

南海地震に備えた擁壁設計

—新潟県中越地震を教訓にして—

(株) 第一コンサルタンツ
右城 猛(建設/総合技術監理)



1. まえがき

2004年10月23日、小千谷市を震源とするマグニチュード6.8の地震が発生した。地震規模は大きくなかったが、川口町で震度7、小千谷市、山古志村、小国町で震度6強を記録するなど中越地方は強い地震動に見舞われた。

著者は11月6日から9日にかけて、長岡市、小千谷市、川口町の被災状況を調査してきた。

本稿では、擁壁の被災状況について述べると共に、擁壁の耐震設計の問題点、中越地震の教訓を踏まえ南海地震に備えた擁壁設計の今後のあり方について論じる。

2. 擁壁の被災状況

(1) プレキャストL型擁壁

関越自動車道の長岡JCから堀之内ICに至る盛土区間の道路構造は、図1のようになっている。道路盛土と側道との境界部に施工されていた高さ1.5mのプレキャストL型擁壁が、写真1、写真2に示すように被災した。一般道路や宅地においても随所でプレキャストL型擁壁の倒壊が見られた。写真3、4は小千谷市若葉団地内での被災状況である。いずれも、たて壁が、付け根のハンチの上で折れていた。

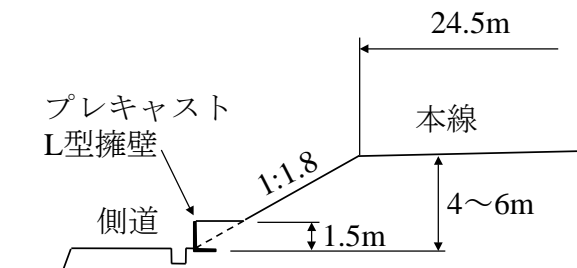


図1 関越自動車道の標準断面

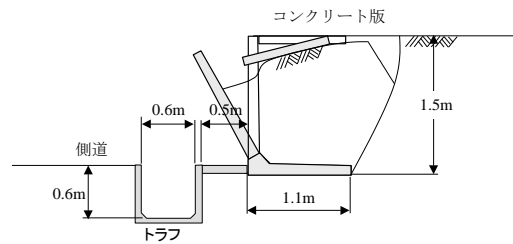


写真1 関越自動車道のL型擁壁(山谷PA付近)

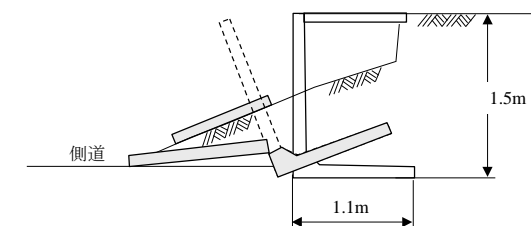


写真2 関越自動車道のL型擁壁(小千谷IC付近)



写真 3 小千谷市若葉団地内の道路の L 型擁壁



写真 4 小千谷市若葉団地内の宅地の L 型擁壁

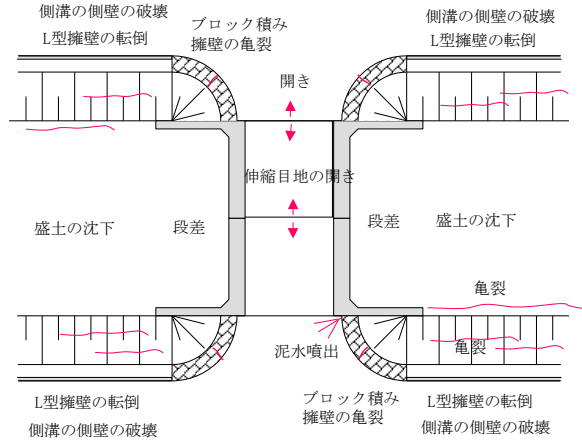


図 2 ボックスカルバート周辺の変状



写真 5 関越自動車道のブロック積み擁壁

(2) 間知ブロック積み擁壁

関越自動車道には、随所に横断用のボックスカルバートが設置されている。図 2 に示すようにカルバートを盛土が巻き込む箇所に、間知ブロック積み擁壁が施工されている。その箇所では、全てのブロック積み擁壁に、写真 5 に示すような何らかの損傷が認められた。最も多かったのは、鉛直クラックであった。間知ブロックが剥離して、飛び出したものも見られた。

関越自動車道の越後川口 IC 近くの国道 117 号では、ブロック積み擁壁とその前の水路を含む道路盛土が円弧すべりを生じ、写真 6 のような状況であった。すべり面は歩道と車道の境界部から発生していた。円弧すべりの回転角は、水路の傾斜から約 15 度と推定された。

