

## ユニットで構成された耐震補強ブロック壁の形状最適化

○福島功太郎\*<sup>1</sup> 見上知広\*<sup>2</sup>  
大崎 純\*<sup>3</sup> 宮津裕次\*<sup>4</sup>

キーワード：最適化 耐震補強 SA 法

### 1.はじめに

現存する建物の耐震性能を向上させる耐震改修の方法に関しては、これまで多くの研究が発表されている。

建物の継続使用のもとで、改修工事を行うためには、建物使用の妨げになる振動や騒音などを低減し、施工時に専有するスペースを極力小さくする必要がある。これらの要求を満たすため、多くの補強方法が提案されている。その中で、耐震壁の増設のために耐震補強ブロックを組積するさまざまな工法<sup>1)</sup>が提案され、その代表例として、枠と格子で構成される耐震補強ブロックを組積する工法が挙げられる。この工法は、意匠性、通風性および透光性に優れている。しかし、これまで提案されている工法では、各耐震補強ブロックの形状が画一化されており、必ずしも既存骨組の柱・梁部材への影響が考慮されていない。

見上ら<sup>2)</sup>は、鉄筋コンクリート造の既存建物の、耐震補強に用いるブロックに着目し、耐震補強ブロックを骨組部材でモデル化することで、非線形計画法を用いて、そのトポロジーと剛性分布を最適化した。しかし、逐次2次計画法による最適化では、小断面の部材が多く出現する場合もあった。

本研究では、非線形計画法で導出されたユニットの最適形状を用いて、組合せ最適化を行う。この手法によれば、小断面部材をあらかじめ排除することができる。目的関数は、補強部材の体積、補強後の水平剛性と梁のせん断力とし、耐震補強ブロックの補強効果の高い配置を、離散最適化手法により導出する。

### 2.耐震補強ブロック壁のモデル化

図1のような横2m、縦1mの枠材と縦横斜めの格子材からなる耐震補強ブロックを基本ユニットとし、図2に示すように、横に4ユニット、縦に4ユニット連結した16ユニット連結2次元モデルを解析モデルとする。これは、階高4000mm、スパン8000mmの既存骨組の構面を補強するための耐震補強ブロック壁を想定し、モデル化したものである。

既存骨組は鉄筋コンクリート造ラーメン架構とし、ブロックはFRP製とする。既存骨組の諸元を表1に、ブロックの枠材と格子材の諸元を表2に示す。解析の安定性のため、存在しない格子材にも厚さ2mmを与える。

モデル全体の支持条件は、既存骨組の両側の柱脚でピン

支持とする(図2の▲印)。また、上側梁の両端の水平変位と回転角を同一とする。

既存骨組に1/200の層間変形角に相当する強制変位(20mm)を与えたときの応答を求める。支持点の水平方向反力の合計によってせん断力を求めて、耐震壁の剛性を評価する。応力解析には、汎用骨組解析プログラムであるOpenSees<sup>3)</sup>を使用する。

表1 既存骨組の諸元

	柱・梁幅 B (mm)	柱・梁成 D (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (mm <sup>4</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
柱	700	700	490000	2.00×10 <sup>10</sup>	20000
梁	400	700	280000	1.14×10 <sup>10</sup>	20000

表2 耐震補強ブロックの諸元

	幅(面外) B (mm)	厚さ(面内) D (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (mm <sup>4</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
枠	80	10	800	6.67×10 <sup>3</sup>	20000
格子	80	2 or 100	160 or 8000	53.3 or 6.67×10 <sup>6</sup>	20000

