

さまざまな形状のユニットで構成された耐震補強ブロック壁の組合せ最適化

COMBINATORIAL OPTIMIZATION OF LATTICED BLOCKS COMPOSED OF
VARIOUS UNIT SHAPES FOR SEISMIC RETROFIT

福島 功太郎*, 大崎 純**, 見上 知広***, 宮津 裕次****

*Kotaro FUKUSHIMA, Makoto OHSAKI, Tomohiro MIKAMI
and Yuji MIYAZU*

FRP blocks are effectively used for reduction of cost and period of time for seismic retrofit of building frames, because they can be manufactured in plants and attached to the existing frame easily. The performance of shear wall consisting of FRP blocks can be improved by using unit latticed blocks of various shapes. However, if the shape of latticed blocks is optimized considering the thickness of each lattice member as continuous variable, the optimal solution has many thin members, which is not practically appropriate. In this paper, a combinatorial optimization approach is presented for shape optimization of shear wall consisting of unit blocks of various pre-determined shapes. It is shown in the numerical examples that the performances such as lateral stiffness and maximum shear force in the existing beam can be improved by optimizing the combination of units.

Keywords : *Seismic retrofit, building frame, simulated annealing, latticed block, combinatorial optimization*

耐震改修, 建築骨組, 疑似焼きなまし法, 格子ブロック, 組合せ最適化

1. はじめに

建築骨組構造の耐震改修には、免震、制振、耐震、減築など、様々な方法が存在し、最適な方法は、個別の骨組の既存性能や用途によって異なる。とくに、公共建築物や事務所ビルなどでは、事業継続性が重要である。そのため、施工時の振動や騒音を低減する必要がある。

耐震壁の増設・増厚のために、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¹⁾は、事業継続性の観点から優れた方法である。三輪ら²⁾は、超高強度繊維補強コンクリート (PRC) ブロックの特性を、実験によって評価した。木村ら³⁾は、ガラス繊維強化プラスチック (FRP) ブロックの特性を検証した。今川ら⁴⁾は、ガラスと鋼材で構成されるブロックをエポキシ樹脂で接着する工法を提案した。しかし、これまでに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、必ずしも耐震性能が優れた形状になってない。また、ブロックの性能は単体あるいは壁の載荷実験で検証されているものの、既存骨組の柱・梁部材への影響が十分に考慮されていない。

耐震補強ブロックを骨組構造としてモデル化すれば、そのトポロジー (部材配置) と剛性分布を最適化することが可能である。骨組構造の最適化については、多くの研究⁵⁻⁸⁾が存在する。それらのほと

んどは、平面骨組を対象とし、柱、梁あるいはブレースの断面や配置を最適化している。膜構造の取り付け部材などの部品を骨組モデルによって最適化した研究も存在する⁹⁾。

制振部材などの構造要素は、大量生産され、作用する荷重や変形が単純であるため、最適化の効果が高いと考えられる。大崎ら¹⁰⁾は、開口部を有するパネルダンパーの開口形状を最適化することにより、エネルギー消費性能を向上できることを示した。藤井ら^{11,12)}は、制振部材を骨組構造でモデル化して形状とトポロジーを最適化した。見上ら¹³⁾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 (逐次2次計画法) 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。

本論では、あらかじめ指定された種類のユニットで構成される耐震補強ブロックの形状を、組合せ最適化手法を用いて最適化する。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。

* 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生
(現 大成建設設計本部 修士(工学))

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

*** 広島大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生・工修
大林組本社構造設計部

**** 広島大学大学院工学研究院 助教・博士(工学)

Grad. Stud., Dept. of Architecture, Hiroshima University
(Currently, Design Division, Taisei Corporation, M.Eng.)

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr.Eng.

Grad. Stud., Dept. of Architecture, Hiroshima University, M.Eng.

Structural Eng. Dept., Tokyo Head Office, Obayashi Corporation

Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Hiroshima University, Dr.Eng.

