

戦-11 土構造物の特性を踏まえた性能設計に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 24

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、榎本忠夫、中島進

【要旨】 本研究は、従来の経験技術を重視しつつ、土構造物に性能設計を導入するに際しての技術課題の解決を目的として実施するものである。本年度は、従来の安定解析にもとづく設計法により担保される擁壁の耐震性を評価するために、コンクリート擁壁ならびにジオテキスタイル補強土壁に関して、既往の大地震における被害事例および模型実験の結果を用いた検証解析を行った。その結果、1) みなし仕様の安定計算法および限界水平震度という指標を用いる事によって、被害の有無を設計計算で概ね判別できる事がわかった。また、2) みなし仕様による安定計算で担保される擁壁の耐震性を評価する目安として、設計水平震度と地表面加速度、擁壁の残留変位の関係を見出す事ができた。ただし、被害事例と比較した場合、現行のみなし仕様による安定計算法では被害程度の大小について、適切に説明する事はできず、擁壁の耐震設計に性能設計の概念を導入する為には、擁壁の性能をより精緻に評価可能な設計計算法について検討する必要があることが分かった。

キーワード： 性能設計、擁壁、耐震性、みなし仕様、限界水平震度

1. はじめに

1. 1 研究背景

近年、盛土、擁壁などの土構造物、抗土圧構造物の設計にも性能設計の概念が導入されつつある^{例えば1)、2)、3)}。性能設計では、最初に重要度や安全性、供用性、修復性を勘案して要求性能を定め、性能に応じた限界状態を設定する。そして、想定される作用に対する構造物の状態が、限界状態を超えないことを照査することで要求性能が満たされることを照査する。想定される作用の種類としては、例えば降雨、地震、常時の作用などがあり、それぞれの作用に対して構造物の特性に応じた要求性能を設定することになる。

性能設計の概念を導入する事によって、要求性能を満足する範囲内で従来の方法によらない解析手法、構造などを採用することが可能となり、日本の土構造物の設計を合理化することも可能である。以上の背景の下で、本年度は、既に性能設計の概念がある程度確立されている橋量構造物^{例えば4)}に構造形式が近く、他の土構造物と比較して性能設計の概念を導入しやすいと考えられる擁壁の耐震設計について、性能設計の導入に向けた検討を行った。

道路土工擁壁工指針⁵⁾における擁壁の設計では、高さ8mを超える擁壁や、重要な擁壁あるいは復旧が困難な

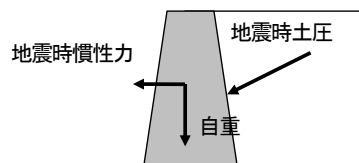


図-1.1 地震時の安定性照査で考慮する荷重の模式図

表-1.1 地震時における照査項目等のまとめ

照査項目	照査方法	許容値
滑動	滑動力と抵抗力の比較	安全率 $F_s \geq 1.2$
転倒	偏心距離 e と底版幅 B の比較	$ e \leq B/3$
支持	地盤反力 q_1, q_2 と許容支持力 q_a^* の比較	q_1 または $q_2 \leq q_a$
全体安定**	円弧すべり法による	安全率 $F_s \geq 1.0$

*許容支持力 q_a は、極限支持力 q_u を安全率（地震時 2）で除して算定する。

**基礎地盤が斜面の場合におこなう。

擁壁について、常時とは別に地震時の安定性に関する検討が行われる。地震時の安定に関する検討では、図-1.1に模式的に示すような地震の影響を考慮した各種の安定照査において、表-1.1に示す所定の安全率または安定が満たされる必要がある。このように、道路擁壁の耐震設計は震度法を用いた安定計算と許容安全率の組み合わせ

(従来設計) によって評価されている。この方法は、実際には高度な数値計算を要する擁壁の複雑な地震時挙動を、地盤定数の一般値と経験的に定められた設計震度との組み合わせによって、比較的簡便な安定計算により評価できるという点で有用である。しかし、性能設計の観点から考えた場合、安定を評価する指標である安全率が、要求される擁壁の耐震性能と直接には関連付けられていないため、設計計算で担保される擁壁の耐震性能が必ずしも明確にされていなかった。

以上の背景を踏まえて、本年度はコンクリート擁壁およびジオテキスタイル補強土壁について、地震における被害事例および過去に実施した模型実験結果を用いて、従来設計で担保される擁壁の耐震性を評価するための検証解析を行った。以下ではコンクリート擁壁、ジオテキスタイル補強土壁のそれぞれについての検討結果をまとめる。

