### 第5章 練積み・石積み擁壁を対象とした耐震設計手法(静的)の構築に関する検討

#### 5.1 検討の目的と概要

本総プロにおいては、宅地に設けられる練積み・石積みなど、積石間の緊結に期待できない場合も想定 される形式の擁壁(以下、本章で「石積擁壁」という。)を対象とした。石積擁壁に関する遠心模型実験 や過去の被災事例に基づく検証を行う上で、実現象の再現という観点から、地震動入力を与える動的FE Mなどの詳細な解析を実施することとしたが、多数存在する小規模戸建て住宅の耐震対策を促進する上で は、地震動の設定や結果の解釈などに知見を要する動的な手法ではなく、一般の住宅設計者にも理解でき る比較的簡易な耐震性の評価手法の構築が必要である。

そこで、本章では、これまでに実施した解析結果に基づき、宅地擁壁の静的な耐震性の評価に向けた検 討を行った。

#### 5.2 宅地擁壁の耐震性評価法の整理

#### 5.2.1 静的設計へ適用する簡易モデルの検討(曲げ破壊)

第4章で検討した動的FEM解析の結果を参考に、石積擁壁の静的設計へ適用する簡易モデルを検討した。簡易モデルを検討する上で、考慮した力を図5.2.1.1に示す。

また、石積擁壁の耐震性を検討する上で重要な項目として、各時刻における深度 1mの点(図中の赤●) を起点とするモーメント MF を算出し、石積擁壁に関する「潜在する曲げ強度」(モデル上は設定されてい ないが、壁体の耐力として考えられる力)を検討した。

簡易モデルにおいて考慮した力を表 5.2.1.1 に、検討ケースを表 5.2.1.2 に、それぞれ示す。



図 5.2.1.1 簡易モデル図

記号	説明
MF	深度 1m の点を起点とするモーメント (kN・m)
	※くの字に変形する方向を正とした。
$W_1$ , $W_2$	擁壁上部および擁壁下部の重量 (kN/m <sup>3</sup> )
Kh <sub>1</sub> , Kh <sub>2</sub>	擁壁上部および擁壁下部にかかる水平震度
	※Kh は深度 1mにおける加速度からの相対加速度とした。
$P_{A1}$ , $P_{A2}$	擁壁上部および擁壁下部の主働土圧(kN)
Pp	擁壁下部の受働土圧 (kN)
F	擁壁下部の抵抗(kN)
	※擁壁下端は動いていないため、水平力は釣り合っているとしてFを算出した。
	※Fの最大値は擁壁部の長さ(0.38m)と基礎地盤の粘着力(50kN/m²)から19kNとした。

表 5.2.1.1 簡易モデルにおいて考慮した力

表 5.2.1.2 検討ケース

ケース	条件(モデル中で考慮する荷重及び外力)
CASE1	①擁壁慣性力(W・kh)のみ
CASE2	①擁壁慣性力 (W・kh)、②擁壁の自重 (W)
CASE3	①擁壁慣性力 (W・kh)、②擁壁の自重 (W)、③主働土圧 (P <sub>A</sub> )
CASE4	①擁壁慣性力(W・kh)、②擁壁の自重(W)、③主働土圧(PA)、④受働土圧(Pp)
CASE5	①擁壁慣性力 (W・kh)、②擁壁の自重 (W)、③主働土圧 (P <sub>A</sub> )、④受働土圧 (Pp)、⑤擁
	壁下部の抵抗 (F)

解析に用いた地震動波形を図 5.2.1.2 に示す。時刻 35s~と 85s~において、大きい加速度が 2 回にわた り作用している。

MFを0(s) ~300(s)で算出した結果を図 5.2.1.3 に、表 5.2.1.3 に、各ケースの MF の最大・最小値を示 す。MF は、くの字に変形する方向を正とした。また、MF の最大値がはらみ出し(くの字に変形する方向) に対応する CASE1、CASE2 及び CASE5 の時刻である 39.11 秒及び 41.66 秒における変位・変位速度・加速 度・水平応力の深度分布を図 5.2.1.4 に、CASE3 で MF が最小値となる 92.85 秒及び CASE5 で MF が 2 回目 の最大値を示す 93.89 秒における分布を図 5.2.1.5 に、それぞれ示す。