写真 7 は長岡市高町の長岡市立柿が丘学園の脇の切土部擁壁である。二段に積まれた下段のブロック積み擁壁が、前方へ約 3 度回転していた。注目すべきは擁壁のみが前方へ回転し、すべり面が見られないことである。

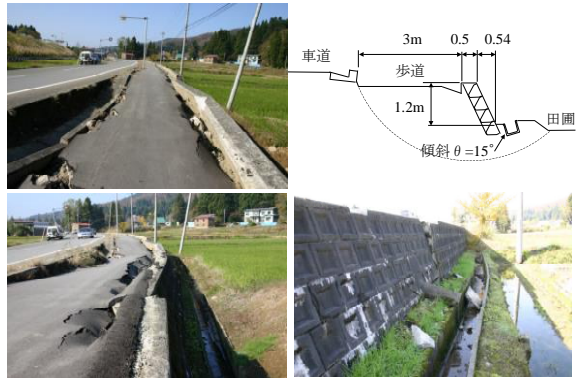


写真 6 国道 117 号越後川口 IC 付近のブロック積み

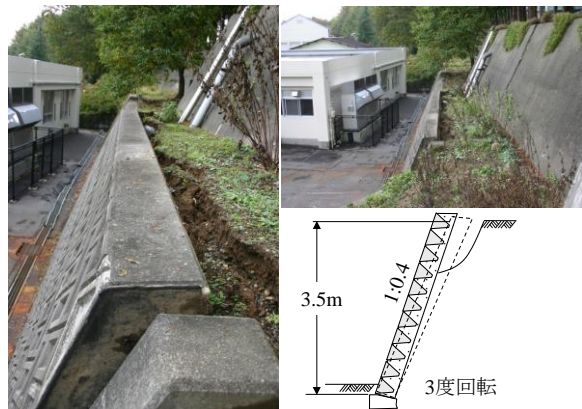


写真 7 長岡市高町の切土部のブロック積み擁壁

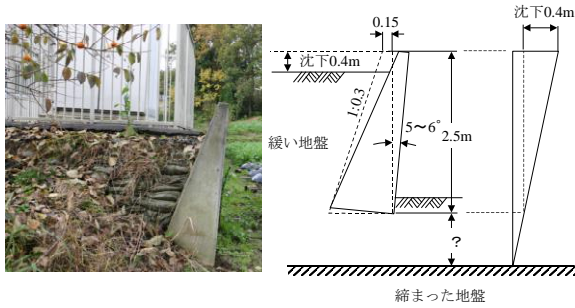


写真 8 長岡市高町重力式擁壁の回転変位



写真 9 重力式擁壁の水平継ぎ目の滑り出し

(3) 重力式擁壁

長岡市高町は、山頂部を切土して造成された宅地で、震源から方位角 18.7° の方向に 14km 離れているが、斜面崩壊や住宅被害が大きかった。団地の下の「かきのみ園」の敷地の重力式擁壁は、写真 8 に見られるように擁壁が $5\sim 6^\circ$ 回転し、擁壁天端と背後の地盤に約 40cm の段差を生じていた。

盛土は地震動で締固められて沈下するが、擁壁は変形しない。盛土高 2.5m の間で 40cm の沈下を生じ、それによって段差が表れたものと考えられる。地盤全体ではさらに大きな沈下があったものと推測される。

写真 9 は、写真 8 に示した擁壁の近傍で見掛けたものである。コンクリートの水平打継目で、その上の擁壁がすべり出していた。施工時にレイタンスの除去が不十分であると付着力が期待できない。摩擦係数は $0.6\sim 0.8$ と考えられるので、 $600\sim 800$ ガル以上の水平加速度を受ければすべり出すことになる。打継目に用心鉄筋を入れておけばこのような被害は免れることができるが、すべりによって地震エネルギーを吸収したため、転倒を免れたともいえる。

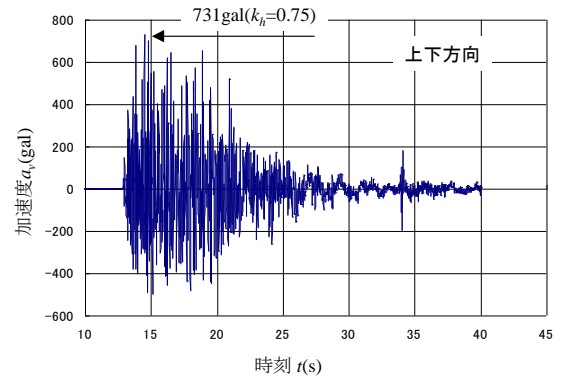
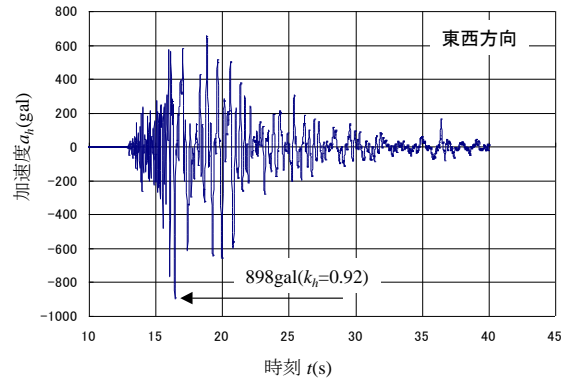


