

山岳道路盛土のブロック積擁壁の 地震時安定性評価法

岡村 未対¹・重松 慎哉²

¹正会員 愛媛大学大学院准教授 理工学研究科生産環境工学専攻 (〒790-0854 愛媛県松山市文京町3番)
E-mail:okamura@dpc.ehime-u.ac.jp

²松山市都市整備部 (〒790-8571 愛媛県松山市二番町4-7)
E-mail:shigematsu73@city.matsuyama.ehime.jp

設計の際に地盤調査が行われない比較的小規模なブロック積擁壁は、基礎地盤の支持力破壊によって盛土の崩壊を引き起こすことがある。本研究では、最近の地震によって被害を受けたブロック積擁壁の調査と採取した試料の室内試験を行い、組合せ荷重と斜面を考慮した地盤の支持力が擁壁の被害と無被害を判別する良い指標であることを確認すると共に、耐震性評価に用いる慣性力算定用の震度を気象庁震度ごとに設定した。また、1カ所の調査を30分程度で行うことが出来る簡易動的貫入試験結果から地盤の強度定数を推定し、これにより耐震性を評価できることを示した。

Key Words : retaining wall, embankment, bearing capacity, earthquake resistant

1. はじめに

2004年の新潟県中越地震では、中山間部の多くの道路が甚大な被害を受け、中山間部集落は孤立化した。孤立化した集落へ通じる道路のほとんどは、切土および盛土によって山肌に建設されたものであった。国土の大半が山岳地帯の我が国では、今後も繰り返し発生することが考えられるタイプの被害である。近い将来に発生することが確実な東南海、南海地震では、さらに急峻な地形をなす四国や紀伊半島の山間部を含むほぼそれらの全域で震度が5強以上と想定されており、道路ネットワークの貧弱な中山間部における集落の孤立化が、広域にわたって数多く発生することが懸念される。

我が国の道路盛土の設計では、地震の作用を陽な形では考慮しないのが一般的である。これは、盛土構造物の修復性の高さを考慮し、地震により被災しても短期間で復旧できることを前提としたものである。しかしながら、山間部の道路が被災すると復旧に著しく時間を要することになり、緊急輸送路の確保だけでなく、地域や集落の存亡に関わる事態に発展する。代替経路の無い中山間地集落への道路は、一定の耐震性を確保するか、あるいは少なくとも地震による被害リスクの定量的な評価を行うことが必要である。我が国には既に膨大な数の道路盛土が存在するため、簡便で実用的な点検方法の開発が望ま

れている。

2004年の新潟県中越地震の被害調査に基づき、Okamura¹⁾は中山間部の道路盛土の被害パターンを「(a)盛土部の崩壊」、「(b)山側斜面の崩壊による道路閉塞」、および「(c)道路全体を巻き込む大規模な山腹崩壊」に分類した。新潟県中越地震で交通遮断につながった被害の中で数が多く、かつ復旧が困難なタイプは(a)のタイプであり、その中では盛土の谷側を押さえるための擁壁の崩壊に起因するものの発生頻度が非常に高い。山間部の道路盛土擁壁のほとんどは比較的小規模であり、標準設計断面²⁾に従って設計されたものである。図-1はブロック積擁壁の標準断面である。前面勾配 $N1$ ($=1:0.3 \sim 0.5$) は直高と裏込め(盛土)材の良否によって決まる。標準設計では基礎地盤に関する条件が設計結果に反