	20sのMF (kN・m)	250sのMF (kN・m)	MFの平均値 (kN•m)	MFの最大値 <sub>(kN・m)</sub>	最大値の時刻 (S)	MFの最小値 <sub>(kN・m)</sub>	最小値の時刻 (S)	備考
CASE1	0.03	0.03	0.00	5.35	39.11s	-13.22	38.78s	
CASE2	3.69	3.69	3.66	9.00	39.11s	-9.56	38.78s	
CASE3	-20.28	-23.84	-23.39	-5.96	38.38s	-46.58	92.85s	
CASE4	-14.25	-10.91	-11.29	-2.42	89.10s	-23.38	38.77s	
04055	10.05	15.00	14.07	18.87	41.66s	2.00	20 77-	変形1回目
CASE5	12.35	15.69	14.87	19.84	93.89s	3.22	38.77S	変形2回目

表5.2.1.3 各ケースのMFのまとめ







図 5.2.1.3 MFの時刻歴変化図



図 5.2.1.4 39.11 s および 41.66 s における変位・変位速度・加速度・水平応力の深度分布図



図 5.2.1.5 92.85 s および 93.89 s における変位・変位速度・加速度・水平応力の深度分布図

これらの図表から、MFの時刻歴挙動についてまとめると、以下のとおりである。

- MFの値は、CASE5>CASE2>CASE1>CASE4>CASE3の順に大きくなった。土圧を考慮しない CASE1 や CASE2では、MFの最大値は正となる一方で、土圧を考慮した CASE3 や CASE4 ではMF は負の値となった。 擁壁下部は変位していないことから、擁壁下部の抵抗力Fを考慮した CASE5 ではMFの値は正となった。
- ・ 値が正の(くの字方向にモーメントが働く)CASE1、CASE2、CASE5 に着目すると、CASE1、CASE2で最大 値を示す時刻は「39.11s」であり、CASE5 では「41.66s」であった。CASE5 の 2 回目の変形(85s)以降 の最大値を示す時刻は「93.89s」であった。
- ・ 擁壁に関係する外力を全て考慮すると、擁壁がくの字に変位する(中段がはらむような)変形現象を 再現できる結果となった。
- ・ 今回の解析結果を最も再現している CASE5 に着目した場合、MF(石積擁壁の潜在的な曲げ強度)は 10
   <u>~20(kN・m)程度である</u>と考えられる。
- ・ 根入れがない場合や、基礎地盤の状況により擁壁下部の抵抗が見込めない場合は、CASE3 のようなモー メントが発生すると考えられ、その場合は-50(kN・m)のモーメントが発生する可能性がある。
- ・以上より、石積擁壁の無対策時の MF の値は、-50~20 (kN・m)程度の値をとることが想定される。

#### 5.2.2 地震被害事例に基づく宅地擁壁の曲げ強度の評価

#### i) 地震被害事例に対する簡易モデルの適用

前項で設定した簡易モデルの考え方を適用して、2016年熊本地震における益城町の地震被害事例の整理 結果や被害写真の状況等を参考に、石積擁壁に潜在する曲げ強度を検討した。

計算に必要となる被災時の安全率は、第4章で設定された値を採用した。また、簡易モデルを益城町の 擁壁(地震被害事例)に適用する上で、破壊箇所を擁壁の中央とするなど、図 5.2.2.1 のようにさらに単 純化して検討を行った。考慮した力を表 5.2.2.1 に示す。



図 5.2.2.1 熊本地震における被災擁壁(益城町)の検討に適用した簡易モデル(曲げ破壊)

