

新潟県中越地震による擁壁被害

高知県技術士会代表幹事
右城 猛(建設 / 総合技術監理)

1. まえがき

今年の10月23日、新潟県中越地方でマグニチュード6.8の地震が発生した。地震規模は大きくなかったが、震源の深さが13kmと浅い直下型地震であったため計測震度7の非常に強い地震動を記録した。地震発生の日前に台風23号の影響で日雨量100mmを超える降雨があり、地盤の飽和度が高かったことが地盤災害を大きくした。

中でも擁壁の被害状況には驚かされた。「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。常時土圧でキチンと設計された擁壁は強い地震動にも耐えられる」というこれまでの経験則が覆された。

筆者は、11月6日～8日の3日間現地調査をしてきた。擁壁の被災状況とその原因、擁壁設計上の問題点で気が付いたことを述べる。

2. 擁壁の被災状況とその原因

2.1 プレキャストコンクリート製L型擁壁

長岡ICから堀之内ICに至る間の関越自動車道は、盛土区間の道路構造が図1のようになっている。道路盛土と側道との間に高さ1.5mのL型擁壁が施工されている。

写真1は長岡ICと小千谷ICの間の山谷PA付近、写真2は小千谷IC付近の状況である。図2、図3に示すようにL型擁壁のほとんどが前方へ回転あるいはたて壁付け根部のハンチの上で折れていた。

一般道路や宅地においても多くの箇所被災していた。写真3は小千谷市若葉団地内の道路擁壁の被災状況である。

擁壁の破壊モードは、転倒(回転)とたて壁の曲げ破壊である。たて壁の曲げ破壊は、擁壁が剛体的に回転運動した後に生じたのか、回転せずに破壊したのか不明である。盛土を

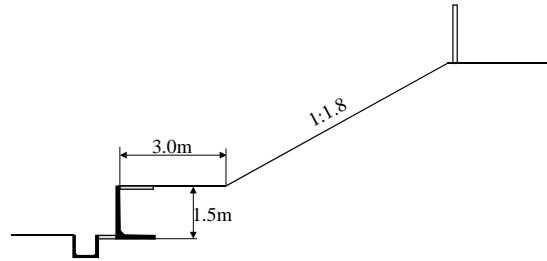


図1 関越自動車道の標準断面



写真1 関越自動車道の土羽止め擁壁



写真2 関越自動車道の土羽止め擁壁



写真3 小千谷市若葉団地内の道路擁壁

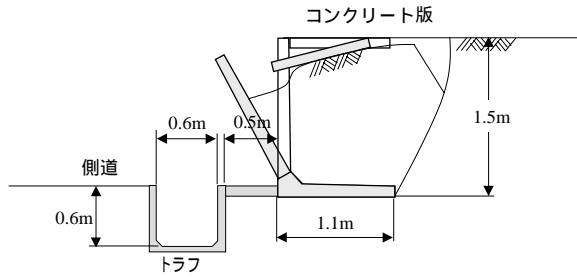


図2 関越自動車道山谷PA付近

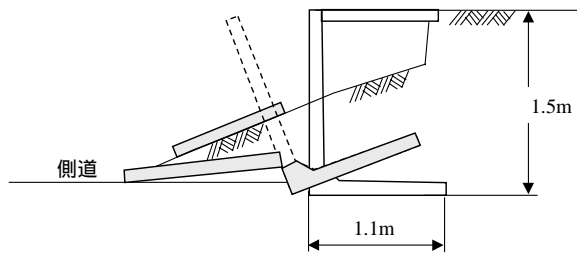


図3 関越自動車道小千谷IC付近

除去しないと確認できない。

図2のL型擁壁を道路土工指針に基づいて大規模地震時(設計水平震度 0.17)で照査すると、転倒の安全率は2.6、滑動の安全率は1.6で十分安全という結果になる。たて壁の応力度も許容応力度に対して十分余裕をもっている。

被災の原因が大きな慣性力の作用もあるが、降雨で盛土の飽和度が高かったため盛土がせん断される過程で著しい強度低下をおこし、過大な土圧を発生させたことが考えられる。

大きな慣性力が作用したときのすべり面の傾斜角は、物部・岡部式によれば土の内部摩擦角に近くなるが、実際のすべり面は図2、図3に示すように鉛直に近い。

2.2 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おり、盛土をカルバートに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。全ての箇所でブロック積み擁壁に何らかの損傷が認められた。最も多かったのが写真4に示すような鉛直クラックであった。写真5のように水平方向にクラックが発達したもの、写真6のように間知ブロックが抜け出したものなども見られた。