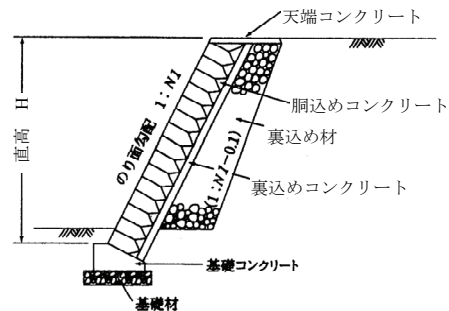


図-1 ブロック積擁壁の標準断面²⁾

映されることはなく、地盤調査も行われぬのが通常である。したがって擁壁の基礎地盤の安定性に関しては、擁壁毎に大きな差があるものと言える。

Okamuraは、新潟県中越地震での18地点において道路擁壁の被害状況の調査と、簡易動的貫入試験による貫入抵抗 (N_v 値) の測定を行った。その結果、擁壁の崩落による道路盛土被害については、擁壁を支持する地盤の支持力破壊がトリガーとなり、擁壁及び道路の崩壊へと続くこと、支持力安全率が被害擁壁と無被害擁壁を判別する良い指標になることを示した。しかしながら、被害と無被害の閾値となる安全率を明らかにするまでには至っていない。

このような破壊形態を示す擁壁基礎の地震時安定性とその評価法に関する課題は、次のようにまとめられる。すなわち、

(i)安定計算における震度：盛土や擁壁の耐震安定性は、実務では一定の慣性力を水平に作用させる、いわゆる震度法により検討するのが一般的である。しかしながら、そこで用いられる震度（例えば0.2など）はどのような地震動（最大加速度や速度、気象庁震度）に対応するのかが明確でない。盛土の円弧滑り破壊³⁾や港湾の護岸の安定性評価のための検討⁴⁾、鉄道盛土擁壁の検討⁵⁾、などの事例があるが、斜面上の擁壁についてはこれまでにほとんど検討されていない。

(ii)地盤強度の評価：対象とする擁壁の基礎幅は比較的小さく、地盤の破壊領域も浅部に限られる。浅部の地盤強度を簡便に評価する方法には、簡易動的貫入試験などがあるが、得られる N_v 値と強度定数の間の関係が十分には明らかになっていない。

本研究では、まず地震被災地域での現地調査と不攪乱試料の採取、及び試料の室内試験を行い、Okamuraの提案した地震時安定性評価法を用いて安定計算で用いる震度を逆算し、気象庁震度階ごとに取りまとめる。また、簡易な原位置試験である簡易動的貫入試験による地盤の強度定数の評価を行い、これらを併せて長い延長を有する道路から耐震性の劣る箇所を効率的に抽出する耐震点検法を提案する。

2. 地震による山岳盛土擁壁の被害調査

本研究では、2004年の新潟県中越地震と2006年の新潟県中越沖地震による被災地域において、山岳道路擁壁の調査を行った。調査地点において簡易動的貫入試験により擁壁基礎地盤の貫入抵抗を調べるとともに、不攪乱試料または攪乱試料をサンプリングし室内試験により強度を求めた。

