

EPS盛土一擁壁系の地震時挙動の観測と解析

山崎文雄¹・大保直人²・黒田修一³・片山恒雄⁴

¹正会員 工博 東京大学助教授 生産技術研究所 (〒106 東京都港区六本木7-22-1)

²正会員 工博 鹿島建設(株)技術研究所 (〒182 東京都調布市飛田給2-19-1)

³正会員 工修 東京大学受託研究員 生産技術研究所 (〒106 東京都港区六本木7-22-1)

⁴正会員 Ph.D. 東京大学教授 生産技術研究所 (〒106 東京都港区六本木7-22-1)

EPSを裏込めに用いたコンクリート擁壁と近接する重力式コンクリート擁壁において、地震観測が行われている。本文では、この地震観測システムを紹介するとともに、得られた記録について整理し解析を行った。記録から、EPS部は低振動数で盛土部とほぼ同様の震動性状を示し、アンカーには張力がほとんど作用していないことが明らかになった。また、擁壁-EPS-盛土から成る系をFEMでモデル化し、地震応答解析を行った。これらの観測および解析結果に基づいて、EPS擁壁の滑動および転倒に対する安定性を検討した。その結果、現行の擁壁の安定計算法をEPS擁壁に適用すると、安全率が極端に小さくなるという矛盾が指摘された。

Key Words : Expanded Polystyrol, earthquake observation, RC retaining wall, FEM, dynamic stability

1. はじめに

近年、発泡スチロール(Expanded Polystyrol:以下EPSと呼ぶ)を用いた盛土や擁壁などの土木構造物が施工される機会が、わが国でも多くなってきている¹⁾。これはEPSが土に比べて非常に軽量であるとともに、強度、耐久性、加工性に優れ、自立性があり施工が容易であるなどの理由からである。EPS自体の特性^{2), 3)}や、それをを用いた構造物の静的挙動⁴⁾⁻⁷⁾、および走行荷重を想定した繰り返し荷重下の挙動^{2), 8)}などに関しては、すでにかかなりの数の研究が行われている。また、これらの研究成果や施工実績に基づいて、設計・施工マニュアル⁹⁾も作られている。

地震の多いわが国では、構造物の設計に際し地震時の安全性照査が必須となっている。とくにEPSを用いた構造物は、トップヘビーになりやすいため十分な検討が必要である。EPSを用いた構造物の地震時挙動に関する研究としては、模型実験¹⁰⁾⁻¹³⁾や数値解析^{14), 15)}によるものが幾つか行われている。また、これらの研究成果を取り入れた耐震設計法^{9), 12)}も提案されている。しかし、このEPS工法が導入されてから歴史が浅いため、実際の構造物が強震履歴を受けた例は極めて少なく¹⁶⁾、また、実際の構造物における地震観測はこれまで見あたらなかった。

このような背景から、EPS構造物の地震時挙動を把

握するため、横須賀市水道局の逸見浄水場内に構築されたEPSを裏込め材とする擁壁に、地震計が設置され観測が行われている^{17), 18)}。本文では、この観測システムと得られた地震記録を紹介するとともに、記録に基づいて擁壁-EPS-盛土から成る系の震動特性を検討する。また、有限要素法による地震応答解析を行って観測結果と比較する。さらに、観測で得られた加速度やアンカー張力などに基づいて、擁壁の地震時安定性について検討する。

2. EPS盛土擁壁の概要

横須賀市水道局の逸見浄水場構内に、EPSを一部擁壁裏込め材に用いたコンクリート擁壁(以下EPS擁壁と呼ぶ)と通常の逆T形コンクリート擁壁(以下通常擁壁と呼ぶ)が、1989年12月に構築された(写真-1)。これら両擁壁を含む当該地区の構造平面を図-1に示す。配水池の北側および西側は、急斜面の谷となっている。擁壁裏込め材としてEPSを使用した理由は、この部分の地盤支持力が不足しており、通常の土砂盛土にすると、その重量により地盤沈下や擁壁不安定を生じる恐れがあったからである。

