

13.2 擁壁等の土工構造物の管理水準を考慮した維持管理手法の開発に関する研究

研究予算 : 運営費交付金 (一般勘定)

研究期間 : 平 23~平 27

担当チーム : 地質・地盤研究グループ 施工技術チーム

研究担当者 : 小橋秀俊, 藪雅行, 藤田智弘

【要旨】

土工構造物は自然材料を主体の材料として構築されることから、舗装や橋梁など一定の大規模補修や更新を念頭においた構造物に比べ、計画的な維持管理への取り組みが十分に行われているとは言い難い状況にある。しかしながら、土工構造物においても、鋼材・コンクリート・各種補強材等老朽化による劣化を生じる可能性のある材料が用いられ、また、豪雨や地震動の作用により変形が生じ、設計時点で想定している力学的な条件と異なる状態となっていると考えられる構造物も存在している。道路管理者において戦略的な維持管理を行うためには、こうした変形した構造物が「その時点でどの程度の性能を保持しているか」を点検・評価する手法やこれに対応した補修補強方法等に関する技術の確立が必要である。

そこで、本研究では補強土壁を対象として、傾斜模型実験および1995年に築造した補強土壁の測量により破壊/変形モード、変状の進行過程の動態観測を行うとともに、変状進行過程にある補強土壁が中規模地震動及び大規模地震動の次の作用で、限界状態を満足できるかどうか等の検証を行った。その結果、盛土材密度が高ければ、地震力に対して壁面の変形が限定的にとどまり、盛土材密度が低ければ、壁面の変形が全体的にかつ大きな変位が生じることを確認した。また、終局変位量は補強材長さの影響が大きいこと等を確認した。

キーワード : 補強土壁, 維持管理, 限界状態, 性能, 変状進行過程

1. はじめに

道路土工要綱において道路土工構造物に性能設計の枠組みを導入している。しかし、補強土壁の限界状態や変状した補強土壁の性能評価方法については未知の部分が多い。そのため、有している性能に関わらず更新や補修等の判断が行われることが懸念される。補強土壁は、構造部材の大部分が地中に存在するため、補強効果の低下等を直接計測することは容易でない。また、数多くある補強土壁の維持管理を考えると、壁面等の露出箇所の動態観測による健全性の判定は不可欠な技術であると考えられる。

本研究では、ジオテキスタイル補強土壁の傾斜模型実験(以下、「傾斜模型実験」という。)および1995年に作製したジオテキスタイルを用いた壁高8mの補強土壁の測量(以下、「補強土壁の長期計測」という。)を行った。

2. 傾斜模型実験

2.1 実験方法

傾斜模型実験(以下、「本実験」という。)では、高さ

1,000 mm, 長さ 2,000 mm, 奥行き 500 mm の土槽の中に高さ 800 mm, 長さ 1,650 mm, 奥行き 500 mm のジオテキスタイル補強土壁模型を作製した(写真-1)。高さ 200 mm, 奥行き 500 mm のアルミ製のパネルにL型の金具を取り付けて、そこにジオテキスタイル補強材をボルトで固定し(写真-2)、4段積み重ねることで、ジオテキスタイル補強土壁の模型(以下、「本模型」という。)を作製した。図-1に模型寸法および計測機器の配置を示す。補強材はSR55(HDPE 一方向延伸ジオグリッド、製品基準強度 50.0 kN/m)のストランドを間引くことで剛性を1/5程度にしたものを使用した。盛土材は豊浦砂を用いた。本模型は、補強材の長さが長短の2パターン、盛土材の密度が高低の2パターンで計4パターン作製した。表-1に各実験ケース(全5ケース)における盛土材の密度および補強材の長さを示す。

本実験においては、本模型に地震力を模擬した水平力を加えるために土槽を傾斜させることで本模型に静的な水平力を与えた(写真-3)。傾斜速度は、本模型に振動を与えないように1°/minの速度で傾斜させた。各ケース

では、以下の要領で傾斜および計測を行った。①各ステップ*i*において土槽の傾斜角が $\theta_i = 15^\circ + (i-1) \times 5^\circ$ 【CASE1~4の場合】、 25° 【CASE5の場合】(ここで、 $i=1,2,3,\dots$:崩壊にいたるまで継続)になるまで傾斜させる。②土槽の傾斜角が θ_i に達したら、各計測値が定常になったことを確認する。③振動を与えないようにゆっくりと水平に戻し次のステップに入る。

