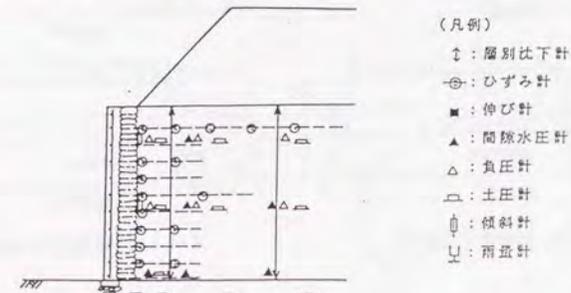
(凡例)
↓: 層別沈下計
⊕: ひずみ計
▲: 間隙水圧計
△: 負圧計
□: 土圧計



(①断面: 無補強)

(②断面: 補強材だけ)

図-4.5.6 試験盛土の計測機器配置 (①②断面)



(凡例)
↓: 層別沈下計
⊕: ひずみ計
■: 伸び計
▲: 間隙水圧計
△: 負圧計
□: 土圧計
⊙: 傾斜計
⊥: 雨量計

図-4.5.7 本体盛土の計測機器配置 (③断面)

表-4.5.1 土質試験結果の比較

土質試験		無補強	補強材	本盛土
試験項目	単位	①断面	②断面	③断面
湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.775	1.763	1.653
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	1.455	1.41	1.247
土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.73	2.73	2.704
自然含水比	w_n (%)	22	25	32.5
間隙比	e	0.822	0.879	1.126
飽和度	S_r (%)	71	75.5	76.6
土質分類		CH	CH	CH
細粒分含有	(%)	51.8	52.2	54.9
液性限界	w_L (%)	51.7	53.6	55.1
塑性限界	w_P (%)	21.2	23.1	25.9
塑性指数	I_p (%)	30.5	30.5	29.2
圧縮指数	C_c	0.19	0.15	0.24
三軸圧縮	c (kgf/cm ²)	0.28	0.21	0.22
	ϕ (°)	20.3	20.6	18.9
	c' (kgf/cm ²)	0.16	0.14	0.13
	ϕ' (°)	31.5	30.1	29.3

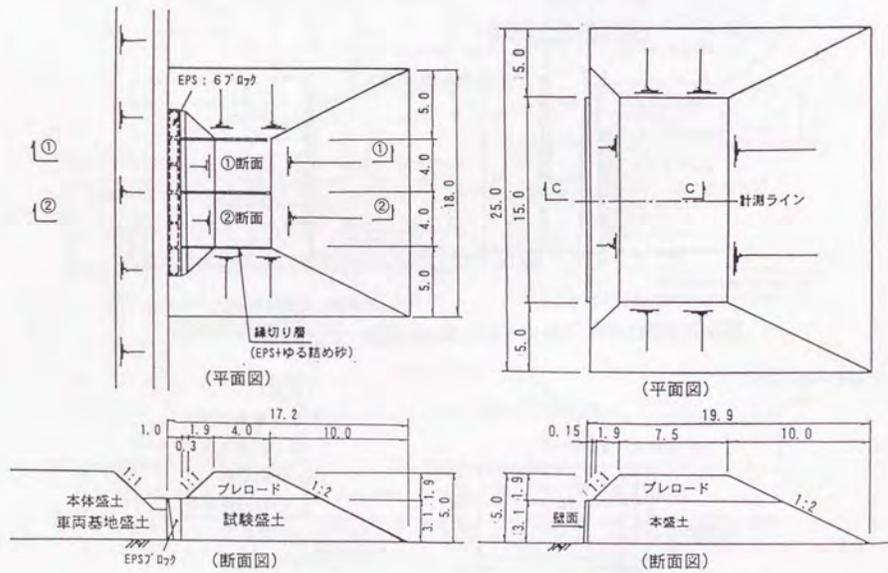


図-4.5.8 試験盛土の概要

図-4.5.9 本盛土の概要

表-4.5.2 試験盛土計測実施項目

測定箇所	計測項目	計測内容	使用計器
補強材	引張力	補強材にひずみ計を貼付する	ひずみ計
盛土体	鉛直土圧 間隙水圧 圧縮沈下	載荷に伴う盛土内の鉛直応力の変化 載荷に伴う盛土内の間隙水圧の変化 載荷に伴う盛土の圧縮沈下量	土圧計 間隙水圧計 沈下板
壁面工	変形 底面応力	写真撮影により確認 壁底面の鉛直応力の伝達度合いの確認	写真、ビデオ 土圧計

表-4.5.3 本盛土計測実施項目

測定箇所	計測項目	計測内容	使用計器
補強材	引張力	ひずみ量を測定し引張力に換算	ひずみ計
盛土体	鉛直土圧 水平土圧 間隙水圧 圧縮沈下	盛土内の鉛直応力の推移 壁面部への水平土圧の推移 盛土内のサクションの有無 盛土内の間隙水圧の推移 盛土の圧縮沈下量の推移	土圧計 土圧計 負圧計 間隙水圧計 沈下計
壁面工	傾斜 底面応力	壁面の傾斜量の推移 壁底面の鉛直応力の伝達度合い	傾斜計 土圧計
降雨量	時雨量	降雨量の経時的な変化	雨量計

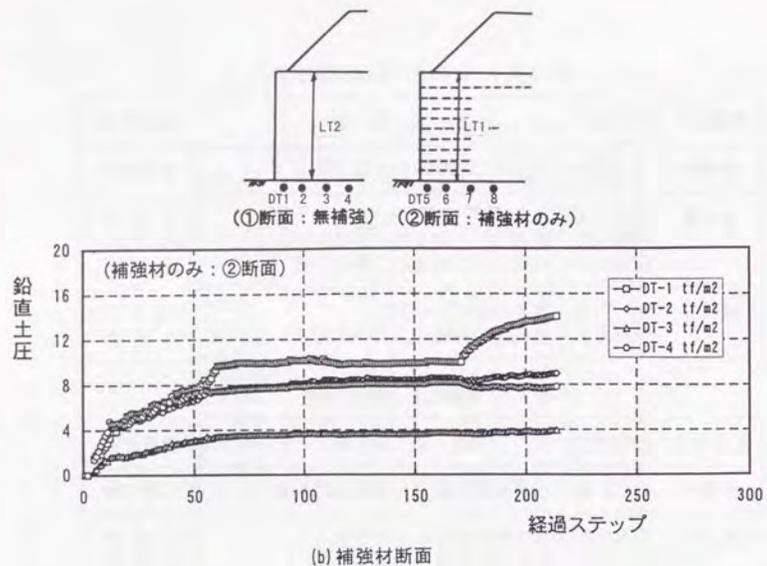


図-4.5.10 地盤面土圧 (試験盛土：①②断面)

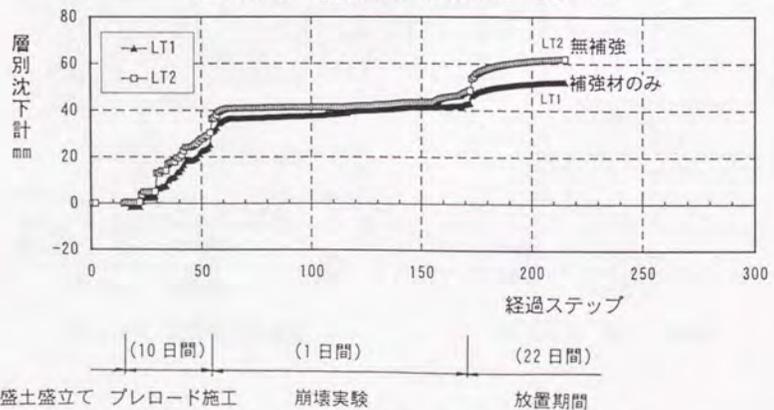


図-4.5.11 盛土内圧縮沈下 (試験盛土：①②断面)

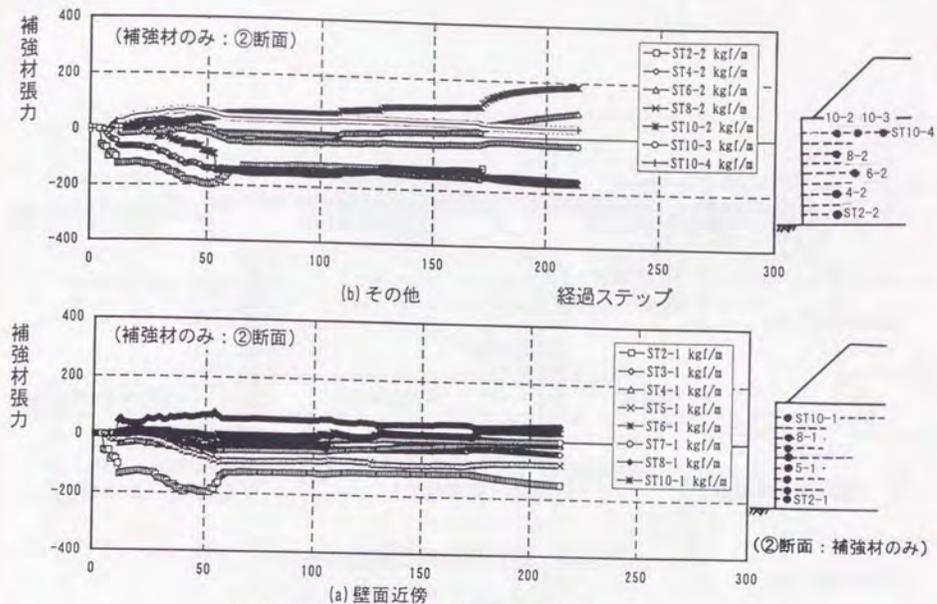


図-4.5.12 補強材力 (試験盛土：②断面)