EPS擁壁(断面AA)と通常擁壁(断面CC)は、それらの接統面において固定されていない構造となっている。これら2つの擁壁断面を図-2および図-3に示

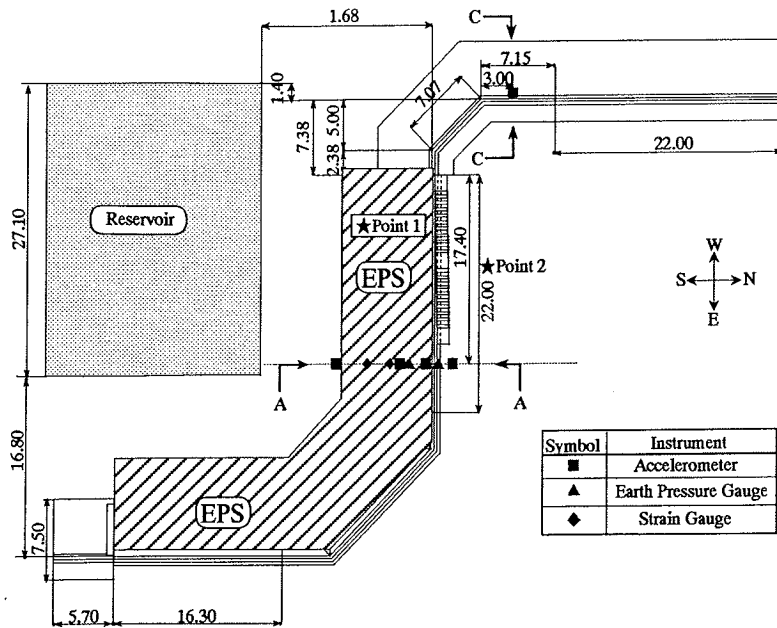


図-1 EPS擁壁と通常擁壁の平面と地震計配置

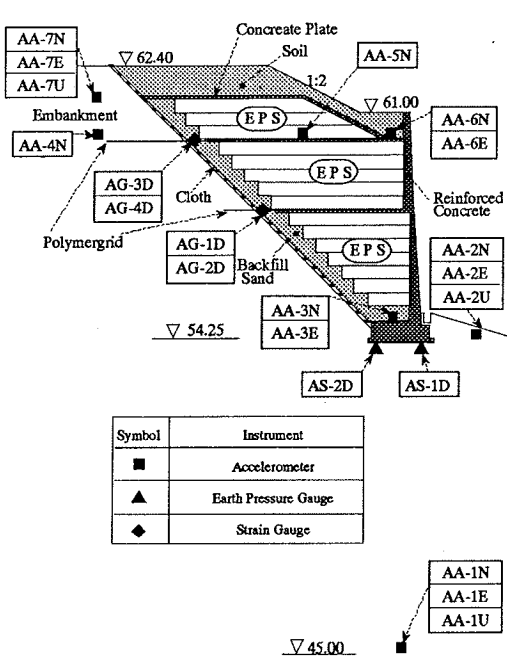


図-2 EPS擁壁の断面と地震計配置

す。通常擁壁は重力式コンクリート擁壁で、その壁厚やフーチングは、通常的设计法¹⁹⁾に従っているため、EPS擁壁のもの比べると格段に大きい。

EPS擁壁においては、厚さ40cmのEPSブロックが、それぞれ7段、5段、3段とコンクリート床板に扶まれて下から積み重ねられており、EPSブロック同士

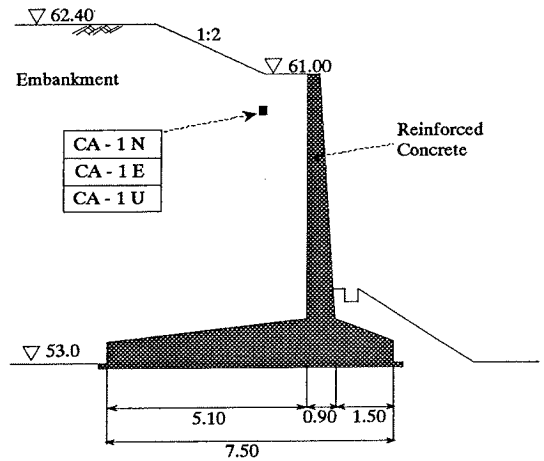


図-3 通常擁壁の断面と地震計配置

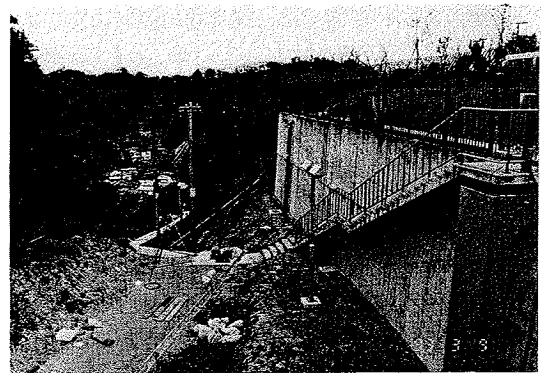


写真-1 EPS盛土部の鉄筋コンクリート擁壁外観

表-1 地震観測地点の地盤調査結果

Depth (m)	Point 1			Point 2	
	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson's Ratio	N-value	N-value
-1.0	240	130	0.292	5	
-2.0	330	170	0.319	19	5
-3.0				7	7
-4.0	490	250	0.324	6	5
-5.0	490	250	0.324	4	13
-6.0	860	460	0.300	6	9
-7.0				13	50
-8.0	880	480	0.288	5	
-9.0				6	
-9.5					
-10.0				50	
⋮	1480	690	0.361		
⋮					
-13.0					
⋮	1840	750	0.327		
⋮					
-17.0					
⋮	1840	870	0.356		
⋮					
-20.0					

Note: The ground surface of Point 2 is 8m lower than that of Point 1.

は上下に緊結金具^りで結ばれている。コンクリート床板は、EPSブロックを上から押えるためのものであり、コンクリート擁壁には固定されているが、EPSブロックや盛土とは直接には固定されていない。しかし擁壁の安定のため、下から1,2段目のコンクリート床板は、アンカーの役目を果たすポリマーグリッドにより盛土と連結されている。ポリマーグリッドは、土構造物の強化を目的として開発された高強度プラスチック網であるセンサーからできており、土砂とよくなじみ現場施工が簡便である特徴をもつ。またEPSブロックは、擁壁とも盛土とも固定されておらず、盛土との間には裏込め材として砂が用いられている。

地盤物性値を把握するため、図-1に示す地点1において、標準貫入試験およびPS検層が実施されており、その結果を表-1に示す。また盛土施工前に、地点2で行われた標準貫入試験によるN値も同表に示す。土質分類は、両地点とも粘性土であり、N値が50以上となる硬い層は土丹である。これより、EPS擁壁の谷側斜面は、深さ6m位までは比較的柔らかく、それ以深は非常に堅いこと、また盛土は比較的柔らかいが、その下の原地盤は非常に硬いことがわか

る。EPS下部の地盤については、土質調査は行われていないが、両地点のN値を比較することにより、地層構成はほぼ谷斜面に平行になっているとも思われる。なお通常擁壁部についても土質調査は行われていない。

3. 地震観測の概要

この地震観測の目的は、擁壁とEPS盛土および地盤を一体とした系の地震時挙動を解明することである。とくに、1) 当該地点における地震動の特性、2) EPS擁壁部の擁壁・EPS・盛土おのおの地震時挙動、3) EPSの有無による擁壁近傍地盤の地震時挙動の違い、4) ポリマーグリッド張力や擁壁底面土圧などの擁壁系への地震時作用力、の4点を実測により明らかにすることである。

観測計器は、図-2, 3に示すように、EPS擁壁部の断面AAと通常擁壁部の断面CCに設置されている。AA断面では、地盤、盛土、EPS内の7ヶ所に計15成分の加速度が、フィードバック型検出器を用いて測られている。また、塑性域ゲージを用いてポリマーグリッドの4ヶ所のひずみが、さらに2重ダイアフラム型土圧計を用いて擁壁底面の2ヶ所の土圧が観測されている。CC断面では、同型の加速度計を用いて、擁壁近傍の盛土内の1ヶ所3成分の加速度が観測されている。これら計24成分の時刻歴波形は、浄水場本館にある収録装置に記録される。トリガーレベルは当初2.0Galに設定されていたが、小規模地震のデータも活用するために、その後0.7Galに変更され、地中の加速度計AA-1の水平2成分のいずれかがこれ以上の地震動を捉えると、収録装置が作動する仕組みになっている。

4. 地震観測記録

観測を開始して以来記録された地震は、1990年に16個、1991年に20個、1992年に24個、1993年は1月までに3個である。これらの地震の震源位置を図-4に示す。これらの地震記録の中で、最も大きな加速度が得られたのは、1992年2月2日の東京湾地震(地震番号9203、マグニチュードM=5.9、震源深さH=92km、震央距離Δ=14km)で、硬い地盤内にある測点AA-1のNS成分(AA-1N)の最大加速度は49.9Galである。また2番目に大きなものは、観測開始の直後に得られた、1990年2月20日の伊豆大島近海地震(地震番号9001、M=6.5、H=6km、Δ=73km)で、AA-1Nの最大加速度は9.3Galである。また以下に、比較的小さな地震記録の例として、1991年11月19日の千葉県