2. 従来設計が確保するコンクリート擁壁の耐震性に関する検証解析

2.1 解析方法

(1) 限界水平震度

コンクリート擁壁に関して、従来設計で担保される擁壁の耐震性を評価するために、兵庫県南部地震⁶⁾ 7)、新潟県中越地震⁸⁾ におけるコンクリート擁壁の被害事例と、過去に実施した動的遠心模型実験^{例えは9)} の結果を用いた検証解析を行った。文献5) におけるコンクリート擁壁に関する現行の耐震設計では、擁壁の滑動、転倒、支持に対する安定および全体安定に関する検討が行われるが、表-1.1 にまとめたようにそれぞれの検討項目に関して、所要の安全率はそれぞれ異なっている。

本報では、これらの検討項目より総合的に擁壁の耐震性を評価するための指標として、限界水平震度という指標を用いることとする。限界水平震度の評価法を図-2.1 に示す。まず、ある断面の擁壁について、水平震度 k_h を徐々に増大させながら上記の項目に関する安定計算を行い、それぞれの項目に関して安定が損なわれる瞬間の水平震度（計算結果の安全率が表-1.1 に示した値と等しくなった時点の水平震度）を算定する。次に、各項目の安定が損なわれる瞬間の水平震度を比較し、最小の水平震度をその擁壁の限界水平震度とする。ここで、本検討の目的は現行の設計で担保される擁壁の耐震性を評価することが目的であるため、安定計算において考慮する荷重は文献5) に準拠した。なお、限界水平震度の概念は、文献9) にて詳しく説明されている。