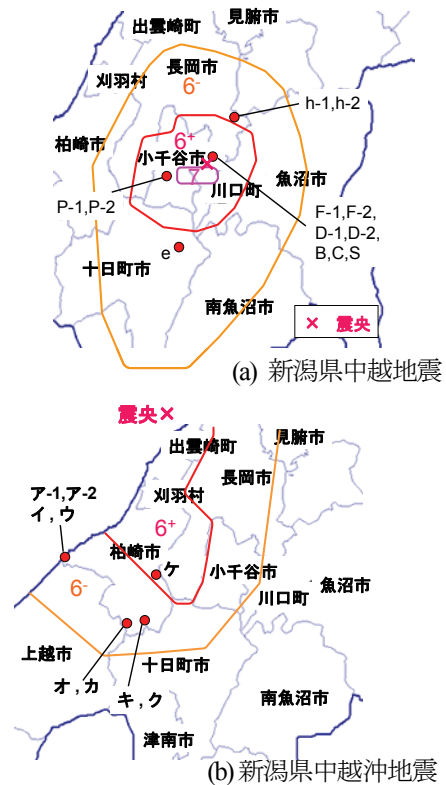


図-2 2つの地震による擁壁被害調査地点と震度分布

(1) 現地調査

調査地点は、新潟県中越地震では小千谷市、旧山古志村（現長岡市）、旧栃尾市（現長岡市）、十日町市、川口町での12地点、新潟県中越沖地震では柏崎市、長岡市、十日町市での9地点である。図-2に中越地震と中越沖地震による擁壁の被害調査地点を示す。これらの図には、気象庁の震度分布図^{6) 7)}による震度分布も示してある。被害状況の例として、「イ地点」における擁壁の写真を図-3(a)に示す。擁壁が外部安定性を失って斜面を滑落し、それによって盛土部が崩壊している。図-3(b)は崩落した擁壁であり、擁壁自体の損傷は軽微であることがわかる。今回行った調査を通じて、擁壁が崩落した地点では基礎後趾部付近を通るすべり面が見られた。また、崩落するには至らなかったものの20cm以上の変位を生じている擁壁では、道路盛土の変状領域は、擁壁の変位による主働破壊領域程度であった。これらは、擁壁基礎よりもさらに深部を通る大きな滑り線による変状ではなく、基礎の支持力破壊に端を発する被害形態であることを傍証するものである。ちなみに、ブロック積擁壁の被害パターンとしては、基礎の支持力破壊ではなく擁壁の途中高さから擁壁自体が破壊するものもあるが、今回行った調査ではそれが道路崩壊につながったと考えられるものはなかった。また、地下水位が高く、地震の繰返しせん断による土の強度低下が問題となったと思わ

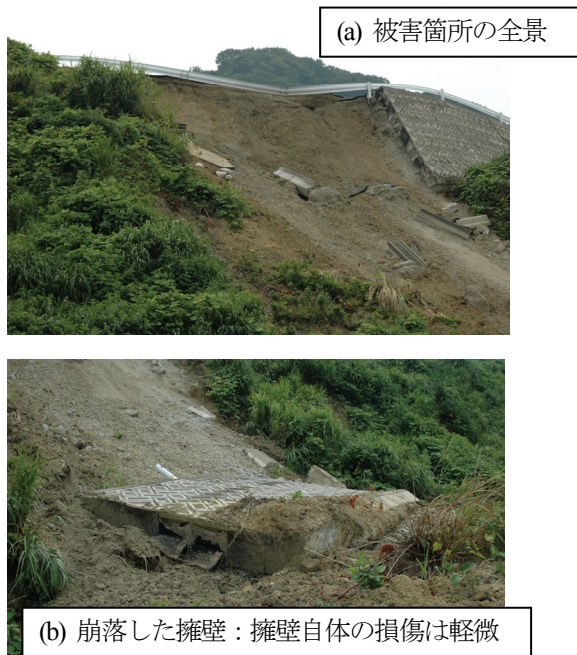


図-3 「イ」地点における擁壁の被害

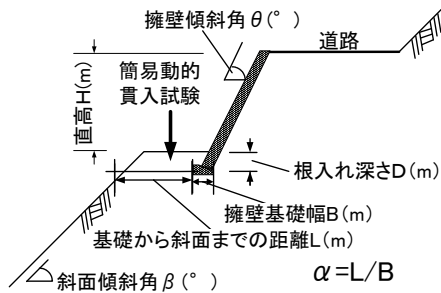


図-4 被害調査での測定項目

れる地点も含まれていない。

調査項目は、図-4に示す擁壁の直高、擁壁傾斜角、斜面肩余裕幅比 α （=擁壁基礎から斜面までの水平距離/基礎幅）、斜面傾斜角、根入深さ、擁壁天端の変位量等の変状である。また擁壁のつま先部で基礎地盤の簡易動的貫入試験⁹⁾を行い N_d 値を計測するとともに不攪乱試料または攪乱試料を採取した。図-3に示したような完全に崩落した擁壁については、隣接する崩落せずに残っていた擁壁つま先部にて動的貫入試験と試料採取を行った。

調査結果の一覧を表-1に示す。これら21地点の擁壁の構造形式は、いずれもブロック積擁壁である。これは、中山間部の道路盛土擁壁のほとんどがブロック積み擁壁であるためである²⁾。調査した擁壁のうち、擁壁の天端沈下量が20cm以上の大きな変位を生じたものは8カ所、20cm未満の比較的軽微な変位量のものが7カ所、無被害のものが6カ所である。調査した擁壁の直高は1.9mから6.3mまであり、擁壁傾斜角はほとんどのものが標準設計断面とほぼ同じ $60^\circ \sim 63^\circ$ のものであった。