本実験では、壁面の変位、盛土沈下量、基礎直下の荷重、盛土部の土圧、補強材のひずみを計測した。

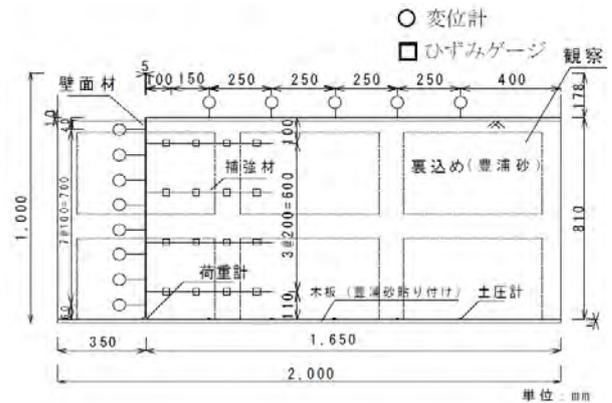


図-1 模型寸法および計測機器の配置



写真-1 補強土壁模型

表-1 盛土材の密度および補強材の長さ

	Toyoura sand		SR55
	γ_d (g/cm^3)	D_r (%)	Length (mm)
CASE 1	1.376	20.7	700
CASE 2	1.379	21.8	350
CASE 3	1.607	89.8	700
CASE 4	1.607	89.8	350
CASE 5	1.607	89.8	350

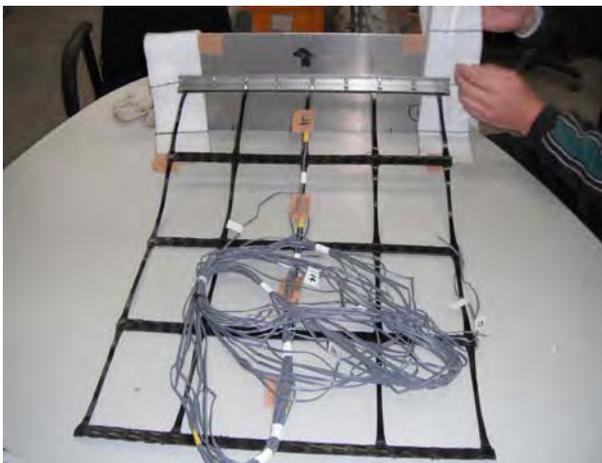


写真-2 壁面工と補強材の接続方法



写真-3 実験の様子

2. 2 実験成果

本報では、壁面の変位、盛土沈下量、基礎直下の荷重の計測結果から、変状進行過程について得られた成果を報告する。

各ケースの本模型崩壊時の概略は次の通りである。CASE 1 および 2 は壁面全体が土圧作用方向に変形し、それぞれ土槽を 25.8° および 14.5° 傾けた時点で崩壊

した。CASE 3 は壁面に変状をきたす前に土槽を 34.0° 傾けた時点で上端から盛土材がこぼれ出した。CASE 4 は上部 2 枚の壁面のみが土圧作用方向に変形し、土槽を 30° 傾けた時点で崩壊した。CASE 5 は最下部 1 枚の壁面が土圧作用方向に変形し、土槽が 22.7° 傾いた時点で崩壊した。表-2 に CASE 1~5 の崩壊した際の土槽傾斜角を示す。図-2 に CASE 1~5 の補強土壁崩壊時形状を示す。本実験では、盛土材が壁面上端からこぼれだした CASE 3 を除くケースにおける破壊モードの特徴としては、盛土材密度が低いものは壁面全体が変形し、盛土材密度が高いものは盛土材密度が低いものと比べて壁面の変形量がごくわずかで、壁面の一部が変形した。また、CASE 4 と 5 の比較により、模型諸元が同じであっても、水平地震力の載荷方法の違いが変形モードおよび崩壊をもたらす外力の大きさに影響することがわかる。

図-3 に、CASE 1~4 における土槽の傾斜によって本模型に与えた水平地震力（水平震度）と壁面の水平変位の関係を示す。各ケースの水平変位は壁面に設置した複数の計測値の最大値を代表値とした。また、同じ大きさの水平力の載荷に対して盛土材密度が高いものは変形量が小さく、盛土材密度が低いものは変形量大きい結果となった。また、盛土材密度と補強材の長さの違いにより、終局変位（本実験においては、変位が急変する変位を終局変位とした。）の値に違いが生じた。CASE 1 で 105.7 mm 、CASE 2 で 37.9 mm 、CASE 3 は計測不能、CASE 4 で 21.0 mm であった。図-4 に、CASE 1~4 における最上部に設置した変位計の観測結果から、②の θ 時点での変位量（以下、「displacement」という。）、③の $\theta = 0^\circ$ での変位量（以下、「plastic displacement」という。）、displacement と plastic displacement の差（以下、「elastic displacement」という。）の値を示す。(a) CASE 1 では、displacement の値が他のケースよりも大きく、plastic displacement が支配的である。CASE 2 では、ステップ 1 を終える前に崩壊したため、示すことができない。(b) CASE 3 では、displacement の値が 1 mm 以下と小さく、elastic displacement が支配的である。(c) CASE 4 では、displacement の値が 1 mm を超えるあたりで、elastic displacement から plastic displacement が支配的に変わる。(a) CASE 1 から、盛土材密度が低いものは水平力載荷時の変形量が大きく、また、残留変形量も大きく双曲線的に増加することが示された。(b) CASE 3 から、盛土材密度が密で補強材長さが長いものは水平力載荷時の変形量が小さく、また、残留変形量も小さくなることを示された。(c) CASE 4 から、盛土材密度が密

