

阪神大震災における土構造物の被害状況（鉄道編）

東京大学生産技術研究所 龍岡 文夫・古関 潤一
 鉄道総合技術研究所 館山 勝

1. はじめに

今回の大地震における、海岸部・埋立地の護岸とその近傍の地盤や河川堤防の大変形と大変位、山間部の地滑り性崩壊の多くは、地盤の流動的破壊によるものである。一方、道路・鉄道盛土の流動的破壊の例は僅かしか生じていないようである。これは、神戸市および周辺地域に多くある道路盛土と鉄道盛土の基礎地盤は、基本的に砂礫性扇状地地盤であり軟弱地盤ではないからであろう。しかし、盛土の法面のはらみ出しと天端の沈下は到るところで見られた。また、石積み擁壁、重力式ともたれ式の無筋コンクリート擁壁等の、その自重で土圧に抵抗する土留め構造物は非常に弱かった、と言う印象が強い。

一方、兵庫県南部には四ヶ所で剛な壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁（GRS擁壁）が1990-1993年に総延長2km建設されていた。これらGRS擁壁は、兵庫県南部の鉄道擁壁構造物として現行設計法に沿って建設された最新の構造物であるから、今回の地震での挙動は擁壁の耐震設計法の検討を今後行う上で、非常に重要な情報である。

以上の土構造物のうち、鉄道施設の被害状況について以下に報告する。

2. 従来型擁壁の被害

図-2.1は、地盤条件¹⁾を、図-2.2は、日本家屋の被害状況から推定した震度分布¹⁾を示す。以下説明する擁壁（MS1, LT1, LT2等）の位置は、両方の図に示してある。図-2.3は、図-2.1でのLine 12に沿う地盤条件の概要と推定震度との対応¹⁾を、図-2.4は日本家屋の被害状況分布¹⁾を示す。今回の地震での振動被害による家屋被害の特徴は、岩盤では被害が殆ど無く、海岸部の埋立層と海岸地帯の沖積地盤（特に砂州）地域での被害が相対的に少なく、その中間に位置する沖積時代に形成された扇状地性三角州あるいは三角州性扇状地、砂州の後背地、旧河道の地盤、で被害が特に高かったことである¹⁾。扇状地地盤でも、最終氷期以前の古い扇状地地盤で被害は非常に少なかった。この日本家屋の被害が著しい地域での鉄道盛土の従来型擁壁の被害も、著しかった。総じて、動土圧と地震による慣性力で重力式擁壁が横に飛び出したと思われる例が多かった。

図-2.5に、JR摂津本山～住吉駅付近の線路脇（北側）の64年前に建設された石積み擁壁の崩壊を示す。上部は、道路の盛土となっていた。この例を含め非常に多くの石積み擁壁が破壊された。石積み擁壁は、耐震設計がされておらず、今回の地震で最も低い耐震性を示した。

図-2.6は、JR摂津本山～住吉駅付近の鉄道盛土の北側に58年前に建設されたもたれ擁壁（無筋コンクリート）である。相当な長さにならないうえ、地表レベルで破断し、その上部が完全に倒壊した。この現象は地震時土圧だけでは説明できない。擁壁自身に加わった地震力により、完全に倒壊したのであろう。図-2.7の例では、57年前に建設された鉄道盛土の両側のもたれ擁壁（無