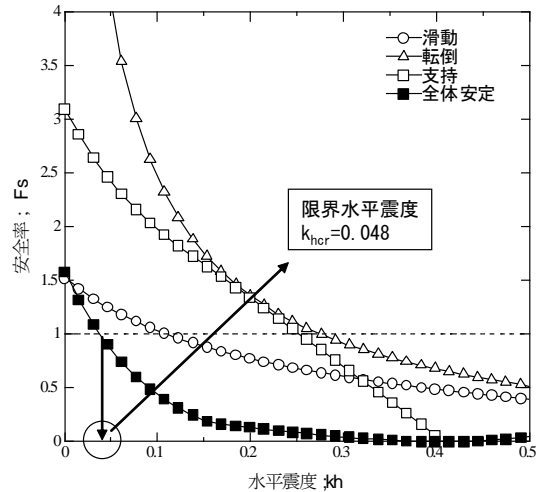


図-2.1 限界水平震度の算定例

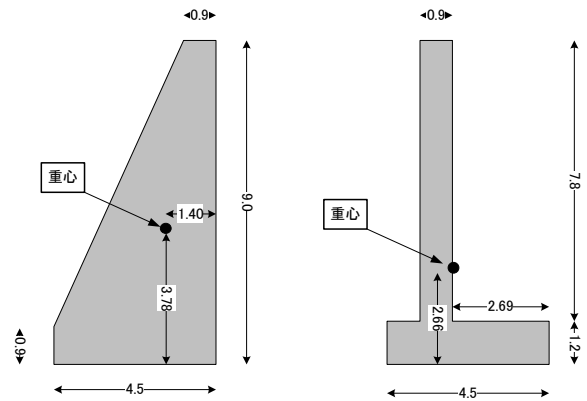


図-2.2 動的遠心模型実験で使用した擁壁模型（単位：m、実物大換算値）

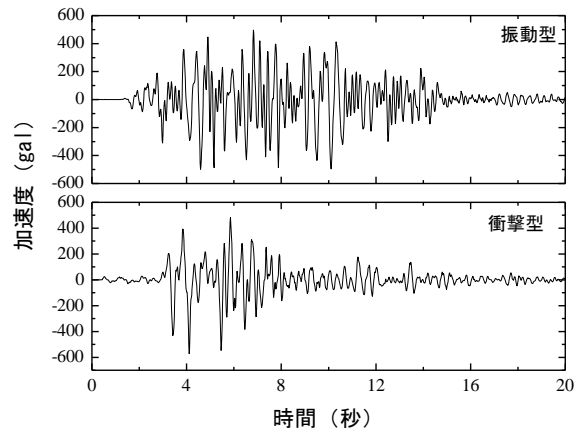


図-2.3 入力地震動波形の例（単位は実物大換算値）

(2) 検討対象—模型実験

検討対象とした模型実験は、過去に土木研究所で実施したコンクリート擁壁に関する動的遠心模型実験である。

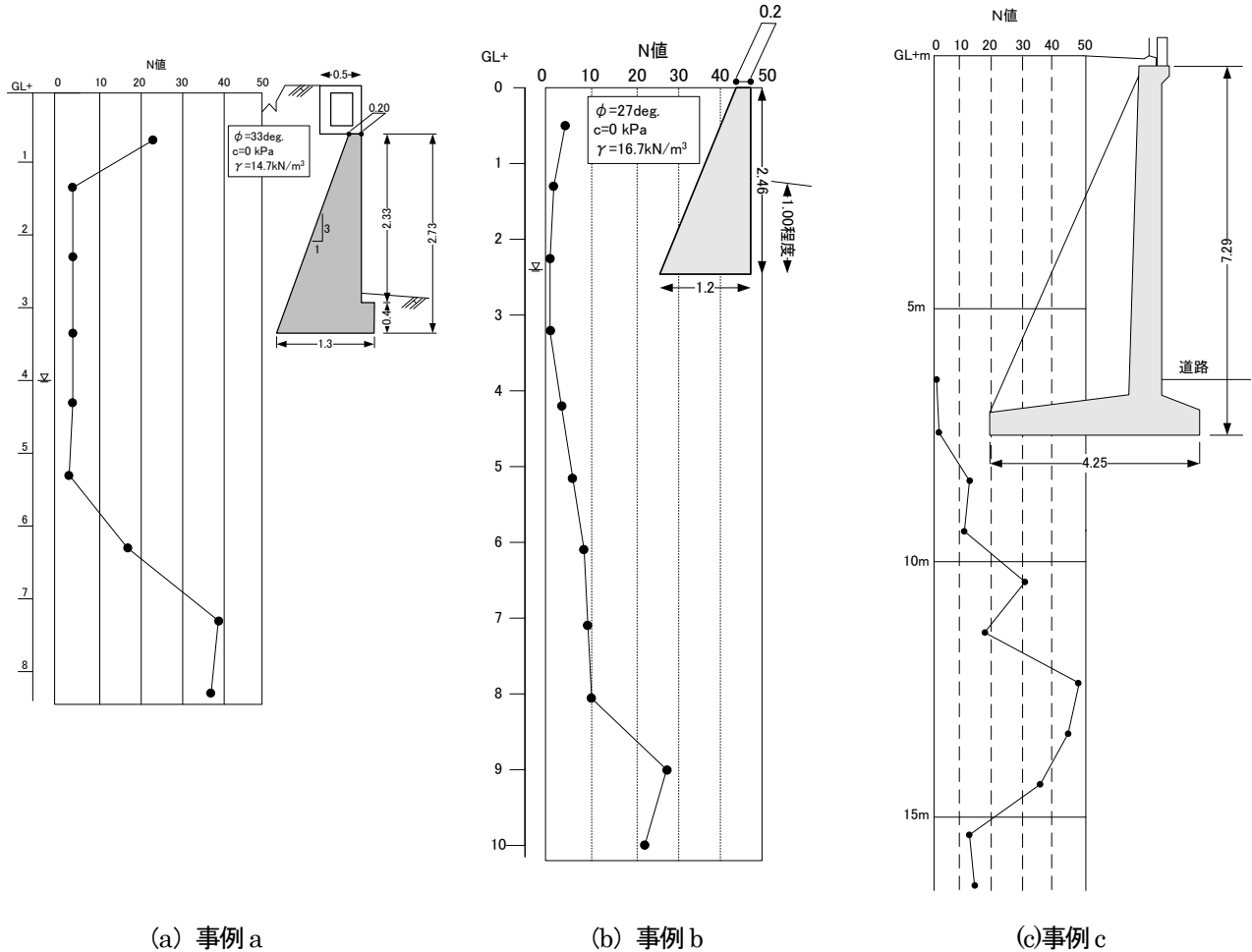


図-2.4 解析対象とした兵庫県南部地震における中規模被害事例 (単位 : m)

本検討の対象とした実験模型の断面図を図-2.2 に示す。実験は遠心加速度 30G のもとで行い、実物大換算した擁壁の高さは約 9m である。以下、特に断りがない限り遠心実験について述べる際には、実物大換算した寸法値を用いることとする。なお、模型地盤は豊浦砂で作製し、相対密度 D_r は約 80% である。

図-2.3 に示すように、加振は繰り返し回数の多いプレート境界型の地震動 (振動型と称する)、大振幅の波が衝撃的に作用する直下型の地震動 (衝撃型と称する) および 2Hz20 波の正弦波を用いた。いずれの加振波を用いた場合でも、最大加速度を約 100gal ずつ段階的に増大させる方法で加振を行った。解析対象は図-2.2 に示した重力式擁壁について、衝撃型、振動型、正弦波を用いた場合の 3 ケースと、逆 T 型擁壁について正弦波を用いた 1 ケースの計 4 ケースである。

(3) 検討対象—被害事例

図-2.4 に例を示すように、被害事例の検討対象は 1995 年兵庫県南地震における擁壁の中規模被害事例 (文献 5、

6) と、2004 年新潟県中越地震における擁壁の小規模被害事例 (文献 7) とした。なお、兵庫県南部地震における中規模被害事例には、鉄道盛土を支持していたコンクリート擁壁も含まれている。これらは、文献 4) の設計に関する本検討での対象外であるとも考えられるが、被害形態や被害箇所における支持・背面地盤の強度定数の評価が詳細に調査され、まとめられている貴重な事例であるために、検証解析の対象とした。ただし、後で示す限界震度と地表面加速度の関係は、あくまでも文献 4) に基づくもので、鉄道構造物の設計で担保される耐震性能を示すものではない事については留意する必要がある。被害事例の解析における限界水平震度の算定に当たっては、背面及び基礎地盤の地盤定数として、各被害調査報告等に記載されていた値もしくは文献 3) における一般値を用いた。