で補強材長さが短いものは水平力載荷時の変形量がある程度の大きさを超えると、残留変形が生じ、双曲線的に増加することが示された。また、図-5 に CASE 1~4 における水平震度と基礎直下の荷重計の値の関係を示す。

CASE 2 は、ステップ 1 を終える前に崩壊したため、示すことができない。いずれのケースにも共通する特徴は、変形が進むにつれて基礎部にかかる荷重は増加している。これは、壁面の変形に伴い基礎部にかかる盛土材の質量の増加、盛土材の沈下に伴い補強材が下方に引っ張られることによる荷重増加および応力集中が要因であると考えられる。また、荷重の変化曲線は壁面変位の変化曲線と似た形状を示している。(a) CASE 1 から、盛土材密度が低いものは地震時の荷重と地震後に残留する荷重に大きな差が生じた。(b) CASE 3 から、盛土材密度が密で補強材長さが長いものは荷重の増加が他のケースに比べて小さい。(c) CASE 4 から、盛土材密度が密で補強材長さが短いものは CASE 1 に比べて壁面の変形量が小さいにもかかわらず、荷重の増加が大きく、地震時の荷重と地震後に残留する荷重の差は徐々に大きくなる結果となった。

図-6 に、CASE 5 における各ステップの $K_h=0$ （傾斜前）、 0.12 （中規模地震動）、 0.16 （大規模地震動）、 0.47 （最大 25° 傾斜）における壁面水平変位を示す。各ケースの水平変位は壁面に設置した複数の計測値の最大値を代表値とした。 $K_h=0.12$ （中規模地震動）、 0.16 （大規模地震動）の水平地震力に対しては、ステップ開始時に約 30 mm の変位が生じていた step 10 の状態であっても、大きく変形を起こすことはなかった。しかし、 $K_h=0.47$ という大きな水平地震力を加えた場合、変位の増加はステップが進むにつれて双曲線的に増加した。また、終局変位量は 39.5 mm で CASE 1~4 との比較により、補強材長さに大きく影響していることがわかる。図-7 に、各ステップでの最上部の壁面の上部の変位計により計測される壁面変位量における、displacement、plastic displacement、および elastic displacement の値を示す。同じ水平力を繰り返し与えた場合、displacement は双曲線的に増加し、ステップの初期段階では elastic displacement が支配的であるが、終盤になると plastic displacement が支配的になる。また、図-8 に各ステップでの $K_h=0$ （傾斜前）、 0.47 （最大 25° 傾斜）における基礎直下の荷重計の値を示す。ステップが進み壁面変位が大きくなるにつれて、荷重も増加するが壁面変位の変化曲線の形状とは異なる特徴を示した。

表-2 崩壊時の土槽傾斜角

	angle of rupture	Kh
CASE1	25.8	0.48
CASE2	14.5	0.26
CASE3	34.0	0.67
CASE4	30.0	0.58
CASE5	22.7	0.42