記号	説明
MF	<b>擁壁中央点</b> を起点とするモーメント(kN・m)
	※くの字に変形する方向を正とした。
$W_1$ , $W_2$	擁壁上部および擁壁下部の重量(kN/m <sup>3</sup> )
Kh <sub>1</sub>	擁壁上部にかかる水平震度(地表面加速度の0.4倍とする)
	※Khは相対加速度とする。
Kh <sub>2</sub>	擁壁下部にかかる水平震度(地表面加速度の0.8倍とする)
	※Khは相対加速度とする。
$P_{A1}$ , $P_{A2}$	擁壁上部および擁壁下部の主働土圧 (kN) (常時土圧の1.5倍とする)
Рр	擁壁下部の受働土圧(kN) (常時土圧の1.5倍とする)
F	擁壁下部の抵抗 (kN)

表5.2.2.1 熊本地震における被災擁壁(益城町)の検討において考慮したカ

曲げ破壊の簡易モデルを益城町の擁壁(地震被害事例)に適用する際、擁壁部の水平震度khと背面の土 圧を設定する必要がある。これらを、以下の通り検討した。

- ・水平震度 kh については、第4章の地震時 F E M解析での CASE9 における地表面加速度と擁壁部の加速 度の関係から検討した。具体的には、CASE9 において地表面加速度と擁壁部の変形が大きく生じた時点 の加速度から水平震度を設定した。なお、CASE9 における地表面加速度の算出箇所は、図 5.2.2.2 に示 す No. 2918 とした。
- ・ 土圧は、CASE9 における着目箇所の地震時の土圧分布を確認し、地震前後の増加分を係数として常時土 圧に乗じることとした。



図 5.2.2.2 CASE9 における地表面加速度の算出箇所(2918)

# ii) 擁壁破壞時点について

CASE9の水平変位の時刻歴挙動を図 5.2.2.3 に、CASE9の変形・応力の時刻歴挙動(88.8s~89.5s)を図 5.2.2.4 に示す。変位の時刻歴挙動から、CASE9 において変形が大きく生じ、ブロック間のずれが生じ始め た時刻は 89.3(s)付近と判断できる。



※水平変位は最も変形が大きい深度1m地点を抽出



図 5.2.2.4 CASE9 の変形・応力の時刻歴挙動(88.8s~89.5s)

# iii) 地震時 (MF 算定時)の水平震度 kh の設定の検討

CASE9 における地表面加速度と擁壁部の加速度の関係を図 5.2.2.5 に示す。擁壁の変形が大きくなる 89.3s 付近の地表面加速度の最大値は 89.12s の 3.7m/s<sup>2</sup>であった。89.12s の擁壁上部の相対加速度 α1 は 1.34m/s<sup>2</sup>で地表面加速度の約 0.4 倍となっており、擁壁下部の相対加速度 α2 は 3.0m/s<sup>2</sup>で地表面加速度の 約 0.8 倍となっている関係を確認した。89.12s の擁壁部の加速度の深度分布を図 5.2.2.6 に示す。89.12s では、擁壁上部・下部ともに相対加速度は負の値であり、擁壁下部のほうが大きい値となっていることが 確認できる。以上より、益城町の簡易モデルに用いる擁壁部の水平震度 kh は、擁壁上部で本震地震発生時 の地表面加速度の 0.4 倍、擁壁下部で 0.8 倍とした



図 5.2.2.5 CASE9 における地表面加速度と擁壁部の加速度の関係図(88.5s~90s)



図 5.2.2.6 CASE9 における擁壁部の加速度の深度分布図(89.12s)

# iv) 地震時 (MF 算定時) の土圧の設定の検討

また、地震時の土圧は、図 5.2.2.7 に示すように 89.12s で地震前の水平応力の 1.5 倍となっている関係 を確認した。以上より、益城町の簡易モデルでの土圧は、常時土圧の 1.5 倍とした。



図 5.2.2.7 CASE9 における水平応力の深度分布図(89.12s)