試料のサンプリングでは、できるだけ不攪乱試料の採取を試み、擁壁基礎つま先部近傍の原地盤の土をブロックサンプリングによって採取した。併せてサンプリング地点から40cm程度の地点において採取試料の N_d 値を確認するために簡易動的貫入試験を行った。表-1に示した原地盤平均 N_d 値は、基礎地盤内の支持力破壊領域の大きさを考慮し、基礎底面から基礎幅に等しい55cmの深さまでの N_d 値を平均したものである。採取した不攪乱試料は現地でパラフィンで固め、固結度の比較的低い試料に対しては凍結して運搬した。また、砂質土や礫質土で不攪乱での採取が困難であったものは、攪乱試料を採取した。

(2) 室内試験

サンプリングした不攪乱試料は、実験室にて整形し三軸CD試験に供した。攪乱試料は、モールドに試料を入れ、表面に採取地点での土被り圧に相当する上載圧を与えて簡易動的貫入試験を行い、原地盤平均 N_d 値とほぼ等しくなるときの密度を求め、その密度で供試体を作成してCD試験を行った。試料は何れも飽和度が60%以下と比較的低い不飽和状態であったため、原位置での含水比のまま排水試験を行った。拘束圧は、基礎根入れ部の土被り圧から擁壁自重による基礎接地圧程度までを考慮し、10kPa、50kPaとした。表-1に三軸CD試験で得られた c_u 、 q_u と、工学分類に従った土質分類名を、図-5に試料の粒径加積曲線を示す。表中には同じ強度定数(例えばBとF-1)としている地点があるが、これらの地点は近接しており、かつ基礎直下地盤の N_d 値が概ね等しいことにより同じ強度定数としたものである。また、B、C、F-1地点では q_u を0としているが、そこでの試料は固結した粘性土であり、粘着力に比べ試験での拘束圧の変化が小さいために、精度良く q_u を評価できなかったためにゼロとして示した。

3. 地震時安定性評価

(1) 支持力安全率の計算法

a) 擁壁に作用する荷重の算定

浅い基礎の支持力は、基礎に作用する荷重の偏心量と傾斜角に依存するので、地震時に擁壁基礎に作用する鉛直荷重、水平荷重、およびモーメント荷重を算定する。地震時に擁壁に作用する力は、図-6に示す擁壁の自重 W 、背面土の土圧合力 P_d 、擁壁に作用する慣性力 $k_h \cdot W$ の荷重と基礎底面に作用する地盤反力である。水平震度 k_h を与えれば、基礎に作用する鉛直荷重、水平荷重、モーメント荷重が求まり、荷重の傾斜角と偏心量が得られる。