2. 2 検討結果

図-2.5、図-2.6 に検証解析の結果を示す。両図の違いは支持力の算定式と地盤定数の設定法である。文献 4)

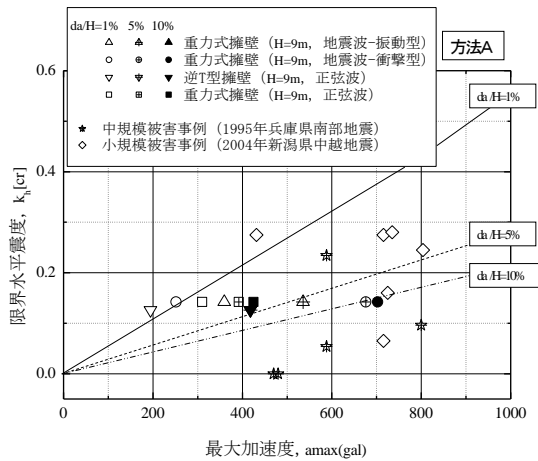


図-2.5 限界水平震度と最大加速度の関係 (方法 A)

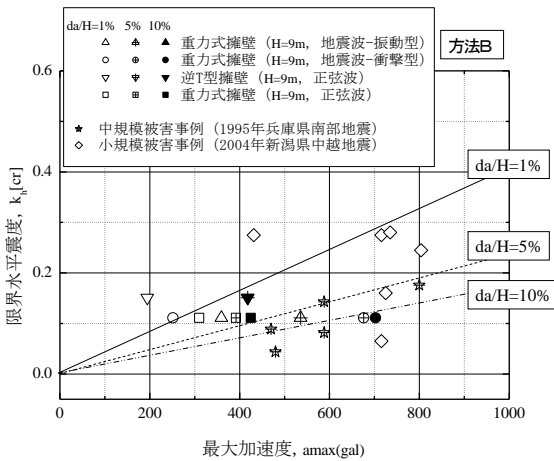


図-2.6 限界水平震度と最大加速度の関係 (方法 B)

においては、支持力に対する安定の検討について式(2.1)に示すように、地盤反力度が地盤の極限支持力度 q_u を安全率で除した許容支持力度を上回らないことについて検討するものとしている。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad (2.1) \text{ 方法Bの場合}$$

ここに、 q_1, q_2 : それぞれ擁壁つま先部、かかと部の地盤反力度、 q_a : 地盤の許容支持力度、 q_u : 地盤の極限支持力度、 F_s : 地盤の支持力に対する安全率(常時3、地震時2)。ただし、後述する方法Aの場合には、文献5)に基づいて算定した荷重の偏心傾斜、支持力の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を有効載荷面積で除した値を q_u とする。

ここで、支持力に関する安定の検討を行なうにあつ

て、許容支持力度を評価するための方法として、土質調査結果より評価した地盤のせん断抵抗各 ϕ 、粘着力 c 等より文献3)の支持力公式によって求まる極限支持力を有効載荷面積で除した極限支持力度から求める方法(以下、方法Aと称する)と、土質調査の結果等が得がたい場合に、支持地盤の種類に応じて定められた一般値を用いる方法(以下、方法Bと称する)の二通りの方法を示している。

このため、図-2.5には模型実験、被害事例ともに、前者の方法で土質試験の結果から求めた地盤の強度定数と文献4)に示される極限支持力度を用いて支持力に関する安定の検討を行った結果を示し、図-2.6には土質試験結果が得られなかった場合を想定して、地盤の強度定数として文献4)の一般値を用いた場合の結果を示した。

模型実験の結果については、擁壁天端の水平変位が壁高の1、5、10%を超えた加振レベルにおける背後地盤の地表面最大加速度と、安定計算の結果得られた限界水平震度との関係を示した。なお、図-2.5、2.6中では加速度について、擁壁に作用する主働方向への慣性力が最大となる時点の加速度として整理している。

被害事例については、模型実験と同様の手法で評価した限界水平震度と、地表面最大加速度の関係として整理した。地表面加速度の推定方法について、兵庫県南部地震の中規模被害事例については文献5)、6)を参考に、新潟県中越地震については文献7)を参考にした。ただし、新潟県中越地震の小規模被害事例については擁壁の向きが不明であったため、加速度の向きと擁壁の向きとの関係が模型実験や他の被害事例と整合していない可能性もあることを付記しておく。