図3 新潟県中越地震の加速度波形(気象庁, 小千谷市)

3. 擁壁工指針の耐震設計法の検証

(1) 擁壁工指針の耐震設計法

擁壁工指針では、地震時における擁壁の安定性を震度法に基づいて照査することになっている。震度法とは、構造物に地震慣性力が静的に作用するものと見なして計算する手法である。地震による水平方向の慣性力 H は式(1)で、水平震度 k_h は式(2)で表される。

$$H = k_h W \quad (1)$$

$$k_h = \frac{a_h}{g} \quad (2)$$

ここに、 W は構造物の重量、 a_h は水平方向の加速度、 g は重力加速度である。

地震による加速度の大きさと作用方向は一定でない。図 3 は、中越地震の際に小千谷市に設置されていた気象庁の強震計がとらえた加速度波形である。加速度はこのように時々刻々と変化する。設計に用いる水平震度として、どの時点の加速度を採用すべきかが問題になる。

擁壁工指針では、最大加速度から求められる震度を用いるのではなく、過去の経験を踏まえ

表 1 擁壁工指針による擁壁の照査結果

		L型擁壁	重力式擁壁	ブロック積み擁壁
断面形状				
常時	転倒の安定性	Fs=5.0>1.5 OK	Fs=1.1<1.5 NG	Fs=1.1<1.5 NG
	転倒の安全率	e=0.12m<0.18m OK	e=0.4m>0.15m NG	e=0.08m>0.06m NG
	滑動の安全率	Fs=2.77>1.5 OK	Fs=1.31<1.5 NG	Fs=0.9<1.5 NG
地震時	転倒の安定性	Fs=2.84>1.2 OK	Fs=0.76<1.2 NG	Fs=0.54<1.2 NG
	転倒の安全率	e=0.17m<0.37m OK	e=0.59m>0.20m NG	e=0.9m>0.12m NG
	滑動の安全率	Fs=1.7>1.2 OK	Fs=0.89>1.2 NG	Fs=0.46>1.2 NG
応力	コンクリート	$\sigma_c=3.1<12\text{N/mm}^2$ OK		
	鉄筋	$\sigma_s=94<270\text{N/mm}^2$ OK		

表 2 標準設計水平震度 k_{h0} (道路土工—擁壁工指針)

地盤種別 (地盤の特性値)	I 種地盤 ($T_G<0.2$)	II 種地盤 ($0.2\leq T_G<0.6$)	III 種地盤 ($0.6\leq T_G$)
中規模地震対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震対応	0.16	0.20	0.24

実態に即した震度を設計に用いるものとし、式 (3) および表 2 によって設計水平震度を決定するものとしている。鉛直方向の加速度は無視するものとしている。

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} \quad (3)$$

ここに、 k_{h0} は標準水平震度であり、地震の規模と地盤種別に応じて表 2 の値を採用することになっている。 C_z は地域別補正係数で、高知県の場合には 0.85 (B 区分) である。

なお、擁壁工指針では「クーロン式で求められる常時土圧は地震時の土圧増分を含んでいる。常時土圧でキチッと設計された擁壁は強い地震動にも耐えることができる」という経験則から、高さ 8m 程度以下の一般的な擁壁については地震時の照査は不要としている。

(2) 被害擁壁の解析

今回の地震で倒壊した関越自動車道のプレキャスト L 型擁壁、回転変位が見られた長岡市高町の重力式擁壁およびブロック積み擁壁を対象に、擁壁工指針に基づいて安定計算および

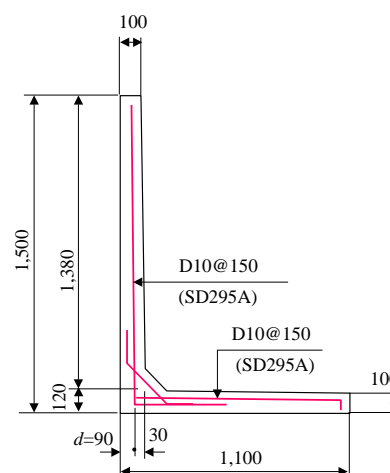


図 4 プレキャスト L 型擁壁の推定断面

び応力計算を行った。

計算条件は、裏込め土の単位体積重量を $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、底面の摩擦係数 $\mu=0.6$ 、設計水平震度 $k_h=0.14$ とした。設計水平震度 $k_h=0.14$ は擁壁工指針で規定されている大規模地震、I 種地盤、B 地域の条件に該当する。