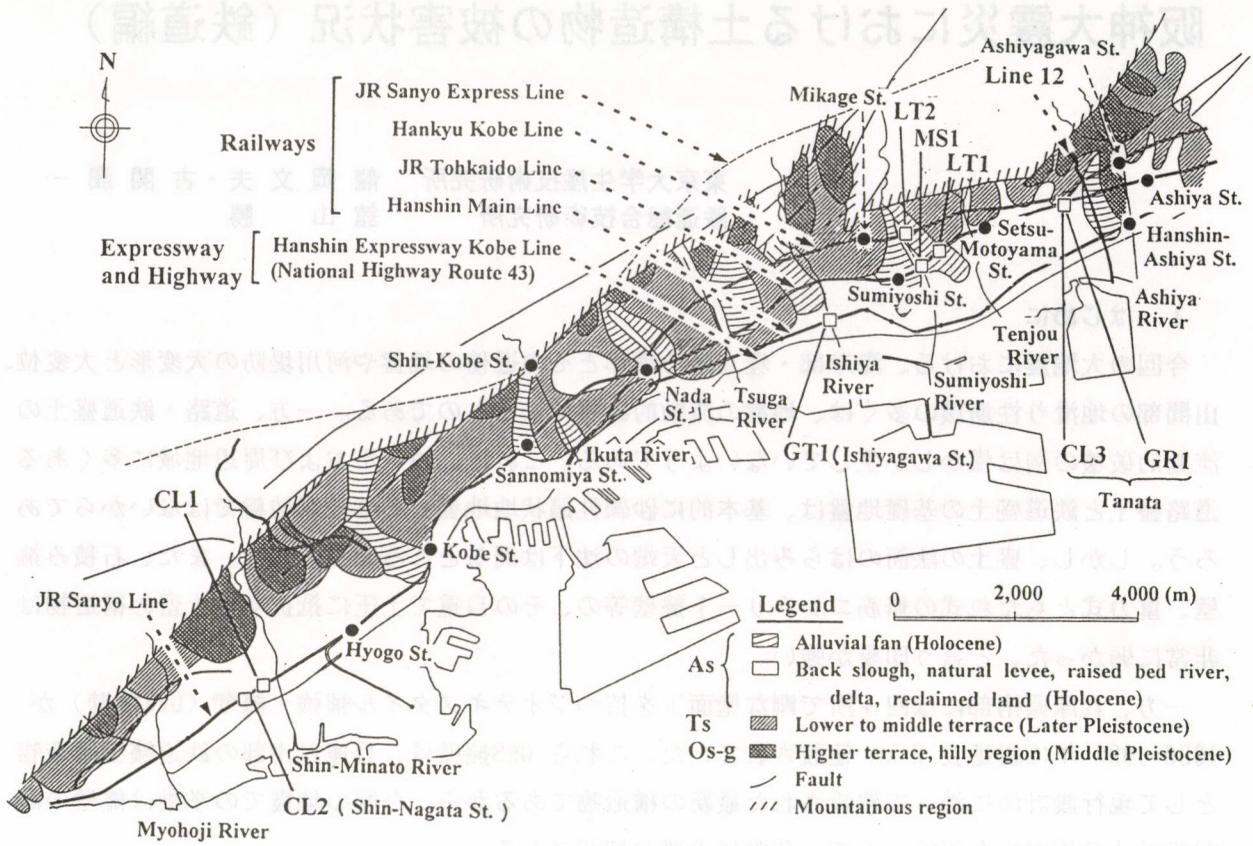


図-2.1 兵庫県南部の地盤条件¹⁾と典型的擁壁の位置

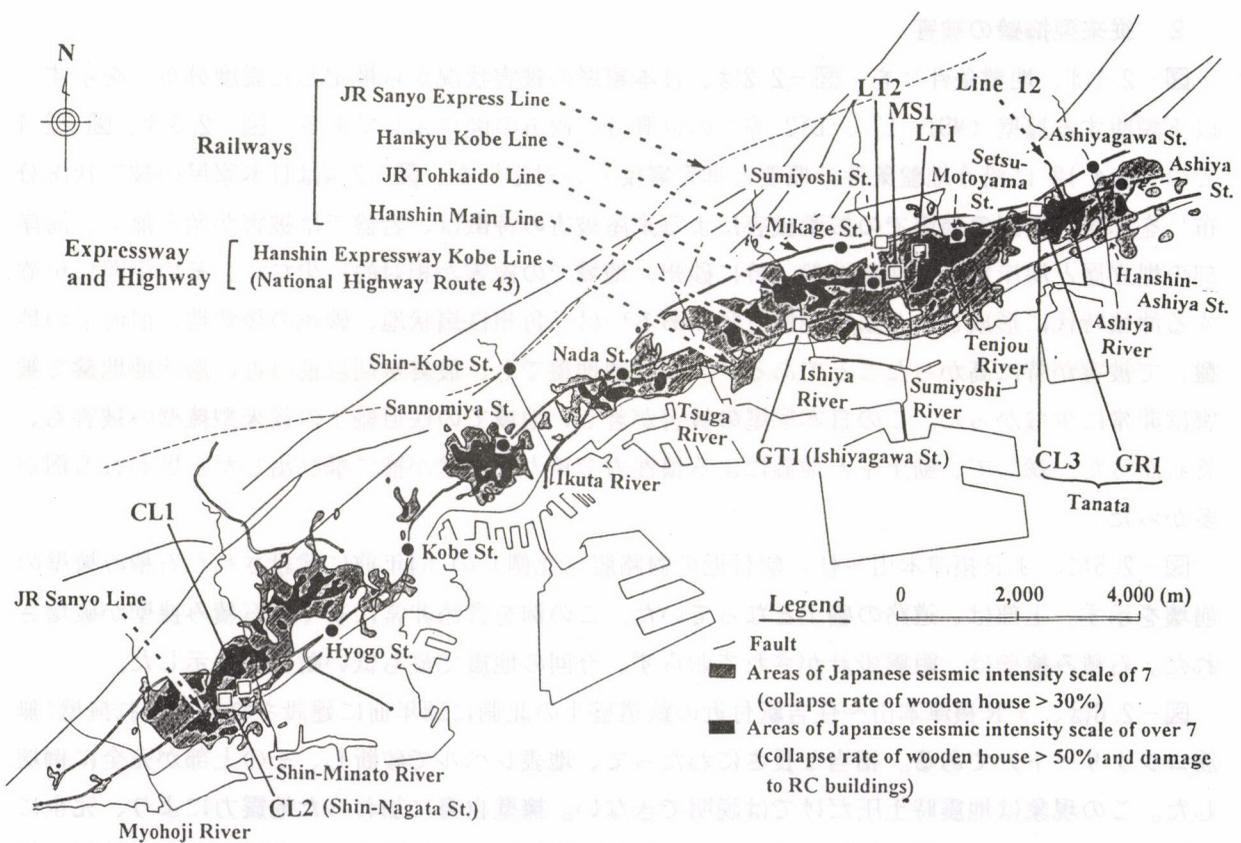


図-2.2 日本家屋の被害状況から推定した震度分布¹⁾と典型的擁壁の位置

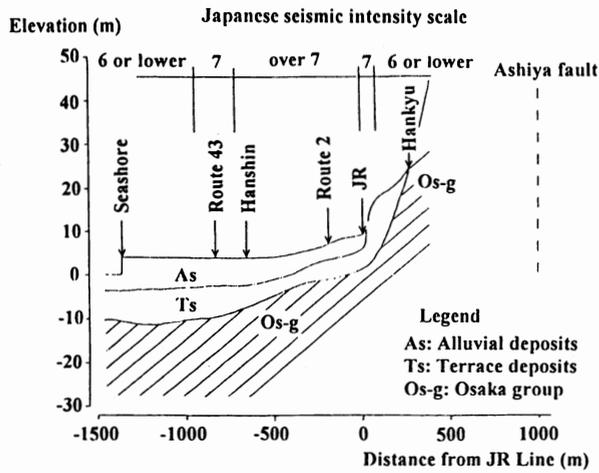


図-2.3 図-2.1での Line 12 に沿う地盤条件の概要と推定震度との対応¹⁾

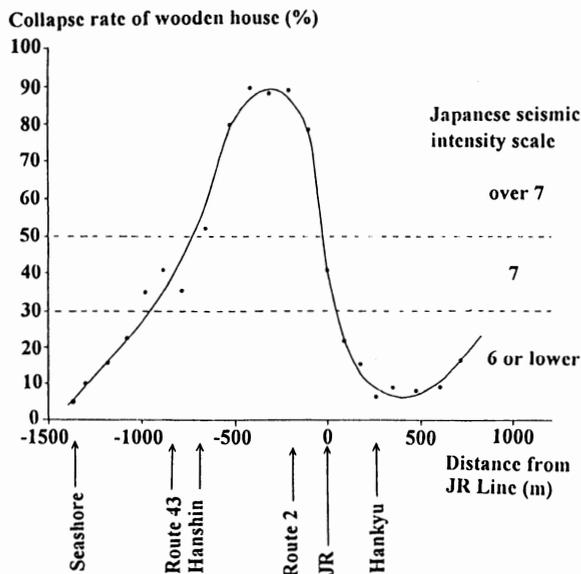


図-2.4 図-2.1での Line 12 に沿う日本家屋の被害状況分布¹⁾

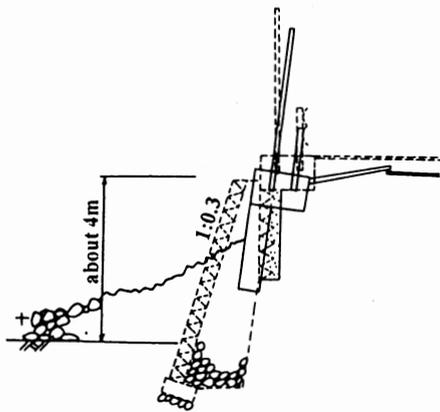


図-2.5 J R 摂津本山～住吉駅付近の線路脇の石積み擁壁 (図-2.1で MS1)