各図中には最大加速度と限界水平震度の関係として、3本の直線を示した。これらの直線は、地震波で加振した実験について、擁壁天端の水平変位が壁高のそれぞれ1.5、10%を越えた加振レベルにおける地表面の応答加速度と、擁壁の限界震度の関係を示している。ここで、限界水平震度の物理的な意味より考察した場合、図中の直線は地表面の最大加速度という地震の作用に対して、応答値である擁壁天端の水平変位を壁高さの1、5、10%以内にとどめるために設計上考慮すべき水平震度の値を示している。このことより、この直線を要求性能に対する限界状態を示す直線という意味で、限界線CLと称することとし、対象とする変位量の大小に応じてCL** (例えば変位10%に対する限界線はCL10)と以後では記載することとする。

方法Aの場合、文献4)に準拠して大規模地震動の標

準値である設計水平震度 0.20 を考慮した場合、地表面加速度がそれぞれ 300、700、900gal までは擁壁の変位が壁高さに対して 1、5、10%以内に収まることが分かる。また、図-2.5 に示すように方法Bにおいては、それぞれ 450、800、1000gal 程度が所要の値以内に擁壁の変位をとどめられる限界の加速度であった。

図-2.5 に示した方法 A について、実際の被害程度と模型実験の結果とを比較すると、被害事例は、概ね CL5 よりも下方に位置している。このことより、従来設計に従うならば CL5 が、被害、無被害を区分する限界状態であるといえそうである。ただし、事例 e) では、限界水平震度、地表面加速度はそれぞれ 0.25、600gal 程度であり、模型実験の結果を参照すると、事例 e) の擁壁では水平変位は1から5%程度におさまる事が想定されるが、実際には数十パーセントの水平変位が生じていた事が文献 6) で報告されており、従来設計による検討で擁壁の耐震性が過大に評価されてしまう結果となった。また、被災事例は概ね CL5 よりも下方に位置することを述べたように、計算上は比較的深刻な被害が想定されることになるが、事例 d)を除くと擁壁にわずかな傾斜、沈下が生じたのみで、その被害は顕著ではなかった。

今回の分析対象とした中規模被害事例の中では、事例 d、e が最も被害が深刻であったが、これよりも損傷が軽微であった事例 a から c や、新潟県中越地震における軽微な被害事例なども CL10 よりも下方に位置する結果となっている。このように、CL5 を境界として被害の有無をより分ける事が出来てはいるものの、実際の被害程度と比較すると、従来の設計計算は、全体的に安全側の解析手法であるといえそうである。以上は方法 A に関する議論であるが、方法Bについても定性的な傾向は同様である。

以上の結果より、従来の安定計算より得られる限界水平震度という指標を用いると、被害の有無という観点では擁壁の耐震性を比較的良好に評価しうが、実際の被害の程度についても適切に評価するためには更なる改善の余地があることが分かった。

3. 従来設計が確保するジオテキスタイル補強土壁の耐震性

3. 1 検討方法

(1) 限界水平震度

背面盛土中に補強材を挿入することで、土の変形強度特性を向上させる工法が一般に補強土壁工法と呼ばれ、道路擁壁への施工実績が比較的多いものとして、鋼製の

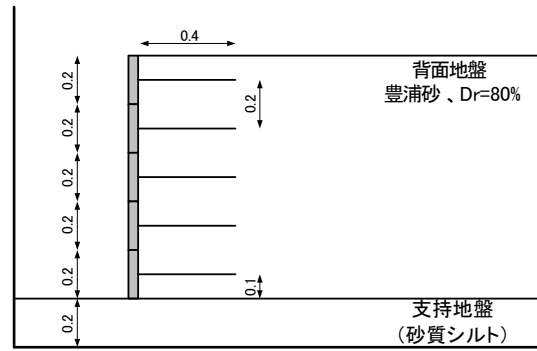


図-3.1 1g 場での振動実験における実験模型 (単位 : m)

