

地震による被災事例に基づくブロック積み擁壁の曲げ破壊試験

株式会社第一コンサルタンツ 楠本雅博, 右城猛, 齋藤啓太
高幡コンクリート積みブロック協同組合 藤田典久

1. まえがき

ブロック積み擁壁は路側の土留めや河川護岸として幅広く使用されている。しかし、ブロック積み擁壁には、自立性に欠けるため理論的に安全性の確認が困難、公知公認の設計法がない、ブロック同士の結合力が弱く他の擁壁に比べて耐震強度に劣ることが指摘されている。

本稿では過去の地震におけるブロック積み擁壁の被災事例および既往の研究成果から、地震動による擁壁の被災メカニズムを推定し、新しいタイプのコンクリートブロック製品を開発するための基礎データを収集することを目的として曲げ破壊試験を実施した。また曲げ破壊試験で得られた所見をもとに擁壁の耐震性をエネルギー吸収量で評価し、曲げ破壊試験結果と比較検討した。

なお曲げ破壊試験は、高幡コンクリート積みブロック協同組合が「平成 19 年度中小企業活路開拓調査・実現化事業(全国中小企業団体中央会)」の補助金を受けて実施した研究事業として実施されたものである。

2. 地震によるブロック積み擁壁の被災事例



写真-1 平成 16 年新潟県中越地震における関越自動車道の横断函渠の巻き込み部

Bending Destructive Test for Concrete Block Retaining Wall Based on Earthquake Disaster, Kusumoto Masahiro(Daiichi Consultants Co. Ltd), Ushiro Takeshi(Daiichi Consultants Co. Ltd), Saito Keita(Daiichi Consultants Co. Ltd), Fujita Norihisa(Kouban Concrete Laying Blocks Association)

写真-1 は平成 16 年の新潟県中越地震による小千谷市の関越自動車道のブロック積み擁壁被災写真(撮影右城猛)である。小千谷市では関越道は盛土構造になっており、現道が高速道路を横断する箇所には函渠が設置されている。函渠部では盛土を巻き込むためにブロック積み擁壁が施工されているが、写真に見られるような被害があちこちで見られた。

3. ブロック積み擁壁の被災原因の推定

ブロック積み擁壁の被災は、平成 7 年の兵庫県南部地震によって崩壊した神戸市東灘区の石屋川の河川護岸においても見られ、新潟県中越地震での特異的な被災事例ではない。

写真-1 において、横断函渠に伸縮目地の開きがあることから、ブロック積み擁壁の鉛直方向ひびわれの原因は横断函渠の水平移動に伴うものと推定される。水平方向ひびわれの原因としては、函渠工と擁壁の間から流出した土砂が水平方向ひびわれより上方から発生していること、水平方向ひびわれが直線状に発生していることから「空隙の発生、背面土の崩落」が原因として考えられる。

財団法人鉄道総合技術研究所では、間知石積みにおける石の形状や積み方などが擁壁の耐震性能に与える影響を明らかにするため、実大の 1/3 の縮尺の石積を用いて重力場での震動台実験を行っている。その研究成果は、「間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究」と題して土木学会論文集 F, Vol.62No.2 213-225, 2006.4 に発表されている。

また、日本興業(株)の松山哲也らは、地震時におけるプレキャストコンクリート製大型ブロック積み擁壁の動的挙動を明らかにする目的で、実物の 1/10 縮尺模型を用いた震動台実験を行っている。その研究成果は、愛媛大学博士(工学)学位論文「環境に配慮したプレキャストコンクリート製品の安全性に関する研究」(2006 年)と題して発表されている。

前記の地震における被災事例や研究成果から、地震動によるブロック積み擁壁の被災メカニズムは図-1 のように推定される。

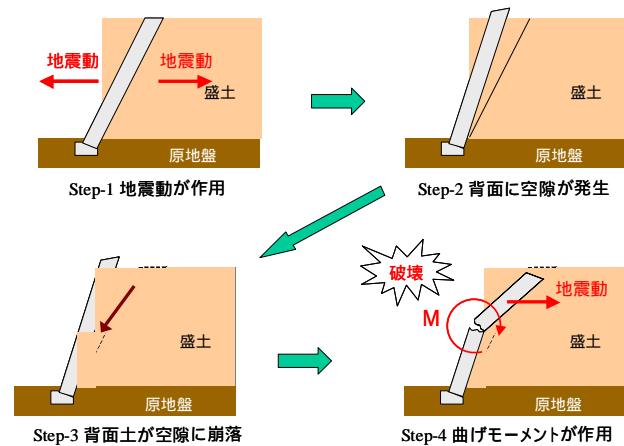


図-1 地震動による擁壁の被災メカニズム

Step-1: 地震動が擁壁および盛土に作用する。

Step-2: 擁壁の回転に対する固有周期と地震動の周期のズレから擁壁背面に空隙が発生する。

Step-3: 盛土の自立性および地震動の影響により空隙部に背面盛土が崩落する。

Step-4: 擁壁に作用する背面方向の慣性力により擁壁は崩落した背面土で支持された片持ち梁と同じ力学モデルとなり、擁壁前面を引張とする曲げモーメントが作用する。