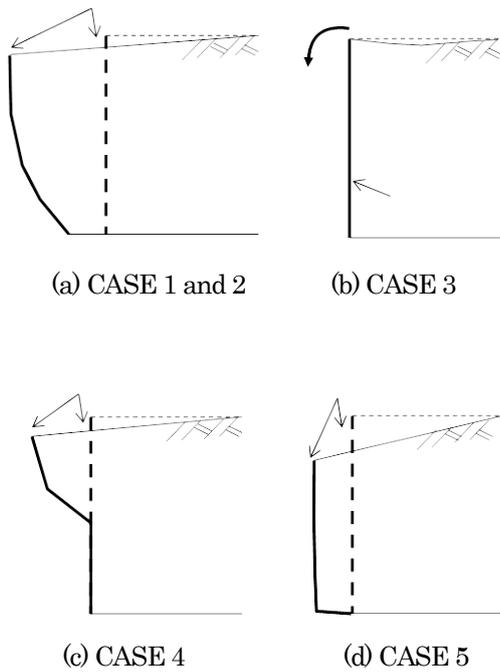


図-2 崩壊時の形状

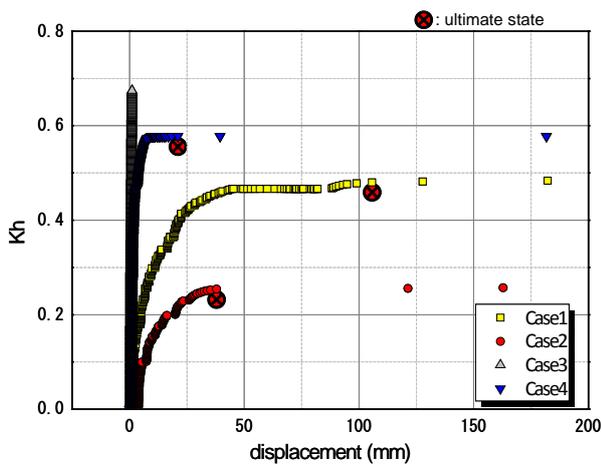
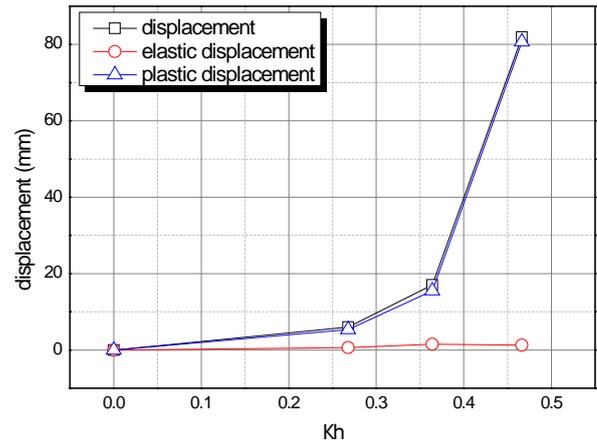
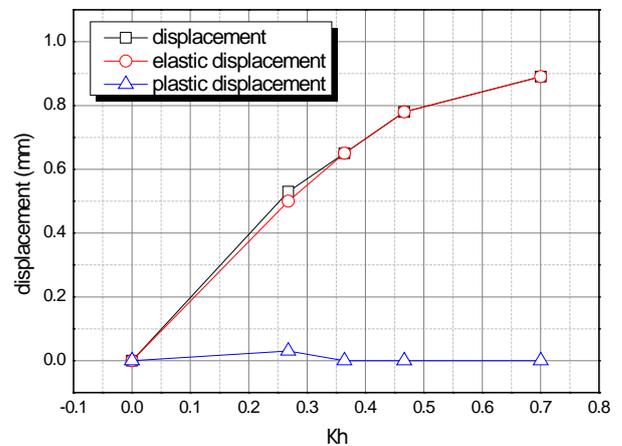


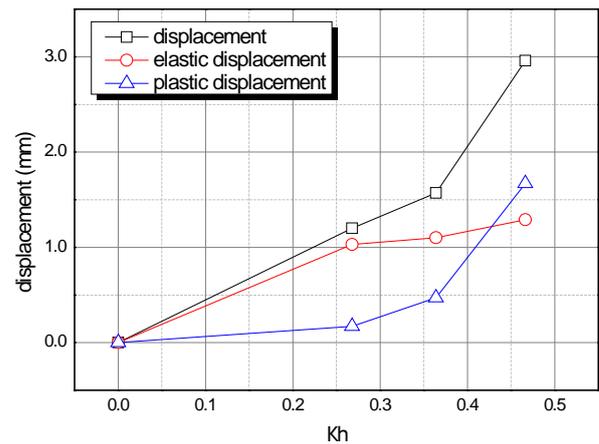
図-3 水平震度と壁面水平変位



(a) CASE 1

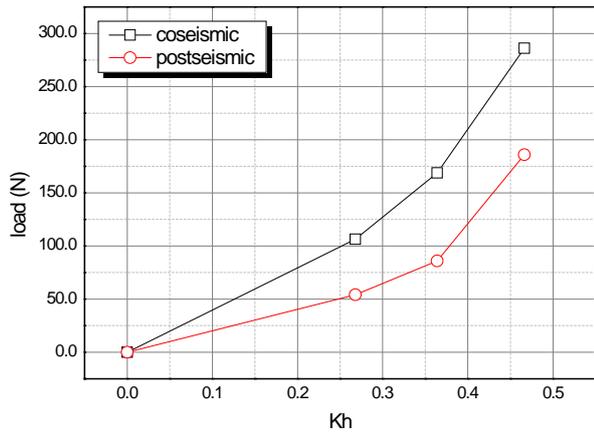


(b) CASE 3



(c) CASE 4

図-4 水平震度と最上部の壁面変位



(a) CASE 1

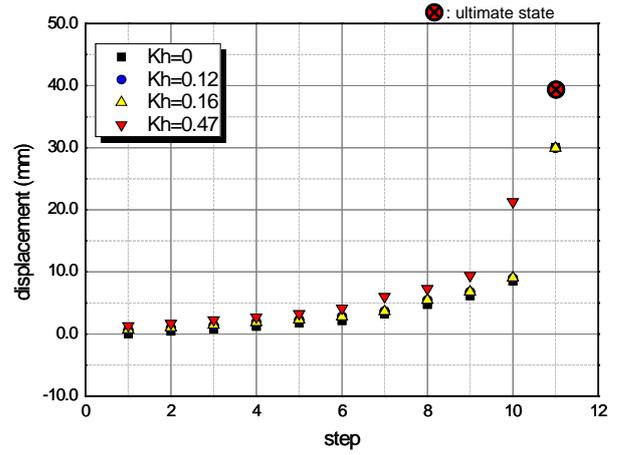
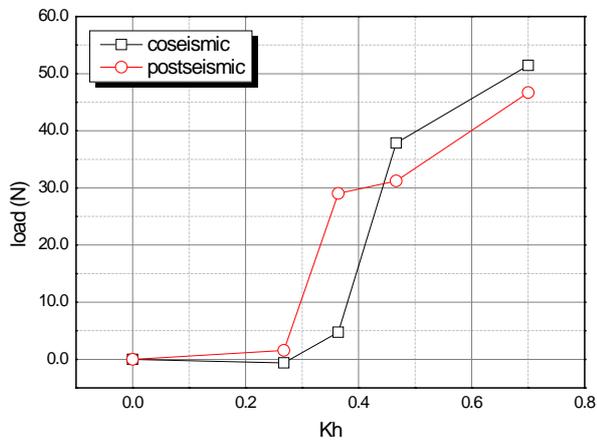