# v) 益城町擁壁(地震被害事例)でのMF 算定結果

益城町の擁壁(地震被害事例)で MF を算出する際の地盤定数は、第4章で設定された値を採用し、(1) 平均値 c=23kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$ =24<sup>°</sup>、(2)下限値 c=5kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$ =24<sup>°</sup>の2パターンとした。被災時の安全率は、「健 全練石擁壁の安全率を 1.6 とした場合」を採用し、変状項目「前傾と倒壊」に該当するデータは除いて計 算を行った。益城町擁壁(地震被害事例)における MF の算定結果を図 5.2.2.8 に示す。MF の算出式は以 下の通りとし、益城町の被災時の安全率との比較を行った。







図 5.2.2.8 益城町擁壁(地震被害事例)における MF の算定結果図

## 5.2.3 静的設計へ適用する簡易モデルの検討(せん断破壊)

# i) 石積擁壁のせん断破壊に適用する簡易モデル

擁壁の破壊モードとして、曲げ以外に、各ブロック下部においてせん断破壊の検討を行った。せん断破 壊を検討する上で、設定した簡易モデルを図 5.2.3.1 に、考慮した力を表 5.2.3.1 に、それぞれ示す。

各時刻の加速度から水平震度 Kh を求め擁壁慣性力 w・Kh を算出し、擁壁下部の摩擦抵抗 w・tan φと比較することで、せん断に対する安全率の時刻歴挙動を確認した。また、安全率Fs は以下の式(ただし、擁壁慣性力が擁壁前面方向に働いている場合に限る)によって計算した。

摩擦抵抗 w<sub>i</sub>·tanφ



図 5.2.3.1 せん断破壊を検討するための簡易モデル

表 5.2.3.1 せん断破環の検討において考慮した	表 5.2.3.1	せん断破壊の検討において考	靄した	力
----------------------------	-----------	---------------	-----	---

記号	説明
Wi	i番目までの積ブロックの総重量 (kN)
khi	i 番目の積ブロックの水平震度
	※積ブロック下部2点の加速度を平均して、各時刻で算出
	(例) kh3 は、4359 と 4364 の加速度の平均値を採用)
w <sub>i</sub> • kh <sub>i</sub>	i 番目の擁壁慣性力(kN)
$w_i \cdot \tan \phi$	i番目の積ブロック下部にかかる摩擦抵抗 (kN)
	※φ=30°と仮定し計算

### ii) 摩擦係数に関する解析結果

表 5.2.3.1 に示した摩擦抵抗において  $\phi = 30^{\circ}$  と仮定した場合における各ブロックのせん断に対する最 小安全率とそのときの時刻のまとめを表 5.2.3.2 に、各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん 断に対する安全率の深度分布を図 5.2.3.2 に示す。

No.	区間	深度	安全率 の最小値	安全率が最小と なる時の時刻	安全率が1以下と なる最初の時刻
せん断に対する安全率1	1870~4354	0.38	1.21	93.97s	-
せん断に対する安全率2	4354 <b>~</b> 4359	0.66	0.82	94.00s	93.97s
せん断に対する安全率3	4359 <b>~</b> 4364	0.94	0.98	38.62s	38.21s
せん断に対する安全率4	4364~4369	1.21	1.05	38.21s	-
せん断に対する安全率5	4369~4374	1.49	0.89	90.27s	90.25s
せん断に対する安全率6	4374 <b>~</b> 4379	1.77	0.89	90.27s	44.97s
せん断に対する安全率7	4379~4333	2.05	0.37	45.01s	38.86s
せん断に対する安全率8	4333~4331	2.33	0.70	45.01s	38.86s

表5.2.3.2 せん断に対する最小安全率とそのときの時刻のまとめ(摩擦係数=tan30°)



図 5.2.3.2 各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布図 (摩擦係数=tan30°)