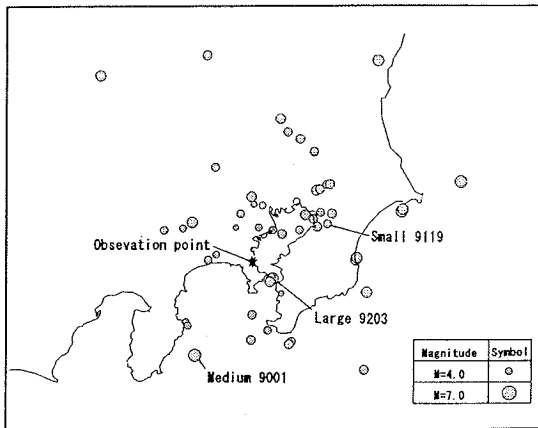


図-4 観測地点と観測された地震の震央分布

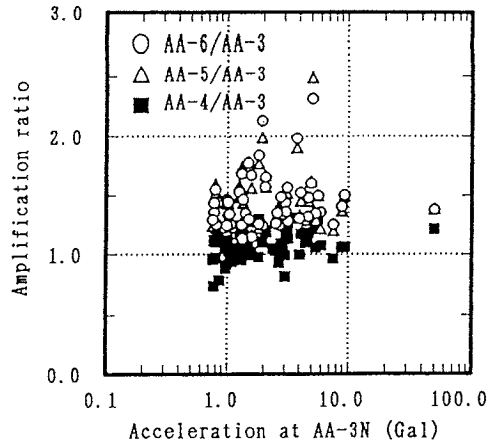


図-6 測点AA-3に対する測点AA-4,5,6の最大加速度比 (NS成分,63地震)

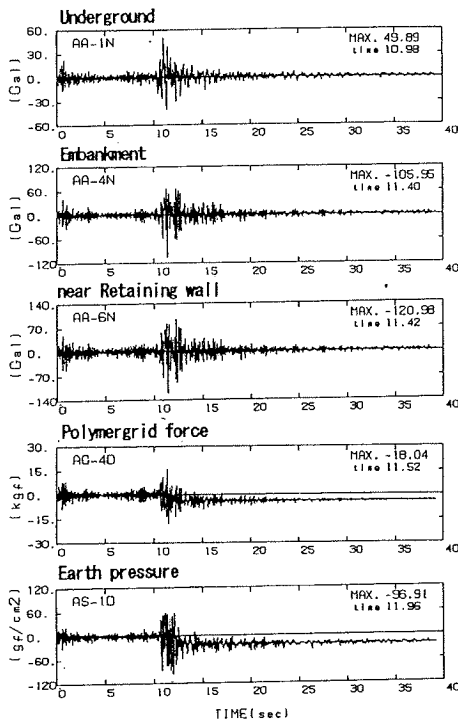


図-5 観測された加速度、ポリマーグリッド張力、擁壁底面土圧の時刻歴波形(東京湾地震:9203)

中部地震(地震番号9119, $M=4.9$, $H=81\text{km}$, $\Delta=50\text{km}$)を紹介しており、そのAA-1Nの最大加速度は6.0Galである。

観測の例として東京湾地震(9203)について、地中の測点AA-1、盛土部の測点AA-4および擁壁近傍の測点AA-6で観測された擁壁直交方向の加速度波形、また2段目のコンクリート床版に結合したポリマーグリッドの測点AG-4Dで観測されたひずみ量を単位奥

行き当りの張力に換算した波形、さらに擁壁底面の測点AS-1Dで観測された鉛直土圧波形を図-5に示す。ポリマーグリッド張力と土圧の波形で特徴的なのは、主要動が到来した付近の時刻で基線がずれ、永久ひずみや側圧変動が生じていることである。しかしこの現象は、ひずみや土圧の観測^{20), 21)}において、やや大きな地震の際によく見られるもので、ゼロバランスの取り方や接触面の微妙な状況により生ずるものと思われる。

擁壁近傍と盛土における加速度波形の形状は非常によく似ており、最大加速度の生じる時刻もほぼ一致し、同じようなモードで振動しているものと思われる。そこでEPS擁壁部に関して、同じ高さにある測点AA-4(盛土部)、測点AA-5(EPS部)、測点AA-6(擁壁近傍)の擁壁直交方向(NS成分)の最大加速度を比較してみよう。観測された63地震について、測点AA-3のNS成分の最大加速度に対する、測点AA-4, AA-5, AA-6のNS成分の最大加速度比を図-6に示す。この図から、盛土部はこの区間においてほとんど揺れが増幅していないことが分かる。また、地震動の大きさにかかわらず、盛土部に比べてEPS部や擁壁近傍の方が最大加速度がやや大きくなっており、EPS部と擁壁近傍の最大加速度はほぼ近似している。最大加速度比がとくに他に比べ大きいものがあり、この理由を調べるため、硬い地盤内の測点AA-1におけるフリースペクトルの卓越周期と測点AA-3(擁壁下部近傍)に対する測点AA-6の最大加速度比を63地震について図-7に示している。増幅率が1.5倍以上を示す記録は、入力地震動の卓越周期が約5Hzと、後述する盛土及びEPS擁壁の卓越振動数に比較的近い地震か、または8Hz以上と、高振動数が卓越する地震であることが分かる。

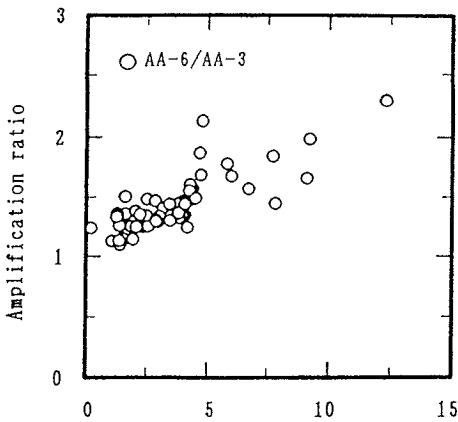


図-7 AA-1Nのフーリエスペクトル卓越周期と最大加速度比の関係

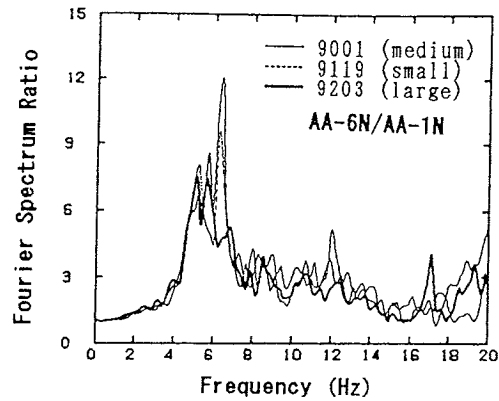


図-9 3地震で観測されたAA-1Nに対するAA-6Nのフーリエ振幅比

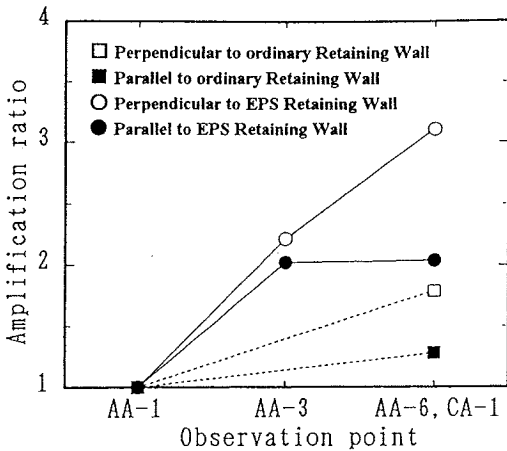


図-8 EPS擁壁と通常擁壁の近傍地盤における最大加速度の増幅傾向の比較(63地震の平均)