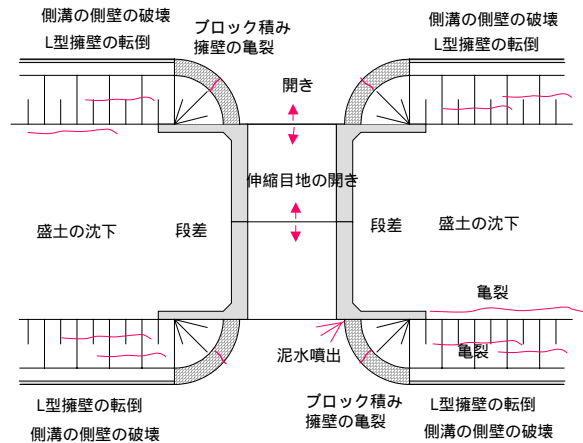


図4 ボックスカルバート周辺の変状



写真4 ブロック積みの鉛直クラック



写真5 ブロック積みの縦横方向クラック



写真6 擁壁から抜け出した間知ブロック

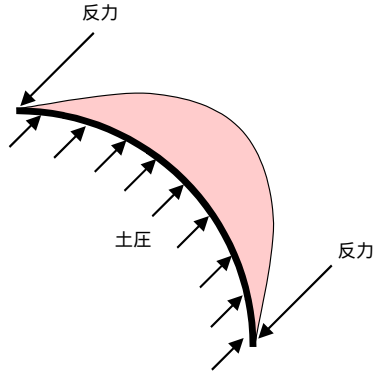


図5 ブロック積み擁壁の曲げモーメント

道路土工指針に基づいてブロック積み擁壁の安定計算をすると、滑動の安全率が最も小さくなる。ところが、実際には回転運動が卓越している。擁壁の根入れ効果あるいは前方の舗装による水平拘束の影響と考えられる。

平面的に 1/4 円をしたブロック積み擁壁の中央部に鉛直のクラックが入った原因は、図5のような曲線梁のモデルで説明できる。曲線梁の内部から土圧が作用すると梁の中央部に大きな負の曲げモーメントが発生し、これによって曲げ破壊したと考えられる。

写真5の水平クラックは、地震動によって擁壁が図6のように前後に振動し、曲げ破壊を生じたと思われる。

K-NET による小千谷(NIG019)では最大加速度 1500gal, 最大速度 136cm/s を記録している。写真6のブロックの飛び出しを、水平方向に初速度 $V_0=1.36\text{m/s}$ として計算すると図7となり現地の状況と概ね一致する。

関越自動車道越後川口 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7のような状況が見られた。すべり面は図8に示すように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 度と推定される。

写真8は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、図9のように前方へ回転変位していた。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。

