# 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

独立行政法人土木研究所 正会員〇水橋正典 杉田秀樹 佐々木哲也

#### 1. はじめに

ジオテキスタイル補強土擁壁は高い耐震性を有していると考えられているが、現行設計法による評価結果と実 際の被災程度は明らかになっていない。そこで本報では、2004 年新潟県中越地震における補強土壁を対象に、ジ オテキスタイル補強土壁設計マニュアル<sup>1)</sup>による安定計算結果と被災程度との関係について整理し、現行設計法 の要求性能に応じた設計への適用可能性について検討した結果を報告する。

### 2. 事例解析の対象と方法

本研究で対象とした補強土壁は、表-1 に示す新潟県中越 地震の本震の震源から 30km 以内にあったジオテキスタイ ル補強土壁のうちの25箇所である。これらのうち5箇所の 補強土壁で道路交通機能に影響を与える被害が生じたが、 補強土壁が安定性を失い崩壊に至るような被害は見られな かった。図-1 に交通機能に影響を与える被害が生じた断面 のうち No.3、No.4、No.5 の被災状況の模式図を示す。今回 の解析対象断面の中で最も被害の大きかった断面No.3では 背面地山との境界線に沿って補強土壁天端の沈下が生じて いた。No.4 の断面では補強土壁自体には大きな変状は生じ ていなかったが、上載盛士にすべり線の発生、基礎地盤に 液状化が見られた。No.5の断面では補強土壁と地山との間 に亀裂が生じる軽微な被害であり、補強土壁自体には変状 は見られなかった。その他の断面 No.1、No.11 についても、 補強土壁の天端に軽微な亀裂や沈下が生じる程度の被害で あり、補強土壁自体に大きな変状は見られなかった<sup>3)、4)</sup>。

本検討では、対象とした補強土壁の推定最大加速度、限 界震度、設計安全率をそれぞれ求め、それらと被災度ラン クとの関係について検討した。表-1に結果をまとめて示し ている。推定最大加速度は、末富らが行った新潟県中越地 震における水平最大地震動分布評価<sup>2)</sup>の結果をもとに決定 した。また、被災度ランクは、文献 3)、4)により各断面の 被災状況をもとに道路の交通機能への影響に着目して表-2 に従い6通りに分類されたものである。例として、断面 No.3 では、被災直後は車両の通行が

番号	高さ [m]	勾配	推定最大 加速度 [gal]	被災度 ランク 表-2参照	限界震度	安全率 (kh=0.13)
No.1	6.0	1:0.5	880.1	D	0.1165	0.979
No.2	4.3	1:0.3	729.2	F	0.13	1.000
No.3	4.2	1:0.1	543.1	В	0.2285	1.157
No.4	3.0	1:0.2	421.3	D	0.227	1.126
No.5	8.7	1:0.3	847.5	D	0.3715	1.361
No.6	5.4	1:0.6	897.8	F	0.1085	0.966
No.7	7.8	1:0.1	759.6	F	0.352	1.365
No.8	7.5	1:0.3	554.6	F	0.2195	1.108
No.9	6.4	1:0.3	630.0	F	0.8085	1.863
No.10	7.5	1:0.3	413.9	F	0.154	1.040
No.11	14.6	1:0.5	443.2	С	0.122	0.987
No.12	7.8	1:0.3	793.4	F	1.016	2.227
No.13	8.4	1:0.3	465.2	F	0.69	1.602
No.14	6.0	1:0.6	262.1	F	0.6385	1.750
No.15	9.6	1:0.3	286.9	F	0.1798	1.084
No.16	4.8	1:0.6	281.2	F	0.2895	1.272
No.17	7.5	1:0.1	454.7	F	0.4885	1.612
No.18	6.6	1:0.3	261.4	F	0.203	1.120
No.19	14.0	1:0.3	134.3	Е	0.0943	0.924
No.20	7.2	1:0.3	421.2	F	0.516	1.482
No.21	5.5	1:0.5	393.8	F	0.124	0.992
No.22	15.5	1:0.3	193.5	F	0.1235	0.991
No.23	12.5	1:0.3	261.0	F	0.1185	0.983
No.24	6.1	1:0.6	363.6	F	0.1723	1.061
No.25	7.5	1:0.3	463.8	F	0.185	1.066
<u>事 2 神災 康ランクの定義 参考文 計 3) 小</u>						

表-1 解析対象断面と解析結果の概要

傲炎度 A:道路としての機能を完全に喪失し、復旧に長期間を要する B:道路としての機能を喪失したが、短期間での復旧が可能 C:緊急用車両などの通行は可能であり、短期間での復旧が可能 D:一般車両が何とか通行可能であり、短期間で復旧可能 |E:通常の通行可能であり、日常の維持補修で修復が可能 F:影響なし

旧が可能であったため被災度 ランク B と判定されている。

表-3 耐震性能の分類 不可能であったが、短時間で復 性能1 健全性を損なわず通常の維持管理で交通機能を確保できる性能 被災度E、Fに対応 有害な変形が発生するが短期間の補修で機能を回復できる性能 被災度B~Dに対応 性能2 性能3 交通機能は損失するが崩壊しても周囲に甚大な影響を与えない性能 被災度Aに対応