次に、EPS擁壁と通常擁壁における地震動の増幅特性を比較してみよう。EPS擁壁については、測点AA-1に対する測点AA-3(擁壁下部近傍)およびAA-6の最大加速度の増幅率を63地震について平均して図-8に示す。同様に通常擁壁については、測点AA-1に対する地表近くの測点CA-1の比として同図に示す。二種の擁壁とも、擁壁平行方向よりも擁壁直角方向での増幅率の方が大きくなっている。またいずれの方向についても、EPS擁壁の方が増幅率が大きくなっている。しかしこれだけから、一般論として、EPS擁壁の方が通常擁壁より揺れやすいとは言いつれない。もともと当地点では、EPS擁壁を採用した地盤の方が軟質であるので、盛土部の測点AA-4においても、通常擁壁の近傍地盤より震動が大きくなっている。

EPS擁壁における擁壁近傍、EPS部および盛土部の震動特性をより詳しく見てみよう。上で紹介した地震番号9203(大)、9001(中)、9119(小)の3地震について、

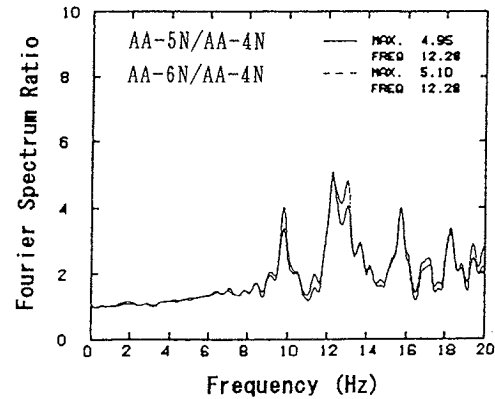


図-10 1992年東京湾地震で観測されたフーリエ振幅比

て、地盤内の測点AA-1に対するEPS擁壁近傍の測点AA-6の、擁壁直交(NS)方向のフーリエ振幅比を図-9に示す。これらのスペクトル比には、共通して5~6Hz付近に明瞭なピークが見られ、地震による違いは大きくない。図-10は、最大記録の東京湾地震(9203)についての、測点AA-4(盛土部)に対するAA-5(EPS部)およびAA-6(擁壁近傍)のフーリエ振幅比を示している。これより9Hz以下の振動数帯域においては、これらの比はほぼ1に近く、擁壁近傍、EPS部、盛土はほぼ同一の震動振幅となっている。一方、9Hz以上の振動数帯域では、擁壁近傍やEPS部は、盛土に対して卓越した振動成分を含んでおり、特に10Hz、12Hz、16Hz付近で振幅比のピークが見られる。

図-11は、図-9と同様のプロットを通常擁壁について行ったものである。3地震に対するスペクトル比にはばらつきはあるものの、7Hz付近と9Hzから11Hzにかけて共通してピークが見られる。前者のピーク

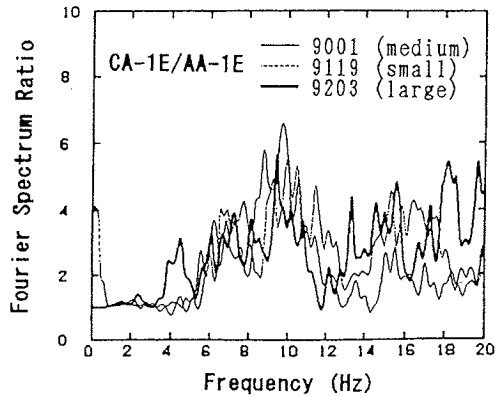


図-11 3地震で観測されたAA-1Eに対するCA-6Eのフーリエ振幅比

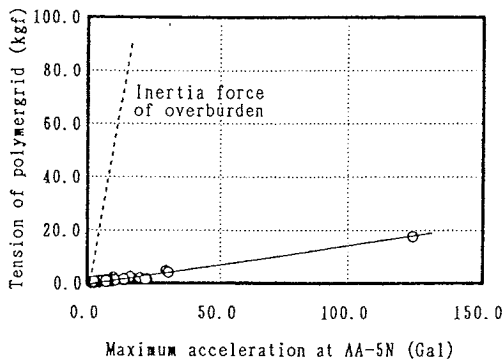


図-12 ポリマーグリッド張力と最大加速度の関係

は、振幅比は小さいものの、振動数はEPS擁壁部のものとほぼ対応しており、これはAA-1地点と地表近くの点との間のせん断振動系の1次固有振動数と考えてよいであろう。通常擁壁部の方が多少地盤が硬いので、この振動数もEPS擁壁部のものよりやや大きくなっている。後者の方のピークは、EPS擁壁部には見られなかったもので、CA-1測点が擁壁のコーナー部に近い影響とも考えられ、記録からだけでは判断しにくい。

EPS擁壁部のコンクリート床版に結合されたポリマーグリッドで、そのひずみが計測されている。図-12は、観測された最大ひずみを単位奥行き当りの張力に換算した作用力(測点AG-3DとAG-4Dの平均値)と測点AA-5Nでの応答加速度の関係を示したものである。応答加速度の増加とともに張力は、ほぼ直線的に増加することがわかる。現況の設計では、EPSより上部の地震時荷重は、コンクリート床版を介して、結合する引っ張り補強材(例えばアンカー、ポリマー

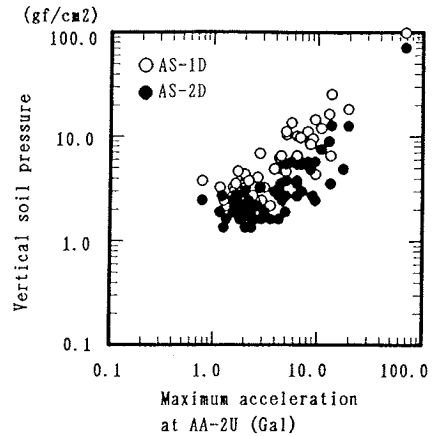


図-13 上下成分の最大加速度とEPS擁壁底面の最大土圧

グリッドなど)にすべての荷重を受け持たせる構造形式となっている。しかし同図に示されるように、観測された張力は設計で想定したものよりはるかに小さく、上載物の慣性力の1/10に満たないことがわかる。これは、盛土とEPS擁壁部が同一のモードで震動し、両者の間に生じる相対変位が小さいためと考えられる。このように、背面の地山とEPS構造物が同じような振動モードを示す場合は、設計で考えたような力の分担にはなっていない。したがって、引っ張り補強材の役割は、転倒・滑動が生じるような極限状態において、擁壁の安定性を保証するものと解釈すべきであろう。