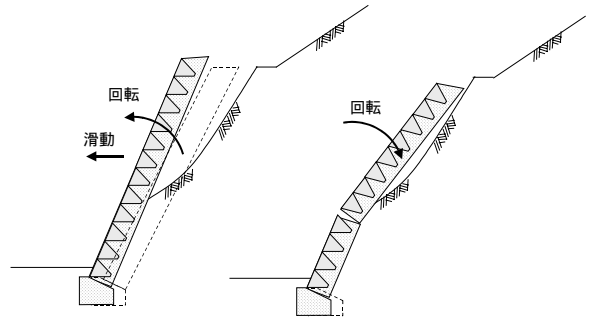


図6 振動によるブロック積み擁壁の曲げ破壊

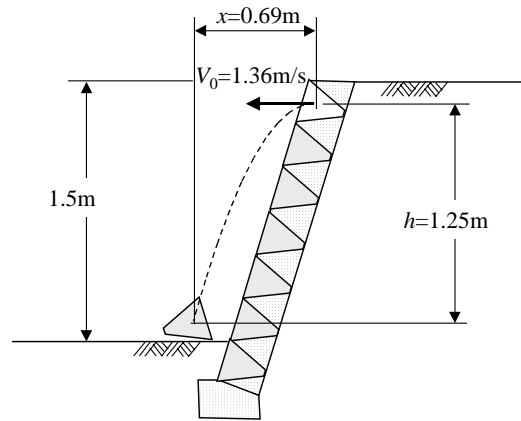


図7 慣性力によるブロックの飛び出し



写真7 円弧すべりで変状を生じたブロック積み

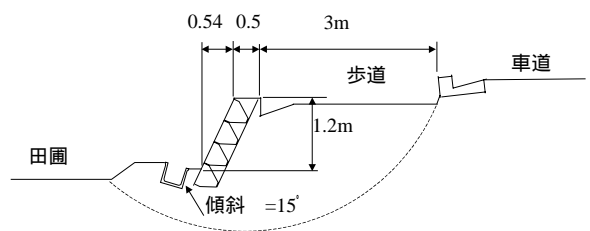


図8 越後川口 IC 近傍の国道 117 号のブロック積み



写真 8 長岡市高町の二段積みブロック積み

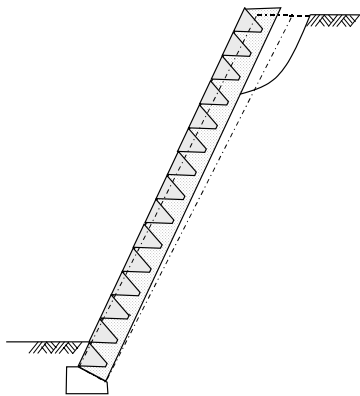


図 9 長岡市高町のブロック積みの変状



写真 9 傾斜した重力式擁壁



写真 10 盛土地盤の沈下

2.4 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 9、写真 10 に見られるように擁壁が約 6 度回転し、擁壁天端と背後の地盤に約 40cm の段差を生じていた。

盛土は地震動で締め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。

この重力式擁壁の断面寸法を図 10 に示す。単位長さ当りの質量は $M=3.08t$ 、つま先から重心までの距離は $x=0.31m$ 、 $y=0.95m$ である。つま先に関する慣性モーメントは $I=4.52m^2$

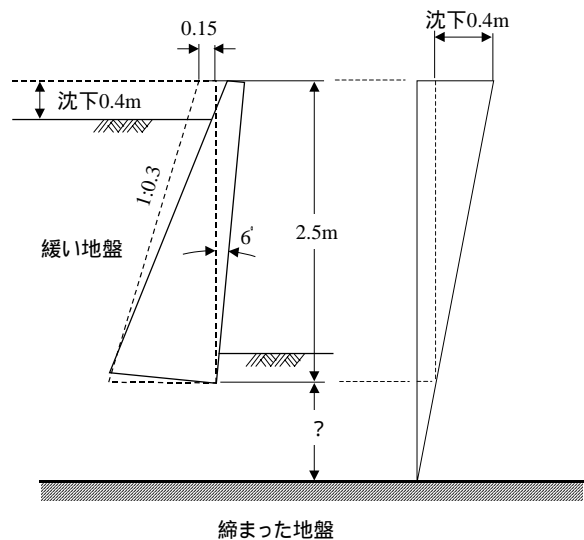


図 10 重力式擁壁の変状

である。

擁壁に土圧は全く作用せず、地震時の慣性力のみ作用したものとすると、300 ガルの加

速度で擁壁は回転運動を始める。地震波の周期は 0.5 秒程度と考えられるので、擁壁に作用する加速度を図 11 のような矩形パルスにモデル化し、擁壁の回転角を計算すると 6 度になり実測値と一致する。ただし、最大水平加速度は 1000 ガルとした。

写真 9 の擁壁は、自重にかかる慣性力のみで回転したと考えられる。なお、この擁壁の常時の安全率を道路土工指針に基づいて算定すると、転倒 1.1、滑動 2.2、支持力 2.7 となり、滑動以外は OUT になる。

写真 11 は、写真 9 の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

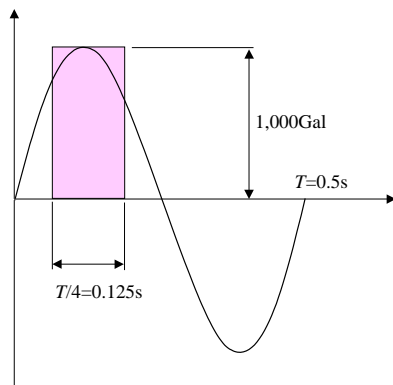


図 11 加速度波形

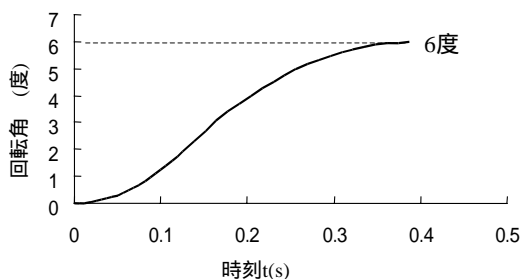


図 12 重力式擁壁の回転角



写真 11 水平打継目からのすべり出し

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 0.6~0.8 と考えられるので、600~800 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。

3. 擁壁設計上の問題点

3.1 覆された経験則

1975 年の兵庫県南部地震においても、ブロック積み擁壁、重力式擁壁、逆 T 型擁壁で被害があった。しかし、常時土圧によってキチンと設計された擁壁の被害は非常に少なかった。このため、1999 年に道路土工 - 擁壁工指針が改訂された際にも擁壁の耐震設計基準はほとんど見直しがされなかった。