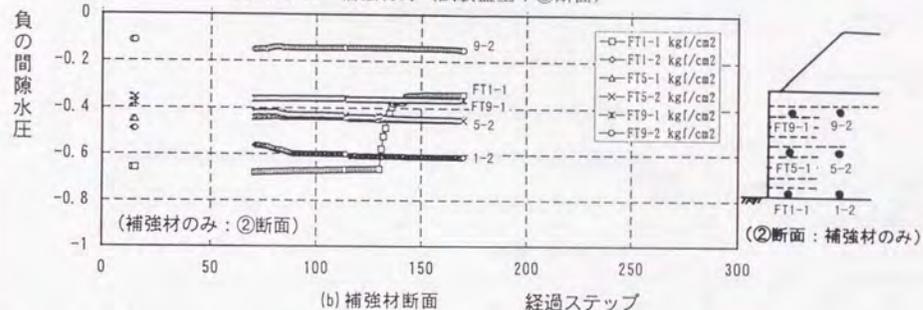


図-4.5.13 盛土内サクシオン (試験盛土：①②断面)

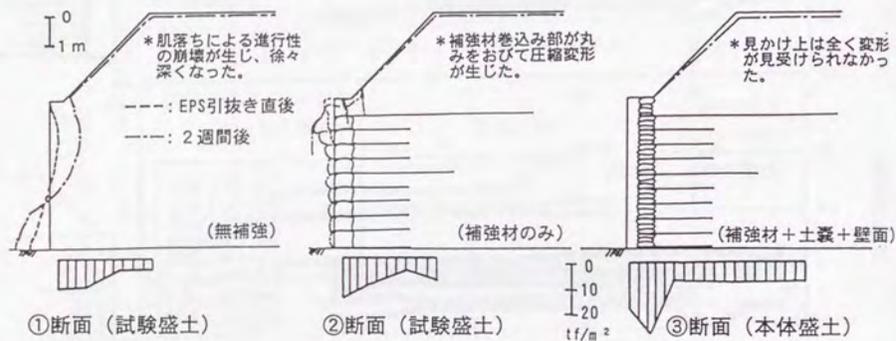


図-4.5.14 盛土変形状況と底面土圧分布

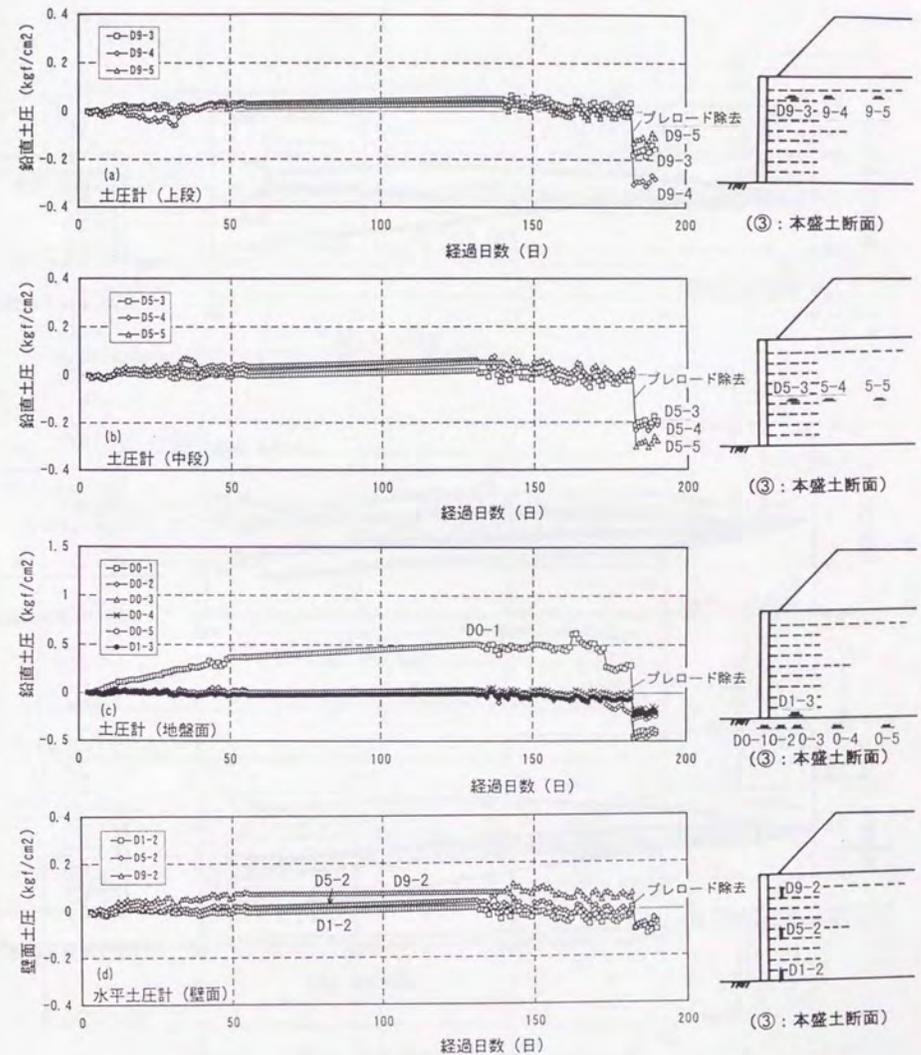
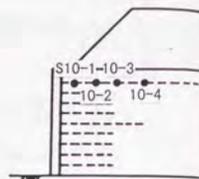
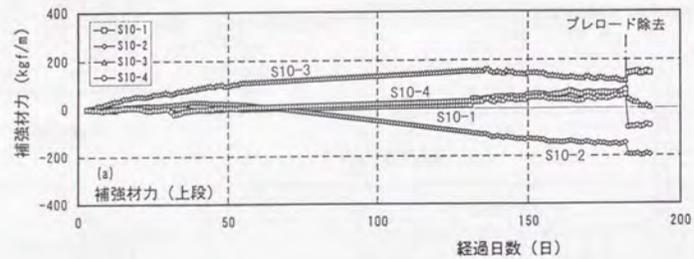
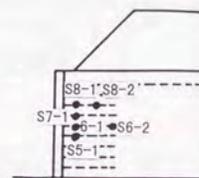
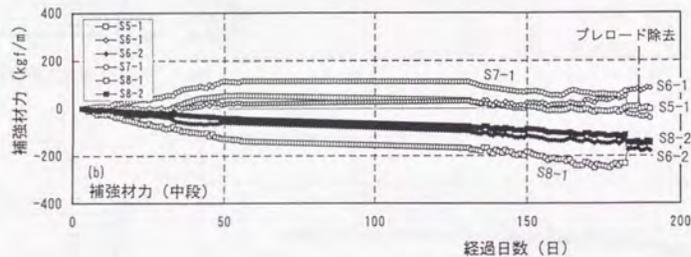


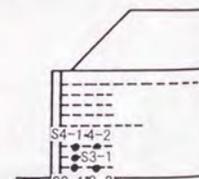
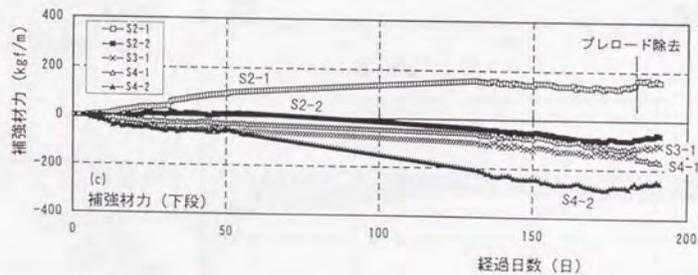
図-4.5.15 土圧計の経時変化 (本盛土: ③断面)



(3) : 本盛土断面

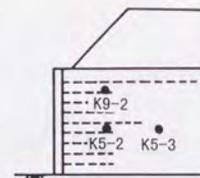
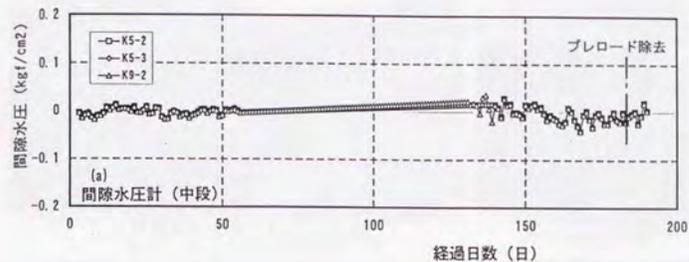


(3) : 本盛土断面

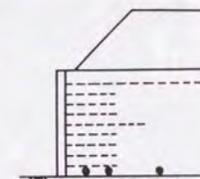
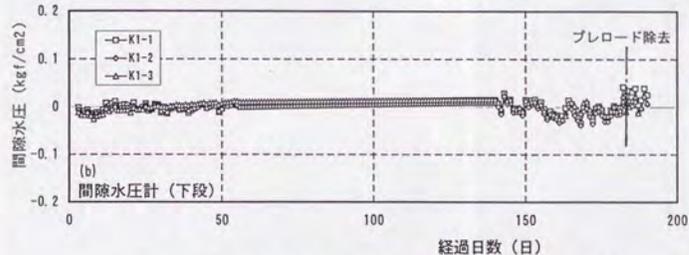


(3) : 本盛土断面

図-4.5.16 補強材力の経時変化 (本盛土: ③断面)

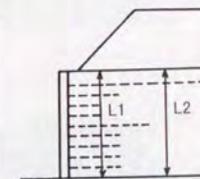
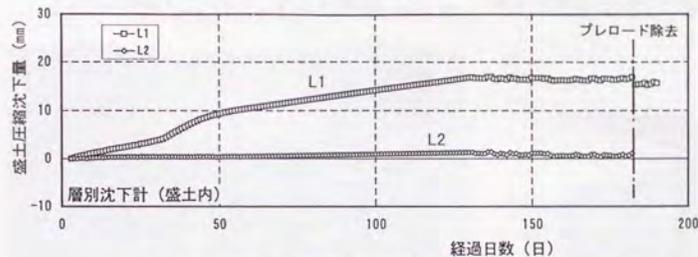