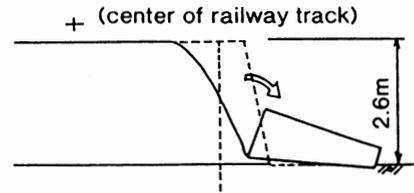


図-2.6 J R 摂津本山～住吉駅付近の鉄道盛土のもたれ擁壁 (無筋コンクリート) (図-2.1で LT1)

-Nishi-Okamoto-Kobe-Line,Hankyu-

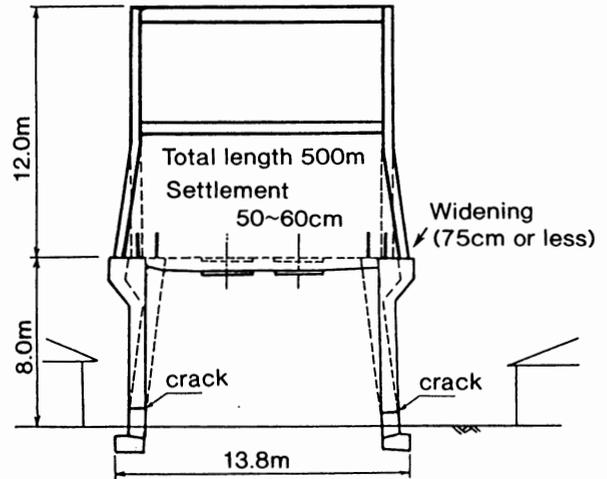


図-2.7 阪急神戸線岡本～御影間の盛土のもたれ擁壁 (無筋コンクリート) (図-2.1で LT2)

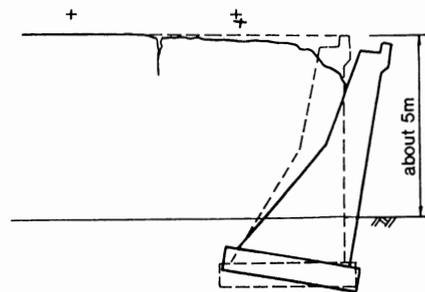


図-2.8 阪神本線石屋川駅近傍の盛土の重力式擁壁 (無筋コンクリート) (図-2.1で GT1)

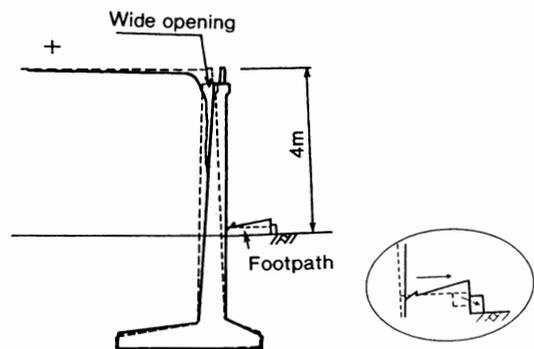


図-2.9 J R 兵庫～新長田駅付近の L 型鉄筋コンクリート擁壁 (図-2.1で CL1)

筋コンクリート)が500mにわたって大きく前傾したが、完全倒壊を免れている。これは、鉄骨ラーメン構造がそれに抵抗したためであろう。

この地区の鉄道盛土の重力式擁壁(無筋コンクリート)は、約60年前に建設されている。図-2.8は、阪神本線石屋川駅近くの盛土に66年前に建設された重力式擁壁(無筋コンクリート)である。石屋川駅とその周辺では約200mにわたって、水平震度係数0.2で耐震設計されていた重力式擁壁は、大きく傾斜したり、打ち継ぎ目でズレたり、また完全に倒壊した。このような大きな断面を持つ重力式擁壁(無筋コンクリート)が完全倒壊したのは、驚きである。

以上の擁壁は、自重で土圧に抵抗する擁壁タイプであり、今回の地震では最大級の地震動に抵抗するためには、縦寸法に対する横寸法を非現実的なほど大きくする必要がありそうである。

戦後建設されたL型鉄筋コンクリート擁壁も、相当被害を受けた。しかし、上記の重力式擁壁のような完全に転倒した例は無かった。図-2.9は、JR兵庫～新長田駅付近の約30年前に建設されたL型RC擁壁であり、基礎が無かったためか、つま先版の下の地盤の変形を伴って前傾し、前面の歩道を前方に押しやっている。このような変状は、阪神石屋川駅、JR六甲口駅に近接する場所でも見られた。最も激しい被害は、図-2.10に示す約30年前に建設された約800mにわたるL型RC擁壁の被害である。この擁壁の上部には盛土があり、その上に新長田の駅がある。全体的に、著しく前傾し基礎が滑動した。これは、地震力が著しく大きかったことに加えて、基礎地盤が粘土質であるが基礎が無かったことと、擁壁上部に盛土があったことが原因であろう。特に、壁面部が破断した例は、他に例が殆ど無いと思われる。

兵庫県南部で最も新しい鉄道盛土のRC擁壁は、東灘区南森町に1992年に建設されたものであるが、これについては、次節で述べる。なお、被害を受けた擁壁の復旧にあたっては、ジオテキスタイル補強土擁壁が積極的に採用されている。阪神本線西灘駅付近で被災した石積み擁壁の復旧断面の例を図-2.11に示す。

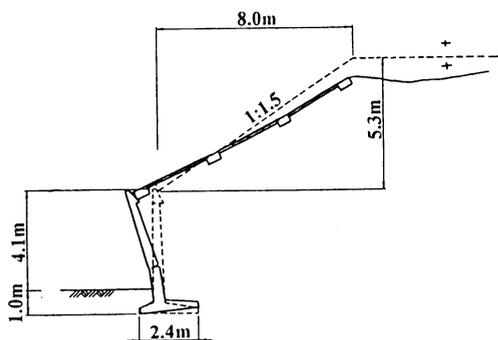


図-2.10 JR新長田駅盛土のL型鉄筋コンクリート擁壁と新長田駅(図-2.1でCL2)