2. 既存骨組と耐震補強格子ブロックのモデル化

Fig. 1 のような横 2000mm、縦 1000mm の枠材と縦横斜めの格子部材からなる耐震補強格子ブロック（以降「格子ブロック」）を基本ユニットとし、Fig. 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 次元モデルを考える。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格子ブロック壁を想定したモデルである。既存骨組は鉄筋コンクリート造ラーメン架構とし、柱および梁を弾性の Beam-Column 要素でモデル化する。解析コードは、汎用骨組解析プログラムである OpenSees¹⁴⁾ を使用する。

格子ブロックは FRP 製とし、枠材と格子部材を弾性の Beam-Column 要素でモデル化する。Fig. 1 は存在可能なすべての部材の配置を示しており、この中から不要な部材を除去してさまざまな種類のユニットブロックを作成する。既存骨組の諸元を Table 1 に、格子ブロックの枠材 (Frame) と格子部材 (Lattice) の諸元を Table 2 に示す。なお、Table 2 で Width (B) はモデル面外方向の幅を、Thickness (T) はモデル面内方向の厚さを示す。以下の最適化において、存在する格子材の板厚を 100 mm とし、存在しない場合にも解析の便宜のため厚さ 0.1 mm の部材を与える。各部材は 1 つの梁要素でモデル化するため、個材座屈を十分な精度で表現できないが、軸力を主に負担する斜め方向ラチス部材の細長比は、節点間距離を座屈長さとしても 24.5 であり、十分に小さい。

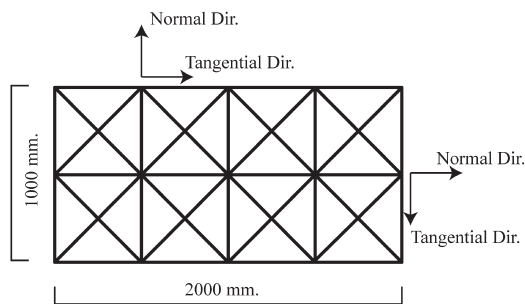


Fig. 1 Basic configuration of latticed unit block.

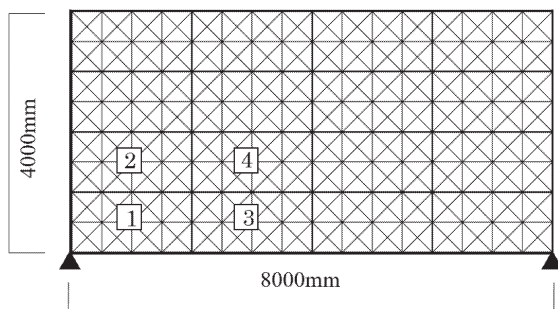


Fig. 2 Connection of blocks to existing frame.

Table 1 Specification of existing frame.

	Width B (mm)	Depth D (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)
Column	700	700	490000	2.00×10^{10}
Beam	400	700	280000	1.14×10^{10}

Table 2 Specification of latticed block.

	Width B (mm)	Thickness T (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)
Frame	60	10	600	5.00×10^3
Lattice	60	0.1 or 100	6 or 6000	5.00×10^{-3} or 5.00×10^6

3. 接合部のモデル化

耐震補強ブロック節点間およびブロック節点—既存骨組間の接合部は、接着剤（エポキシ樹脂）による結合を仮定し、接着部分は引張側と圧縮側で異なる剛性と降伏耐力を指定できる長さ 0 の要素（OpenSees¹⁴⁾の UniaxialMaterial ElasticBilin）によりモデル化する。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、梁は 16 個、柱は 8 個の要素で分割する。コンクリート、エポキシ樹脂¹⁵⁾、FRP³⁾の諸元を Table 3 に、接着部分を模擬する要素の法線方向（Fig. 1 参照）の特性を Fig. 3(a)に、接線方向（Fig. 1 参照）の特性を Fig. 3(b)に示す。ただし Fig. 3(a)は、正を引張、負を圧縮とする。

接着部分の法線方向の圧縮剛性は、Fig. 3(a)に示すように、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）と等しくなった時に、急激に上昇するように設定する。

コンクリートの引張強度は、接着剤と 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、接着剤と 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し、Fig. 3(a)の引張強度にはコンクリートの引張強度を用いる。また、ブロック間の接着に関して、FRP よりも接着剤の破断が先行して生じるものとし、Fig. 3(a)の引張強度には接着剤の引張強度を用いる。

Table 3 Material properties of concrete, epoxy and FRP.