(3) : 本盛土断面



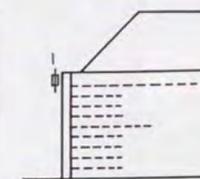
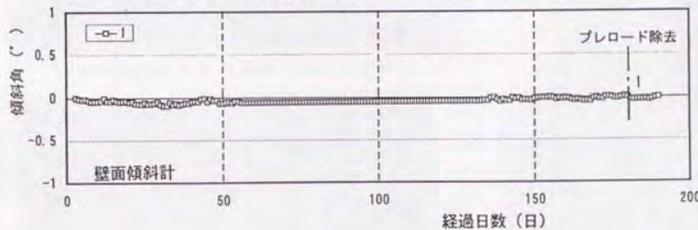
(3) : 本盛土断面

図-4.5.17 間隙水圧計の経時変化 (本盛土: ③断面)



(3) : 本盛土断面

図-4.5.18 盛土内沈下計の経時変化 (本盛土: ③断面)



(3) : 本盛土断面

図-4.5.19 壁面傾斜計の経時変化 (本盛土: ③断面)



写真-4.5.1 車両基地の施工状況



写真-4.5.3 本現場で用いた土壌作製機



写真-4.5.5 補強土擁壁の沈下状況



写真-4.5.2 盛土部完成状況



写真-4.5.4 プレロード荷荷状況



写真-4.5.6 車両基地全体の施工状況

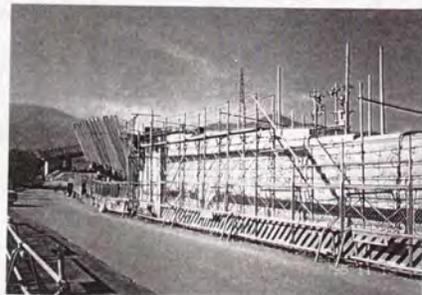


写真-4.5.7 取付け部の補強土擁壁



写真-4.5.8 本体計測部施工前

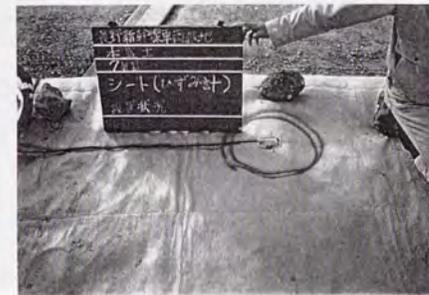


写真-4.5.10 補強材ひずみゲージの設置状況



写真-4.5.12 本体計測部の土壌積上げ



写真-4.5.14 本体計測部の壁面完成



写真-4.5.9 地盤部の土圧計設置



写真-4.5.11 本体計測部の施工状況

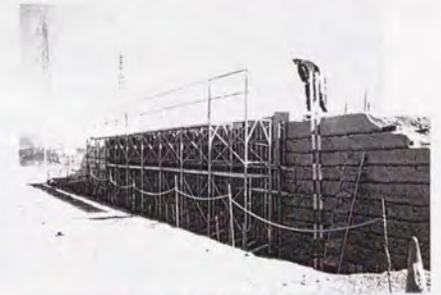


写真-4.5.13 本体計測部の壁面型枠取付け



写真-4.5.15 本体計測部プレロード荷荷状況



写真-4.5.16 試験盛土部施工前



写真-4.5.17 EPSの設置



写真-4.5.18 試験盛土補強材の設置状況



写真-4.5.19 緑切り層の設置状況



写真-4.5.20 試験盛土の施工状況



写真-4.5.21 プレロード載荷状況

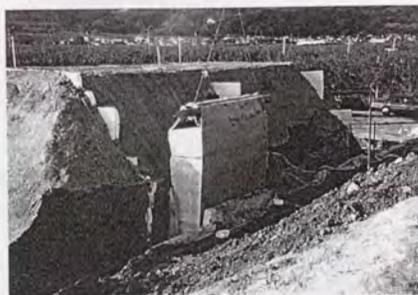


写真-4.5.22 崩壊実験 (EPSの引抜き)



写真-4.5.23 EPS引抜き直後の変形状況

第6章 阪神大震災での挙動

6.1 土構造物の被害状況

阪神大震災では数多くの高架橋などの鉄筋コンクリート(RC)構造物に甚大な被害が生じ、復旧に長期間を要した。それに比較すると被害の程度は相対的に低かったが、盛土、擁壁などの土構造物にもかなりの被害が生じた。なかでも鉄道の土構造物に被害が集中したのは、鉄道の土構造物が激震地帯の神戸市街地や今回の地震で特に揺れが大きかった山裾に沿って建設されていたためである。

RC構造物の被害箇所は、例えば新幹線で見られるように必ずしも震度の大きさは整合していなかったのに対し、土構造物の被害は、東灘や住吉、新長田など震度が大きかった(家屋の倒壊率が高い)箇所に集中した。この理由はRC構造物は主に動的応答が大きかった箇所であつたのに対し、土構造物は動的応答が小さいため被害程度が主に地表面加速度に依存したからであろう。

本章では、特に激震地帯であつたJR線の住吉、新長田、阪神本線石屋川地区の土留め構造物の被害状況を述べ、加えてタナタ(東灘区森南町)地区の補強土擁壁の被災状況と比較する。

6.1.1 地盤概要

調査対象箇所の位置平面図を図-4.6.1に、各調査箇所での日本家屋の倒壊率分布と主な被害形態を図-4.6.2に示す。今回調査対象とした4箇所は土構造物の被害が最も激しかった区間で、周辺家屋の倒壊率も概ね50%を越えている。更に周辺の地震観測や、別途実施した調査箇所における一次元地震応答計算(SHAKE)から求めた地表面最大加速度も650gal~750galであり、このことから超激震地帯であつたことが確認できる。

図-4.6.3は調査箇所の土質柱状図を示す。基本的には砂礫性扇状地地盤であり、土構造物の支持地盤としては良好と言える。このため地盤の流動化などに起因する破壊例はほとんど無かつた。

調査箇所における盛土材の粒度分布を図-4.6.4に、物性値の一覧を表-4.6.1に示す。ここで三軸圧縮試験(CD)は、現場から採取した土を極力現場密度に合わせて試料を作成し、拘束圧 $\sigma_c=0.1, 0.3, 1.0$ (kgf/cm²)で実施した。新長田の盛土は緩くて細粒分も多いが、他の3地区については、ほぼ同様の特性を有するまき土であつた。

6.1.2 住吉地区の被災状況

図-4.6.5に住吉地区(JR線 摂津本山・住吉間)の代表的な被害状況を示す。ここでは、石積み壁、もたれ壁、張りブロックのり面工などにおいて大きな被害が生じた。

写真-4.6.1はもたれ壁の被害状況であるが、約500mにわたって根入れが浅いものについては根入ごと、根入れが深い場合には壁体が折れて完全転倒した。背面盛土は崩壊した壁体に伴って大きく移動していないことから、動土圧に押されて壁体が転倒したと言うより

は壁体に作用した慣性力で壁が先行して倒れたようである。このもたれ壁は震度0.2で設計されたものであるが、被害の状況から勘案すると設計の仮定を遥かに越えた地震力であったことは間違いなさそうである。しかし静的な震度と実際に生じた加速度との対応は定かではないので、妥当な設計震度については今後十分に検討する必要がある。

この他、盛土のり面に降雨対策として施されていた張りブロック工の多くが表層滑落した(写真-4.6.2)。これは地震動でのり面にテンションクラックが発生して表層が緩み、自らの重量で滑落したものと考えられる。住吉地区では張りブロック下端に重力式擁壁の腰土留めがあったが、地震による慣性力に加えてブロック工の滑落で擁壁天端が押されたため、完全に転倒してしまった(図-4.6.5(c))。耐震性の観点だけで考えると張りブロックのような重量物を盛土のり面に設置することは問題である。

更に石積み壁は耐震設計を行っていないため、鉄道に限らず道路、宅地、河川などのいたるところで崩壊が見受けられた。特に空積みされたものや、練り積みしたものでも表面の目地だけをモルタル詰めしたものは、完全転倒に到る前の段階で石が崩れ落ちて崩壊した(写真-4.6.3、図-4.6.5(b))。

6.1.3 新長田地区の被災状況

図-4.6.6に新長田での代表的な被災状況を示す。駅部に設置されていた逆T型擁壁は約40年前に駅の新設に伴い構築されたものであるが、今回の地震で大きく傾斜し、壁体の中段部で曲げ破壊していた(写真-4.6.4)。この逆T型擁壁は粘性土地盤上に直接基礎で支持されていた。このため基礎の爪先に応力集中し粘性土地盤がめり込み、傾斜が助長されたものと考えられる(図-4.6.6(a))。しかし鉄筋コンクリートが曲げ破壊するほどの外力を受けながら完全転倒しなかったのも、もたれ壁よりは靱性が高い構造体であると言える。おそらくもたれ式や重力式擁壁に比べて逆T型擁壁では、擁壁踵のはね上がりによる土のせん断抵抗や受働抵抗が、設計値よりも大きく効いたため完全転倒まで至らなかったものと考えられる。

新長田周辺では、この他800m以上の逆T型擁壁が盛土の両面に設置されていたが、これらのほとんどが滑動もしくは転倒によって20~50cm程度前傾していた(図-4.6.6(c))。また擁壁上部の盛土のり面には、降雨対策として張りブロック工と場所打ち格子枠工が設けられていたが、格子枠工が張りブロックの表層滑落を抑止したため、住吉の様に滑落したものは見られなかった。しかし場所打ち格子枠工は、地震時における盛土の変形を抑制できる程の剛性は持ち合わせていないため、盛土の変形に合わせて大きなうねりが生じていた(図-4.6.6(b))。

6.1.4 石屋川地区の被災状況

阪神電鉄石屋川駅付近の土留め擁壁のほとんどは重力式で(一部に逆T型、扶壁擁壁がある)、壁高約5m、延長約200mにわたり盛土両側に昭和初期に造られたものである。この擁壁は0.2の設計震度で耐震設計がなされており、壁高、底面幅、根入れ深さとも非常に

大きい(図-4.6.7)。この様な大断面の擁壁が、転倒したり壁体破壊が生じることは通常全く想定されていないが、現実にはほとんどの擁壁が大きく前傾し(写真-4.6.5)、壁体が完全に破壊して列車共々倒れ落ちたものもあった(写真-4.6.6)。