これらの図表から、せん断破壊の安全率(余裕度)についてまとめると、以下のとおりである。

- <u>深度 0.94mのブロックが最も早期(38.21s)に安全 1 を下回っており</u>、動的解析で擁壁がはらみ出した位置と一致した。
- ・ 次に下部の深度 2.05(m) ~ 2.33(m) のブロックが 38.86s ~ 安全率 1 を下回り、45.01s で安全率が最小となった。
- ・ その後、深度 1.49(m)~1.77(m)のブロックが、90.27s で安全率が最小となり、最後に深度 0.38(m)~ 0.66(m)のブロックが、94.0s付近で安全率が最小値となった。

せん断破壊に対する検討を行ったところ、深度 1m 付近で最初にせん断抵抗に対する安全率が1を下回る 現象を再現できる結果となった。38.21s は変形が生じ始めた時刻と概ね一致しており、ブロック積と胴込 め部の摩擦係数として設定した tan30° は妥当な設定であると考えられる。

次に、摩擦係数の妥当性の確認のため、摩擦係数をtan15°~tan35°まで5°刻みで変化させた検討を 行った。

それぞれの摩擦係数における、各ブロックのせん断に対する最小安全率とそのときの時刻のまとめ、および特徴的な時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布を図 5.2.3.3~図 5.2.3.7 に示す。



図 5.2.3.3 各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布図 (摩擦係数=tan15°)



図 5.2.3.4 各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布図 (摩擦係数=tan20°)

■摩擦係数=tan25°

•38.18s で最初に深度 0.94m で安全率が1を下回る

・38.19s で深度 0.94 と 1.21m が安全率 1 を下回る

・38.87s で深度 0.66m も安全率 1 を下回る

→最初に深度 0.94m のみで安全率が1を下回る現象が再現できているが、その直後に深度 0.66~1.21m で安全率1を下回っているため、1 深度を中心としてはらむような現象が再現できていない

No.	区間	深度	安全率 の最小値	安全率が最小と なる時の時刻	安全率が1以下 となる最初の時 刻
せん断に対する安全率1	1870~4354	0.38	0.98	93.97s	93.96s
せん断に対する安全率2	4354 <b>~</b> 4359	0.66	0.66	94.00s	39.87s
せん断に対する安全率3	4359~4364	0.94	0.80	38.62s	38.18s
せん断に対する安全率4	4364~4369	1.21	0.85	38.21s	38.19s
せん断に対する安全率5	4369~4374	1.49	0.72	90.27s	49.07s
せん断に対する安全率6	4374~4379	1.77	0.72	90.27s	38.84s
せん断に対する安全率7	4379~4333	2.05	0.30	45.01s	38.84s
せん断に対する安全率8	4333~4331	2.33	0.56	45.01s	38.84s



図 5.2.3.5 各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布図 (摩擦係数=tan25°)

■摩擦係数=tan30°

・38.21s で最初に深度 0.94m で安全率が1を下回る

・38.62s で深度 0.94m の安全率が最小となるが、その他の深度では安全率は1より大きい

→最初に深度 0.94m のみで安全率が1を下回り、1 深度を中心としてはらむような現象が再現できている。

No.	区間	深度	安全率 の最小値	安全率が最小と なる時の時刻	安全率が1以下 となる最初の時 刻
せん断に対する安全率1	1870~4354	0.38	1.21	93.97s	-
せん断に対する安全率2	4354~4359	0.66	0.82	94.00s	93.97s
せん断に対する安全率3	4359~4364	0.94	0.98	38.62s	38.21s
せん断に対する安全率4	4364~4369	1.21	1.05	38.21s	-
せん断に対する安全率5	4369 <b>~</b> 4374	1.49	0.89	90.27s	90.25s
せん断に対する安全率6	4374~4379	1.77	0.89	90.27s	44.97s
せん断に対する安全率7	4379~4333	2.05	0.37	45.01s	38.86s
せん断に対する安全率8	4333~4331	2.33	0.70	45.01s	38.86s







図 5.2.3.7 各ブロックで安全率が最小となる時刻におけるせん断に対する安全率の深度分布図 (摩擦係数=tan35°)