照査結果を表 1 に示す。L 型擁壁は、剛体的安定性およびたて壁の応力度共に余裕がある結果となった。しかし、実際にはたて壁が付け根で折れている。

高町の重力式擁壁とブロック積み擁壁の転倒と滑動の安全率は、地震時に 1.0 を下回った。

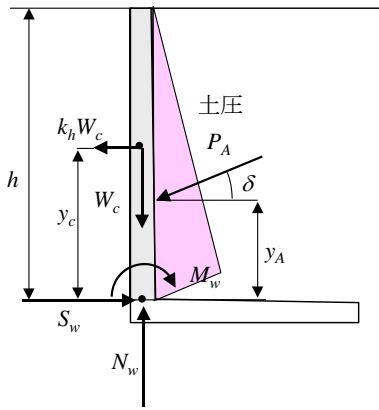


図 5 たて壁の断面力の算定法

これは不安定という判定になるが、重力式擁壁は $5\sim 6^\circ$ 、ブロック積み擁壁は 3° 回転しただけで安定を保った。

地震動によって擁壁が受けるダメージは、単に加速度の大きさだけで決まるものではない。加速度波の周期や地震動の継続時間にも影響される。

中越地震による加速度は、図3に示したように東西方向の最大加速度は898ガルと非常に大きい。しかし、周期は約0.4秒と短い。地震動の継続時間も短い。これが、震度法による転倒の安全率が1を下回っていても高町の重力式擁壁とブロック積み擁壁が転倒に至らなかった理由と考えられる。

(3) L型擁壁のたて壁が破壊した原因

被災したプレキャストL型擁壁の断面は、図4のように推定される。コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 と推定される。これらの推定値を用いて、式(4)でたて壁の終局曲げモーメントを算定すると $M_u=12.1\text{kNm/m}$ となる。

$$M_u = A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{A_s \sigma_{sy}}{1.7 \sigma_{ck} b} \right) \quad (4)$$

たて壁の付け根に作用する曲げモーメントは式(5)で求められる。

$$M_w = k_h W_c y_c + P_A \cos \delta \cdot y_A \quad (5)$$

主働土圧の算定には物部・岡部法と古閑らによって提案されている修正物部・岡部法がある。擁壁工指針では物部・岡部法を、道路橋示方書では修正物部・岡部法を採用している。

物部・岡部法による土圧は、式(6)～式(9)

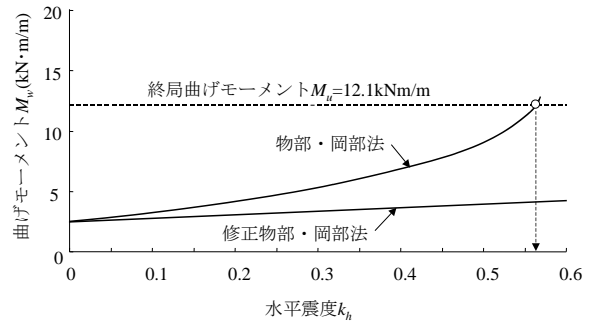


図 6 たて壁の曲げモーメントと水平震度の関係

で計算することができる。修正物部・岡部法については後述する。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \quad (6)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta_0 + \delta)} \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta_0 + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^{-2} \quad (7)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} k_h \quad (8)$$

$$\delta = \frac{\phi}{2} \quad (9)$$

ここに、 γ は土の単位体積重量、 h はたて壁の高さ、 K_A は地震時主働土圧係数、 ϕ は土の内部摩擦角、 α は壁面の傾斜角、 β は盛土の傾斜角、 θ_0 は地震合成角、 δ は壁面傾斜角である。

物部・岡部法と修正物部・岡部法を適用し、たて壁付け根の曲げモーメントを求めると図7のようになる。水平震度 $k_h=0.14$ では、いずれを用いても終局曲げモーメントに達しない。終局曲げモーメントに達するのは、物部・岡部法を使用した場合は $k_h=0.564$ (550ガル)である。修正物部・岡部法を適用した場合には、 $k_h=3.28$ (3,210ガル)にならないと終局曲げモーメントに達しない。

擁壁工指針や道路橋示方書に示されている現行の設計法では、たて壁の破壊を説明することができない。擁壁と地盤の固有周期が相違した影響で、擁壁と背面盛土地盤が衝突し、衝撃力によるモーメントでたて壁が破壊したこと

が考えられる。

$$\dot{\theta}_i = \dot{\theta}_{i-1} + \frac{\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i-1}}{2}(t_i - t_{i-1}) \geq 0 \quad (12)$$