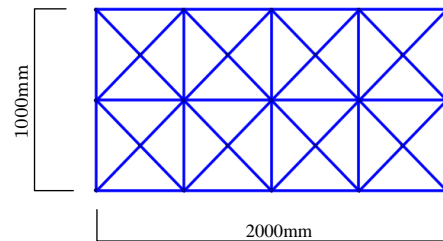


図1 ブロックの基本ユニット

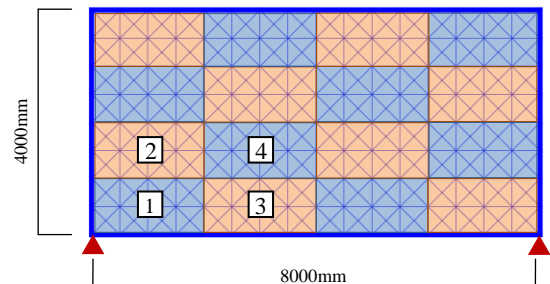


図2 ユニット連結モデル

### 3.接着要素のモデル化

耐震補強ブロック間および、ブロック節点-既存骨組間の接着剤（エポキシ樹脂）による結合を仮定し、長さ0の接触要素で結合する。ここでは、耐震補強ブロック壁の最適形状への接着剤の影響を考慮することを主な目的としており、簡単のため接触要素は、各部材の材端節点すなわち、材芯節点どうしを結合して、接着剤を模擬する。そのため、梁と柱についても、ブロックの節点上に節点を設け、それぞれ16、8個の要素で分割する。なお、接触要素の法線方向の剛性は、食い込み量が接着剤厚さ（ブロック間：5mm、ブロック-既存骨組間：20mm）で急激に上昇するように設定する。本研究で使用するエポキシ樹脂<sup>4)</sup>、コンクリート、FRP<sup>5)</sup>の諸元を、表3に示す。

コンクリートの引張強度は、接着剤、FRPの引張強度の1/10以下である。そのため、ブロック-既存骨組間の接着に関して、接着剤、FRPの破壊よりも、コンクリートの破壊が先に生じると仮定する。また、ブロック間の接着に関して、FRPよりも接着剤の破壊が先行して生じるものとする。

表3 コンクリート、エポキシ樹脂、FRPの諸元

	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	2.7	24	4	20000
エポキシ	27	80	10	2400~4000
FRP	335	319	—	20000

#### 4.耐震補強ブロック壁の形状最適化問題

図2の1~4のブロック設置箇所に、10種類のユニットブロックを設置可能として、組合せ最適化を行う。

まず、図3に示した10種類のユニットブロック（以降、「ユニットブロック群1」）を用いて、最適化を行い、最適形状と応答量に関して考察する。次に、ユニットブロック群1の内、不要であると想定されるユニットブロックを、より補強効率の良いと考えられるユニットブロックに置き換え、新たに得られたユニットブロック群を用いて、再度最適化を行う。この過程を繰り返すことで、優れた耐震補強壁を創出する。ユニットブロック群1は、別途逐次2次計画法<sup>2)</sup>により耐震補強ブロック壁の形状最適化を行った結果を考慮して設定している。

ここで、ブロックの枠材のモデル面内方向の厚さBは一定とする。最適化の段階では、1方向の強制変位のみを考えるが、地震時には逆方向の変位も考慮する必要がある。また、対象とする部分骨組は、多層多スパン骨組の一つの構面であると考えられる。したがって、耐震補強ブロック壁の形状が鉛直方向、水平方向ともに対称となるように、変数をグループ化する。

最適化手法としてSA法（シミュレーティッド・アニーリング法）を用いる。初期解は、制約条件を満たす解をラ

ンダムに決定する。近傍数は10個とし、ステップ数は100回とする。また、温度パラメータの減少率は、0.92とする。

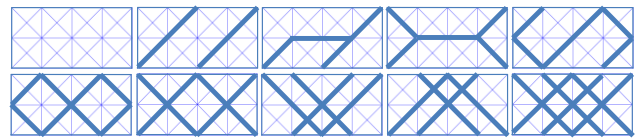


図3 ユニットブロック群1

耐震補強量の指標として耐震補強ブロック壁の部材体積合計（以降、単に「部材体積」）を、耐震補強効果の指標として水平方向反力を、既存躯体への影響の指標として既存上側梁の端部せん断力を考慮し、以下のような基準モデルと3種類の問題を考える。

3つの問題はそれぞれ独立であるが、Problem 2では制約条件にProblem 1の結果を、Problem 3では制約条件にProblem 1とProblem 2の結果を考慮している。また、部材の破断を避けるために、3つの問題全てに対して、部材の縁応力度（軸力と曲げモーメントの複合応力）が、FRPの強度（ $\sigma_t = 335\text{N/mm}^2$ ）（表3参照）以下になる制約条件を与える。部材体積が小さく、水平方向反力が大きく、既存上側梁の端部せん断力が小さい耐震補強ブロック壁が補強効率の良い耐震補強ブロック壁と言える。