これらの図表から、摩擦係数(胴込め強度)の変化についてまとめると、以下のとおりである。

- ・ 摩擦係数を変更した時刻歴挙動より、動的解析結果と整合する深度 0.94m を中心としてはらむような現象に最も近かった摩擦係数は tan30°(0.577)であった。
- 「道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)」<sup>5.1)</sup>では、擁壁底面のコンクリートと支持地盤の種類に応じた摩擦力について、礫層や砂質土に対する数値を 0.6 としており、今回の摩擦係数 μ=tan30°(0.577)と概ね一致する。
- ・図5.2.3.8の被災写真より、胴込めは礫質土と推定されるため、被害状況とも概ね整合していると考えられる。



図 5.2.3.8 被災宅地における胴込め部の状況 (提供:宅地擁壁分科会 佐藤慎吾委員)

上記のことから、今回の簡易モデルで採用した摩擦係数による評価は、簡易評価法において胴込めの強度を扱う方法として有用であり、その数値はtan30°が適切であると考えられる。

# 5.2.4 地震被害事例に基づく宅地擁壁のせん断強度の評価

### i) 地震被害事例に対する簡易モデルの適用

曲げ強度に関する検討と同様に、前項で設定した簡易モデルの考え方を適用して、2016年熊本地震にお ける益城町の地震被害事例の整理結果や被害写真の状況等を参考に、石積擁壁のせん断強度に関する検討 を行った。計算に必要となる被災時の安全率についても同様である。

また、簡易モデルを益城町の擁壁(地震被害事例)に適用する上で、図 5.2.4.1 に示す通り破壊個所を 擁壁の中央とするなど、図 5.2.3.1 のモデルをさらに単純化して解析を行った。考慮した力を表 5.2.4.1 に示す。



図5.2.4.1 熊本地震における被災擁壁(益城町)の検討に適用した簡易モデル(せん断破壊)

記号	説明
WĿ	中央から上段のブロックの総重量 (kN/m <sup>3</sup> )
kh	擁壁上部にかかる水平震度(地表面加速度の0.65倍とする)
$ an\phi$	摩擦係数(φ=25°、30°、35°)
w <sub>上</sub> • kh	擁壁慣性力(kN)
w $_{\rm L}$ • tan $\phi$	擁壁上部の摩擦抵抗 (kN)

表 5.2.4.1 熊本地震における被災擁壁(益城町)の検討において考慮したカ

# ii) せん断破壊検討時の水平震度の検討

せん断破壊の簡易モデルを益城町の擁壁(地震被害事例)に適用する際、擁壁部の水平震度khを設定す る必要がある。そのため、曲げ強度算定時と同様な方法で、第4章の CASE9 における地表面加速度と擁壁 部の加速度の関係を求め、その関係を益城町の擁壁部の水平震度の設定へ適用することとした。

CASE9 における地表面加速度と擁壁部の加速度の関係を図 5.2.4.2 に示す。擁壁の変形が大きくなる 89.3(s)付近の擁壁部の加速度は 2.0~2.9m/s<sup>2</sup> であり、直前の地表面加速度 3.7m/s<sup>2</sup> の約 0.5~0.75 倍と なっている関係を確認した。以上より、益城町擁壁の簡易モデルにおける擁壁部の水平震度 kh は、0.5 倍 ~0.75 倍の平均的な値として 0.65 倍を採用した。

なお、既往の文献 <sup>5.2)</sup> においても、図 5.2.4.3 に示す通り、限界水平震度は地表面加速度の 0.5~0.65 倍 (kh = 0.5~0.65× $\alpha_{max}$  / 980) と示されている。



図 5.2.4.2 CASE9 における地表面加速度と擁壁部の加速度の関係図(85s~95s)