粘着力を無視し、内部摩擦角を 30~35 度としてクーロン式で求められる常時土圧は、地震動による土圧増分を含んでいると考えられていたからである。

ところが今回の地震では、高さ 1.5m の L 型擁壁が多くの箇所で倒壊した。ブロック積み擁壁や重力式擁壁なども被災した。

従来の経験則が成り立つのは、地震加速度が 500 ガル程度以下のときであって、1000 ガルを超えるような地震に対しては適用できないといえる。

3.2 物部・岡部式は適用できない

地震時土圧の算定には、一般にクーロンのくさび理論に震度法を適用した物部・岡部式が用いられている。物部・岡部式が適用できる水平震度 k_H は \tan 未満である。 $=30^\circ$ であれば $k_H=0.57$ が限界である。

$=18\text{kN/m}^3$, $=30^\circ$, $k_H=0.57$ の条件で物部・岡部式を適用し、図 2 で示した L 型擁壁の安定計算を行うと、転倒に対する安全率は 1.3 となる。たて壁の応力度はコンクリート、鉄筋とも許容応力度以下になる。擁壁の転倒やたて壁の曲げ破壊現象を説明することが

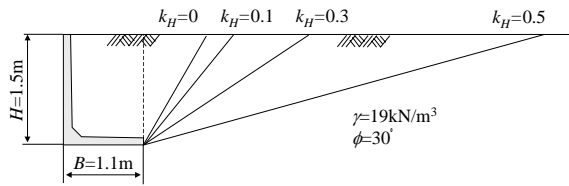


図 13 物部・岡部式による地震時のすべり面

できない。

物部・岡部式で求められる主動すべり面は図 13 のようになるが、実際のすべり面は鉛直に近い。物部・岡部式では盛土のせん断強度をせん断歪みに無関係に一定と仮定しているが、龍岡・古関らが指摘しているように盛土がせん断される過程でピーク強度から残留強度に低下することが考えられる。

地震時土圧の算定法としては、古関らの提案による修正・物部法が実際に近い。しかしこの方法も従来の土圧理論と同様に滑動モードに対して定式化されている。実際には回転が卓越し、かかと版があると全く異なる可能性もある。回転モードに対応した土圧理論の研究が今後の課題である。

4．今後の耐震設計のあり方

震度法に基づいた静的設計では、安全率が 1 以上であれば静止、1 未満になれば運動を開始すると判断できるものの、どの程度変位するかは求められない。加速度の小さい地震に対してはそれでもよい。

しかし加速度が 1000 ガルを超えるような地震に対して全く運動をさせないことは不可能である。滑動させるか、回転変位させるか、部材を損傷させるかいずれかを許容しなければならない。どの程度の変位や損傷が発生するかを予測する必要がある。

そのためには、加速度波形を考慮した運動力学的な設計が必要である。時刻歴応答解析まで行う必要はなく、加速度を 1 個の矩形パルスに換算し、運動力学的に擁壁の変位を求める方法でよいと思われる。

新潟県中越地震では擁壁の多くが被災した。けれどもそれによる人的被害は発生していな

い。筆者が調査した範囲内では、震災後の復旧に支障を及ぼす状況も生じていない。

ブロック積み擁壁の被害はクラックや傾斜に留まった。L 型擁壁は倒壊したものの擁壁の高さが低かったことからその影響範囲が狭く、道路交通への支障はなかった。

設計が適切であったのか単に運が良かっただけなのか判断できないが、もしも、L 型擁壁の規模が大きければ道路を閉塞していた。家屋に接近していれば、人的被害が発生した恐れもある。

擁壁の設置箇所の条件に応じて、どの程度の変位なら許容できるのか、どのような破壊モードなら甚大な被害を免れることができるのかを考えた設計が今後は必要である。

5．あとがき

鳥取県西部地震(2000.10)以降日本各地で計測震度 6 以上の地震が頻発している。芸予地震(2001.3)、宮城県沖地震(2003.5)、宮城県北部地震(2003.7)、十勝沖地震(2003.9)、そして新潟県中越地震である。日本列島は本格的な地震活動期に入った。

近い将来には東海地震、東南海地震、南海地震が立て続けて起きると予想されている。中央防災会議が発表した予測によると、南海地震による高知県の死者数は 4900 人となっている。建物倒壊 1200 人、津波 2900 人、斜面災害 700 人、火災 100 人である。その後の高知県の予測では、中央防災会議のほぼ 2 倍の 9600 人となっている。

高知県の降雨量は半端でない。しかも平地が少ない。斜面と軟弱地盤ばかりである。降雨後に南海地震が発生すれば地盤災害による死者数はさらに増加するだろう。

地震対策が緊急の重要課題であるが、国・地方自治体の財政は破綻状態にある。新潟県中越地震の教訓を活かし、少ない予算で被害を最小限に留めるための方策を考えて行かねばならない。