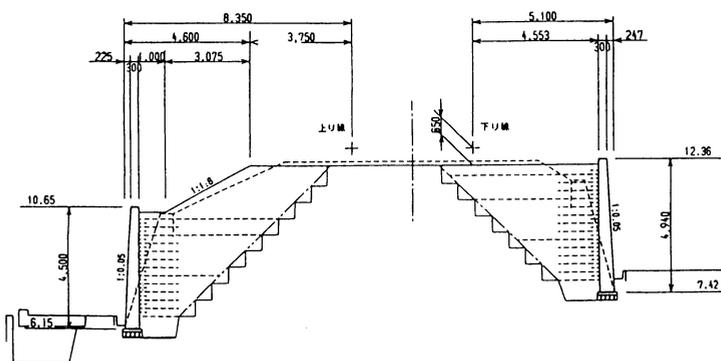


図-2.11 阪神本線西灘駅付近の被災した石積み擁壁のジオテキスタイル補強盛土による復旧断面

3. ジオテキスタイル補強土擁壁 (GRS擁壁)

図-3.1に、兵庫県南部に建設されていたGRS擁壁の位置を示す。図-3.2に、GRS擁壁の標準的建設方法を示す。いずれのGRS擁壁も、引張り破断強度 $T_R = 3 \text{ tf/m}$ のビニロン製ジオグリッドで補強された砂質裏込め土の壁面に、剛なコンクリート壁面工を場所打ちした形式である。即ち、

- 1) 尼崎市のJR東海道本線の盛土の両側の拡幅のため建設。長さ約1km、平均高さ約5mであり、1992年4月竣工(図-3.3)。
- 2) JR芦屋駅~摂津本山駅間、神戸市東灘区森南町一丁目(通称タナタ)に、東海道本線盛土南側に、線路数を4から5への拡張するために建設(地震時はまだ4線であった)。長さ305m、最大高さ約6mであり、1992年2月竣工(図-3.4)。635mにわたって転倒した阪神高速道路コンクリート高架橋の北約1kmである。

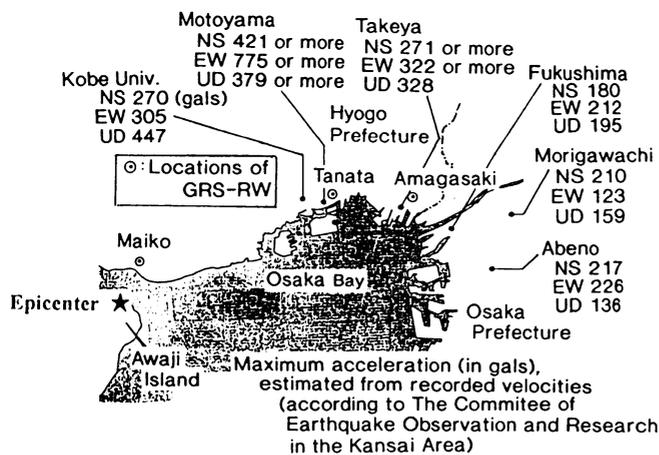
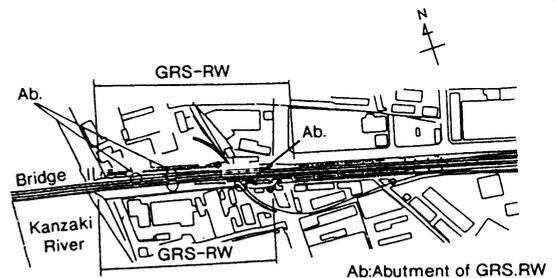
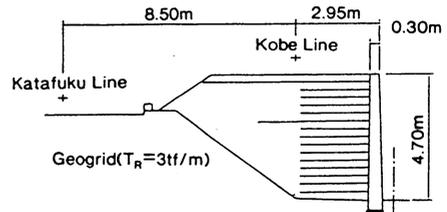


図-3.1 兵庫県南部ジオテキスタイル補強土擁壁の位置(地盤最大加速度分布は、関西地震観測協議会による)



a) 位置図



b) 典型的断面(No. 1)

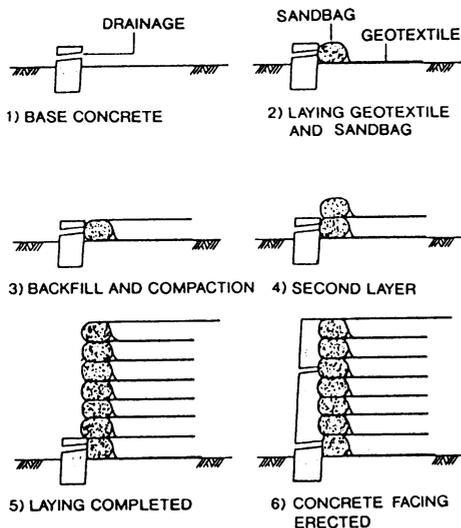
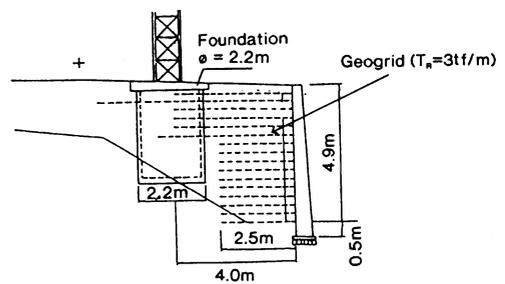
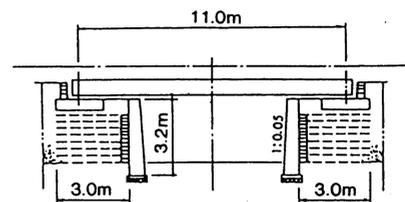


図-3.2 GRS擁壁の標準的建設方法

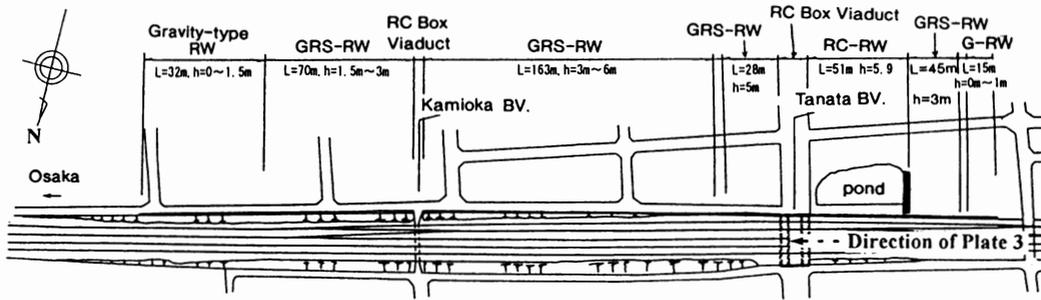


c) 典型的断面(No. 2)