つぎに、EPS擁壁部のフーチング底面で計測している地震時土圧について見てみよう。いくつかの地震について、2カ所の測点AS-1とAS-2での土圧記録を比べてみると、両測点間の距離が短いため、波形もそのフーリエスペクトルもよく似た形をしている。加速度記録と比較すると、各地震とも、上下成分の加速度フーリエスペクトルと土圧フーリエスペクトルの卓越する振動数が、ほぼ一致していることが分かった。これらの土圧計は、水平面上の地震時増分土圧を測定していることから、水平動による擁壁のロッキングの影響と上下動による慣性力の影響の両方を含んでいると考えられるが、ここでは上下動の影響の方が大きいものと思われる。観測された63地震について、擁壁底面近傍の測点AA-2での上下成分の最大加速度に対する、測点AS-1、AS-2での最大土圧を図-13に示す。両測点の最大土圧は、測点AA-2の上下成分の最大加速度とほぼ比例関係にあり、その振幅は、擁壁直下に近い測点AS-1の方が、EPS部の下の測点AS-2より大きくなっている。

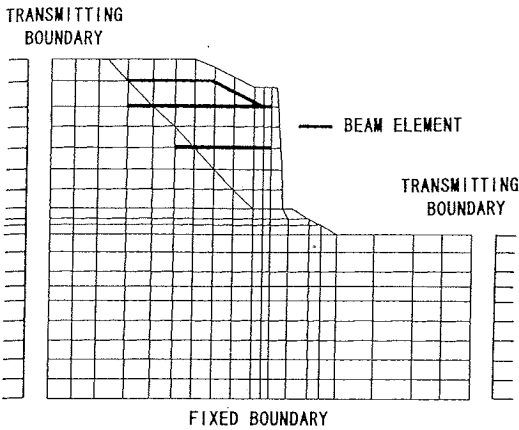


図-14 EPS擁壁直角方向断面の有限要素モデル

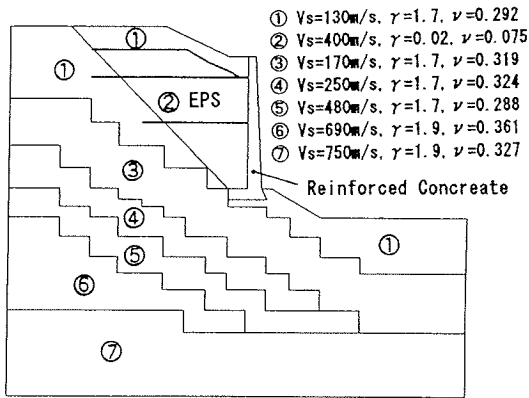


図-15 EPS擁壁直角方向断面の地盤定数

5. 地震応答解析

擁壁・EPS・盛土を含む地盤-構造物系の地震応答を有限要素法(FEM)により解析し、実測記録との比較を行った。解析には、振動数領域での複素応答解析プログラムFLUSH²²⁾を用いた。EPS擁壁直角方向の断面を2次元平面ひずみ問題と考え、図-14に示すモデル化を行った。地盤、盛土、EPS部およびコンクリート擁壁は連続体要素とし、コンクリート床板とポリマーグリッドははり要素とした。モデルの底面は測点AA-1の深度において固定境界とし、モデルの左右端にはエネルギー伝達境界を設けた。

EPSの物性値は、田村らのEPS供試体に対する力学試験¹¹⁾で得られた、ヤング率 $=1.08 \times 10^3 \text{tf/m}^2$ 、ポアソン比 $=0.075$ 、単位体積重量 $=0.02 \text{tf/m}^3$ を用いる。また減衰定数については、EPS単体では1~2%程度と小さいが²³⁾、集合体ではEPSブロック間の摩擦やずれによ

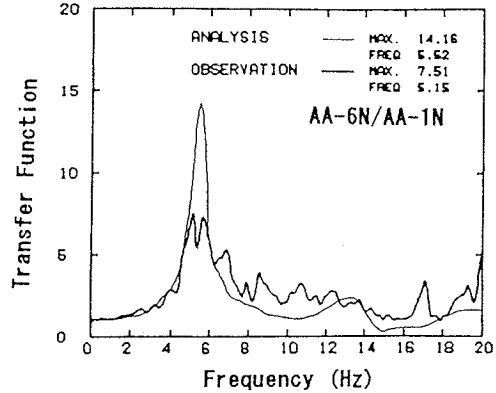


図-16 地震記録によるフーリエ振幅比とFEM解析による伝達関数の比較 (EPS擁壁部, AA-6N/AA-1N)

り、EPS単体より減衰が大きくなるという指摘^{11), 12)}があるので、ここでは5.0%を用いることにした。コンクリート擁壁および床板の物性値は、通常の設計に用いられる値(ヤング率 $=2.5 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ 、ポアソン比 $=0.16$ 、単位体積重量 $=2.3 \text{tf/m}^3$ 、減衰定数 $=2.0\%$)とした。

地盤および盛土の物性値と層構成は、PS検層と標準貫入試験の結果に基づいて、図-15に示すように決定した。このほかには詳細な土質データがないため、単位体積重量には一般的な値を用いた。また減衰定数については、非線形特性を仮定して行った等価線形化法による予備解析結果の地盤ひずみの値を参考に、せん断波速度が480m/sを超える硬い地盤で3%、それより軟らかい上層の地盤・盛土で6%とした。層構成については、層構成を成層と仮定したものと、層構成を斜面に平行と仮定したものについて検討¹⁷⁾したところ、後者の方が観測結果と一致が高かったのでこちらを採用することにした。また通常擁壁部については、地盤調査データはないが、EPS擁壁部に近い層構成と物性値を仮定して同様のモデル化を行った。

このモデルを用いて、まず振動数領域における伝達関数を計算した。測点AA-1に対するEPS擁壁部の測点AA-6の伝達関数を、実測によるフーリエ振幅比(9203)と比較して図-16に示す。解析では5.5Hz付近に1次のピークが見られ、これは観測による1次卓越振動数とほぼ一致している。応答倍率については、実測によるフーリエ振幅比はスペクトルを平滑化して求めており、この操作によりピーク値が下がることが指摘²⁴⁾されている。また解析による応答倍率は、減衰定数の決め方に大きく依存し、とくに微小ひずみでの減衰定数の決め方は難しいことが知られ

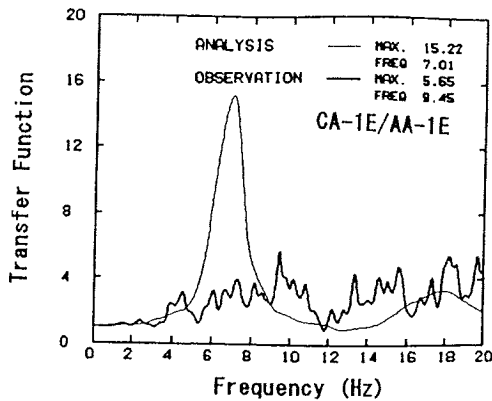


図-17 地震記録によるフーリエ振幅比とFEM解析による伝達関数の比較(通常擁壁部, CA-6E/AA-1E)