表-1 現地調査及び室内試験結果一覧

(a) 新潟県中越地震による被害調査地点															
震度	地点	直高H (m)	擁壁傾斜角 θ(°)	斜面肩余裕幅 a	斜面傾斜角 β(°)	根入れ深さ D(m)	擁壁天端変位量 水平 (cm)	鉛直 (cm)	原地盤平均 N _d 値	採取深度の N _d 値	採取試験料	土質	細粒分含有率 F _c (%)	三軸試験結果 c _d (kPa)	φ _d (°)
6強	B	4.4	62	5.5	25	0.6	30	10	9	6	不攪乱	砂質シルト	50.0	459	0
	C	4.9	62	3.6	25	1.4	15	10	19	17	不攪乱	砂質シルト	80.0	748	0
	D-1	4.4	62	2.9	20	0.8	110	270	4	3	不攪乱	砂質シルト	56.9	55	18
	D-2	4.4	62	2.2	20	0.7	60	120	2	3	不攪乱	砂質シルト	56.9	55	18
	F-1	5.3	62	3.6	25	1.5	20	20	5	6	不攪乱	砂質シルト	50.0	459	0
	F-2	5.3	62	2.1	30	1.5	(5m以上崩落)		2	3	不攪乱	砂質シルト	56.9	55	18
	P-1	4.1	63	2.5	25	1.0	(20m以上崩落)		3	3	不攪乱	砂質シルト	67.7	12	35
	P-2	4.2	63	4.2	25	1.8	0	0	7	3	不攪乱	砂質シルト	67.7	12	35
S	6.3	50	3.1	30	1.4	30	15	13	17	不攪乱	粘性土まじり砂	14.8	6	39	
6弱	e	3.7	69	3.5	22	1.5	3	8	4	5	攪乱	粘性土まじり砂質礫	6.9	1	40
	h-1	4.0	61	1.8	79	1.0	35	80	12	4	不攪乱	礫まじり砂質シルト	50.0	31	23
	h-2	3.5	66	1.6	27	0.8	15	20	2	4	不攪乱	礫まじり砂質シルト	50.0	31	23
(b) 新潟県中越沖地震による被害調査地点															
震度	地点	直高H (m)	擁壁傾斜角 θ(°)	斜面肩余裕幅 a	斜面傾斜角 β(°)	根入れ深さ D(m)	擁壁天端変位量 水平 (cm)	鉛直 (cm)	原地盤平均 N _d 値	採取深度の N _d 値	採取状態	土質	細粒分含有率 F _c (%)	三軸試験結果 c _d (kPa)	φ _d (°)
6強	ケ	4.3	62	3.4	35	1.0	0	0	26	26	攪乱	礫まじり粘性土質砂	28.8	10	45
	ア-1	1.9	60	1.8	30	1.0	10	8	12	4	攪乱	礫まじり粘性土質砂	20.0	11	35
	ア-2	1.9	60	1.6	30	0.8	10	8	4	4	攪乱	礫まじり粘性土質砂	20.0	11	35
6弱	イ	4.7	60	3.1	35	0.4	(10m以上崩落)		4	4	攪乱	粘性土質礫質砂	16.0	13	36
	ウ	3.3	60	3.6	25	1.3	0	18	12	12	攪乱	粘性土まじり砂	11.9	19	31
	オ	3.1	60	3.4	25	1.2	0	0	2	2	攪乱	礫まじり粘性土質砂	30.3	17	38
	カ	3.2	60	4.0	30	0.9	0	0	5	6	不攪乱	粘性土質砂	28.6	6	41
	キ	3.9	61	0.9	45	1.4	0	0	20			砂質シルト	53.1	—	—
	ク	3.9	62	0.9	45	1.3	0	0	30	24	攪乱	粘性土質礫質砂	34.1	47	29

擁壁背面に作用する土圧はクーロン主動土圧とし、盛土材料は道路土工指針⁹⁾に従ってφ=35°、c=0、壁面摩擦角は2φ/3とした。このように盛土の条件を一定としたのは、盛土が一定の施工管理の下に構築された人工構造物であり、地点毎の強度の差は自然地盤である基礎地盤に比して小さいと考えられること、後述する安全率の評価に及ぼす主動土圧の影響は支持力に比べて小さいこと、による。

b) 擁壁基礎の支持力の算定

支持力の算定では、通常の水平地盤の支持力に加えて、荷重の傾斜・偏心、および斜面の影響を考慮しなければならない。a) で求めた荷重Fの傾斜角と偏心量のもとでの水平地盤の支持力R'が次式で計算できる。

$$R' = \left(c N_c + \frac{1}{2} \gamma B_e N_\gamma + \gamma D_f N_q \right) B_e \mu \quad (1)$$

ここで、B_eは荷重の偏心により減じた有効基礎幅、γは地盤の単位体積重量（ここでは18kN/m³とした）、D_fは根入れ深さ、N_c、N_γ、N_qは荷重の傾斜を考慮した支持力係数である。擁壁前面には、何れの地点においても数10cmから1.2m程度の根入れがあるが、この部分の土のN_dはほとんどの地点で2以下と軟らかいので、擁壁前面の受働土圧抵抗は考慮せず、この土の自重による上乗荷重の支持力への寄与のみ考慮した。