補強土壁の耐震性能を表-3のように定義した場合、被災度ランクB~Dは性能2を、被災度ランクE、Fは性能1 をそれぞれ確保していたことを意味する。

限界震度および設計安全率の計算は、実現象の変状モードと設計計算で考慮している円弧すべりによる変形モ ードとは必ずしも一致していないものもあるが、便宜上、文献 1)の全体安定検討における安全率計算の方法に従

キーワード:補強土壁、地震被害事例

連 絡 先:茨城県つくば市南原 1-6 TEL029-879-67771 FAX029-879-6735

断面 No.3

って行った。限界震度については、最小安全率が 1.0 被災後の推定形状 となる時の設計震度として算出した。また、設計安全 率については設計水平震度 k<sub>b</sub>=0.13(地域区分 B、Ⅱ 種地盤、大規模地震動対応)を用いて計算した地震時 の最小安全率である。なお、土質定数は原則として設す地山掘削線 計値あるいは土質分類から文献 1)を参考に設定したが、 常時の安全率が 1.0 を下回る断面では、常時の安全率

が1.2となるように粘着力を付加した値を用いた。

### 3. 事例解析結果

図-2に被災度ランクと地震時設計安全率(k<sub>b</sub>=0.13)の関係を示す。本 研究で対象とした事例では、設計安全率が1.0を下回るものがいくつか存 在したが、性能1を確保できなかった箇所はあるものの、性能2を確保で きないような被害は見られなかった。また、作用地震動の相異等の原因に より、被災度ランクと設計安全率との間に明確な相関は見られなかった。 そこで、以下では補強土が経験した最大加速度、限界震度と被災程度の 関係について整理し、要求性能に応じて設計で考慮すべき震度の値につ いて検討する。

図-3 に推定最大加速度 amax[gal]と現行設計計算による限界震度 kmc と の関係を示す。図中破線の下側は最大加速度が限界震度を上回っていた ことを意味する。最大加速度 200gal 程度の地震動を受けた補強土壁の 最小限界震度は 0.095 程度、最大加速度 800gal 程度の地震動を受けた補 強土壁の最小限界震度は0.109程度であり、いずれの補強土壁も性能1 あるいは性能2を確保していた。このことから、今回検討対象とした事 例では、現行設計法で考慮されているコンクリート擁壁と同一の設計震 度 012~0.16 は、補強土壁の性能 2 に対する照査に用いる震度としては 安全側の値であった可能性が考えられる。次に、性能1の照査に用いる 震度について考える。 性能1を確保できなかった補強土壁(図中黒色の

掘削線 地山 地仙掘削線 断面 No.4 断面 No.5 図-1 断面 No.3、No.4、No.5 の模式図 2.500 2.000 ŝ kh=0. 1.500 .Nø.5 No 3 No.4 No.11 室室 1.000 No. -[K 0.500 短期間の復旧<sup>|</sup> 復旧不要 崩壞 (性能2) | (性能1) 0.000 С D А F 被災度ランク 図-2 被災度ランクと安全率の関係 ■被災度B ▲被災度C -性能2 ●被災度D\_ ∆被災度E ×<sup>1</sup> 0.8 性能1 c o 被災度F 度 € 0.6  $k_{\rm h} = 0.5 a_{\rm m}$ 界 限 0.2 200 400 600 800 1000 1200 推定最大加速度amax[gal] 図-3 推定震度と限界震度の関係

クラック発生位置

プロット(被災度 B~D)) は概ね  $k_{\rm h} \leq 0.5 a_{\rm max}$ gの範囲に分布している。このことから、本研究で対象とした事例 については、性能1の照査に用いる震度としては、最大加速度の0.5倍程度を考慮すればよいものと考えられる。 すなわち、最大加速度 200gal 程度の地震動に対しては、設計震度 0.1 程度、また、最大加速度 800gal 程度の地震 動に対しては設計震度0.4程度を考慮すればよいと考えられる。ただし、前述のように設計計算で考慮している変 形モードと実現象の変状のモードとは必ずしも一致しないものもあるため、この点については今後の検討が必要 である。

# 4. まとめ

補強土壁の現行設計法による安定計算結果と新潟県中越地震による被害程度を比較し、現行設計法の要求性能 に応じた設計法への適用の可能性について示した。本研究で対象とした事例はジオテキスタイル補強土普及委員 会から提供されたものである。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献 1)土木研究センター:ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版)平成12年2月 2)末冨岩雄、 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 年 9 月 3)小野寺誠一:災害に強い補強土技術【道路に関する話題】、第 40 回地盤工学研究発表会 DS-9 地盤補強技術の最近の発展と適用 I 部、2005 年 7 月 4)国総研・土研:平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震土木施設災害調 査報告、国総研報告第 27 号・土研報告第 203 号、p204-214、平成 18 年 1 月