図-6 壁面水平変位



(b) CASE 3

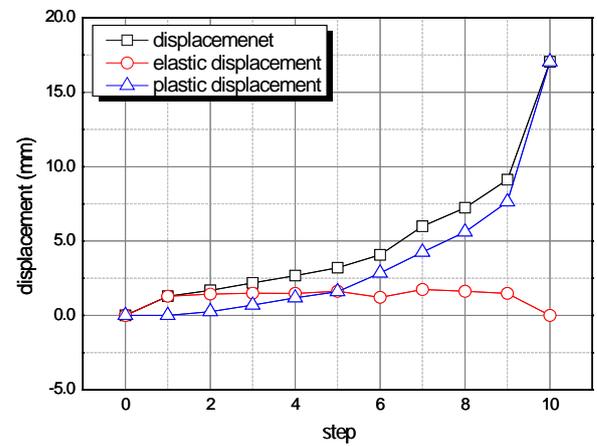
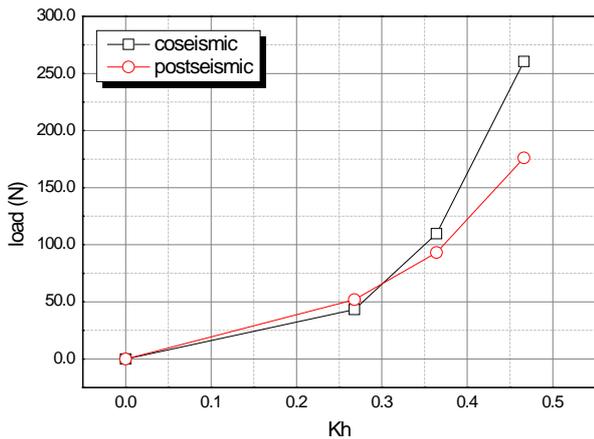


図-7 最上部の壁面変位



(c) CASE 4

図-5 水平震度と基礎部の荷重計

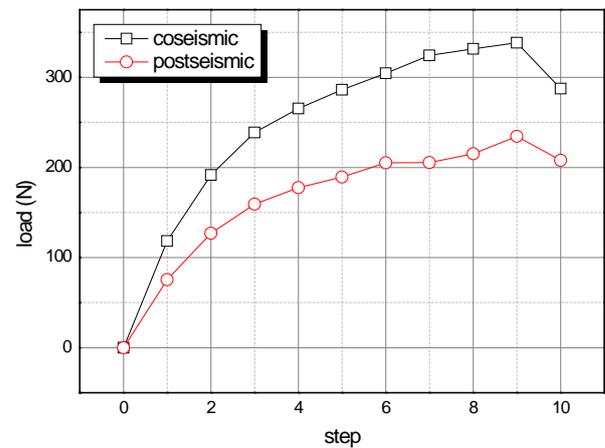


図-8 基礎部の荷重計

3. 補強土壁の長期計測

3.1 補強土壁の概要

補強土壁の長期計測（以下、「本計測」という。）では、1995年に図-9に示す独立行政法人土木研究所（当時、建設省土木研究所）の屋外実験場(N140.0133373/E36.10316126)に作製された補強土壁（以下、「本補強土壁」という。）の計測を行う。本補強土壁は、高さ0.5 m×幅1.0 mのコンクリートパネル形式による壁高8 mのジオテキスタイルの補強土壁（写真-4）で、内的安定検討で常時の安全率 $F_s=1.057$ となる敷設長さおよび敷設間隔で、SR55（HDPE 一方方向延伸ジオグリッド、製品基準強度50.0 kN/m）を設置した（図-10）。盛土材には砂質土が用いられ、一層の仕上がり厚が25 cm となるように1 t 振動ローラにより転圧を行い、締固め度が90 %以上になるように管理しながら作製を行った。盛土天端には、砕石を敷くことで10 kN/m²の上載荷重を加えた。本補強土壁の盛土材料の概要を表-3に示す。