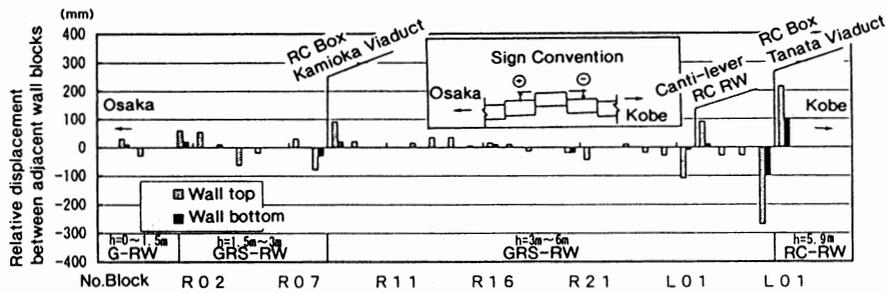


d) 典型的断面(橋台部)

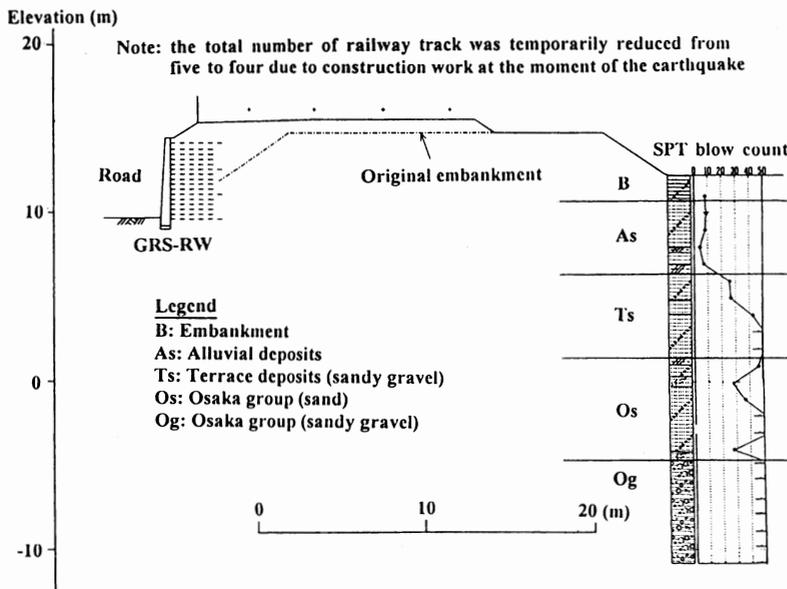
図-3.3 尼崎地区 GRS擁壁



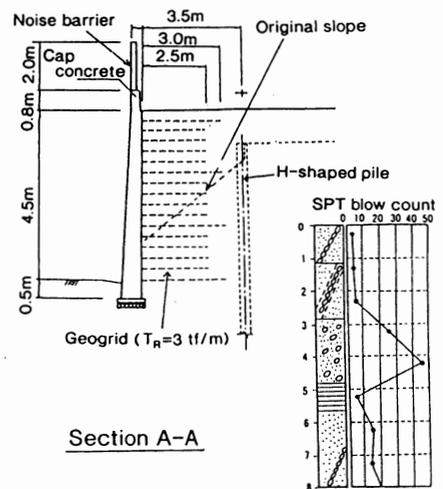
a) 詳細平面図



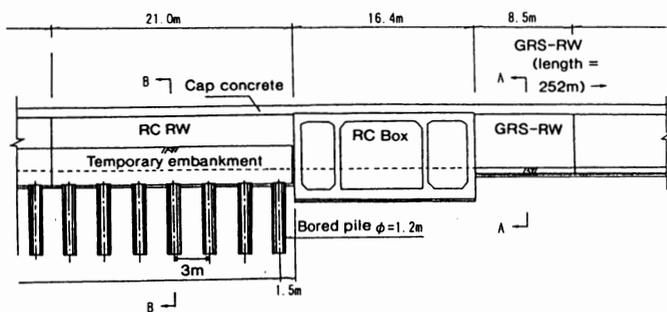
b) GRS擁壁打ち継ぎ目、目違い量



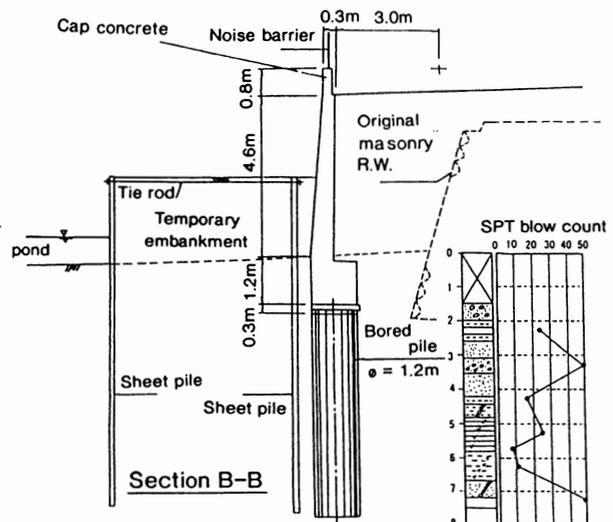
c) 盛土断面図



e) 典型的断面図 (GRS擁壁)
(図-2.1で GR1)



d) 正面図



f) 典型的断面図 (RC擁壁)
(図-2.1で CL1)

図-3.4 タナタ地区 GRS擁壁

3) 尼崎市尼崎駅周辺、JR福知山線橋梁取付盛土に建設。長さ約400m、高さ約3-8mであり、1994年3月竣工(図-3.5)。

4) 神戸市垂水区、明石海峡大橋連絡道路盛土の拡幅のために建設。長さ約200m、平均高さ約5mであり、1993年5月竣工(図-3.6)。

上記1), 3), 4)のGRS擁壁は、全く被害はなかった(図-3.6c)。その周囲で盛土・擁壁、日本家屋で若干地震被害はあったが激震地ではないので、これら擁壁の挙動だけからはGRS擁壁に高い耐震性があった、とは結論できない。これに対して、タナタのGRS擁壁は非常な激震地に建設されていたにもかかわらず、軽い変状だけで済み、高い耐震性を示したと言える。