直接基礎タイプの擁壁では当地区に限らず転倒、傾斜したものが多く、同じ設計震度を用いた他の形式の擁壁(杭基礎擁壁や補強土擁壁)に比べて被害の程度が大きかったことから、今後直接基礎の転倒や支持力に対する設計法を見直す必要があるものと考えられる。

壁体破壊は、無筋の重力式擁壁やもたれ壁だけでなく、逆T型やL型、扶壁式擁壁などの鉄筋コンクリート壁体でも損傷が確認されている。現行では壁体応力も安定計算と同様に主働土圧を用いて設計される。しかし地震時の壁体応力は、土が壁体を押す場合と壁体が土を押す場合の双方で発生するため、壁体設計に用いる土圧は現行通りの地震時主働土圧でよいのか、あるいは受働土圧なのか、その時の設計震度をいくらにすべきかなどについて検討する必要がある。これまでの検証計算結果では、現行の安定計算法で用いる土圧よりは大きな値を用いる必要があるようである。

6.2 補強土擁壁の被災状況

6.2.1 阪神地区の補強土擁壁

これらの抗土圧構造物の被害の大きさに比べて、阪神地区に設置されていた鉄道の補強土擁壁は、ほとんど被害を受けたものがなかった。そのうち主なものは以下の5箇所である。

- ① J R 神戸線、神崎川~尼崎駅間(1992.4竣工)：片福連絡線の建設に伴い、従来のJ R 神戸線の盛土のり面にR R R工法で腹付け盛土し、J R 神戸線を移設した。施工延長は約1 km、壁高さは約5 mである。
- ② J R 神戸線、芦屋・摂津本山間(1992.2竣工)：線路横断道路を構築するために、盛土のり面にR R R工法で約300m腹付け盛土し、線路移設を繰り返しながら横断ボックスの建設がなされた。壁高さは2~6 mで、通称タナタ地区と呼ばれる。
- ③ J R 福知山線、尼崎駅付近(1994.3竣工)：片福連絡線の建設に伴い、福知山線への取り付け盛土部にR R R工法が適用された。線路延長は合計で約400m、壁高さは2~8 mである。
- ④ 神戸市、舞子・高広線道路拡幅(1993.5竣工)：道路盛土ではあるが、神戸市垂水区において明石大橋への取付け部でR R R工法が適用された。延長約200m、壁高さ3~6 mである。
- ⑤ J R 神戸線、塚本駅付近(1990.6竣工)：塚本駅付近においては盛土のり面の掘削工事を地山補強土工法で施工していた。壁高さ約7 m、延長約300mである。

図-4.6.8に②以外の各現場の設計断面図を示す。②以外の補強土擁壁は、全くといって

良いほど変状が見受けられなかった。超激震区にあった②（タナタ地区）の補強土擁壁は、700gal以上の揺れがあったと推定される地域に設置されていたが、それにもかかわらず若干の目違い程度の変形にとどまった。以降はこのタナタ地区の被災状況について述べる。

6.2.2 タナタ地区の概要

本現場は神戸市東灘区（芦屋・摂津本山間）に位置し、海側直下には阪神高速の横倒し崩壊現場が、山側は地滑りによる避難勧告箇所指定されていた超激震地帯であった。付近の観測データから南北方向（擁壁断面方向）に激しく揺れた。特に補強土擁壁が設置されていたタナタ地区では住宅の倒壊率が高く（80%以上）、付近一帯で70名程度の死亡者が確認されている。

図-4.6.9にタナタ地区の盛土横断面図を、図-4.6.10に平面図を示す。現場周辺は山側から海側に下るに連れ、岩、砂礫、粘土多質地帯、砂・粘土層へと変化している。また当該地区では山裾沿いに線路が設置されており、切土～盛土（タナタ地区）～切土と、線路縦断方向に盛土高さが著しく変化し、掃り鉢状の地形であった。当地区はもともと激震地区であったことに加えて、これらの地形条件も加算され、家の倒壊率（80%以上）から勘察しても超震度7に相当する激しい揺れがあったものと推察される。

当地区は起点側、終点側の盛土高さが低い（1.5m程度以下）箇所では重力式擁壁が用いられているが、それ以上の高さでは補強土擁壁（RRR工法）が用いられている。しかしタナタ架道橋から終点側の池がある部分については杭基礎（杭径1.2m、杭間隔3.0m）で支持された逆T型擁壁が用いられていた。鉄道線路のほとんどは戦前に造られてものであるが、当地区は1992年に部分的に腹付け線増した区間であり、現行設計法に基づいて設計された数少ない現場の1つである。

当地区での主な被災状況は、(1)補強土擁壁、逆T型擁壁の目違い、(2)人道橋BOXの面壁の変状、(3)盛土上の防音壁、手すりの通り狂い、(4)架道橋周辺でのレールの挫屈などであった。更に現地では脱線した貨物車両が擁壁上に放置されていた。また海側、山側とも擁壁が無い通常の盛りこぼし盛土区間では、外側に50cm程度側方変位した形跡があった。

6.2.3 補強土擁壁の被災状況

図-4.6.11にタナタ地区における土留め構造物の目違い量を示す。当地区では700gal以上の揺れがあったと推定されるのに対し、補強土擁壁は震度0.2で設計していたにもかかわらず、若干の目違い程度の変形にとどまった（写真-4.6.7）。その際の変形モードとしては補強土擁壁の前倒れ的な変形であったが、地震力により補強領域のせん断変形が生じ、この様な目違いが生じたものと思われる。特に当現場では擁壁背面に施工時の仮土留めが存置された状態であったため、一般には5層に1層の割合で配置されるはずの、全層敷き込み補強材がほとんど配置されておらず、前倒れ変形が助長されたものと思われる。しかし補強土は自立性構造物であるため、外力が取り除かれた後はその状態で安定を保つため、特に変形が進む傾向が見られない場合には安定上問題となることは無い。

同箇所に設置されている逆T型擁壁についても前傾れ的な変形が観察された。これは地震力で壁体ならびに杭体が曲げ変形したものである。ただし杭の曲げ剛性が大きく壁前面に押さえ盛土があったにもかかわらず、補強土擁壁と同程度の変形が生じていたため、場合によっては杭頭部が破損したことも考えられたので、部分的に掘削して杭頭部の状況を確認したが、杭頭部で破損した形跡はなかった。回転角も小さく杭頭部も破損していないため特に補強を施すことはしなかった。

図-4.6.12は最も目違いが大きかったタナタ架道橋に近接した断面の変状状況を示す。

補強土擁壁、逆T型擁壁とも、一般部に比べてボックスとの接続部において前倒れ変形が大きく、ボックス背面のバラストも大きく沈下した（写真-4.6.8、写真-4.6.9参照）。特に逆T型擁壁では、前倒れ変形量は補強土擁壁と同程度であったわけだが、ジオテキスタイルが連結されていない分だけ擁壁背面へのバラストの落込み量が大きかった。

ボックスや橋台背面では平滑なコンクリート面と土が接するため、地震時には特に土が動きやすくなり、それらに接続する土留め構造物には大きな土圧が作用することになる。またボックスや橋台は一般的には杭で支持されているため、接続する土構造物との相対変形はますます大きなものとなる。このため当現場においても、ボックスとの接続部においては逆T型擁壁、補強土擁壁共タイロッドで壁上部を3本づつ補強したが、その他については使用上問題がないと考え、そのまま使用することにした。

また補強土擁壁の2～3カ所で幅2mm以下のクラックが生じていたが、目視では石積み模様化粧部分に生じたクラックであり、本体部まで達していない様に思われた。クラック幅も小さいので本体部に深く達している場合に限り注入補修することにした。

補強土擁壁前面で道路アスファルトが割れて隆起していた（写真-4.6.10）。アスファルトは土に比べ可撓性に乏しく隆起が強調されて見えるが、実際の隆起や水平変位量は少ない。このため不陸製正と再転圧程度の処理をした後で再舗装することにした。

補強土擁壁の壁面背面の盛土にクラックが見られた。このクラックは、壁面と補強領域の間の地震時の位相差で生じたクラックと思われる。クラックの一部を掘削し、ジオテキスタイルと壁面の定着状況を確認したが破断しなかったため、表面のクラックは目潰し、のり面を転圧することにより処置した。

補修終了後は逆T型擁壁部、補強土擁壁部とも測量点を設け、余震後や降雨後の変形量を測定することにした。計測の結果、変形が徐々に進む傾向が見られる場合には別途対策工を施す必要があるが、補強土の場合には粘り強い構造であるため、対策工を施す時間的な余裕が得られやすい。これに対して一般的な擁壁の場合には脆性的な構造であるため対策の要否については素早く決断する必要がある。

これまでの計測結果では変形が進む傾向は全くみられないため、現在は測定を中止し、壁面の目地部を跨ぐ形でガラス板を貼り付け、壁面の変形をガラス板の割れで確認できる様にしている。

6.2.4 その他の補強土擁壁

その他の箇所は、観測された周辺地域の地表面加速度がタナタよりは小さいため、尼崎周辺（それでも300gal振り切れ）や垂水地区（加速度不明：400gal程度か？）の補強土擁壁は、全く変状がみられなかった（写真-4.6.11）。垂水地区において、補強土擁壁の施工箇所の近傍にテールアルメの施工箇所があったが、スキンの座屈や水平変位、盛土面のクラックが発生していた（写真-4.6.12）。これからも壁面剛性が重要であることが伺える。

一概には言えないが、多くの直接基礎で支持された土留め擁壁が崩壊しているのに比べ、補強土擁壁は粘り強い挙動を示し耐震性に優れていることが証明された。同様に杭基礎の逆T式擁壁も補強土擁壁と同程度に粘り強い挙動を示したが、建設費（逆T式は約2倍以上）まで勘案すると補強土擁壁の耐震性の方が優れているといえる。