本補強土壁は、1995年の作製以降、長期的に壁面の変位等の計測を行ってきた。また、本補強土壁は、2011年3月の東北地方太平洋沖地震（以下、「本地震」という。）の震源から約330 km離れているが、本地震後には壁面のはらみだし、コンクリートパネルの角欠け、コンクリートパネルの圧壊等（写真-5）が目視で確認された。本計測では、壁面等の露出箇所の動態観測により変状の進行過程を追跡する為に、壁面の変位、盛土沈下量、壁面傾斜角、コンクリートパネル間の目地の開き等を計測した。



写真-4 補強土壁外観

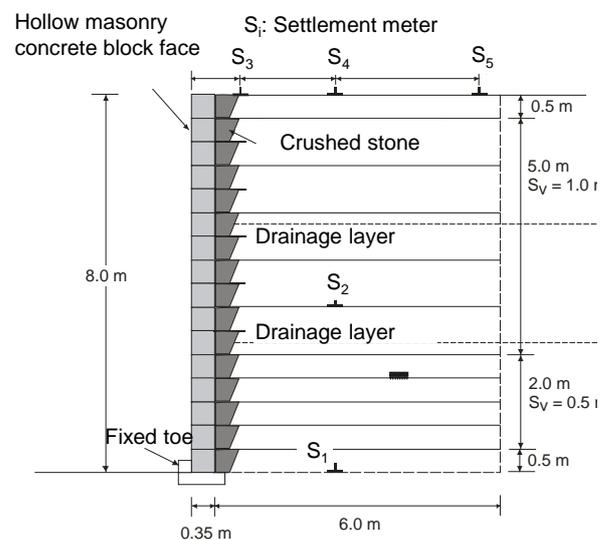


図-10 補強土壁の横断面図

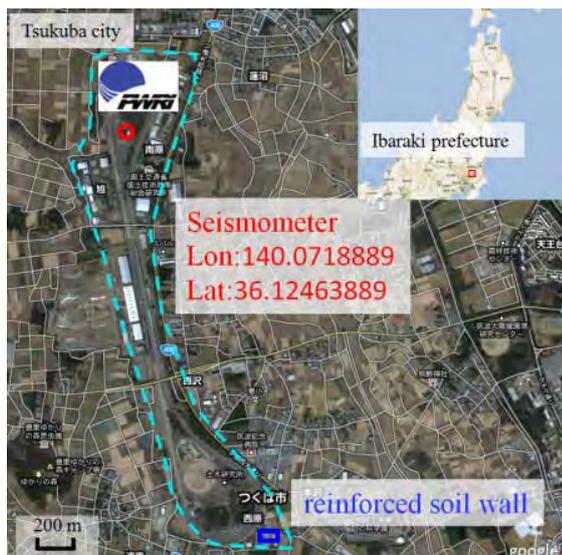


図-9 補強土壁の位置

表-3 盛土材の概要

Unit weight (kN/m ³)	18.5
Fine contents (%)	25
Friction angle (deg)	31
Cohesion (kPa)	10



(a) crushed concrete face



(b) crushed concrete toe

写真-5 補強土壁被害箇所

3. 2 計測成果

本報では、壁面ブロック個々の傾斜角、壁面ブロックの目地の開き、壁面変位、盛土沈下量、補強材敷設位置の計測結果から、変状進行過程について得られた成果を報告する。

図-11は本地震時に本補強土壁の近傍(N140.0718889/E36.12463889)で観測された加速度波形を示す。最大加速度は、南北、東西、上下でそれぞれ 282 cm/s²、323 cm/s²、183 cm/s²であった。また、図-12は減衰係数を5%にした時の加速度応答スペクトルを示す。短周期の構造物に対して大きな応答を示す地震波であることがわかる。

Hatami et.alの数值解析の結果によれば、一般的にジオテキスタイル補強土壁の固有周期は1秒よりもとても小

さい。つまり、本地震は本補強土壁にとって決して小さな地震動ではなかったと考えられる。

図-13は壁面ブロック個々の傾斜角をクリノメーターで計測した結果をコンター図で示したものである。壁面ブロックの過大な傾斜および傾斜角の急激な変化は構造的不安定または盛土材の流出にもつながると考える。本補強土壁では、壁高4 mの箇所では前倒れに3.9度、壁高8 mの箇所では後倒れに3.4度の最大傾斜角であった。しかし、縦断および横断の急激な傾斜角の変化は見られなかった。

図-14は壁面ブロックの目地の開きをコンバックスで計測した結果をコンター図で示したものである。壁面ブロックの過大な目地開きは不織布の劣化、盛土材の流出を引き起こし、補強効果の低下につながると考える。本補強土壁では、壁面ブロック上部になるほど目地の開きが大きくなる傾向があり、補強土壁中央の壁高6 mの箇所では最大で21 mmの開きが生じていた。また、壁面の対角線上に目地の開きの大きな箇所が分布し、開いた目地から碎石が少量こぼれだしていた。

図-15は本地震前後で計測された壁面の形状を比較したものである。地震後は地震前と同様、壁面全体が土圧作用方向にはらみだすモードによる変形で、相対変位で最大150 mmの変位が生じていた。また、地震前後で最大90 mmはらみだした。破壊や盛土材の流出などの致命的な変状は見られていない。