4. 擁壁の動的応答解析

(1) 運動方程式

擁壁の剛体的な安定問題には滑動，転倒，支持力問題がある。擁壁工指針に基づいて剛体的な安定性を照査すると，ブロック積み擁壁やもたれ式擁壁では，転倒の安全率よりも滑動の安全率が小さくなる。中越地震では，山岳部の斜面上に造られた擁壁で支持力破壊が見られた以外は転倒であり，滑動現象は見られなかった。

そこで，擁壁のつま先を中心に剛体的に回転する場合の解析法を示す。

ある任意の時刻(t_i)における擁壁の角加速度

$\ddot{\theta}_i$ は式(10)で表される。

$$\ddot{\theta}_i = \frac{1}{I_o} \left\{ ma_{hi}r_G \sin(\varepsilon + \theta_i) - m(g - a_{vi})r_G \cos(\varepsilon + \theta_i) + P_{EH_i}y_{Ai} - P_{EV_i}x_{Ai} \right\} \quad (10)$$

ここに， I_o はつま先に関する擁壁の慣性モーメント， m は擁壁の質量， r_G は擁壁の図心からつま先までの距離， ε は擁壁重心とつま先を結ぶ線と底面とが成す角， θ_i は任意時刻の擁壁の回転角， a_{hi} ， a_{vi} は任意時刻における地震の水平方向と鉛直方向加速度， g は重力加速度， P_{Avi} ， P_{Ahi} は任意時刻における土圧の鉛直成分と水平成分， x_{Ai} ， y_{Ai} は任意時刻における土圧の作用位置からつま先までの水平距離と鉛直距離である。

式(10)は左辺と右辺に変数 θ_i を含んだ陰関数になっているが，計算上の時間刻み $\Delta t = t_i - t_{i-1}$ を小さくすれば $\theta_i \doteq \theta_{i-1}$ と見なすことができるので，式(10)は式(11)のように陽関数として表すことができる。

$$\ddot{\theta}_i = \frac{1}{I_o} \left\{ ma_{hi}r_G \sin(\varepsilon + \theta_{i-1}) - m(g - a_{vi})r_G \cos(\varepsilon + \theta_{i-1}) + P_{EH_i}y_{Ai} - P_{EV_i}x_{Ai} \right\} \quad (11)$$

任意時刻における角速度 $\dot{\theta}_i$ は式(11)を数値積分して求めることができ，式(12)で表される。

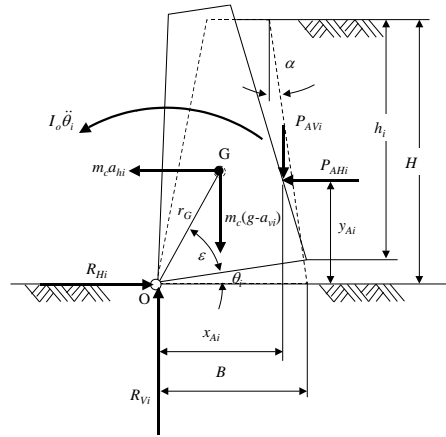


図 7 擁壁の回転運動

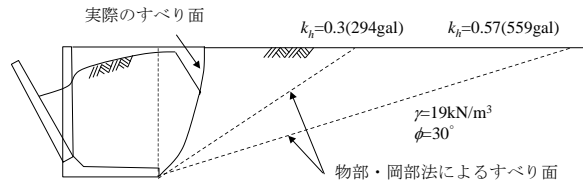


図 8 地震時の主働すべり面

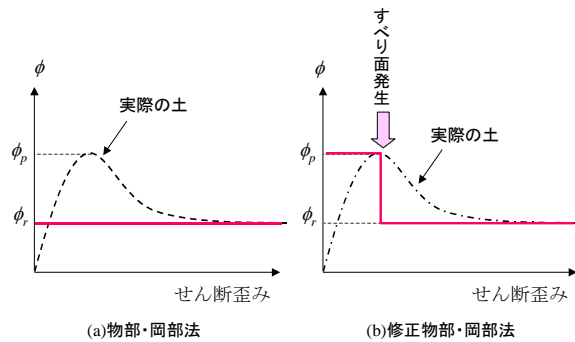


図 9 せん断歪みと内部摩擦角の関係

任意時刻における回転角 θ_i は式(12)を数値積分して求めることができ，式(13)で表される。

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \frac{\dot{\theta}_i + \dot{\theta}_{i-1}}{2}(t_i - t_{i-1}) \quad (13)$$

(2) 修正物部岡部法による地震時土圧

擁壁工指針では地震時土圧の算定にクーロンの土圧理論を拡張した物部・岡部法が用いられているが，物部・岡部法が適用できるのは $k_h < \tan \phi$ の場合である。土の内部摩擦角が $\phi = 30^\circ$ であれば，水平震度が0.57より大きくなると土圧を算定できなくなる。また，物部・岡