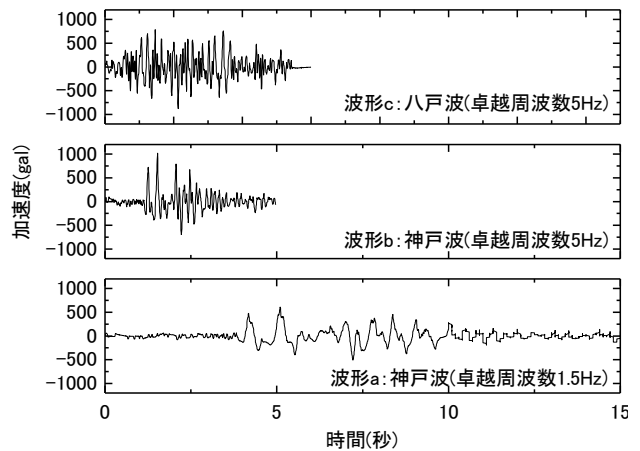


図-3.2 1g 場での振動実験に用いた加振波形

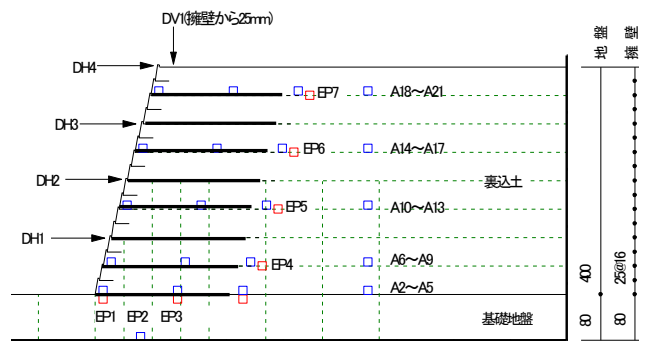


図-3.3 動的遠心模型実験に用いた擁壁模型 (単位は模型寸法で mm)

帯状補強材を用いるテールアルメ壁工法、ジオテキスタイルを用いるジオテキスタイル補強土壁工法、アンカープレートと連結されたタイバーを補強材として用いる多数アンカー補強土壁工法などがある。この他、剛な一体型壁面を有する補強土壁工法などもあるが、総じて無補強のコンクリート擁壁と比較して補強土壁工法は耐震性に優れていることが過去の大地震や模型実験結果などか

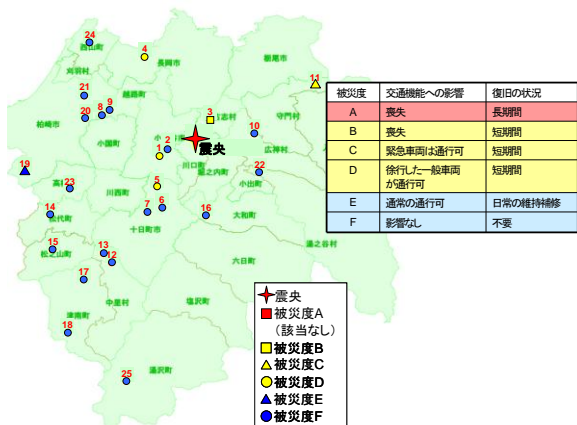


図-3.4 新潟県中越地震で被災した補強土壁の位置図

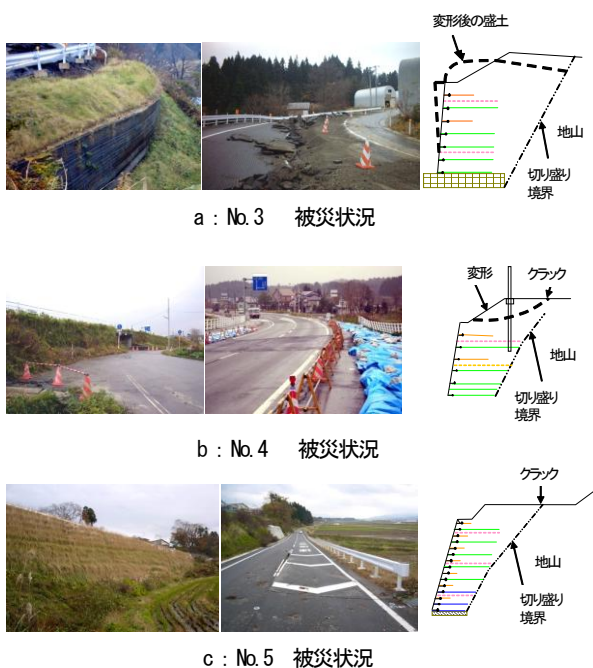


図-3.5 被災状況の例

ら立証されている(例えば6)。

補強土壁がコンクリート擁壁と比較して一般に高い耐震性を示す理由としては、擁壁が主働側に押し出される際に、背面土中に挿入された補強材によって、それぞれの補強メカニズムに応じて、引抜抵抗や受働抵抗が発揮されるためである。これに対して、コンクリート擁壁の場合は、一般に擁壁が主働方向へと変位しようとした際に、支持地盤、特につま先部に応力集中が生じる。それに伴い支持地盤が塑性化した場合、擁壁の抵抗力は著しく低下するため、破壊形態が脆性的であることがこれまでの模型実験の結果などより分かっている。これが補強土壁とコンクリート擁壁の地震時挙動の違いであるが、

現行ではジオテキスタイル補強土壁の耐震設計では、先に述べたコンクリート擁壁と同様に、滑動、転倒、支持に対する検討と、全体安定に関する検討をおこなうこととなっている。このため、設計計算で担保される補強土壁の耐震性が必ずしも明確になってこなかったのは、前節で述べたコンクリート擁壁と同様である。

本来、地震時挙動がコンクリート擁壁と異なる補強土壁に対して、同等の安定計算法による設計計算を適用している点についても改善の余地はある。しかし、本報ではまず現行の安定計算法で担保される補強土壁の耐震性を評価することを目的として、前記したコンクリート擁壁と同様の解析を行い、現行の耐震設計法で担保されるジオテキスタイル補強土壁の性能に関して検証解析を行ったので、その内容について報告する。