6.3 震災復旧工事への適用

これらの事実を受けて、阪神大震災における復旧工事の多くの現場に補強土工法が適用された。以下に土留め構造物の被災状況と復旧状況を示す。

6.3.1 石積み壁の復旧

石積み壁は鉄道を含め道路、宅地、河川などのいたるところで破壊が見受けられた。石積み壁は基本的には耐震設計を行っていないため、擁壁の中では最も低い耐震性を示したといえる。

図-4.6.13は阪神電鉄西灘駅付近における石積み壁の復旧断面を示す。ここでは従来構造に比べて耐震性能の向上を図るために補強土擁壁で復旧された。

JR神戸線、六甲道・灘間の石積み壁の崩壊箇所では大径補強材（ラディッシュアンカー）による補強土工法で復旧がなされた。写真-4.6.13に施工状況を示す。現場は高さ4mの石積み壁が上部で破壊し、土砂が流出している状況であったが、この背面からH鋼杭を打設し、掘削、補強材の打設を繰り返し、壁面コンクリートで巻き込んだ。当現場は、工期、工費を他工法と比較した結果、本工法が選定された。

6.3.2 もたれ壁の復旧

住吉地区の約500mにわたってもたれ壁が完全に転倒した箇所の復旧方法は、当初、早急に列車を通す必要があったため、応急処置として崩壊箇所全線に亘りH鋼杭とアースアンカーによる仮土留め工の施工がされた。その後、補強土擁壁（RRR工法）により本復旧した。写真-4.6.14は施工状況を示す。しかし仮土留めまでの施工スペースが少なく、ジオテキスタイルの定着長が確保できない一部の区間については、灘同様にラディッシュアンカーを打設し、そのまま壁面コンクリートで巻き込んだ。

6.3.3 L型擁壁の復旧

JR新長田駅周辺のL型擁壁は、応急復旧としてシートパイルとアースアンカーで仮土留めした（写真-4.6.15）。その後擁壁を撤去し、駅部については駅前広場を広く用いた

めの配慮から杭付きL型擁壁で、それ以外については補強土擁壁で復旧を行った。ここで、上部の盛土については、ジオテキスタイルで補強し、人工芝で被覆した（写真-4.6.16）。

JR貨物線、東灘・神戸港間でもL型擁壁が20～50cm程度変状した。タイロッド締切り工で仮復旧した後に、擁壁を部分的に掘削したところ、壁面付け根における破損が確認された。擁壁を撤去し再構築する方法だと盛土を掘削する必要があり、仮復旧したタイロッド締切り工の安定を損なうことになる。そこで図-4.6.14に示すような方法で背面盛土を補強し、盛土を極力排除せずに経済的に補修した。

6.4 第6章のまとめ

土構造物、特に坑土圧構造物は、高架橋などのRC構造物と比較するとはるかに延性的な性質を持つことから、地震時の動的応答が極端に大きくならない。したがって大きな増幅を想定しなくて良いと思われる。さらにある程度の変形を許容すれば、最大入力加速度／（980gal）よりも小さい水平震度を用いる現行設計法の震度法はある程度妥当であると考えられる。しかし今回報告した土留め構造物の多くは同一の設計震度（0.2）で耐震設計がなされていたにもかかわらず構造形式の違いにより被害程度に明らかな差が見られた。

例えば直接基礎タイプの擁壁では、変形（傾斜）が進むにつれて基礎の爪先に応力が集中し、地盤が降伏した場合には支持力が大きく減少する。このため基本的には変形を許容できない構造であると言える。これに対して補強土擁壁の安定は、変形が進むにつれて受働的に発揮される補強材抵抗力によって保たれたため、多少の変形は基本的に許容される構造である。

このように補強土擁壁は耐震性に優れ、極めて延性的な構造であると言える。これらの事実は、補強土工法、特に剛壁面を有する補強土擁壁の永久構造物としての評価を高めた。今後、限界状態設計法の普及と相まって、更に補強土工法の適用が拡大されるものと思われる。

<参考文献>

- 1) 龍岡文夫, 古関潤一, 館山勝 (1995. 7) : 盛土・擁壁の被害、阪神大震災調査報告、第30回土質工学研究発表会特別セッション, pp. 37-48
- 2) 龍岡文夫, 館山勝, 長門範高 (1995. 7) : 阪神・淡路大震災におけるジオテキスタイル補強土擁壁の挙動、第30回土質工学研究発表会, pp. 115-118
- 3) 国鉄建造物設計標準解説 (坑土圧構造物)、土木学会、1986. 3
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土構造物)、丸善、1992. 11
- 5) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一 (1996. 2) : 阪神大震災における土構造物の挙動、土と基礎
- 6) M. Tateyama, F. Tatsuoka, J. Koseki, K. Horii (1995) : Damage to soil retaining walls for railway embankments during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995, Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), Balkema, pp. 49-54
- 7) F. Tatsuoka, J. Koseki, M. Tateyama (1995) : Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995, Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), Balkema, pp. 55-62



図-4.6.1 調査箇所平面図

表-4.6.1 盛土材料の物性値

地点	現場密度試験結果				三軸圧縮試験結果(CD条件)			
	G_s	γ_s tf/m ³	W %	e_r	γ_s tf/m ³	γ_d tf/m ³	c_r	ϕ_r 度
新長田	2.662	1.642	10.4	0.790	1.623	1.470	0.811	35.3
住吉	2.630	1.841	6.7	0.525	1.841	1.725	0.525	45.8
タナタ	2.682	1.703	5.0	0.654	1.740	1.657	0.619	42.4
石屋川	2.639	1.775	8.5	0.613	1.840	1.696	0.556	43.7

注) ϕ_r : 三軸圧縮試験結果の軸差応力と側圧の関係に数小2乗法により c_r を求めると、 c_r が負値になったので、 $c_r=0$ の条件を課して数小2乗法により ϕ_r を求め直した。

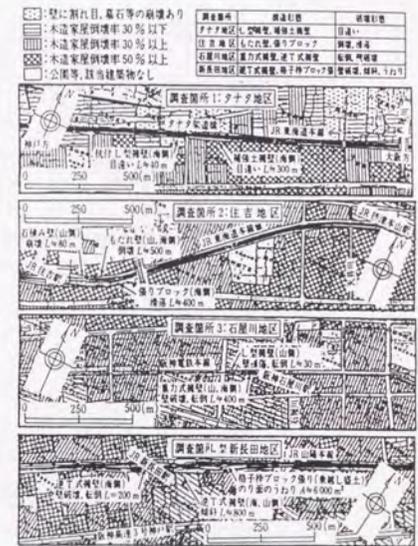


図-4.6.2 調査箇所の家屋倒壊率分布と被害形態

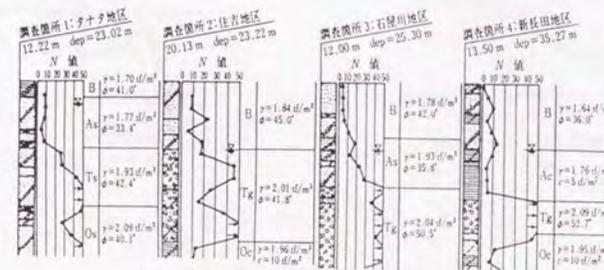


図-4.6.3 調査箇所の土質柱状図

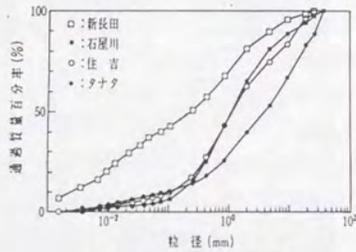
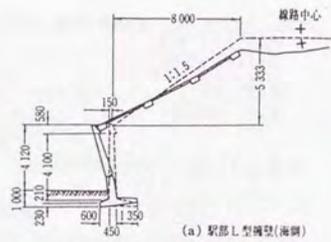
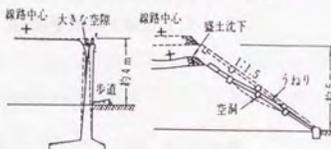


図-4.6.4 盛土材粒度分布



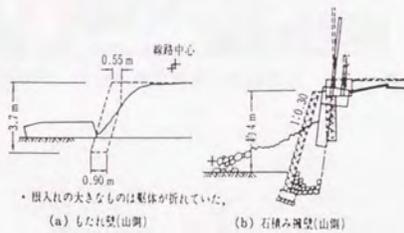
(a) 駅部L型擁壁(海側)



(c) L型擁壁(山側)

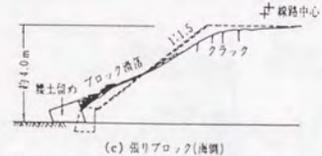
(b) 乗り越し盛土(山側)

図-4.6.6 被害断面(新長田地区)



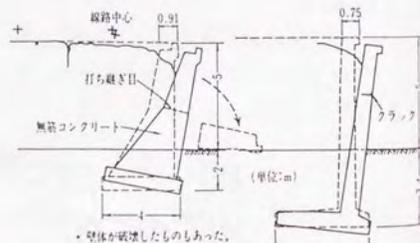
(a) したれ壁(山側)

(b) 石積み擁壁(山側)



(c) 張りブロック(海側)

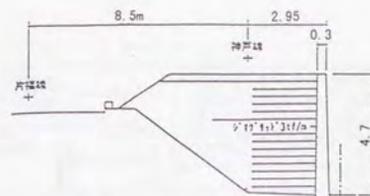
図-4.6.5 被害断面(住吉地区)



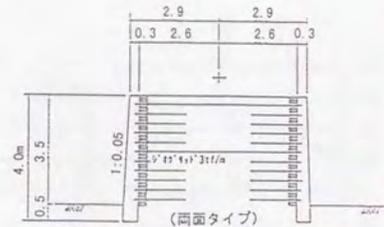
(b) 重力式擁壁(山側)

(a) L型擁壁(山側)

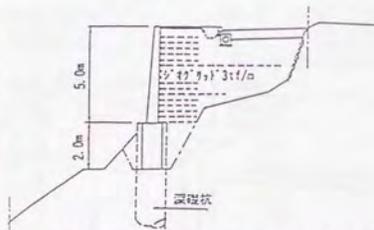
図-4.6.7 被害断面(石屋川地区)