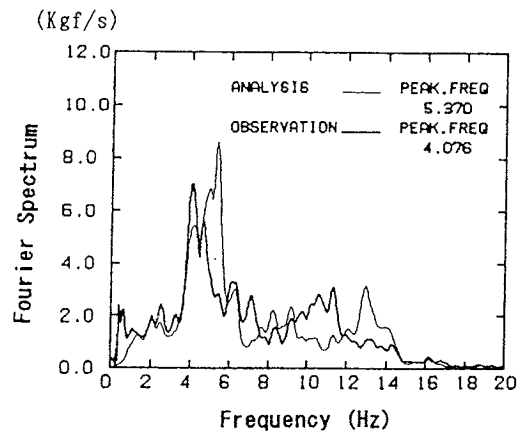


図-19 観測と解析によるポリマグリッド張力のフーリエスペクトルの比較(東京湾地震:9203)

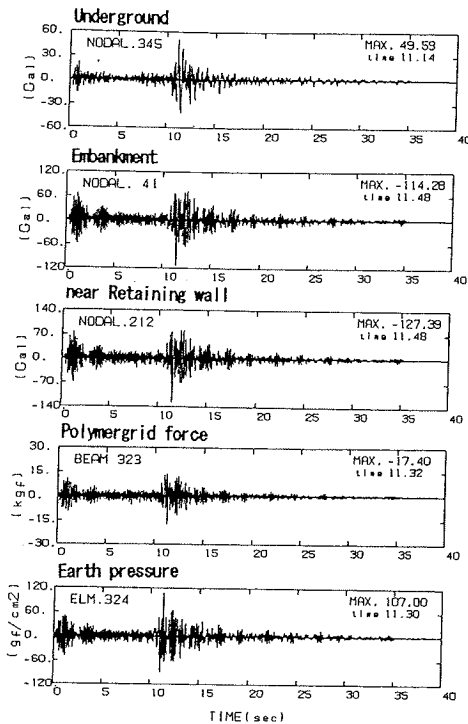


図-18 解析による加速度, ポリマグリッド張力, 擁壁底面土圧の時刻歴波形(東京湾地震:9203)

ている。さらに当該地では土の室内試験結果がないことなども考え合わせると、ここで比較した実測と解析の結果は充分な一致度といえよう。解析では13Hz付近に2次ピークが見られるが、実測ではこれが余り顕著ではない。

通常擁壁の断面においても同様に、実測による測点AA-1に対する測点CA-1のフーリエ振幅比(9203)と、解析による伝達関数を図-17に比較して示す。解

析結果では、7Hz付近に単一の高いピークが存在するのに対し、実測の方は、図-11でも指摘したように7Hz付近と9~11Hz付近にピークが見られる。7Hz付近のピークはよく対応しているが、その高さはかなり異なっている。また実測の9~11Hz付近のピークは、解析では見られない。実際の通常擁壁部(図-3)の構造を考えると、擁壁直角方向の動きはEPS擁壁部によってかなり拘束されると考えられ、しかも測点CA-1がこの拘束点近くに設置されている。この効果により、擁壁直角方向の震動性状は、かなり異なってくるであろう。通常擁壁部ではこのような3次元性が卓越するため、2次元解析では限界があるものと考えられる。

以上の解析で得られた伝達関数を用いて、測点AA-1での1992年東京湾地震(9203)のNS成分記録を入力とする時刻歴応答解析を行った。図-5に示した加速度、ポリマグリッド張力、および土圧波形と対比する形で、応答解析結果を図-18に示す。両者を比較すると、いずれの波形もよく近似しており、最大値も近い。しかし当然ながら、線型解析であるので、実測で得られたようなポリマグリッド張力や土圧の軸線がずれるような現象は見られない。

ポリマグリッドの測点AG-4Dでの観測波形と応答解析波形のフーリエスペクトルを図-19に比較して示す。また、擁壁フーチング底面の測点AS-1Dにおける同様なフーリエスペクトルの比較を図-20に示す。両図ともに、スペクトルの形状および振幅は、解析結果と観測値でよく一致している。

EPSを裏込め材料として用いた効果を見るために、解析モデル(図-14)のEPSの部分をも土の定数に置き換えたモデルを構築し、このモデルについても、東京湾地震(9203)に対する応答解析を実施した。この2種

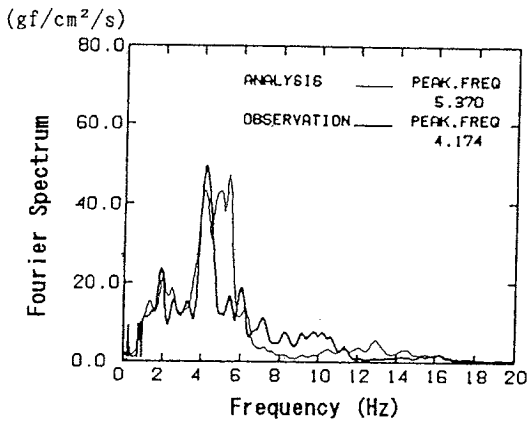


図-20 観測と解析による擁壁底面土圧フーリエスペクトルの比較(東京湾地震:9203)

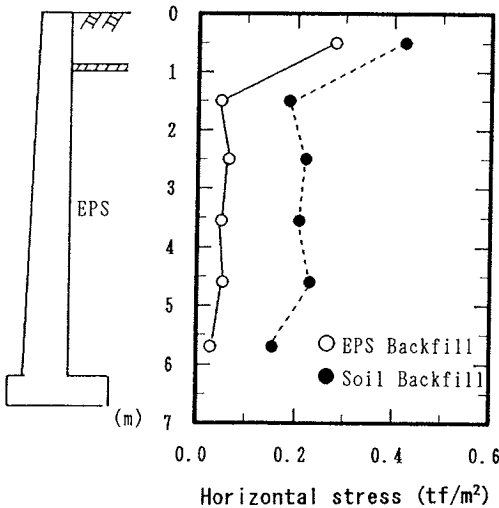
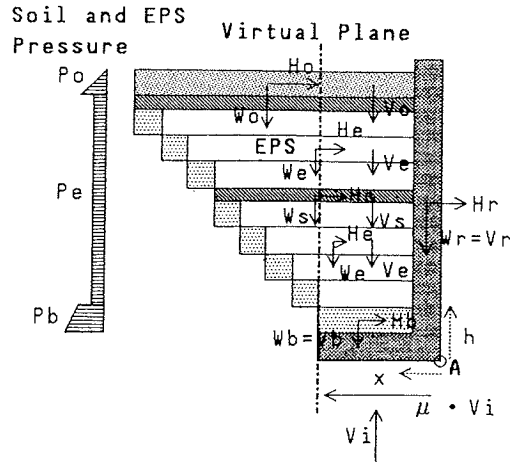


図-21 解析による擁壁側面土圧の比較(東京湾地震:9203)