(2) 検討対象—模型実験

過去に土木研究所で実施した1g場における振動実験¹⁾と動的遠心模型実験¹¹⁾を解析対象とした。1g場の振動実験は、図-3.1に示すような高さ1m程度の分割型補強土壁模型に関して実施した模型実験である。ここで、加振は不規則波の最大加速度を約50galずつ段階的に増大させる形式で行ない、図-3.2a~cに示すように3種類の異なる加振波形を用いた。遠心模型実験については図-3.3に示した擁壁模型を遠心加速度20Gのもと(実換算擁壁高さ8mに相当)で、実換算2Hz20波の正弦波を最大加速度を約50galずつ増大させる形式の加振を実施した模型実験の結果を用いた。

各実験の限界震度は、要素試験で評価した模型地盤の強度定数を用いて算出し、最大加速度 α_{max} は擁壁変位及び土槽境界の影響を受けにくい箇所における地表面の最大加速度とした。限界震度を算出した結果、1g場における振動実験については同じ模型を使用して加振波形のみを変えた実験なので限界震度は全て等しく $kh(cr)=0.22$ 、遠心模型実験については補強材長155mmの場合には $kh(cr)=0.09$ 、240mmの場合には $kh(cr)=0.27$ だった。

(3) 検討対象—被害事例

被害事例の解析対象としては図-3.4に示す2004年新潟県中越地震におけるジオテキスタイル補強土壁の被災事例を用いた。

この地震では本震の震央からの距離が30km以内に25箇所のジオテキスタイル補強土壁が存在し、計5箇所で補修を要する被害が生じた。図-3.4におけるNo.3~5の被災状況を一例として図-3.5に示す。図-3.5aに示した

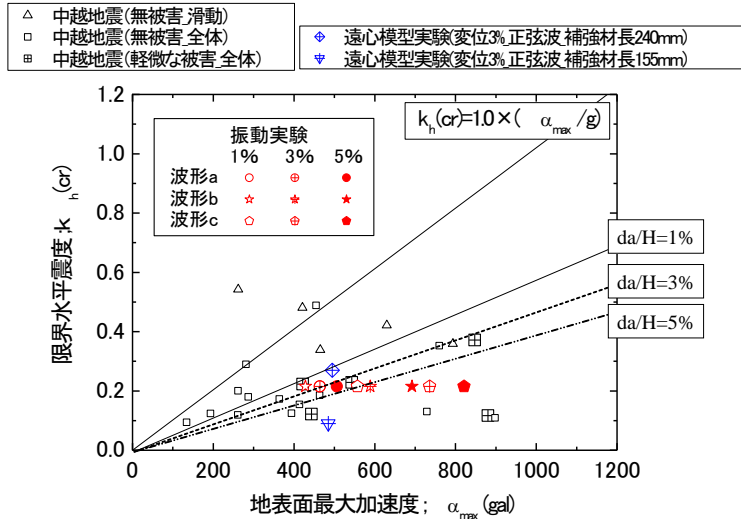


図-3.6 限界水平震度と地表面加速度の関係

No.3 では切り盛り境界部が地山に沿って沈下しており、壁面の天端では 50cm から 80cm 程度の水平変位が確認された。今回収集した被災事例の中では最も被害が顕著だったが、それでも長期にわたる通行止めを要するほどの被害ではなかった。図-3.5b に示した No.4 では、補強土壁自体に変状は見られなかったものの、補強土壁の上載盛土には滑り面及びクラックが発見された。図-3.5c に示した No.5 では切り盛り境界部で路面にクラックが発生したが、補強土壁自体の変状は見られなかった。これらの被災事例により、現行の設計法で評価される耐震性と実際の被害との関係を把握するための検証解析を行った。検証解析では被災した補強土壁において設計上担保されていた耐震性を評価するために、文献 5)、文献 11) に準拠して逆解析を行い補強土壁の限界震度 $k_h(cr)$ を算出した。

ここで、解析に用いた地盤の強度 c 、 ϕ は設計図書に記載されていた値を用いた。限界震度を算出した結果、ほとんどの補強土壁において、全体安定に対する検討結果が限界水平震度の決定要因となった。

3. 2 検討結果

被害事例、模型実験結果の両者に関する検証解析の結果を図-3.6 に示す。ここで、模型実験については擁壁の水平変位が壁高さの 1、3、5% に達した加振レベルにおける地表面加速度の最大値を図中に示した。コンクリート擁壁と異なり、補強土壁は粘り強い変形性能を示すため、今回解析対象とした模型実験においては擁壁の水平変位が壁高の 10% を超えたケースは無かった事も付記