図-16は本補強土壁完成日(1995年5月9日)から2012年2月までに計測した壁面の最大変位の推移を示したものである。図注の波線はそれぞれ地震前後の計測データから求めた回帰直線(それぞれ、本補強土壁完成日の1995年5月9日および本地震発生日の2011年3月11日を時間の原点とした。)を示す。地震後も余震等が発生しているが、急激な壁面の変位増加等は生じていない。

図-17は本補強土壁盛り立て開始時から2011年7月までに計測した盛土沈下量 $S_2 \sim S_5$ を S_1 でオフセットしたものの推移を示したものである。地震時の沈下量から、地震の作用により、補強土壁上部の盛土が下部の盛土に比べて鉛直方向に大きく圧縮されたことがわかる。

図-18は最上部の補強材を掘り起し、補強材敷設位置を計測したものを示したものである。当初敷設した位置よりも約300 mm下に位置しており、補強材が盛土の沈下と追従していることが確認できた。この補強材の動きは、壁面材に下向きに押し下げる力を及ぼすことが想像できる。壁面材がはらみだすように変形するまた、写真-4で示したコンクリートパネルの圧壊や基礎部の根固めコンクリート被害の要因の一つであると考えられる。

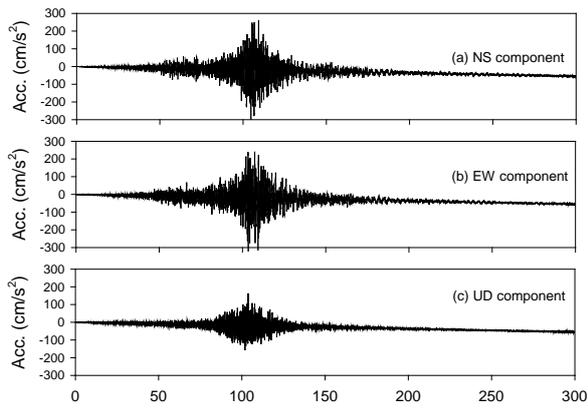


図-11 観測された加速度波形

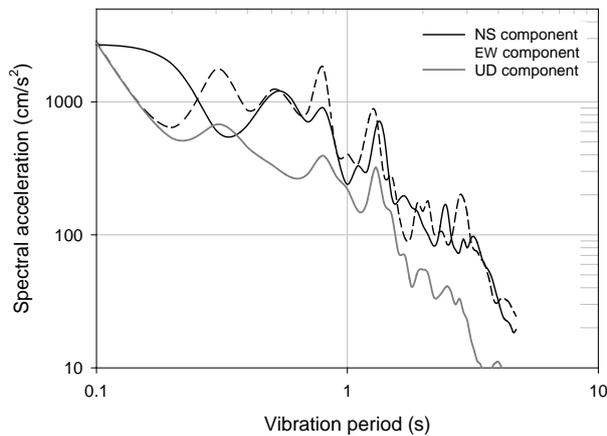


図-12 加速度応答スペクトル



図-13 壁面ブロックの傾斜角



図-14 壁面ブロックの目地の開き

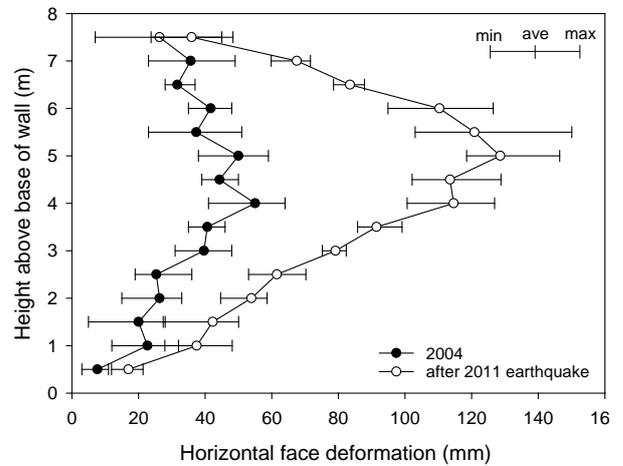


図-15 地震前後での壁面形状

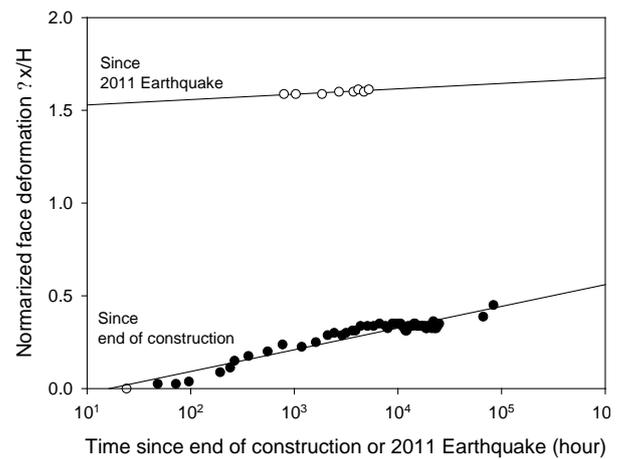


図-16 壁面変位量の推移

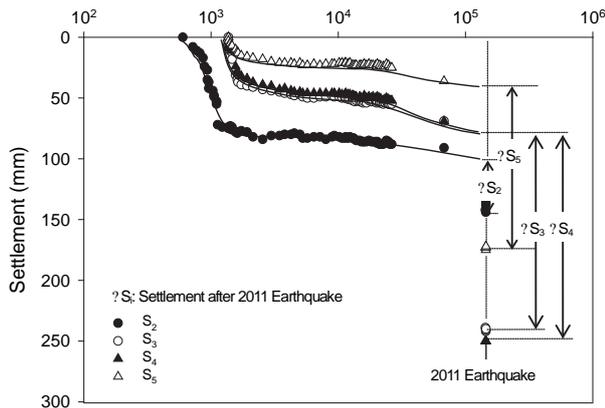


図-17 盛土沈下量の推移

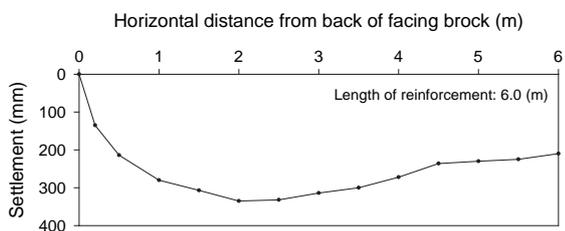


図-18 補強材敷設位置

4. まとめ

4.1 傾斜模型実験

土槽の中に作製したジオテキスタイル補強土壁模型に、土槽を傾斜させることで水平地震力を与え、各種条件(補強材長さ、盛土材密度、地震履歴)の違い等による破壊モード・変状進行過程の違い、変状進行過程にある補強土壁が中規模地震動及び大規模地震動の次の作用で限界状態を満足できるかどうか等の検証を行った。

破壊モードについては、盛土材密度が低いものは壁面全体が変形し、盛土材密度が高いものは盛土材密度が低いものと比べて壁面の変形量がごくわずかで、壁面の一部が変形した。地震履歴の違いも崩壊モードおよび崩壊をもたらす外力の大きさに違いをもたらした。また、終局変位量は補強材長さが大きく影響していることがわかる。

変状の進行過程については、変形量がある程度の大きさを超えると残留変形が生じはじめ、変位量が双曲線的に増加した。また、変形が進むにつれて基礎部にかかる荷重は増加した。これは、壁面の変形に伴い基礎部にかかる盛土材の質量の増加、盛土材の沈下に伴い補強材が下方に引っ張られることによる荷重増加および応力集中

が要因であると考えられる。

変状進行過程にある補強土壁が中規模地震動及び大規模地震動の次の作用で限界状態を満足できるかどうかについては、補強材が短く盛土材密度が高い場合において、水平地震力を加える前に約 30 mm の変位が生じた状態であっても、大きく変形を起こすことはなかった。

盛土材密度高ければ、地震力に対して壁面の変形が限定的にとどまり、盛土材密度が低ければ、壁面の変形が全体的にかつ大きな変位が生じることを確認した。また、終局変位量は補強材長さの影響が大きいことを確認した。