4. 曲げ破壊試験の概要

地震動により擁壁に曲げモーメントが発生する可能性があることから、擁壁の曲げ破壊試験を実施し、破壊形態を把握するとともに、どの程度の破壊強度を有しているのかを検証した。

曲げ破壊試験を実施した供試体を表-1 および写真-2 に示す。ここで No.3 の無筋矩形断面は「もたれ式擁壁」を想定したものであり、単一構造体であることから比較検討の際に基準となる。No.4 ~ No.6 の試作ブロックは新しいタイプのコンクリートブロックを開発するためのものである。なお供試体の設計寸法は幅 1,250mm, 厚 500mm, 長 3,200mm である。

曲げ破壊試験は支間長 3,000mm の単純梁の支間中央に集中載荷が作用するモデルで行った。載荷

試験機に 500kN ロードセルを，供試体の左右に変位計をセットし，載荷重と変位の計測値を同時にデータロガーで記録した。また，鉄筋が配置された供試体では鉄筋にひずみゲージを貼付し，鉄筋に発生するひずみを記録した。

表-1 曲げ破壊試験を実施した供試体

No.	供試体名	力学的特徴
1	練り積み(間知ブロック上面)	間知ブロックを圧縮側に配置
2	練り積み(間知ブロック下面)	間知ブロックを引張側に配置
3	無筋矩形断面	鉄筋を配置しない「もたれ式擁壁」を想定
4	試作ブロック(無筋)	擁壁前背面にコンクリートパネルを配置した無筋構造
5	試作ブロック(3-D13)	ブロック連結のため D13 を 3 本配置
6	試作ブロック(2-D13)	ブロック連結のため D13 を 2 本配置



No.1 練り積み(間知上側)



No.2 練り積み(間知下側)



No.3 無筋矩形断面



No.4 試作ブロック(無筋)



No.5 試作ブロック(3-D13)



No.6 試作ブロック(2-D13)

写真-2 曲げ破壊試験を実施した供試体

5. 破断面の状況

ブロック積み擁壁は，プレキャストブロックと場所打ちコンクリートの複合構造であり，破壊形態が単一構造とは異なる。供試体の破断面には下記のような特徴が見られた。

(a) 練り積み(間知ブロック上側(圧縮側))

破断面の引張縁はほぼ直線である。圧縮側では間知ブロックが破断している。破断面においてブロック部と場所打ち部の明確な区別はない。破壊荷重は $P=220$ (kN) であった。

(b) 練り積み(間知ブロック下側(引張側))

破断面の引張縁は間知ブロックに沿っている。圧縮縁はほぼ直線である。破断面は間知ブロックの胴に沿って形成されている。ブロック部と場所打ち部の付着が曲げ破壊に大きく影響し

ていると推察される。破壊荷重は $P=120$ (kN)と(1)の55%であった。

(c) 試作ブロック(無筋, 引張側と圧縮側双方にパネルブロックを配置)

引張側と圧縮側の目地がほぼ同じ位置であったため、破断面はブロック目地を引張縁・圧縮縁とする平面で形成されている。破壊荷重は $P=80$ (kN)と(1)の36%であった。圧縮側に配置したブロック目地部が密着していなかったため、抵抗断面が胴込めコンクリートのみになったと考えられる。

(d) 練り積み(鉄筋構造 3-D13, 鉄筋以外は(3)と同じ)

上記(3)の断面の圧縮側・引張側にそれぞれ D13 の鉄筋を 3 本ずつ配置したものである。ピーク強度後も鉄筋のじん性により、変形は進行するが一気に破壊に至ることはなかった。



(a) 練り積み(間知ブロック上側)



(b) 練り積み(間知ブロック下側)



(c) 試作ブロック(無筋)



(d) 試作ブロック(3-D13)

写真-3 曲げ破壊試験後の破断面の状況

破断面の状態およびピーク強度から下記の所見を得た。

- (1) 引張側にあるブロックの目地は、ブロック同士が密着していたとしても断面性能に寄与しない。また密着していなければ圧縮側であっても断面性能に寄与しない。
- (2) 間知ブロックのようにコンクリートとの付着面の形状が複雑であり、谷積みのようにブロックの目地が直線にならない場合には、付着面が平面的なものよりも断面性能が大きくなる。
- (3) ブロックと胴込めあるいは中詰めコンクリートとの付着強度が大きく影響する。