##### Problem 0: 基準モデル:

基準モデルとして、耐震補強ブロックのすべての格子材の厚さが上限値に一致するモデルを作成し、部材体積  $V_0$  (m<sup>3</sup>)、水平方向反力  $R_0$  (kN)、既存上側梁の端部せん断力  $Q_0$  (kN)および最大縁応力度  $\sigma_0$  (kN)を算出する。

##### Problem 1: 部材体積の最小化:

目的関数：部材体積  $V(\mathbf{x})$ の最小化  
 制約条件：水平方向反力  $R(\mathbf{x}) \geq R$   
 制約条件：縁応力度  $\sigma(\mathbf{x}) \leq \sigma_t$

##### Problem 2: 水平方向反力の最大化:

目的関数：水平方向反力  $R(\mathbf{x})$ の最大化  
 制約条件：部材体積  $V(\mathbf{x}) \leq V_0$   
 制約条件：縁応力度  $\sigma(\mathbf{x}) \leq \sigma_t$

##### Problem 3: 既存上側梁の端部せん断力の最小化:

目的関数：既存上側梁の端部せん断力  $Q(\mathbf{x})$ の最小化  
 制約条件：水平方向反力  $R(\mathbf{x}) \geq R$   
 制約条件：部材体積  $V(\mathbf{x}) \leq V_0$   
 制約条件：縁応力度  $\sigma(\mathbf{x}) \leq \sigma_t$

#### 5.耐震補強ブロック壁の形状最適化結果

以下に各問題の結果を示す。以降の図では、最適形状の明瞭化のため、既存骨組を省略する。

##### ・ Problem 0 (基準モデル)

基準モデルの解析結果を表4、形状を図4、軸力図を図5に示す。ただし、軸力図の赤色は圧縮、青色は引張とする。

耐震補強ブロック内の格子材の軸力の最大値は 134kN である。軸力を考慮することで、部材の効率が明確になり、以降の部材配置の効率化を図ることが可能である。

表 4 基準モデルの解析結果

$V_0(\text{m}^3)$	$R_0(\text{kN})$	$Q_0(\text{kN})$	$\sigma_0(\text{N/mm}^2)$
2.16	1564	253	82.5

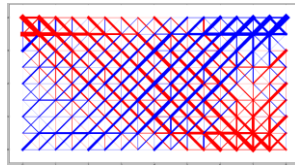
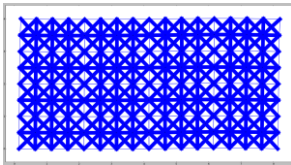


図 4 基準モデルの形状

図 5 基準モデルの軸力図

軸力図より、縦横の格子材よりも、斜めの格子材の補強効果が高いと確認できる。ユニットブロック群 1 に関して、Problem 1~3 の最適化を行う。

・ Problem 1 (部材体積最小化問題)

水平方向反力  $R(\mathbf{x})$  の下限値は、Problem 0 での値  $R_0=1564$  kN より少し小さい値として、 $R_L=1400$  kN (約 89.5%) を採用する。最適化によって、得られた解を表 5 に、耐震補強ブロック壁の形状を図 6 に、軸力図を図 7 に示す。

最適化の結果、基準モデルに対し水平方向反力合計が 91.2% に低下しているものの、部材体積合計が 25.9% まで低減できており、水平剛性がほぼ同等で体積を 3 割に低減した耐震補強ブロック壁形状が導出できた。

軸力の最大値は、143kN であり、基準モデルの 1.06 倍である。最適形状、軸力図は基準モデルの図と比較して、大きく変化していることが確認でき、軸力図についても、最適形状と同じ傾向になっていることがわかる。

表 5 Problem 1 の諸元

$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma(\text{N/mm}^2)$
0.56	1427	245	146

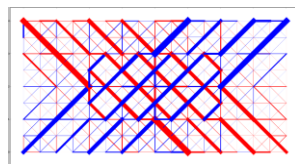
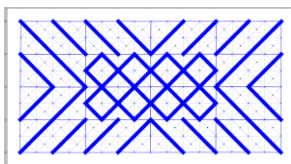


図 6 最適形状

図 7 軸力図

・ Problem 2 (水平方向反力最大化問題)