図 5.2.4.3 水平震度と入力地震動との関係<sup>5.2)</sup>

### iii) 被災時の安全率とせん断破壊に対する安全率の比較

熊本地震の被災写真(益城町)からの擁壁安全率と簡易モデルにより算出したせん断に対する安全率を 比較した結果を図 5.2.4.4 に示す。同図から、摩擦係数 tan φ (胴込め強度) について、下記のことが言 える。

- ・ 摩擦係数 tan φ=30°の場合で、練石積擁壁と空石積擁壁を比較すると、練石積擁壁のほうが、被災写 真からの擁壁安全率が高い傾向が確認できる。
- ・ 練石積擁壁では、摩擦係数 tan φ は φ = 25°, 30°の場合、被災写真からの擁壁安全率のほうが簡易モ デルによるせん断に対する安全率より大きい傾向にあるため、摩擦係数は tan35°程度以上有している と考えられる。
- ・ 空石積擁壁では、摩擦係数 tan φ=30°の場合、被災写真からの安全率とせん断に対する安全率が同程 度となっている場合が多いため、摩擦係数は tan 30°程度であったと考えられる。



図 5.2.4.4 熊本地震被災写真(益城町)の擁壁安全率と簡易モデルのせん断に対する安全率の比較

# 5.2.5 対策工を考慮した場合の益城町擁壁(地震被害事例)における安全率

前項に示した曲げ破壊およびせん断破壊に対する簡易モデルの妥当性の確認の一環として、益城町の地 震被害事例に対し、コンクリート張工(t=30cm、鉄筋 D13-25cm 間隔および t=30cm、鉄筋 D19-25cm 間隔の 二種類)を適用し、その効果を確認した。

表 5.2.5.1 及び表 5.2.5.2 に、それぞれの補強仕様について、コンクリート張工部分のみの曲げモーメントおよびせん断力の許容値の検討結果を示す。

表 5. 2. 5. 1	コンクリー	ト張工(t=30cm	、鉄筋 D13-25cm 間隔)	の曲げモーン	メント及び	せん断力の検討
--------------	-------	------------	------------------	--------	-------	---------

曲げモーメント	曲げ圧縮応力度	許容値(N/mm2)	曲げ引張応力度	許容値(N/mm2)	せん断力	せん断応力	許容値(N/mm2)
(kN ∙ m)	(N/mm2)	12	(N/mm2)	300	(kN)	(N/mm2)	0.59
20	4.5	OK	214	ОК	95	0.52	OK
25	5.6	ОК	268	ОК	100	0.54	ОК
30	6.7	ОК	322	NG	105	0.57	ОК

※コンクリートt=30cm、鉄筋D13@25cm

曲げモーメント	曲げ圧縮応力度	許容値(N/mm2)	曲げ引張応力度	許容値(N/mm2)	せん断力	せん断応力	許容値(N/mm2)
(kN · m)	(N/mm2)	12	(N/mm2)	300	(kN)	(N/mm2)	0.59
55	9.1	OK	270	OK	95	0.53	OK
60	10.0	ОК	295	ОК	100	0.56	ОК
65	10.8	ОК	319	NG	105	0.59	NG

※コンクリートt=30cm、鉄筋D19@25cm

#### i) 曲げ破壊に対する安全率と対策効果

曲げ破壊に対する対策後の安全率の算出式は、簡易モデルに5.2.2項で検討したMFの値を考慮して、次の式で設定した。

くの字の変形へ抵抗するモーメント  
Fs = 
$$\frac{V_1 \cdot L_6 + P_{A2} \cdot L_7 + W_2 \cdot L_8 + M_F + M_{\chi/g/2R}}{W_1 \cdot L_1 + W_1 \cdot L_2 + W_2 \cdot kh_2 \cdot L_3 + P_P \cdot L_4 + F \cdot L_5}$$
・・・(くの字に変形するモーメントに対する安全率)  
くの字に変形する方向のモーメント