部法で算出される主働すべり面は図8のようになり、中越地震で見られたすべり面とはかけ離れたものとなる。

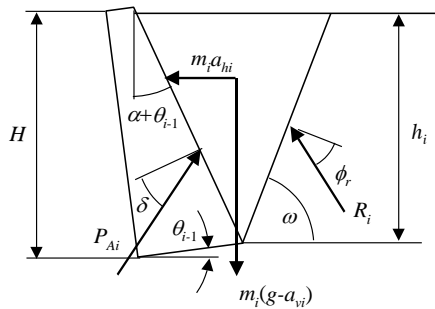


図10 修正物部・岡部法による地震時土圧の計算

この原因は、図9(a)に示すように土のせん断歪みに関係なく内部摩擦角を一定と仮定していることにある。古関らは、図9(b)のようにすべり面が発生するまではピーク強度 ϕ_p が発揮され、ある水平震度ですべり面が発生した後は残留強度 ϕ_r になると仮定した新しい土圧計算法を提案している。この土圧計算法は修正物部・岡部法と呼ばれ、平成14年度に改定された道路橋示方書V耐震設計編に取り入れられている。

すべり面が形成されるときにの水平加速度を a_{h0} 、鉛直加速度を a_{v0} とすると、主働すべり角 ω は式(14)で求められる。

$$\omega = \tan^{-1} \frac{\cos \psi}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \theta_0 + \delta_p) \sin(\phi_p + \delta_p)}{\cos \alpha \sin(\phi_p - \theta_0)} - \sin \psi}} \quad (14)$$

ただし、

$$\psi = \phi_p + \delta_p + \alpha \quad (15)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{a_{h0}}{g - a_{v0}} \quad (16)$$

ここに、 θ_0 はすべり面が形成されるときにの地震合成角、 ϕ_p は内部摩擦角のピーク値、 δ_p は ϕ_p における壁面摩擦角、 α は壁面傾斜角である。

すべり面が形成された後の任意時刻における主働土圧とその作用位置は式(17)～式(21)で求めることができる。添え字 i が付いた記号は、値が経時的に変化する変数であることを意味している。

$$P_{Ai} = m_i \frac{(g - a_{vi}) \sin(\omega - \phi_r) + a_{hi} \cos(\omega - \phi_r)}{\cos(\omega - \phi_r - \alpha - \theta_{i-1} - \delta_r)} \quad (17)$$

$$m_i = \frac{\gamma}{2g} h_i^2 \{ \tan(\alpha + \theta_{i-1}) + \cot \omega \} \quad (18)$$

$$h_i = H - B \sin \theta_{i-1} \quad (19)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{AVi} &= P_{Ai} \sin(\alpha + \theta_{i-1} + \delta_r) \\ P_{AHi} &= P_{Ai} \cos(\alpha + \theta_{i-1} + \delta_r) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$$\left. \begin{aligned} x_{Ai} &= B \cos \theta_{i-1} - \frac{1}{3} h_i \tan(\alpha + \theta_{i-1}) \\ y_{Ai} &= H - \frac{2}{3} h_i \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

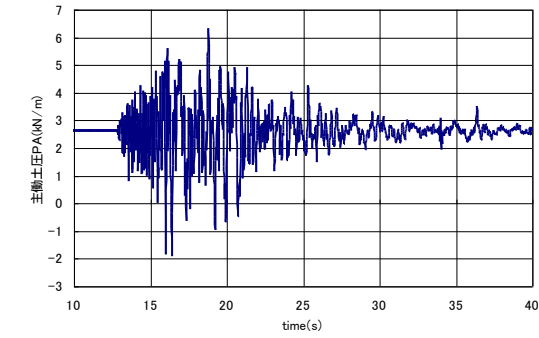
ここに、 P_{Ai} は主働土圧、 m_i はすべり土塊の質量、 α は壁面傾斜角、 h_i は土圧作用高、 δ_r は壁面摩擦角、 g は重力加速度(=9.8m/s²)、 a_{vi} は地震による鉛直方向加速度、 a_{hi} は地震による水平方向加速度、 ω は式(14)で求められるすべり角、 ϕ_r は内部摩擦角の残留値、 θ_{i-1} は時刻 t_{i-1} における擁壁の回転角、 H は擁壁高、 B は底面幅である。

(3) 提案式による剛体的変位の検証

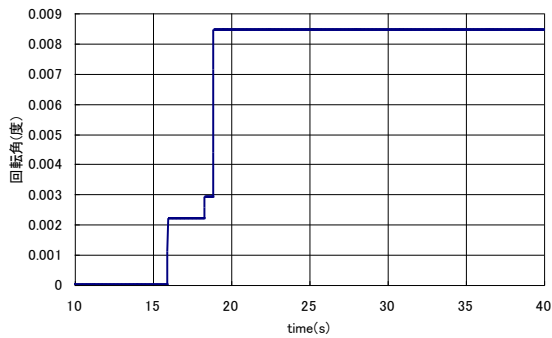
中越地震で被災した関越自動車道のL型擁壁、長岡市高町の重力式擁壁およびブロック積み擁壁について、前述した運動方程式および土圧算定法で地震による回転角を計算した。その結果を図11、図12、図13に示す。