Problem 1 で得られた最適解の部材体積  $0.56 \text{ m}^3$  より少し大きい値  $0.65 \text{ m}^3$  (約 30%) を、部材体積合計  $V(\mathbf{x})$  の上限値  $V_U$  として採用する。

最適化によって、得られた解を表 6 に、耐震補強ブロック壁の形状を図 8 に、軸力図を図 9 に示す。

最適化の結果、基準モデルに対し、部材体積合計を 26.3% に低減させた場合にも、水平方向反力の低下が、

93.1% に留まっており、水平剛性がほとんど低下しない耐震補強ブロック壁形状が導出できた。軸力の最大値は、136kN であり、基準モデルと大きな差はない。

表 6 Problem 2 の諸元

$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma(\text{N/mm}^2)$
0.57	1457	256	118

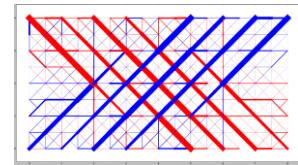
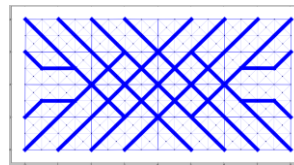


図 8 最適形状

図 9 軸力図

・ Problem 3 (既存上側梁端部せん断力最小化問題)

水平方向反力  $R(\mathbf{x})$  の下限値および、部材体積  $V(\mathbf{x})$  の上限値は、Problem 1, 2 の制約条件を緩和した値、すなわち、 $R_L=1350$  kN (約 86.3%)、 $V_U=0.700 \text{ m}^3$  (約 32.4%) を採用する。Problem 3 は、梁端部せん断力の最小化を主に目的としているためである。また、Problem 1, 2 の制約条件を用いると、せん断力の減少率が低いためでもある。

最適化の結果、基準モデルに対し部材体積合計を 32.1% に減少させ、水平方向反力合計を 86.3% に低下させた場合に、既存上側梁の材端のせん断力が 59.7% に低下している。基準モデルと同レベルの水平断剛性を確保しつつ、体積を約 1/3 に低減し、既存上梁せん断力を 6 割に低減した耐震補強ブロック壁形状が導出できた。

軸力の最大値は、114kN であり、部材の連続性がない。そのため、部材が効率よく用いられていないことが確認できる。

表 7 Problem 3 の諸元

$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma(\text{N/mm}^2)$
0.695	1350	151	171

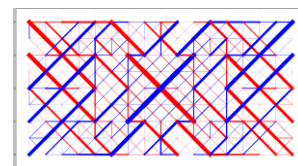
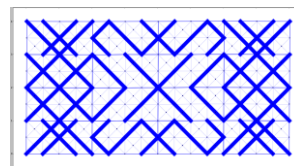


図 10 最適形状

図 11 軸力図

Problem 1~3 より、最小化・最大化は、可能であるとわかる。しかし、図 6~11 より、ユニットブロック群 1 に対する最適化問題では、太い部材の連続性の確保が困難であると確認できる。そこで、Problem 1~3 の結果を考慮して、新しい 10 種類のユニットブロック (以降、「ユニットブロック群 2」) に対する最適化問題を解く。最適化問題の制約条件は、同様とする。ユニットブロック群 2 を図 12 に示す。

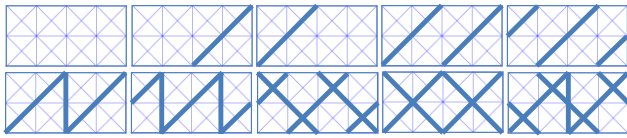


図12 ユニットブロック群2

・Problem1 (部材体積最小化問題)

水平方向反力  $R(x)$  の下限値は、ユニットブロック群1の最適化問題と同様の  $R_L=1400$  kN とする。最適化によって、得られた解を表8に、耐震補強ブロック壁の形状を図13に、軸力図を図14に示す。

最適化の結果、基準モデルに対し、水平方向反力合計が89.5%に低下しているものの、部材体積合計が19.9%まで低減できた。最大軸力は、185kNであり、基準モデルの1.38倍である。このことより、部材が効率よく用いられていることがわかる。

また、部材体積は、ユニットブロック群1と比較して、大きく減少しているため、ユニットブロック群2の有効性が確認できる。

表8 Problem1の諸元

V (m <sup>3</sup> )	R (kN)	Q (kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
0.43	1400	239	242