6. 曲げ破壊試験結果

曲げ破壊試験で得られた載荷重と載荷位置での変位量を図-2 に示す。

供試体 No.1 ~ No.4 の無筋構造(図中黒色印)ではピーク荷重 = ひびわれ荷重 = 破壊荷重である。ひびわれ発生直後に、一気に破断崩壊する。

供試体 No.5 ~ No.6 の鉄筋構造(図中赤印, 青印)ではピーク荷重 = ひびわれ荷重 < 破壊荷重である。ひびわれ発生後もじん性を有しているため、一気に崩壊に至ることはない。

図-3 は曲げ破壊試験で計測されたピーク強度と理論値(ひびわれ強度)を比較したものである。図-3 では載荷重を曲げモーメント、変位量を曲率で表した。図-3 ではブロックを使用しない無筋断面と、鉄筋量が異なる2種類の試作ブロックを示した。無筋断面は部材全厚(500mm)を有効断面、試作ブロックでは引張側に配置されるパネル厚 117mm を控除して、有効断面厚 383mm とした。試験結果と理論値の相関性は高く、曲げ破壊時のピーク荷重は現行の RC 理論によりほぼ推定できる。

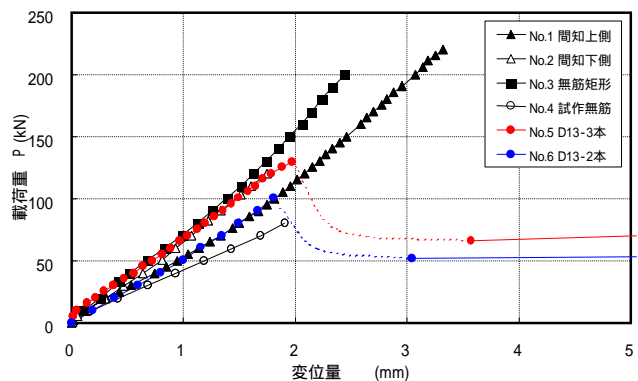


図-2 曲げ破壊試験結果

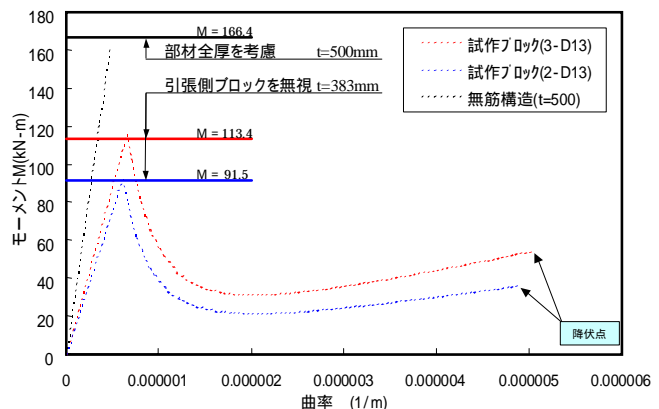


図-3 試験結果と理論値の比較

7. 擁壁の耐震性評価

擁壁の耐震性を評価する手法として、部材のピーク荷重と地震慣性力で評価するものと、部材の変形を考慮した吸収エネルギーと地震エネルギーで評価するものがある。この評価手法は地震によって部材に損傷が発生しないようにするものであり、この評価手法は地震により部材に損傷を受ける可能性があるが崩壊などにより周囲に被災が及ばないようにするものである。

無筋構造では、図-4(a)に示すように載荷重の増加に伴いたわみ量も増加するが、載荷重が破壊荷重に達すると一気に破壊するため、吸収エネルギーはハッチングで示した三角形となる。

鉄筋構造では、図-4(b)に示すように載荷重の増加に伴いたわみ量が増加し、引張縁にひびわれが発生する荷重をピークとして耐荷力は低下する。ピーク荷重後たわみ(変形)は急激に進行するが、鉄筋によるじん性を有するため一気に破壊に至ることはない。鉄筋構造の吸収エネルギーはハッチングで示した形状となる。

地震動による擁壁の被災メカニズムを図-1 に示した。本節では図-5 に示すように全高 5.0m, 勾配 1:0.5, 控え厚 0.50m, 根入れ 0.5m のもたれ式擁壁を想定し、前記エネルギー吸収を考慮して耐