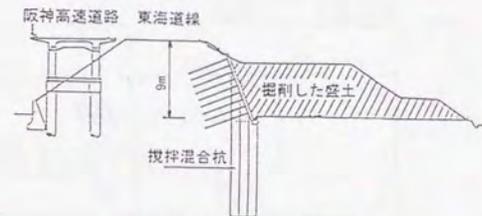
① J R 神戸線、神崎川～尼崎駅間



③ J R 福知山線、尼崎駅付近



④ 神戸市、舞子・高広線道路拡幅



⑤ J R 神戸線、塚本駅付近

図-4.6.8 阪神地区の補強土擁壁

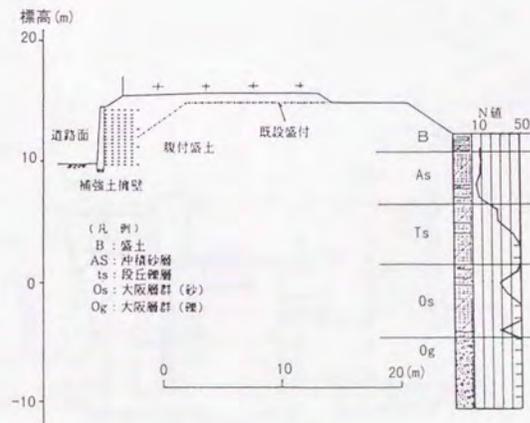


図-4.6.9 タナタ地区盛土断面図

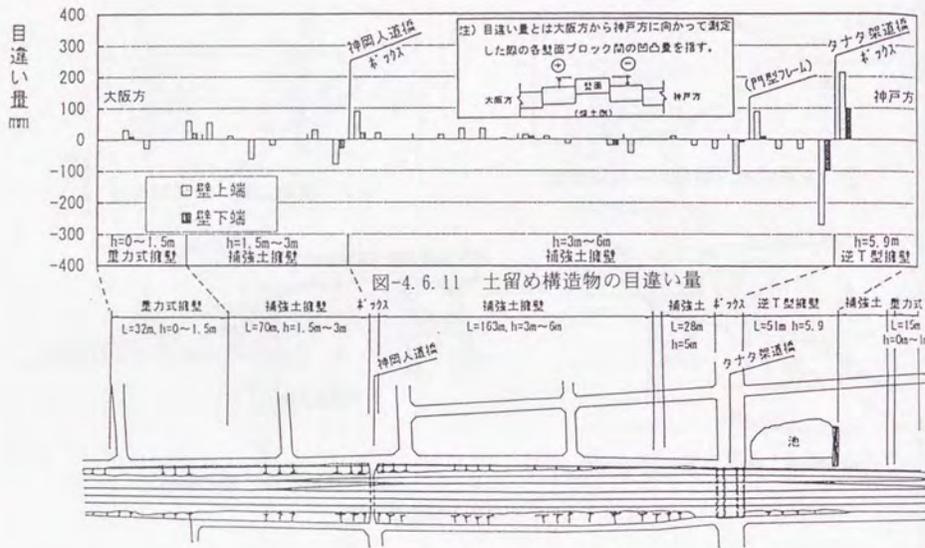


図-4.6.10 タナタ地区平面図

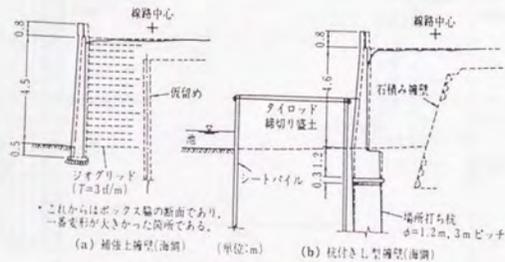


図-4.6.12 タナタ架道橋前後の変形状況

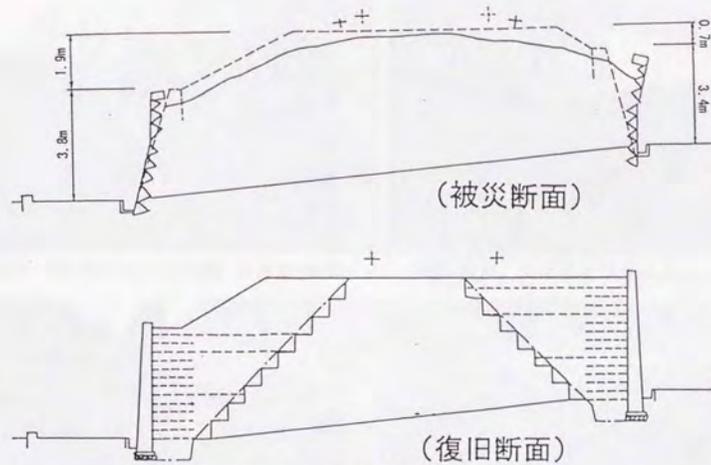


図-4.6.13 西灘駅付近の復旧図

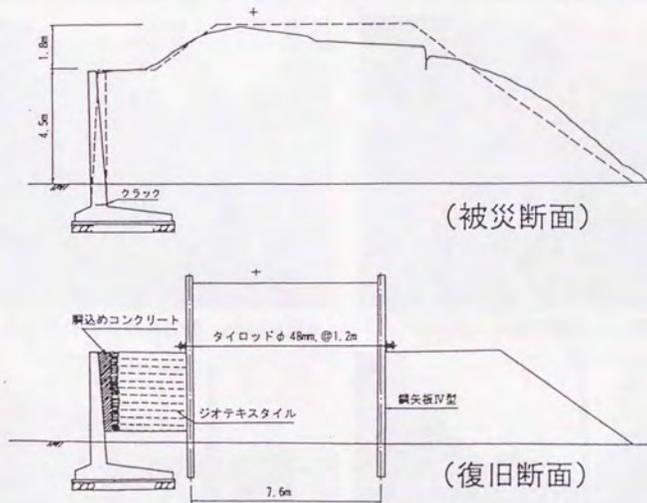


図-4.6.14 東灘付近L型の補強方法



写真-4.6.1 もたれ壁の被害状況（住吉地区）



写真-4.6.2 張りブロックの滑落（住吉地区）



写真-4.6.9 逆T擁壁とボックスとの目違い



写真-4.6.10 補強土擁壁前面のアスファルト隆起

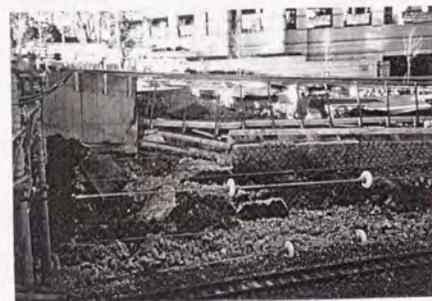


写真-4.6.3 石積みブロックの崩壊（住吉地区）



写真-4.6.4 逆T型擁壁の壁体破壊（新長田地区）



写真-4.6.11 垂水区の補強土擁壁



写真-4.6.12 垂水区のテールアルメの変状

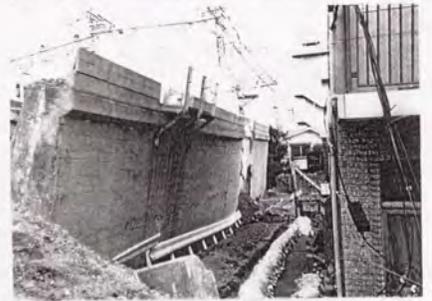


写真-4.6.5 重力式擁壁の転倒（石屋川地区）

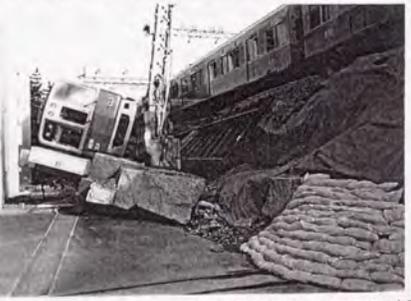


写真-4.6.6 重力式擁壁の壁体破壊（石屋川地区）



写真-4.6.13 灘区石積み壁の復旧状況

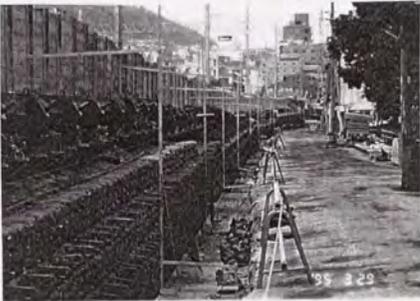


写真-4.6.14 住吉・本山間復旧状況



写真-4.6.7 補強土擁壁周辺の家の倒壊状況（タナタ地区）



写真-4.6.8 補強土擁壁とボックスとの目違い



写真-4.6.15 新長田駅付近の仮土留め



写真-4.6.16 新長田駅付近の復旧状況

第7章 施工例一覧

7.1 施工実績

昭和62年に鉄道総研で試験盛土が造られた。また平成4年には鉄道に関する土構造物の設計標準「鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）（平成4年10月）」に記載されて以来、JR各社を中心に永久構造物として数多くの現場で使用されてきた。

表-4.7.1に主要な施工実績を、図-4.7.1に施工箇所的位置図を示す。ここで図中の番号は表-4.7.1の番号に対応する。図-4.7.2~13は主な施工現場での設計断面を、写真-4.7.1~24は主な現場の施工状況を示す。写真の表題には表-4.7.1の番号と施工年を示してある。このように本工法はいろいろな現場で採用され、現在（1996年）、施工延長が20kmを超えている。

本工法の主な使用方法としては、名古屋や片福連絡線に見られるような腹付け盛土での使用、新駅構築時での使用、高架橋との取り付け部での使用、橋台部での使用があるが、その他、災害復旧や調整池としての使用、宅地造成などで使用されている。

7.2 腹付け盛土での使用例

写真-4.7.1, 2は本工法を初めて現場に採用した天王寺駅構内の保守線増設工事（JR西日本）である。また写真-4.7.3は、ほぼ同時期に構築された佐古高架（JR四国）工事のための仮線盛土での適用例である。本工法はこのような小規模腹付け盛土工事で先行して用いられ、その後、第2章、第3章で紹介した延長1kmにも及ぶ片福連絡線（図-4.7.2：第3章）や名古屋車両基地（図-4.7.3：第2章）で用いられるようになった。