しておく。

被災事例については、補強土壁の被害の程度を図-3.4 に示した被災度に応じて、無被害（被災度 E から F）、軽微な被害（被災度 B から D）、重大な被害（被災度 A）に区分した。最大加速度については末富ら¹²⁾ の分布図に基づいて設定した。被害事例をもとにして考察した場合、無被害と軽微な被害とを区分する境界線は、図-3.6 に示す様に、CL3 に概ね一致する事がわかる。これより、例えば設計水平震度 0.2 を考慮したとすると、地表面加速度が 430gal 程度までは、ほぼ無被害にとどまるだけの耐震性を補強土壁に付与できることがわかる。このことより、コンクリート擁壁の場合と同様に、適切な限界状態線を用いる事によって、被害の有無を表現しうる事

は分かった。ただし、コンクリート擁壁の場合と異なり、解析対象とした実事例の被害程度に差がほとんど無かったため、従来の安定計算法によって被害程度を評価しうるのかについては、十分な知見を得ることが出来なかった。

4. まとめ

本報では、コンクリート擁壁とジオテキスタイル補強土壁に関して、従来設計で担保される擁壁の耐震性を検証するために、過去に実施した模型実験及び被害事例を用いた検証解析を実施した。その結果として以下のことが分かった。

- コンクリート擁壁については、方法 A（土質試験結果と文献 2）による支持力公式で支持力についての安定を検討）、方法 B（安全側に設定された地盤定数の一般値で支持力についての安定を検討）ともに、設計水平震度を 0.2 とした場合には地表面加速度が 700gal 程度までは水平変位が 5% 以内にとどまり、深刻な被害には至らないであろうことが分かった。
- ジオテキスタイル補強土壁については、地表面加速度が 430gal 程度までは、壁面の水平変位が 3% 以内にとどまり、ほぼ無被害にとどまるであろうことが分かった。
- 上記の通り、従来の安定計算法を用いて、限界水平震度の様な指標を用いて、擁壁の諸元を規定する事によって、一定の規模の地震動に対しても、被害が生じる可能性の小さい擁壁を設計する事は可能であ

る。

- ・ コンクリート擁壁、ジオテキスタイル補強土壁ともに現行の計算法のみでは、実際の被害の程度を説明できるほどには、精緻に擁壁の耐震性を評価するに至らない事も分かった。
- ・ 次年度は過去の実験結果の再整理を行い従来の安定計算法で得られる荷重、抵抗の計算値と実測値とを比較することで、安定計算法の改善に関して検討する。
- ・ 同時に、これまでのコンクリート擁壁標準設計が有する耐震性能を評価するための検討も併せて行っていく予定である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物標準、丸善株式会社、2007.
- 2) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説、2007
- 3) (社)日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版）、2009.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ 下部構造編、2002
- 5) (社)日本道路協会：道路土工擁壁工指針、1999.
- 6) 松尾修、塚田幸弘、堤達也、宮武裕昭、斉藤由紀子：兵庫県南部地震により被災した道路土構造物の事例解析、土木技術資料、39-3、pp.38-43.、1997
- 7) Tatsuoka, F. Koseki, J. Tateyama, M., Munuf, Y. and Horii, K., Seismic stability against high seismic loads of Geosynthetic-Reinforced soil retaining structures, 1998.
- 8) 土木研究所：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告、土木研究所報告、第 203 号
- 9) 中田芳貴、谷本俊輔、中島進、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験（その 2 改良体の損傷メカニズムに対する考察）、第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集（投稿中）、2010.
- 10) 土木研究所：補強土壁の耐震性に関する振動台実験報告書、土木研究所資料、第 3635 号、1999.
- 11) 水橋正典、杉田秀樹、佐々木哲也：2004 年新潟県中越地震におけるジオテキスタイル補強土壁の事例解析、土木学会第 62 回年次学術講演会、CD-ROM、2007
- 12) 末富岩雄、石田栄介、福島康宏、磯山龍二、澤田純男：2004 年新潟県中越地震における最大地震動分布評価について、土木学会振興調整費プロジェクト、2006

Research on performance-based design with considering characteristics of earth structures

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2009-2013

Research Team : Material and Geotechnical
Engineering Research Group
(Soil mechanics and dynamics)

Author : Tetsuya Sasaki
Tadao Enomoto
Susumu Nakajima

Abstract : Aim of this study is to develop general outlines of performance based design methodology for earth structures. In the first fiscal year of this research, it was attempted to evaluate seismic performance of concrete retaining walls and geosynthetics reinforced soil retaining walls, which are designed by the current empirically developed design methodologies. Based on analyses on the series of model tests and case histories of damaged retaining walls during the recent large earthquakes, it was found that the sufficient seismic stability was assured by following current seismic design guidelines, while further improvement is required for the development of performance based design methodologies, where the seismic performance evaluation is essential.

Key words : performance based design, retaining structures, seismic performance, current seismic design methodology, critical seismic coefficient