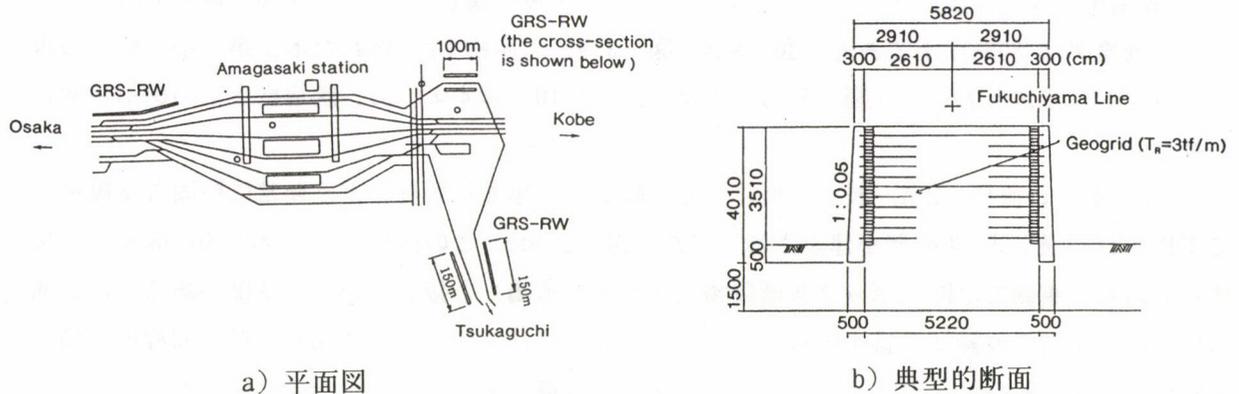


図-3.5 尼崎市塚口 GRS擁壁

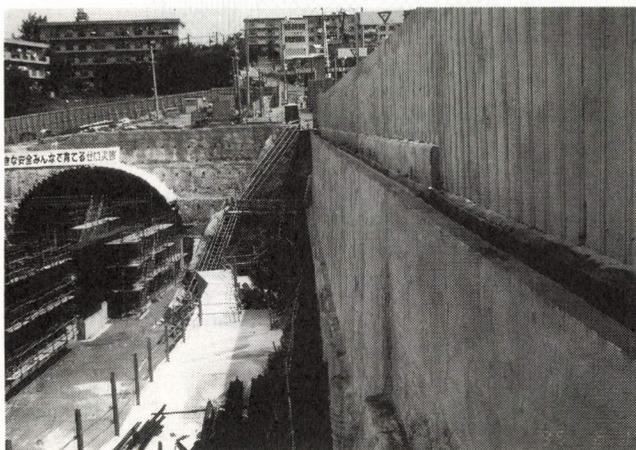
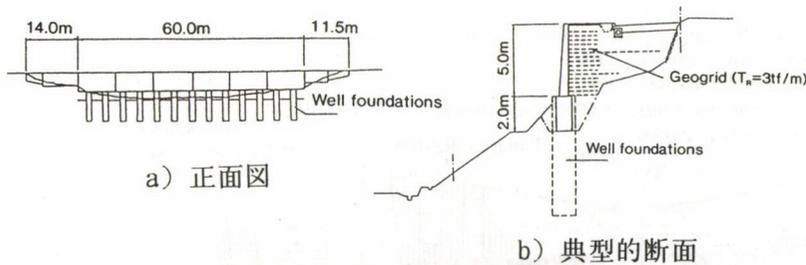


図-3.6 神戸市垂水区 GRS擁壁

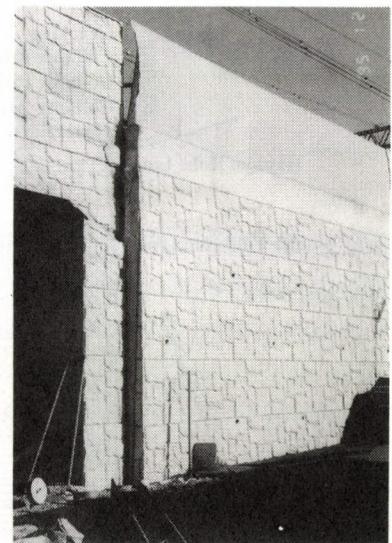


図-3.7 タナタ地区 GRS擁壁とRCボックス構造物の間の目違い

タナタ地区では、北側から南側に向かって扇状地性砂礫地盤及び表層地盤が深くなる。鉄道盛土の北側は地盤が良くなっているようであり、一般家屋の被害が急減する。一方、線路沿いに東の芦屋からタナタに近づくにつれて切り土部から盛土部に移って来る場所に、当 GRS擁壁が位置する。従って、地盤条件は基本的に良い（図-3.4d, e）。

当 GRS擁壁は、若干ながら剛体的に横方向に変位し傾斜した。また、図-3.4bに示すように、打ち継ぎ目と異種構造物の間に若干目違いが生じた。特に、GRS擁壁が 6 m と最も高くなり、かつ RCボックス構造との境界部となっている部分で目立つ（図-3.7）。底面での滑動量は、最大で 5 cm 程度である。これだけの数値を見ると、この GRS擁壁の耐震性は低いと誤解されるおそれがある。しかし、簡易な補修だけでそのまま使用しているほど軽度な変状であり、更に以下の要因を考慮すると、この GRS擁壁の耐震性は高かったと判断できる。

a) 森南町一丁目は震度 7（あるいはそれ以上）の区域に属していて、この GRS擁壁前の民家の半・全倒壊率は 80% 以上である（図-3.8, 図-3.9）。西約 1 km 離れた本山第一小学校での水平加速度も、非常に大きい（図-3.1）。また、図-3.10に示すように、鉄道盛土上の軌道の変状も著しい。

b) 同時期に、直径 1.2 m、長さ 6 m、中心間隔 3 m の場所打ち杭と言う非常に堅固な基礎構造で支持された逆 T 式 RC擁壁が建設されていた（図-3.4d）。この擁壁は、西側で GRS擁壁と直接接しており、東側では RC のボックス構造物（タナタ架道橋）と接している。基礎がある上に、池の中での工事用の仮締切り盛土の抑えもあった。しかし、この RC擁壁も GRS擁壁と同程度に傾斜・変位し、図-3.4bに示すように RC ボックスとの目違い量は GRS擁壁とほぼ同程度であった（図-3.11）。