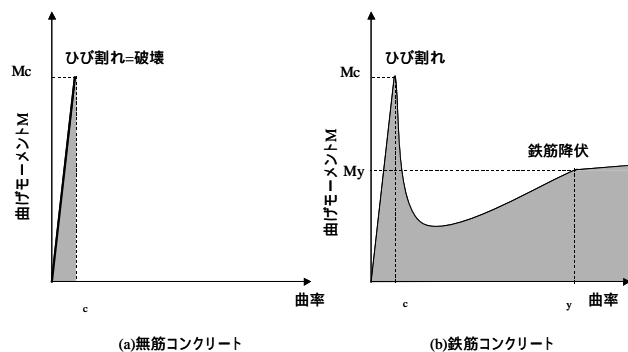


図-4 エネルギー吸収性能

震性を評価した。図-1において、背面土の崩落状態(規模)は裏込め土砂や地震動の特性によると推定される。ここでは最も安全側として、図-5に示したように根入れ部のみで支持された片持ち梁として解析を行った。

配置される鉄筋量は少ないことから鉄筋構造では鉄筋降伏までをエネルギー吸収量とした。また、無筋構造は弾性応答(線形応答)であるが、鉄筋構造はひびわれ発生後に非線形応答となる。このためニューマークのエネルギー一定則により、線形応答に換算した等価曲げモーメントを求めた。さらに、この曲げモーメントから図-5に示す力学モデルにより地震動の等価水平震度 k_h を算定し、耐震性評価の指標とした。

図-6に線形応答に換算した等価曲げモーメントを示す。間知ブロックでは等価水平震度 k_h は0.0以下となった。このことはブロックが引張側となる地震動に対しては抵抗できないことを示している。

表-2は等価曲げモーメントから求められた等価水平震度および等価加速度である。

もたれ式擁壁の等価水平震度 k_h は0.13となり、高知県における種地盤の設計水平震度 $k_h=0.85 \times 0.15=0.13$ と同値となった。

新潟県中越地震における小千谷市の東西方向最大加速度は898ガルである。試作ブロックの鉄筋(D13)を3本配置した供試体ではこの最大加速度を上回る等価化速度941ガルとなった。したがって、試作ブロック(3-D13)は、新潟県中越地震相当の加速度でも破断崩壊することはないと評価される。

8. おわりに

本稿では、過去の地震におけるブロック積み擁壁の被災事例や既往の研究成果から、ブロック積み擁壁の被災メカニズムを想定した。被災メカニズムの力学モデルによる曲げ破壊試験を行った結果、ブロック積み擁壁が持つ課題が明らかとなった。また、エネルギー吸収量に着目し、線形応答に換算したエネルギー吸収量から等価水平震度および等価加速度を求める手法を紹介した。

擁壁に対する要求性能を「部材に損傷を受ける可能性があるが崩壊などにより周囲に被災が及ばない」とすれば、本評価手法により無筋構造を含めた擁壁の耐震性を評価することができる。

また、少ない鉄筋量で擁壁にじん性を持たせることにより、適切な耐震性を有し、経済的なブロック積み擁壁が実現できることを明らかとなった。

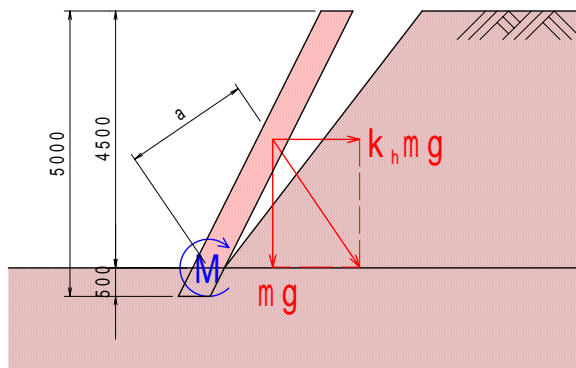


図-5 地震動に対する力学モデル

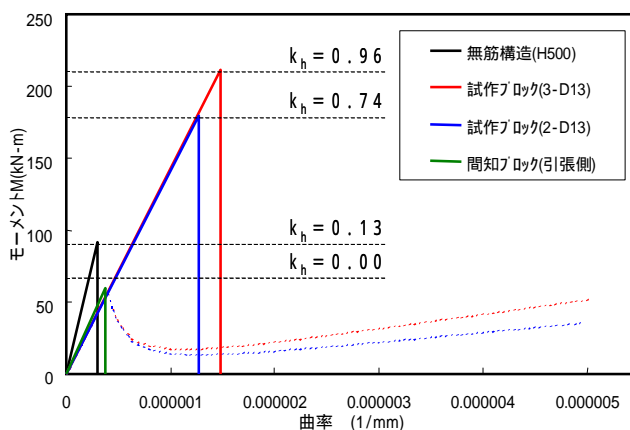


図-6 等価曲げモーメント

表-2 等価水平震度と等価化速度

	等価曲げモーメント M (kN·m)	等価水平震度 k_h	等価加速度 (ガル)
練り積み擁壁	61.1	- - -	- - -
もたれ式擁壁	91.2	0.13	127
試作ブロック (2-D13)	179.1	0.74	725
試作ブロック (3-D13)	211.8	0.96	941