斜面による鉛直支持力の低減については、日下部¹⁰⁾により図表として与えられている低減係数μを乗じて支持力Rを求めた。

$$R = R' \mu \quad (2)$$

このような斜面の影響と荷重の傾斜・偏心の影響を重

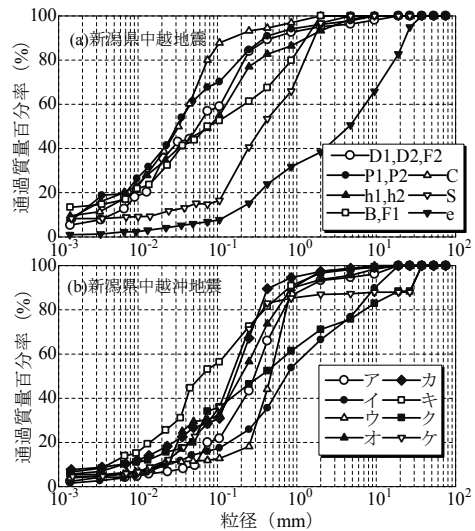


図-5 採取した試料の粒径加積曲線

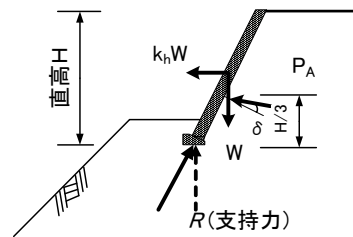


図-6 擁壁に作用する力

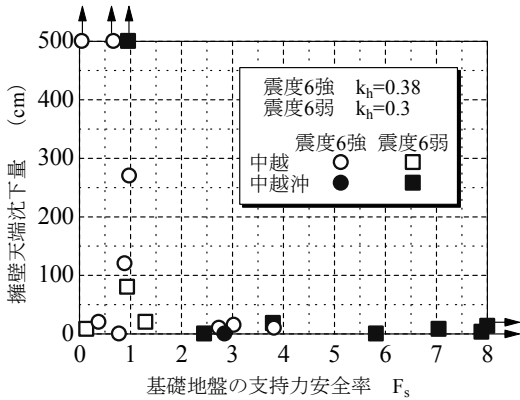


図-7 天端沈下量と支持力安全率の関係

ね合わせることの妥当性は必ずしも明らかになっておらず、その詳細な検討は今後の課題である。

以上のように算出した鉛直荷重と支持力の比より、支持力安全率 F_s を求めた。なお、支持力計算法の詳細については文献¹⁾を参照されたい。

(2) 安定性評価結果と考察

室内試験での強度定数を用いて今回の全調査地点の擁壁について安全率を計算した。調査した擁壁を震度 6 強域と震度 6 弱域の擁壁に分け、それぞれの被害擁壁の安全率の最大が 1.0 となるように k_h を決めて計算を行った。ただし、本研究では擁壁天端の鉛直変位量（以後、天端沈下量とする）が 20cm を超えるものを被害擁壁とした。天端沈下量と安全率の関係を図-7 に示す。耐震点検法として用いるためには、安全側の判定となることが工学的に重要であり、そのためには全ての被害擁壁を安全率 1 以下と判定し、かつ無被害擁壁の出来るだけ多くを安全率 1 以上と判定することが望ましい。図-7 では、震度 6 強、6 弱の区域の何れについても、全ての擁壁が安全率 1 以下に、ほとんど全ての擁壁が安全率 1 以上にプロットされており、ここで用いた支持力安全率計算法によって地震時安定性を評価できることが確認できる。

図-7 の計算で用いた k_h の値は、震度 6 強の区域については $k_h=0.38$ 、震度 6 弱の区域については $k_h=0.30$ となった。これらの k_h は計算モデル（ここでは支持力破壊モデル）や計算の仮定（支持力算定や土圧算定における仮定）に強く依存するものであり、他の構造物や安定計算法にそのまま適用できるものではない。また、図-7 には安全率が 1 以下ながら無被害である擁壁が存在するが、これは上述の計算モデルや仮定が全ての擁壁に対して必ずしも妥当ではないことを示しているが、本計算法はこの問題点を含めた上で全ての被害擁壁を安全率 1 以下と判定するように k_h を大きめに設定したと解釈することも出来る。