の解析により求めた、擁壁側面に作用する土圧 (EPSまたは地盤要素の水平応力)を図-21に比較して示す。土圧分布は、両モデルともに擁壁上部に大きな土圧が作用する形状となっている。しかし、EPSの単位体積重量は土に比べて約100分の1程度と軽いため、EPSを用いたモデルの擁壁側面に作用する地震時土圧は、被覆土の影響の大きい上部を除くと小さな値である。一方、土を裏込めに用いると、擁壁に作用する側圧は、EPSを用いたものに比べて5倍以上の大きな値となり、EPSを想定して設計した擁壁の断面寸法では不足である。これはあくまで架空の計算ではあるが、EPSを擁壁裏込め材として用いると、このように土の裏込めに比べて、擁壁側面に作用する土



- V_i : vertical force (inside of virtual plane)
 - W_i : vertical force (total)
 - H_i : horizontal force ($=W_i \cdot K_{hi}$)
 - K_{hi} : lateral seismic coefficient
 - μ : coefficient of friction
 - h : vertical distance from point A
 - x : horizontal distance from point A
- (Suffix i)
- o : overburden
 - s : RC slab
 - e : EPS blocks
 - r : RC retaining wall
 - b : backfill soil

図-22 重力式擁壁の安定計算モデルと作用力

圧が大幅に低減する。したがって、当該地点のように、地盤支持力に問題のあるような所では、EPSを使用する優位性は大きいといえよう。

6. 擁壁と安定計算と考察

EPS工法の設計マニュアル⁹⁾によれば、壁体をもつEPS構造物の安定照査は、滑動、転倒、支持力についての安定性を確認することとされている。検討方法としては、以下に示すような2通りの手法が示されている。そこで2つの手法を本文でのEPS擁壁に適用し、結果の比較検討を行った。

安定計算方法は、第1の手法として、一般的な重力式擁壁の安定計算手法と同様に、図-22に示すような擁壁に作用する常時側圧 P_e と地震時慣性力 H_i (EPS, コンクリート床版、舗装・路盤などの上載物、擁壁躯体)に対して、擁壁背面端部を仮想背面とした擁壁の自重および背面フーチングの重量(V)を抵抗力と考えて、滑動、転倒に対する安定計算を行うもので、当手法は、現状のEPS構造物で用いられている一般的

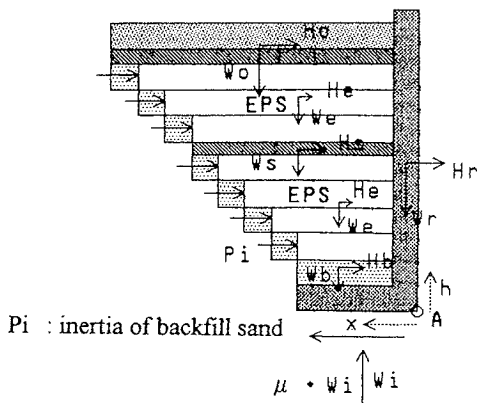


図-23 EPS擁壁について提案されている安定計算モデルと作用力

表-2 1992年東京湾地震に対するEPS擁壁の安定計算結果

Stability analysis method	Sliding			Overturing		
	horizontal force (t)	resisting force (t)	safety factor	overturning moment (t-m)	resisting moment (t-m)	safety factor
Method 1 (ignoring anchor)	3.54	8.18	2.31	16.6	7.34	0.44
Method 1 (considering anchor)	1.78	8.18	4.60	5.82	7.34	1.26
Method 2 (ignoring anchor)	3.92	12.99	3.06	20.1	79.4	3.95

な安定計算方法である。

第2の手法は、模型振動実験の結果から安定性の評価方法として提案されているもの¹²⁾であり、地震時のEPS構造物は、一体化した構造体として挙動するという知見に基づき、図-23に示すようなEPS構造物各部の地震時慣性力から計算される水平作用力 H_i と裏込め砂の慣性力 P_i に対して、構造物全体の自重 W_i が抵抗するものとし、滑動および転倒の安定計算を行うものである。

滑動に対する安全率は、2つの方法ともに次式により求める。

$$F_s = \frac{\mu \times \sum V_i \text{ (or } \sum W_i)}{\sum H_i + \sum P_i} \quad (1)$$

また転倒に対する安全率は、次式による。

$$F_o = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{\sum V_i x \text{ (or } \sum W_i x)}{\sum H_i h + \sum P_i h} \quad (2)$$

ここに、 M_r は、A点回りの抵抗モーメント、 M_o はA点回りの転倒モーメントである。

表-2は、1992年東京湾地震における加速度記録の最大値を重力加速度で除して震度に換算し、上述した2つの手法によりEPS擁壁の安定検討を行った結果を示したものである。計算に際して、ポリマーグリッドによるアンカー効果は、観測結果では作用する張力が小さいことから、安定計算上抵抗力として考慮していない。ただし、第1の手法については、コンクリート床版・舗装路盤の地震時慣性力が、アンカーにより受け持たれるものとして計算した結果についても示す。作用震度は、EPS擁壁天端で $K_h=0.133$ 、擁壁下端で $K_h=0.092$ であった。

表より、アンカーを考慮しない第1の手法では、転倒に対する安全率は、1.0を大きく下回る結果となり、実際の現象とは異なっている。これはこの手法が、抵抗重量として擁壁の仮想背面より内側しか考慮していないため、地震時慣性力をアンカーによって受け持たせる以外に安定を保てないことを示している。しかし、観測結果によると、アンカーに生ずる張力がほとんどなくても、EPS擁壁は安定を保っている。一方、第2の手法は、滑動、転倒ともに安全率が3.0以上を確保されており、実際の現象に近い結果を示しているものと考えられる。現時点の評価としては、第1の手法によると、過度に安全側の設計となり、耐震補強工として大規模なアンカー工が必要になる。一方、第2の手法は、実際の現象に比較的近い結果を示し、耐震補強工としてのアンカー工の規模は小さくなり経済的な設計となる。

この例が示すように、通常の重力式擁壁の設計法をEPS擁壁に準用すると、非常に不経済な設計にならざるを得ない。EPS構造物の耐震設計は、まだ始まったばかりであり、今後、さらに広範な解析や実験、観測を行って、合理的な設計法を確立する必要性が強く指摘される。なお本文では、比較的小さな震動レベルでの観測結果に基づいてEPS擁壁の安定性を議論したが、EPS構造物が破壊に至るようなレベルでの震動実験およびその数値解析については、他²⁵⁾で論じている。

7. まとめ

EPSを盛土裏込め材として用いたコンクリート擁壁、およびこれに近接する通常の重力式コンクリート擁壁において、地震時挙動を把握するため地震観測が行われている。本文では、この地震観測システムを紹介するとともに、1990年以降の観測で得られた記録について整理・解析を行った。