腹付け盛土では狭あいな箇所における列車近接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。これに対し本工法では盛土高さに対し40%程度の定着長で済むため、既設盛土の仮土留めは不要となり、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型擁壁と同様であり、視覚的な安心感が得られる。また腹付け盛土は住宅に近接したところでの施工が多いので騒音、振動、ほこりなどの公害が少ない本工法は非常に有効である。写真-4.7.5, 6, 10, 11は腹付け盛土で使用された事例である。

7.3 新駅増設工事での使用例

新駅の設置工事においても多くの現場で本工法が使用されている。JR奈良線では宇治市からの新駅設置要請に基づき、六地藏新駅の設置工事が行われ、盛土を拡幅してホーム1面、待避線1線を線増する工事に本工法が採用された（図-4.7.11, 写真-4.7.9）。

従来工法ではアースアンカー等で仮土留めし、基礎杭を打設し、L型擁壁の構築、埋め戻し、仮土留めの撤去など多数の工程により工事を行うことになるが、本工法では簡素な

地盤改良の後は1工程で工事が終了するため工期、工費とも著しく改善された。

新駅の増設工事では周辺に民家が隣接し、作業スペースや公害の制約に厳しい場合がほとんどである。また電柱基礎や目隠し板など付帯構造物が壁面並びに壁背後に設置されることが多く、この場合には特に有利となる。

JR東海道線名古屋・金山間尾頭橋駅（写真-4.7.13, 14）や草津・瀬田間の新駅設置工事（写真-4.7.12）においても同様の理由により本工法が適用されている。

7.4 橋台部での使用例

補強土擁壁上に橋台を設置し、橋台基礎としては使用する方法は、高架橋などの構造物との緩衝性に優れ、従来問題とされてきた地震時の橋台裏沈下対策としても有効な構造であり、経済性、施工性においても優れている。これまでこの橋台を構築した現場は、名古屋新幹線車両所（図-4.7.3）で1箇所、片福連絡線尼崎付近で4箇所（図-4.7.2）、西武池袋線練馬で2箇所（図-4.7.9）、北陸新幹線長野付近で1箇所の合計8箇所、15橋台である。

7.5 その他の使用例

この他、豊肥線における災害復旧工事では重機なども必要とせず、高盛土でも十分な安定が確保できることから本工法が採用された（図-4.7.12, 写真-4.7.7, 8）。地盤面が変化し、更に盛土内に3mの配水管を配置した複雑な形状にも容易に追随し、良好な施工性が確認された。同様に肥薩線の災害復旧工事（写真-4.7.16）にも採用されている。

鉄道総合技術研究所の山梨リニヤ実験線では変電所の造成工事に本工法が採用され、高さ10mの鉛直盛土が施工されている（図-4.7.5, 写真-4.7.18）。

函館駅では狭あい箇所での施工性や地盤処理が簡単で済むなどの理由からホーム延伸工事に本工法が採用された（図-4.7.13, 写真-4.7.4）。

写真-4.7.15, 17, 20, 21の現場は、第4章の西武線の高架橋の取り付け部の事例と同様の理由で本工法が適用された事例である。また第5章では北陸新幹線での使用例として長野車両基地の事例（図-4.7.4）を示したが、北陸新幹線では表-4.7.2に示すように多くの箇所で行われている（写真-4.7.22~24, 図-4.7.8）。

このように剛壁面を有する補強土壁工法は、

- ①短い補強材でも十分に安定し、変形を小さくすることが可能である。
- ②防音壁、手すり、電柱基礎などの壁頂部への付帯構造物の設置が容易となる。
- ③橋台などの重要構造物の支持が可能である。
- ④災害復旧に適し、高盛土でも十分な安定が確保できる。

などの多くの特典を有し、鉄道においては従来形式の擁壁やテールアルメに替わる工法として、実施工例が急増している。

現在、道路関係での施工延長はわずか1kmに満たないが(例えば図-4.7.6,7)、建設省における工法認定機関である(財)国土開発技術研究センターに対して、本工法の審査証明手続きを行い工法認定がなされたことから、今後、道路等に対しても工法の普及が促進されるものと考えられる。

<参考文献>

- 1) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等標準・同解説(土構造物)、丸善、1992
- 2) 館山勝、村田修、龍岡文夫(1993.12): ジオテキスタイルを用いた補強土工法(講座9: 壁面剛性を考慮した設計)、土と基礎、Vol. 41, NO. 12, pp. 81-88
- 3) 渡邊清、青木利昭、可知隆(1991.11)、春日井敦詞: 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
- 4) 森満夫、池田薫、金沢芳信(1991.11): 鉄道線増工における補強盛土の施工例、基礎工、Vol. 19, NO. 11, pp. 57-61
- 5) 一般土木工法・技術審査証明報告書(1994.3): RRR(剛壁面補強土擁壁)工法、(財)国土開発技術研究センター
- 6) M. Tateyama, O. Murata(1994): Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls for Abutments, 13th ICSMFE, India, pp. 1245-1248

表-4.7.1 補強土擁壁の実績表

No.	発注者	工事名称	工事場所	施工時期	延長(m)	高さ(m)
1	JR西日本	天王寺駅保守線増設工事	大阪市	1987.08	30	1.0~2.0
2	JR四国	佐古高架仮線盛土工事	徳島県	1987.09	100	0.5~3.0
3	JR北海道	函館駅ホーム延伸	函館市	1988.09	300	1.5
4	JR東海建設工部	名古屋車両所路盤工事	愛知県	1990.07	1100	5
5	JR西日本	東海道線(夕ノ夕)	尼崎市	1990.01	460	5~6
6	日本鉄道建設公団	JR瀬戸線連絡設備	愛知県	1990.11	200	5
7	JR西日本	片福連絡線(尼崎)	尼崎市	1990.12	1000	5
8	JR九州	豊肥本線災害復旧	熊本県	1990.12	200	5~7
9	JR東海	浜松駅	静岡県	1991.05	40	2~5
10	JR東日本	横須賀線(衣笠)	神奈川県	1991.05	400	1.5
11	JR北海道	函館駅ホーム延伸2	函館市	1991.05	300	1.5
12	JR西日本	海南高架取付	和歌山県	1991.06	100	3
13	JR九州	宮崎高架取付	宮崎県	1991.06	100	2
14	JR東海	新菊川変電所	静岡県	1991.06	50	2
15	日本鉄道建設公団	北陸新幹線(安中)	群馬県	1991.07	50	4~7
16	JR東海	高山線岐阜高架取付	岐阜県	1991.09	100	3
17	JR九州	石崎川付け替え	宮崎県	1991.11	100	3~5
18	JR東海	三河・安城保守線	愛知県	1991.11	100	4~5
19	JR西日本	奈良線六地藏	宇治市	1991.12	200	4~5
20	JR九州	大村線岩松駅	長崎県	1992.03	100	4~6
21	JR東海	東海道線蒲郡	蒲郡市	1992.04	100	3~4
22	JR東海	関西線永和・弥富間	愛知県	1992.06	300	1.5~3
23	JR東海	瀬戸線枇杷島付近	愛知県	1992.06	100	3
24	JR九州	指宿・枕崎間慈眼寺駅	鹿児島県	1992.08	80	2
25	日本鉄道建設公団	北陸新幹線(松代)	長野県	1992.01	50	6
26	JR西日本	福知山線高架接続	兵庫県	1993.01	200	2~7
27	JR西日本	東海道線草津・瀬田間	滋賀県	1993.04	600	4
28	JR四国	佐古高架取付	徳島県	1993.04	200	2~3
29	日本鉄道建設公団	北越北線	富山県	1993.04	100	4
30	西武鉄道	練馬・桜台	東京都	1993.05	200	3~8
31	JR東海	尾頭橋駅新設	名古屋市	1993.05	300	4
32	神戸市	本四連絡道路	神戸市	1993.05	200	5
33	JR西日本	福知山線尼崎・塚口	兵庫県	1993.05	400	3~8
34	JR西日本	山陰線浜坂	兵庫県	1993.08	100	4
35	JR九州	肥薩線災害復旧	熊本県	1993.08	150	5
36	JR北海道	帯広高架取付	北海道	1993.09	100	2~5
37	JR東日本	外房線	千葉県	1993.01	80	4
38	日本鉄道建設公団	長野新幹線車両所	長野市	1993.11	2000	2~3
39	JR東日本	両国駅付近	東京都	1993.11	20	7
40	国鉄清算事業団	富山駅構内	富山県	1993.12	100	2
41	JR東日本	名取川橋梁取付	宮城県	1993.12	400	4
42	東京都	臨海副都心連絡船	東京都	1994.01	100	3
43	JR東日本	新宿B取付	東京都	1994.02	100	3~4
44	京王電鉄	長沼・平山城跡間	東京都	1994.03	80	4
45	東京都江戸川区	都計道286街路整備工事	東京都	1994.06	220	0.5~3
46	東京都江戸川区	大杉橋取付道路工事	東京都	1994.01	140	0~3
47	遠州鉄道(株)	(仮称)袋井春岡造成工事	静岡県	1994.12	300	2~5
48	JR西日本	芦屋・住吉法面災害復旧	神戸市	1995.01	460	2.2~4.4
49	日本鉄道建設公団	北幹・新坂城変電所斜杭他	長野県	1995.02	350	3~7
50	日本鉄道建設公団	北幹・向原路盤工事	長野県	1995.02	260	2.0~7.8
51	日本鉄道建設公団	常新・守屋車庫路盤1	茨城県	1995.03	850	2.4~4.5
52	JR西日本	東灘神戸港間災害復旧工事	神戸市	1995.05	130	1.9
53	JR西日本	JR京都線古川架道橋改築	京都市	1995.09	180	4.5
54	日本鉄道建設公団	北幹・吉田路盤工事	長野市	1995.09	360	1.8~3.4
55	東京急行電鉄(株)	東横線日吉立体工事	横浜市	1996.03	50	2.0~6.5
56	東武鉄道(株)	高柳車両基地新設その1	千葉県	1996.04	250	6.5