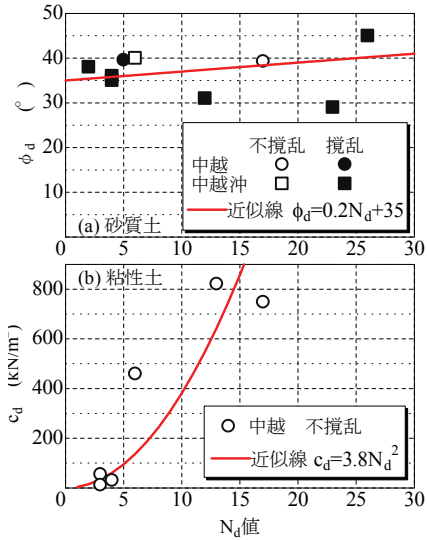


図-8 三軸試験から求めた c , ϕ と N_d 値の関係

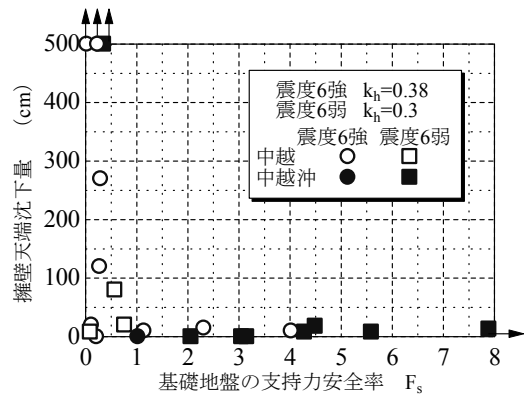


図-9 N_d 値から推定した強度定数を用いた場合の天端沈下量と支持力安全率の関係

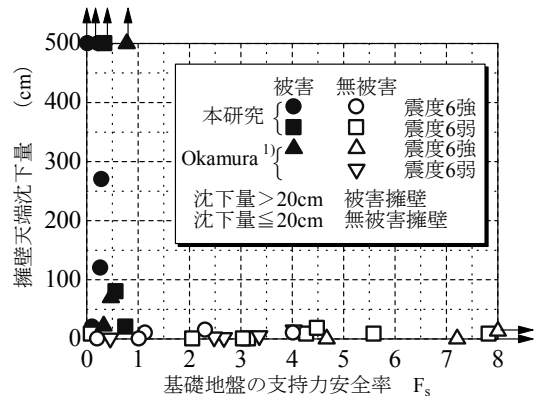


図-10 N_d 値から推定した強度定数を用いた場合の天端沈下量と支持力安全率の関係

4. 簡易耐震点検法

道路延長に沿って建設されている多数の擁壁の耐震点検を行うためには、より簡便な擁壁の耐震性判定法が必要である。すなわち、不攪乱試料のサンプリングや室内

試験によらず、強度定数を簡便に推定できれば、上述の安全率計算方法で擁壁の耐震性が評価できる。そこで、本研究では簡易動的貫入試験の N_d 値より土の強度定数を推定し、擁壁の耐震性評価を行う方法を検討した。図-8 はサンプリング試料を、細粒分含有率 50%を境に粘性土と砂質土に分類し、粘性土では室内試験での c_d を、砂質土では ϕ_d を N_d 値に対してプロットしたものである。これらの点を近似したものが実線である。ここで ϕ_d と N_d の関係については、地表から約 1m 以浅の土被り圧の非常に小さな試験結果であるため、 N_d 値が 5 以下でも 35° 以上の摩擦角としている。 N_d 値がゼロに漸近するところでは ϕ_d は図中の近似線よりも小さくなるものと考えられるが、本研究の安定性評価法では、 ϕ_d が 38° 以下の砂質地盤 ($c_d=0$) では深度 6 弱でも安全率が 1 以下となるので、 $N_d=0$ 付近で ϕ_d を小さくすることはせず、図中に示した近似線を用いて基礎底面から基礎幅の深度における N_d 値の平均値より c あるいは ϕ を推定し、常時土圧を用いて支持力安全率を算出した。ただし、粘土地盤では $\phi=0$ 、砂地盤では $c=0$ である。得られた支持力安全率と擁壁天端の沈下量の関係が図-9 である。図-7 と比較すると、全体的に安全率が減少し、無被害ながら安全率が 1 以下となる擁壁の数が増加しているが、被害擁壁は全て安全率が 1 以下となっており、危険箇所を抽出する手法としては適切であると言える。本研究で調査した擁壁に加え、既往の調査結果¹⁾を併せてプロットしたものが、図-10 である。これは Okamura らが行った調査の内の基礎地盤の土質が明かな 13 擁壁 (震度 6 強域では小千谷市、旧山古志村、川口町の 6 地点、震度 6 弱域では、十日町市、長岡市の 7 地点) であり、擁壁の構造形式は 1 地点が重力式擁壁、残りがブロック積擁壁である。全ての被害擁壁が $F_s < 1$ となっており、またほとんどの無被害擁壁が $F_s > 1$ にプロットされている。これより、本法によって既存擁壁の耐震安定性が適切に評価できることがわかる。なお、図-8 に示した N_d 値と強度定数の関係は、他の地域の土質に対して適用性が確認されたものではないことには注意が必要である。

5. まとめ

本研究では、最近の地震による被災地域に於いて直高が 1.9m~6.3m のブロック積み擁壁の被害調査と現地で採取した試料の室内試験を行った。荷重の偏心と傾斜、および斜面の影響を考慮した支持力安全率が、擁壁の被害と無被害を判別する良い指標であることを確認すると共に、慣性力算定用の震度として 0.38 (気象庁震度 6 強)、0.30 (同 6 弱) が適当であることを明らかにした。また、1カ所の調査が 30 分程度で行うことが出来る簡易動的貫入試験結果から地盤の強度定数を推定し、これにより耐震性を評価できることを示した。

参考文献