その結果、いずれの擁壁においても、擁壁直交方向の断面の方が擁壁平行方向より最大加速度が大き

いことが明らかになった。また地盤がやや軟質なこともあって、EPS擁壁近傍地盤の方が、通常擁壁近傍地盤より地震動の増幅は大きかった。EPS擁壁においては、盛土、EPS部、擁壁近傍の同じ高さにある3点での震動は、9Hzまではほぼ同じフーリエ振幅を有し、それ以上の振動数では、EPS部と擁壁近傍の方がフーリエ振幅が大きかった。設計上アンカーの役割を担っている、ポリマーグリッドに作用する張力を観測ひずみから求めたところ、それより上の部分に作用する慣性力の1/10以下にしか発生していないことが分かった。これは、盛土・EPS・擁壁がほぼ一体となって震動しているためと考えられる。

また、これらの擁壁と盛土部、原地盤を含む系を2次元有限要素でモデル化し、振動数領域での応答解析を行った。解析の結果から、EPS擁壁直交方向の断面の応答特性は、モデルを適切に設定することにより、実測値をよく再現することが示された。しかし、通常擁壁直交方向の断面は、観測点が3次元効果が大きいコーナー部にあることから、解析結果と実測値はかなり異なっていた。EPS擁壁のモデルにおいては、ポリマーグリッドのひずみや擁壁底面土圧についても、解析結果は実測値とよく近似していた。またEPS部分を土で置換したモデルを用いて解析を行うと、側面土圧が5倍以上に大きくなることが分かり、EPSを使用する有効性が示された。

これらの観測および解析結果に基づいて、EPS擁壁の滑動および転倒に対する安定性を検討した。その結果、現行の擁壁の安定計算法をそのままEPS擁壁に適用すると、安全率が極端に小さくなるという矛盾があることが明らかになった。このような地震観測結果やその他の実験および解析結果などに基づいて、EPS擁壁の合理的な耐震設計法を確立することが今後の重要な課題といえよう。

最後に、貴重な地震観測記録を提供していただいた横須賀市水道局の各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 発泡スチロール土木工法開発機構編：EPS工法，理工図書，1993。
- 2) 久楽勝行，青山憲明，竹内辰典，武智修：軽量盛土材としての発泡スチロールの利用技術に関する実験と考察，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989。
- 3) 浜田英治，山内豊聡：軽量盛土材としての発泡スチロールの力学的特性，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989。
- 4) 柳澤栄司，及川洋，稻田利治，平野功：超軟弱地盤上での裏込め材としてのEPSブロックの挙動，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989。
- 5) 三木五三郎，佐川嘉胤，高木肇，塚本英樹：発泡スチロールを用いた実物大道路盛土の挙動，土と基礎，Vol.

- 37, No. 2, 1989。
- 6) 青山憲明：裏込め材として用いられた発泡スチロールの構造物背面へ及ぼす影響，基礎工，Vol. 18, No. 12, 1990。
- 7) 三浦均也，高原利幸，辻野博史，松田泰明：EPS模型地盤の荷重伝達の実験と解析，第28回土質工学研究発表会，1993。
- 8) 村田修，館山勝，安尻仁志，片野田隆宣，塚本英樹：発泡スチロールの盛土体が軌道に及ぼす影響について，第26回土質工学研究発表会，1991。
- 9) 久楽勝行，三木博史，青山憲明，古賀泰之，古関潤一：発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル，土木研究所資料，第3089号，1992。
- 10) 後藤恵之輔，持下輝雄，松村明博，向井逸平：模型実験による軽量盛土の地震時安定性と対策工法，土と基礎，Vol. 37, No. 2, 1989。
- 11) 田村重四郎，小長井一男，都井裕，芝野巨浩：発泡スチロールブロック集合体の動的安定性に関する基礎的研究(その1)－実験的研究－，生産研究，Vol. 41, No. 9, 1989。
- 12) 古賀泰之，古関潤一，島津多賀夫：EPS盛土の耐震性に関する検討，土木研究所資料，第2946号，1991。
- 13) 小川正二，杉本光隆，山田金善，堀田光，黒田修一：橋台背面裏込めEPS盛土の振動特性，土木学会第46回年次学術講演会，1991。
- 14) 古賀泰之，古関潤一，島津多賀夫：EPS盛土の耐震性に関する模型振動実験及び有限要素解析，土木技術資料，33-8, 1991。
- 15) 都井裕，芝野巨浩，田村重四郎，小長井一男：発泡スチロールブロック集合体の動的安定性に関する基礎的研究(その2)－数値シミュレーション－，生産研究，Vol. 41, No. 9, 1989。
- 16) 黒田修一，山崎文雄，大保直人：地震履歴を受けた発泡スチロール盛土の耐震性評価，基礎工，No. 10, 1994。
- 17) 山崎文雄，榎田正人，大保直人，片山恒雄：EPS盛土－擁壁系の地震観測およびその有限要素解析，生産研究，Vol. 44, No. 8, 1992。
- 18) 相京泰仁，山崎文雄，大保直人，金井慎司：EPS盛土－擁壁系の地震観測およびその応答解析，第9回地震工学シンポジウム論文集，1994。
- 19) (社)日本道路協会：道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針。
- 20) Villacis, C., Yamazaki, F. and Katayama, T.: Comparison of Ground and Pipe Strains During Earthquakes, 第21回地震工学研究発表会講演概要，1991。
- 21) Ganev, T., Yamazaki, F., Nagata, S. and Katayama: Observation of Soil-Structure Interaction Effects Based on Earthquake and Microtremor Records of a Reinforced Concrete Tower, 第22回地震工学研究発表会講演概要，1993。
- 22) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. Seed and H.B.: FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC Report 75-30, 1975。
- 23) 堀田光，西剛整，只津俊行：発泡スチロール材料の動

- 的変形特性, 第26回土質工学研究発表会, 1991.
- 24) Lu, L., Yamazaki, F. and Katayama, T.: Soil Amplification Based on the Chiba Array Database, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, 1990.

- 25) 山崎文雄, Winkler, T., 堀田光, 黒田修一: EPS盛土模型振動台実験の個別要素法によるシミュレーション, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, 1994.

(1994. 9. 21 受付)

SEISMIC BEHAVIOR OF AN RC RETAINING WALL WITH EPS BACKFILL BASED ON EARTHQUAKE OBSERVATION AND RESPONSE ANALYSIS

Fumio YAMAZAKI, Naoto OHBO, Shuichi KURODA and Tsuneo KATAYAMA

Earthquake observation is conducted at the site of a reinforced-concrete retaining wall with expanded polystyrol (EPS) backfill. The EPS was adopted since the bearing capacity of the site is not large enough for an ordinary soil embankment. The records show that the EPS backfill vibrates almost in the same mode with the ground and that the tensile force of anchor is negligibly small. A finite element analysis is also conducted and the results of the analysis agree well with the observation. Stability analysis of the retaining wall reveals that if the current stability analysis method for the ordinary gravity-type retaining walls is applied to the EPS retaining walls, the safety factors for sliding and overturning become unreasonably small.