4.2 補強土壁の長期計測

1995年に築造した補強土壁の測量により変形モード、変状の進行過程の把握を試みた。

変形モードについては、本補強土壁は東北地方太平洋沖地震後だけでなく、地震の前から壁面全体がはらみだすように変形している。また、盛土部は沈下を起こしている。

変状の進行過程については、壁面の変位および盛土の沈下は築造後からゆるやかに進行している。東北地方太平洋沖地震により、壁面の変位量および盛土の沈下量は、急激に変化した。しかし、地震後も余震等の作用を受けているが変状の急激な変化は見られない。

今後も計測を継続して行い、変形モード・変状の進行過程を明らかにする。

参考文献

日本道路協会 (平成 21 年) 道路土工要綱

Hatami, K. and Bathurst, R.J. 2000. Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol.19, 137-157

Development of maintenance for earth structure with consideration for the control level

Abstract

It is hard to say that sufficient designing maintenance is conducted to earth structures in comparison to pavements or bridges, because the earth structures consist mainly of natural materials. However, materials which are potentially deterioration are used even for the earth structures. Some earth structures deformed by heavy rains or earthquakes, and the deformed earth structures may not have assumed performance in design. For strategic maintenances, it is necessary to develop maintenance methods for the deformed structures.

In this research, inclination tests of small scale reinforced soil wall model and measurement of reinforced soil wall which had been constructed in 1995 were conducted. Destruction /deformation mode and deformation progress were observed. As a result, if density of embankment is high, wall has limited deformation against seismic force. Ultimate displacement mainly depends on the length of reinforced material.

Key Words: reinforced soil wall, maintenance, limit state, performance, deformation progress