ここで、式中のM<sub>対策効果</sub>としては、表 5.2.5.1 及び表 5.2.5.2 を参照し、コンクリート張工(t=30cm,鉄 筋-25cm 間隔)の対策を実施した場合の許容最大曲げモーメントとして、鉄筋 D13 の場合 25(kN・m)、D19 の場合 60(kN・m)を用いることとした。

#### ii) せん断破壊に対する安全率と対策効果

せん断破壊に対する対策後の安全率の算出式は、簡易モデルに 5.2.4 項で検討した Fs の式を適用して、 次の式で設定した。

ここで、式中のS<sub>対策効果</sub>としては、表 5.2.5.1及び表 5.2.5.2を参照し、コンクリート張工(t=30cm,鉄 筋-25cm 間隔)の対策を実施した場合の許容最大曲げモーメントとして、100(kN)を用いることとした。

#### iii) 補強効果の確認

曲げ破壊に対する補強効果を図 5.2.5.1 及び図 5.2.5.2 に、せん断破壊に対する補強効果を図 5.2.5.3 に、それぞれ示す。曲げ破壊に対しては、対策後安全率は 1~10 までの範囲に分布し、全てのケースで 1 を超える結果となった。また、せん断破壊に関しては、摩擦係数 tan30°の場合、Fs=5~50 までの範囲に 分布し、全てのケースで1を超える結果となった。

![](_page_22_Figure_1.jpeg)

図 5.2.5.1 対策(コンクリート張工)後の安全率算出結果(c=23kN/m<sup>2</sup>、曲げ破壊)

![](_page_23_Figure_1.jpeg)

図 5.2.5.2 対策(コンクリート張工)後の安全率算出結果(c=5kN/m<sup>2</sup>、曲げ破壊)

![](_page_24_Figure_1.jpeg)

図5.2.5.3 対策(コンクリート張工)後の安全率算出結果(せん断破壊)

# 5.3 まとめ

本章では、小規模宅地によくみられる石積擁壁の耐震安全性を簡易に確認することの可能な静的設計法の構築を目指し、第4章で実施したFEM解析結果に基づく検討を行った。本章の検討結果をまとめると、 以下の通りとなる。

- ① 擁壁の曲げ破壊、せん断破壊それぞれに対し、安全率等の検討位置を想定した簡易モデルを作成した。
- ② 簡易モデルについて、FEM解析結果の数値や、実際の地震被害の分析結果等を適用し、以下の通り、 耐震性の確認のための数値を設定した。

  - 2. 背面の主働土圧(常時土圧の1.5倍)
  - 3. 前面の受働土圧(常時土圧の1.5倍)
  - 4. ブロックの摩擦係数(空石積で $\mu = \tan 30^{\circ} = 0.577$ 、練石積で $\mu \ge \tan 35^{\circ}$ )
- ③ 石積擁壁について、モデル上は表現されないが実現象との対応では期待できる「壁体の潜在的な曲げ 強度」MF について検討した結果、MF の値は-50~20(kN・m)程度の値をとると想定されること、擁壁 前面の抵抗を考慮すればMF は正の値となることが分かった。
- ④ 益城町の擁壁(地震被害事例)にコンクリート張工による補強を想定し、曲げおよびせん断の対策効果を簡略化した安全率Fsの式に考慮した検討を行った。曲げ破壊については、対策後安全率はFs=1~10までの範囲に分布し、全てのケースで1を超える結果となった。また、せん断破壊についても、対策後安全率はFs=5~50までの範囲に分布し、全てのケースで1を超える結果となった。

今回の検討で用いた簡易モデルは石積擁壁及びその補強対策工の耐震性評価に有効に活用できる可能性 があることが示された。今後は各種の実験や実被害事例との比較事例をさらに蓄積し、適用範囲等を明確 にしてゆく必要があると考えられる。

## (参考文献)

- 5.1) 日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針(平成24年度版), 解表4-9, 2012.9
- 5.2) 鳥居ほか: 震度法における盛土の限界水平震度と地盤加速度の関係について, 第26回地盤工学研 究発表会講演論文集, pp. 1041-1044, 2001.8