- 1) Okamura, M. : A simple method for evaluating seismic failure potential of retaining walls on slopes, *Structural Engineering/ Earthquake Engineering*, Vol. 24, No. 1, pp. 31-37, 2007.
- 2) 建設省土木研究所 : 建設省土木構造物標準設計・第 2 巻擁壁類, 2000.
- 3) 田本修一, 岡村未対, 松尾修 : 河川堤防の地震時安定性評価に対する円弧滑り計算法の適用性について, 第 25 回地震工学研究発表会, Vol. 1, pp. 385-388, 1999.
- 4) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹 : 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港研報告, Vol. 14, No. 4, pp. 67-111, 1975.
- 5) 古関潤一, 龍岡文夫, 館山勝 : 兵庫県南部地震で被災した鉄道擁壁の逆解析, 生産研究, Vol. 48, No. 11, 1996.
- 6) 気象庁 : 推計震度分布図, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/event.html
- 7) 気象庁 : 推計震度分布図, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007_07_16_chuetu-oki/data.html
- 8) 地盤工学会 : 地盤調査の方法と解説, 地盤工学会, 2004.
- 9) 日本道路協会 : 道路土工 擁壁工指針, 1999.
- 10) 日下部治 : 斜面上直接基礎の支持力評価に関する計算, 土と基礎, Vol. 33, No. 2, pp. 7-12, 1985.

(2008. 4. 24 受付)

A SIMPLE METHOD TO ASSESS SEISMIC STABILITY OF MASONRY WALLS RETAINING ROAD EMBANKMENT IN MOUNTANEOUS AREA

Mitsu OKAMURA and Shinya SHIGEMATSU

Bearing capacity failure of road retaining walls, of which foundation soil condition is not taken into account in the design practice, often results in the severe damage to road embankment during an earthquake. This paper proposes a simple method to assess seismic stability of existing masonry retaining walls. The seismic coefficient invoked in the method is derived based on case histories of damaged and non-damaged walls. It is shown that bearing capacity estimated based on blow count of the in-situ portable dynamic cone is an effective index to sort out seismically unstable walls from existing walls.