裏込め土の単位体積重量は $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角のピーク強度は $\phi_p=50$ 度、壁面摩擦角は土圧作用面に関係なく $\delta_p=\phi_p/2$ 、 $\delta_r=\phi_r/2$ とした。また、すべり面は常時の段階($a_{v0}=0$ 、 $a_{h0}=0$)で発生するものと仮定した。地震波には図3で示した東西方向成分と上下成分の地震波を用いた。

L型擁壁は残留強度を $\phi_r=30^\circ$ として計算したが、地震後の回転角は 0.008° となった。重力式擁壁は残留強度を $\phi_r=36^\circ$ として計算すると回転角が 5.2° となり実測値と一致する。ブロック積み擁壁は残留強度を $\phi_r=30^\circ$ として計算すると回転角が 3.1° となり実測値と一致する。提案した方法を用いれば、地震による擁壁の回転角を適切に求めることが可能である。

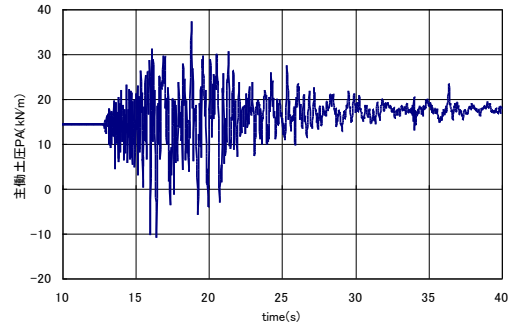


(a)主働土圧

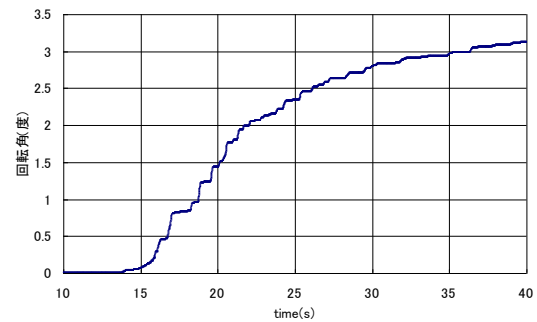


(b)回転角

図 11 L型擁壁の解析結果

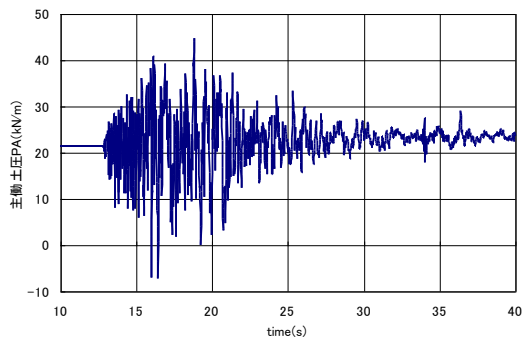


(a)主働土圧

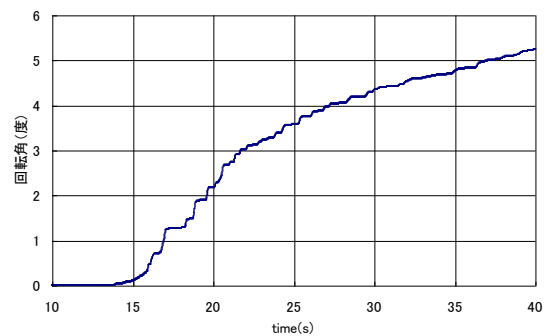


(b)回転角

図 13 ブロック積み擁壁の解析結果



(a)主働土圧



(b)回転角

図 12 重力式擁壁の解析結果

5. 南海地震に備えた擁壁設計

(1) 擁壁の被害形態

中越地震による擁壁の被害は、平地部では剛体的回転変位およびプレキャスト L 型擁壁のたて壁の曲げ破壊が見られたが、山岳部ではブロック積み擁壁で写真 10 に示すような被害が散見された。斜面上の基礎の支持力不足である。同様な地震被害は、1999 年の台湾地震(写真 11)でも発生していた。

南海地震が発生すれば、中越地震と同様な擁壁被害が発生すると考えられる。さらに、沖積平野や海岸埋め立て地などでは、地盤の液状化や流動化に起因する擁壁被害が予想される。これらに対する備えが必要である。

(2) 剛体的転倒に対する照査

中越地震では、小千谷市で東西方向に最大 898 ガルの揺れを受けたが、重力式擁壁やブロック積み擁壁で回転変位が見られたものの、剛体的な回転によって転倒したものはなかった。「常時土圧でキチッと設計しておけば、特に耐震設計を行わなくても安定性を維持できる」と