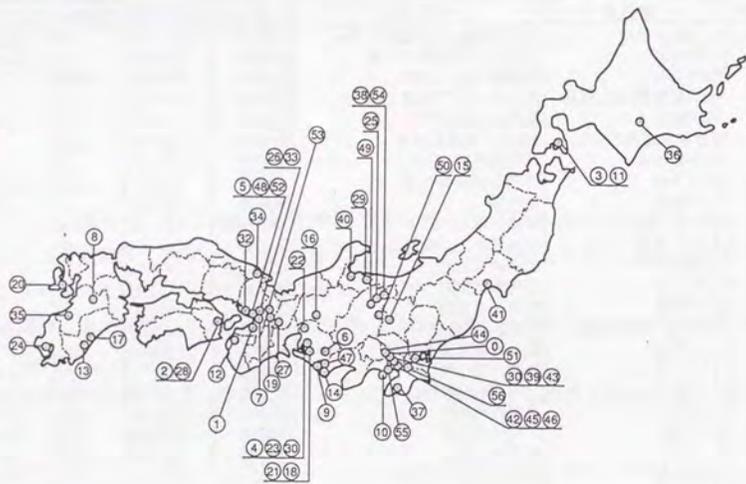
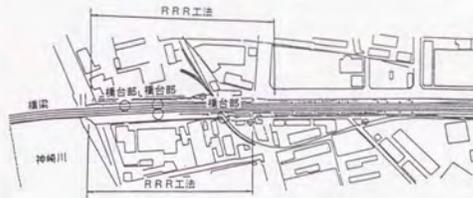


図-4.7.1 施工箇所の位置図

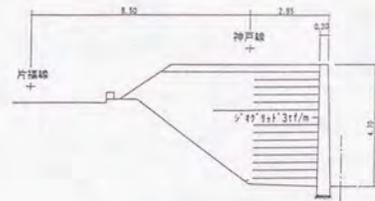
表-4.7.2 北陸新幹線での施工実績表 (単位: m)

番号	場所名	工期	施工高さ	施工延長
1	櫻山路盤	1991.08~1991.12	2.3~7.8	50
2	松代路盤	1992.10~	5	50
3	長野車両基地	1993.06~	2	2000
4		1994.07~	0.9~6.5	70
5	児玉路盤	1994.09~	9.2	60
6	新坂城変電所	1995.02~1995.08	1.3~5.9	300
7	向原路盤	1995.02~1995.03	1.4~3.7	40
8	向原路盤	1995.02~1995.10	2.0~7.8	260
9		1995.03~	3.5~7.8	30
10	小田井路盤	1995.05~	4	110
11	吉田路盤	1995.09~1995.12	1.8~3.4	360
			合計(m)	3330

片福連絡線竹島・尼崎間
腹付け線増工工事

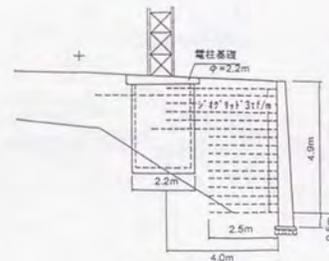


(位置平面図)



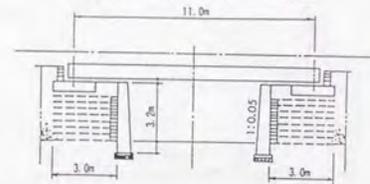
(断面図)

片福連絡線電柱部



(断面図)

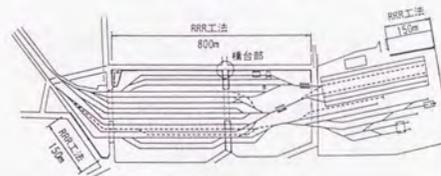
片福連絡線補強盛土橋台



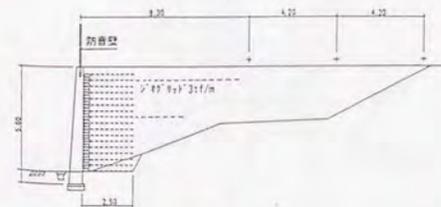
(断面図)

図-4.7.2 片福連絡線

東海道新幹線名古屋車両基地
留置線増設工事

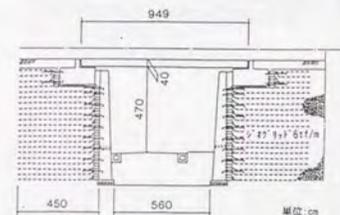


(位置平面図)



(断面図)

名古屋車両基地補強盛土橋台



(断面図)

図-4.7.3 名古屋車両基地

JR豊肥線災害復旧工事

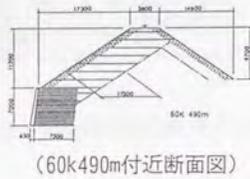
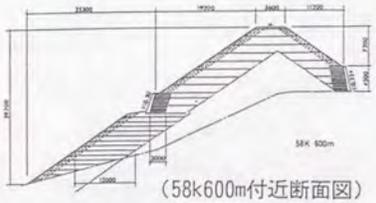
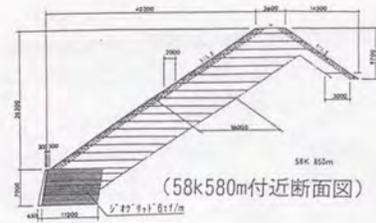
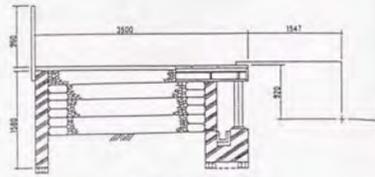
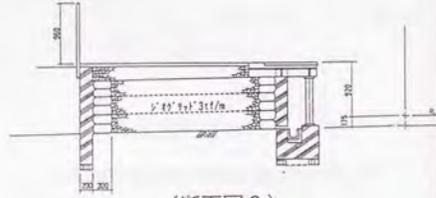


図-4.7.12 JR九州豊肥線災害復旧

函館駅ホーム延伸工事



(断面図1)



(断面図2)

図-4.7.13 函館駅ホーム延伸工事



写真-4.7.1 天王寺保守線施工状況, No. 1, 1987

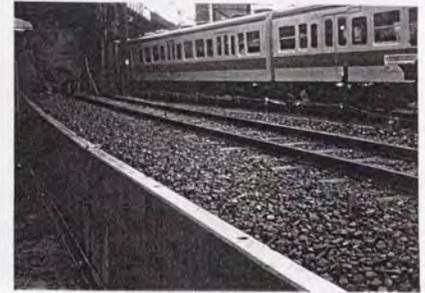


写真-4.7.2 天王寺保守線完成状況, No. 1, 1987



写真-4.7.3 佐古高架取付け完成状況, No. 2, 1987



写真-4.7.4 函館駅ホーム増設, No. 3, 1988



写真-4.7.5 タナタ電柱基礎の施工, No. 5, 1990



写真-4.7.6 タナタ完成状況, No. 5, 1990

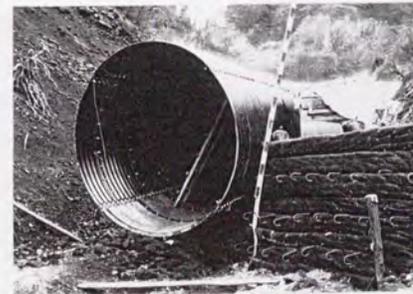


写真-4.7.7 豊肥線施工状況, No. 8, 1990



写真-4.7.8 豊肥線完成状況, No. 8, 1990



写真-4.7.9 六地藏完成状況, No. 19, 1991

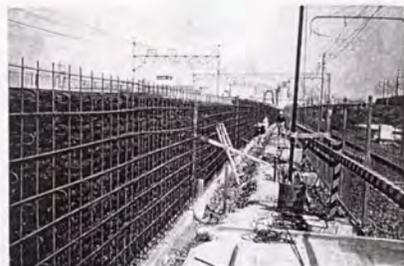


写真-4.7.10 枇把島施工状況, No. 23, 1992



写真-4.7.17 帯広高架取付け, No. 36, 1993



写真-4.7.18 リニヤ都留変電所, 1994



写真-4.7.11 慈顔寺駅施工状況, No. 24, 1992



写真-4.7.12 草津・瀬田間施工状況, No. 27, 1993



写真-4.7.19 北陸本線保倉川, 1994



写真-4.7.20 岡谷高架取付け, 1995



写真-4.7.13 尾頭橋新駅施工状況, No. 31, 1993



写真-4.7.14 尾頭橋新駅完成状況, No. 31, 1993

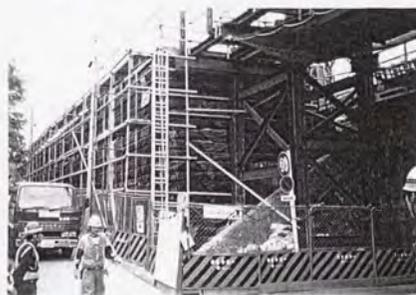


写真-4.7.21 東急線日吉, 1996



写真-4.7.22 北陸新幹線安中路盤, No. 15, 1991



写真-4.7.15 尼崎・塚口間施工状況, No. 33, 1993



写真-4.7.16 鹿児島災害復旧, 1993

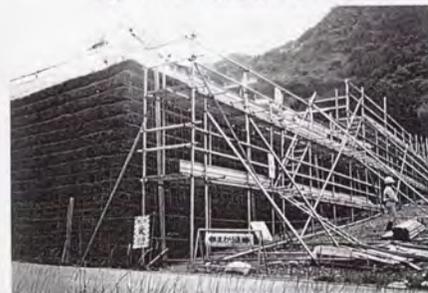


写真-4.7.23 北陸新幹線新坂城変電所, No. 49, 1995



写真-4.7.24 北陸新幹線向原路盤, No. 50, 1995