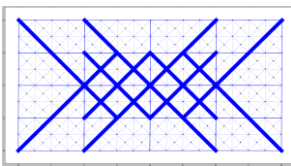


図13 最適形状

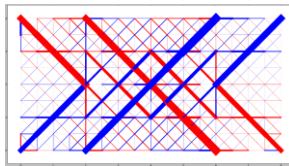


図14 軸力図

・Problem2 (水平方向反力最大化問題)

ユニットブロック群1の最適化問題と同様、 $0.65$  m<sup>3</sup> を、部材体積合計  $V(x)$  の上限値  $V_U$  として採用する。

最適化によって、得られた解を表9に、耐震補強ブロック壁の形状を図15に、軸力図を図16に示す。

最適化の結果、基準モデルに対し、部材体積合計を29.1%に低減させた場合にも、水平方向反力の低下が94.2%に留まっている。軸力の最大値は、143kNであり、基準モデルの約1.06倍である。

また、水平方向反力が、ユニットブロック群1と比較して、増加したことより、ユニットブロック群2の有効性を確認できる。

表9 Problem2の諸元

V (m <sup>3</sup> )	R (kN)	Q (kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
0.63	1474	254	112

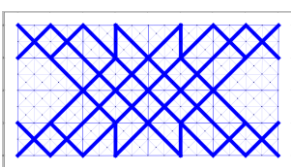


図15 最適形状

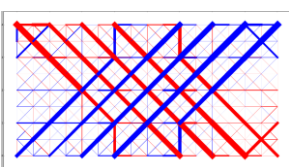


図16 軸力図

・Problem3 (既存上側梁端部せん断力最小化問題)

ユニットブロック群1の最適化問題と同様の  $R_L=1350$  kN,  $V_U=0.700$  m<sup>3</sup> を採用する。

最適化の結果、基準モデルに対し部材体積合計を27.3%に減少させ、水平方向反力合計86.3%に低下させた場合に、既存上側梁の材端のせん断力が55.7%に低下している。

軸力の最大値は、172kNであり、基準モデルの約1.27倍である。

表10 Problem3の諸元

V (m <sup>3</sup> )	R (kN)	Q (kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
0.59	1350	141	114

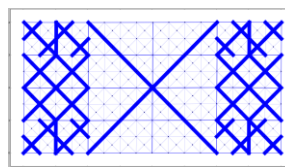


図17 最適形状

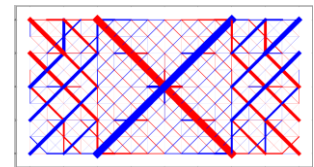


図18 軸力図

以上より、ユニットブロック群1よりもユニットブロック群2が、耐震補強の有効性が高いとわかる。また、ユニットブロックの形状が最適解に対して、大きく影響することも確認できる。

6.まとめ

- ①さまざまな目的関数と制約条件を与えて、最適化を行うことで、多くの設計条件に対して、最適な耐震補強ブロック壁の形状を創出することができる。
- ②本手法を用いることで、耐震補強ブロック壁の剛性を確保しながら軽量化を図り、既存骨組への影響についても考慮した耐震補強ブロック壁の最適化が可能となる。
- ③最適解として得られる耐震補強ブロック壁の形状は、用いるユニットブロック群に大きく依存しており、異なるユニットブロック群を用いることで、さまざまな最適解を得ることが可能である。

【参考文献】

- 1) 栗田康平, 表佑太郎, 江戸宏彰, 古屋則之, 小柳光生, 増田安彦, 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, 日本建築学会度大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.139-140, 1998.
- 2) 見上知広, 大崎 純, 福島功太郎, 建築骨組の耐震補強格子ブロックの形状最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 715, pp. 1427-1434, 2015.
- 3) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>)
- 4) エポキシ注入工法, アルファ工業株式会社 (ALPHA KOGYO K.K.) <http://www.alpha-kogyo.com/menu06/>, (参照 2105-05-11)
- 5) 木村耕三, 萩尾浩也, 奥田章子, 糸日谷剛, 田澤仁, FRP ブロックを用いた増設耐震壁工法の開発, 日本建築学会度大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.677-678, 2003.

\*1 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生  
 \*2 大林組・広島大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生  
 \*3 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授  
 \*4 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 助教