写真 10 十日町のブロック積み擁壁(岡村未対先生撮影)

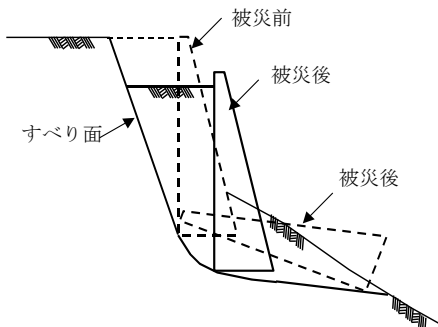


写真 11 台湾地震による草嶺の山岳道路擁壁の破壊

いう経験則の妥当性が実証された。

けれども、南海地震と中越地震とは震動特性が異なる。長周期の地震で、地震動の継続時間が長い。このため、中越地震で得られた知見をそのまま適用することはできない。

擁壁の転倒に対する安定性については、南海地震の模擬地震波を用いて、種々の擁壁タイプについて解析し、どの程度の回転変位を生じるのかを確認しておく必要がある。擁壁が傾斜あ

るいは転倒したとき、道路の機能に及ぼす影響についても評価しておく必要がある。

(3) 斜面上の擁壁

地盤面が傾斜していれば、支持力は平坦地に比べて極端に小さくなる。地震によって慣性力が作用すると支持力はさらに低下する。地盤の傾斜と地震の影響を考慮した支持力式を理論的に導くことは可能であるが、斜面の場合には土質が均質でないこと、すべりは地層の境界面に沿って発生することなどから支持力を適切に算定することは難しい。

重要な路線ですべり破壊が懸念される場合には、斜面上に擁壁を設置することを避け、栈道形式にする等の対策を講じることが望まれる。

(4) たて壁の照査

兵庫県南部地震の際、JR の逆 T 型擁壁のたて壁が曲げ破壊した事例があったが、中越地震では震源地近くに施工されていたプレキャスト L 型擁壁の被害が顕著であった。

擁壁工指針や道路橋示方書に示されている現行の設計法では、たて壁の破壊を説明することができない。擁壁と地盤の固有周期の相違が原因で、たて壁が背面の盛土地盤に衝突して破壊したことが考えられる。

高知県コンクリート製品協同組合では、中小企業庁全国中小企業団体中央会より活路開拓のための助成金を受けて、「南海地震に耐えられるプレキャスト L 型擁壁」を研究開発することになっている。その一環として、平成 17 年度中に、高知県立森林技術センターの振動装置を用いて振動実験を行い、L 型擁壁のたて壁の破壊メカニズムを明らかにする予定である。

6. あとがき

近年、日本国内のみならず世界各地で巨大な地震が多発している。2004 年 12 月 26 日の朝、インドネシアのスマトラ沖で発生した地震による被害は想像を絶するものとなった。レスキューナウ・ドット・ネット によれば、2005 年 6 月時点で確認されている死者・行方不明の数は 22 万 6194 人で、この中には日本人 25 人も

含まれている。被害を大きくした原因は、津波に対する備えを怠ったことにつきて。

歴史的に、高知県は90～150年の周期で南海地震に見舞われている。中央防災会議は、30年後には50%の確率で次の南海地震が発生すると予測している。(株)東建ジオテックの山本武美氏は、地盤に蓄積された歪みエネルギーを計算し、2018～2020年の間に発生すると予測している。いずれにしても、地震の発生が切迫した状況にあるのは間違いない。それまでに悔いを残さないだけの備えをしておかねばならない。

擁壁の倒壊が人的被害をもたらした事例は少ない。しかしながら、擁壁の倒壊で道路が寸断されると、地震発生後の避難や救助活動、震災復旧に大きな支障を及ぼす。南海地震に備えた擁壁の設計、耐震補強が望まれる。

本文は、2005年1月28日に高知城ホールで開催された高知県技術公社主催の「平成16年度土木技術職員研修」のテキストとして執筆した原稿に手を加えたものである。

[参考文献]

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，1999.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2002.
- 3) 渡辺健治，古関潤一，館山勝，小島謙一：地震時擁壁土圧に関する物部岡部式の妥当性の検討，第55回土木学会年次学術講演会，2000.9
- 4) 山本武美：誰でもできる南海地震予測，徳島大学美土利会高知支部総会資料，2005.7
- 5) 気象庁
<http://www.daiichi-c.co.jp/authors/ushiro/index.htm>
- 6) 総務省消防庁
<http://www.daiichi-c.co.jp/authors/ushiro/index.htm>
- 7) レスキューナウ・ドット・ネット
http://rescuenow.cocolog-nifty.com/sumatra_earthquake/