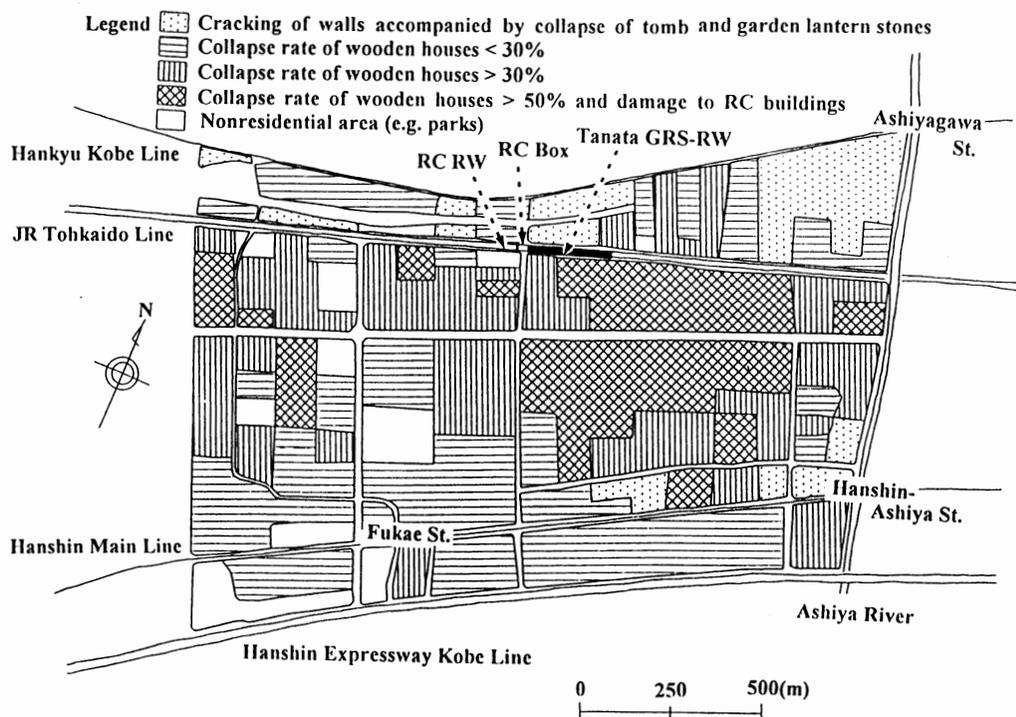


図-3.8 タナタ地区木造日本家屋の被害率分布



図-3.9 タナタ地区 GRS 擁壁とその前の木造家屋の倒壊

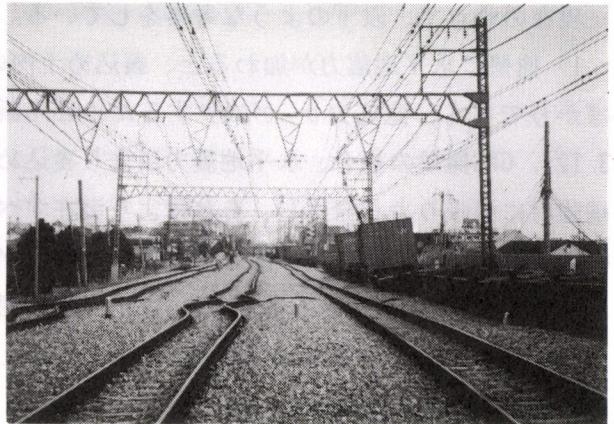


図-3.10 タナタ地区鉄道盛土上の軌道の様子 (写真撮影方向は、図-3.4aでの Direction of Plate の方向)

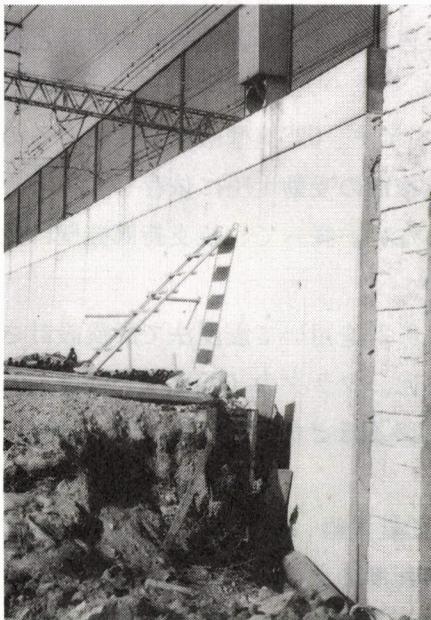


図-3.11 タナタ地区 RC擁壁と RCボックス構造物の間の目違い

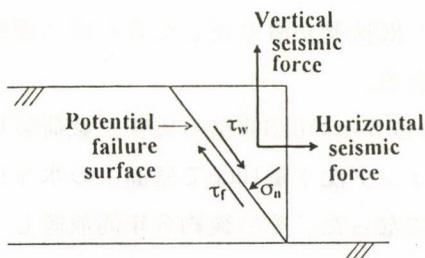


図-3.12 地震力の盛土内応力に対する影響

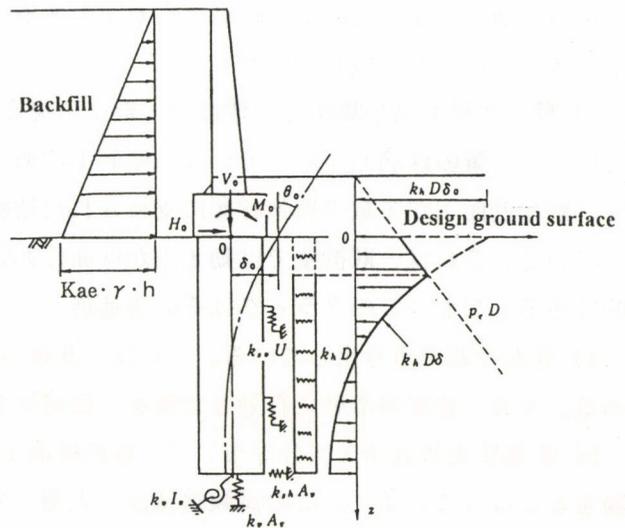
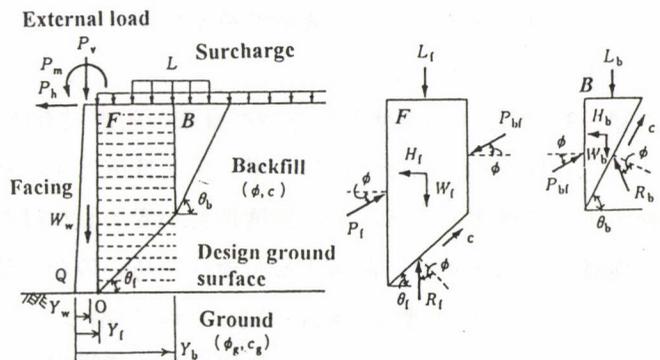


図-3.13 GRS擁壁と杭支持RC擁壁の耐震設計法

c) このGRS擁壁には杭基礎がない。さらに、列車走行を停止しないで工事をしなければならず、かつ利用面積が非常に限定されていたので、図-3.4cに示すように、このGRS擁壁に限って、上端近くの補強材が短かった(図-3.3と比較されたい)。これは、転倒に対して抵抗力の余裕が小さかったことを示唆している(これは、反省点である)。

現在の時点で、以下のような考察をしている。

1) 擁壁に水平地震力が加わると、裏込め土内の潜在すべり面上で作用せん断力 τ_w が増加するばかりでなく、直応力 σ_n が減少するためせん断強度 τ_i が低下して、安定性が減少する(図-3.12)。GRS擁壁の場合、水平地震力により裏込め土内に水平引張りひずみが発生しようとする補強材に引張り力が発生し、それにより潜在すべり面の直応力の減少が抑制されて、せん断強度の低下を抑える。従って、補強領域内に破壊面が通過しにくく、補強領域が一体として働く。これが、GRS擁壁の耐震性の根源であろう。鉛直振動の影響は、 τ_w と σ_n の両方に影響を与えるので、総合的影響度の判定は単純ではない。しかし、GRS擁壁では剛壁面が σ_n の減少を若干でも抑制することが期待される。

しかし、GRS擁壁の前傾に対する抵抗は、補強領域のせん断抵抗に対する剛性に依存している。水平に配置された補強材は、このせん断変形には直接抵抗しない。土を拘束して、土のせん断剛性を保持することにより、間接的に貢献しているだけである。しかし、補強材が長いと水平変位が少ない奥の盛土に対して擁壁部分をアンカーすることができる。従って、補強材が短いと前傾しやすい。

図-3.13に、GRS擁壁と杭支持RC擁壁の耐震設計法の概要を示す。GRS擁壁は自立性であるのに比べて、杭支持RC擁壁の前傾・滑り出し抵抗は主に杭前面と後面の受動土圧に依存している。受動土圧が発揮するには、ある程度地盤が変形しなければならない。従って、杭支持RC擁壁は意外に地震時に水平変位、前傾する可能性が高いのかも知れない。

2) これら GRS擁壁は、現在の設計指針に沿って水平震度 0.2 を用いて震度法で耐震設計されていた。とは言え、これほどの激震は決して想定してなかった。タナタの GRS擁壁が軽度な変状で済み倒壊しなかったのは、設計法がゼイ肉をそぎ落としているほど合理的ではなく、隠れ安全率があったことを示唆している。

3) 壁面が最も高い場所で、壁面の一部に中央高さあたりで最大幅 2mmの水平クラックが生じていた。少量の鉄筋しか用いていない壁面工であるが、この程度のクラックしか生じていないことは、剛な壁面工が多数の補強材層に支持された連続梁として大きな動土圧に抵抗したことを意味している。これは、RC擁壁では動土圧が壁面に非常に大きなモーメント力をもたらすことと対照的である。なお、このクラックはその後進展していない。

4) 底面で若干滑り出している。これは、基礎の無いL型 RC擁壁が滑り出したのと同じ課題である。今後、強震時滑動に有効な対策を、検討する必要がある。

5) 鉄道技術研究所(国分寺市)で、無筋壁面工を持つ高さ5mのGRS擁壁の実物大載荷破壊実験をおこなっている²⁾。この試験擁壁は、天端でのフーティング沈下量10cmで壁面工の水平打ち継ぎ目にクラックが入り、壁面工頂部前倒れ量40cmの状態になった。その後約3年間放置してあるが、全く変状が進展していない。さらに、タナタ GRS擁壁に隣接し、また GRS擁壁とは盛土の反対側にある GRS擁壁よりも低い 1.5割勾配の高さ2m程度の盛土斜面でもはらみ出しを生じている。また、GRS擁壁と RC擁壁の背後の盛土の天端では盛土幅全体にわたって、ほぼ一様に15cm程度の沈下が生じている。従って、補強された盛土部背面と盛土の間に隙間が開いているとは、考えにくい。これらのことと、GRS擁壁は自立性であることから、タナタGRS擁壁の変状は進展しない、と判断している。

6) 裏込め土の沈下は、RC擁壁のほうがGRS擁壁よりも、明確に大きかった。従って、ジオテキスタイルの破断は無かったと判断している。

7) RCボックス構造物との接触部で、GRS擁壁とRC擁壁及びその背後の盛土との相対変形・天端の相対沈下が目立った。今後、このようなRCボックス構造物の側面との間に、構造的連続性を保つような工夫が必要である。

4. まとめ

鉄道盛土と擁壁の被害から、総じて、古い形式の石積み擁壁、もたれ式擁壁、重力式擁壁は耐震性が低いと結論できる。L型RC擁壁でも、前傾・滑動がかなり生じた。しかし、RC壁体部の破壊を例外と考えるべきか、今後これに対処した設計をすべきか、検討する必要がある。

また、擁壁裏の盛土の揺り込み沈下は、殆ど連続的に生じていた。それに加えて重力式擁壁やL型RC擁壁が、倒壊しなくても滑動・傾斜することにより、その背後の盛土が大きく沈下している例が多く見られた。沈下の影響は、橋台裏で特に目立った。

近年、鉄道・道路高架構造物が盛土からRC構造物へと主体が移ってきて、盛土・擁壁構造物がマイナー化してきた。GRS擁壁は、土が主材料であり建設中は柔らかいと言う点では盛土的であり、従って杭を省略することができる。一方、完成後は鉛直に近いRC壁面工を有していて、かつ盛土よりも剛になっている点では構造物（L型RC擁壁）の特徴を持っている。GRS擁壁はこの長所により、広く使われる様になってきている。今回の地震時で、タナタのGRS擁壁の変形・変位は軽度とは言え、無被害のRC高架構造物より大きかった。しかし延性的であり、破壊したRC高架橋のような決定的崩壊に至りにくかった点で、耐震性は思っていた以上高かった、と判断している。GRS擁壁の耐震性と、その重力式擁壁とL型RC擁壁の耐震性との比較だけではなく、RC高架構造物の耐震性との比較を考察する必要がある。

謝 辞

本報告をまとめるにあたり、JR西日本、阪神・阪急両電鉄株式会社、中央開発株式会社の方々に大変お世話になりました。末筆ながら、お礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 中央開発株式会社（1995）：阪神大震災調査報告書
- 2) 館山勝・村田修・龍岡文夫（1990）：短い面状補強材と剛な壁面を有する砂質土盛土の載荷試験（その2）、土木学会第45回年次学術講演会Ⅲ，362-363頁