	Tensile strength σ_t (N/mm ²)	Compressive strength σ_c (N/mm ²)	Shear strength σ_s (N/mm ²)	Young's modulus E (N/mm ²)
Concrete	2.7	24	4	20000
Epoxy	27	—	10	4000
FRP	335	319	—	20000

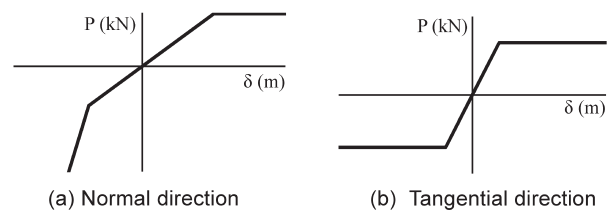


Fig. 3 Material properties of epoxy.

4. 構造解析手法と最適化手法

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（並進 2 方向固定、回転 1 方向自由）とする（Fig. 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 rad、1/100 rad の層間変形角に相当する強制変位 20mm、40mm を与えたときの応答を、上側梁の両端の変位増分

を 0.4mm とした解析により評価する。支持点の水平方向反力の合計によって層せん断力を求めて、耐震壁の水平剛性を評価する。

一般に、構造最適化の手法は、数理計画法と発見的手法に分類される。本論で対象とする耐震補強ブロック壁の最適化問題は、複数の格子ブロック設置可能箇所それぞれにユニットブロックを選択する組合せ最適化問題である。したがって、整数変数を容易に扱うことができ、制約を満たさない解が多数存在する場合にも有効な局所探索に基づく発見的手法を用いる。その中で、温度パラメータに依存する確率で改悪方向への遷移を許容することで、解が局所最適解に陥るのを防ぎ大域最適解を求めることができる疑似焼きなまし法¹⁶⁾ (SA) を用いる。

本論の最適化アルゴリズムを、目的関数を最小化する場合について以下に示す。

Step 1. 文献13)において数理計画法（逐次2次計画法）による方法で得られた最適解に基づき、10種類のユニットブロックを定める。格子部材のうち、存在する部材の厚さは100 mmとし、存在しない部材にも解析の簡略化のため0.1 mmの厚さを与える。枠材の厚さは10 mmである。

Step 2. 耐震補強ブロックの全格子部材が存在するモデル（基準モデル）の部材体積、水平方向剛性、梁の最大せん断力を、それぞれの基準値とする。

Step 3. 10種類のユニットブロックを、部材体積の小さい順に1, 2, ... 10の整数変数で定める。ユニットブロックの m 個の設置箇所に選択されるユニットの種類を設計変数 $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_m)$, ($x_i \in \{1, 2, \dots, 10\}$) とする。

Step 4. 制約条件を満たす解を初期解とし、これを暫定解とする。温度パラメータ T に初期温度 1.0を設定する。また、初期のステップで目的関数が10%増加した時の解の受理確率が約0.5となるようにスケールパラメータ s を定める。

Step 5. 上側梁両端の節点に水平方向強制変位を与えて解析を行い、目的関数 $F(\mathbf{x})$ の値を求める。制約を満たさない場合は、 $F(\mathbf{x})$ に極めて大きい値を与える。

Step 6. 現在の解候補 $\mathbf{x}$ の近傍解をランダムに10個生成する。近傍解に対してStep 5と同様の解析を行い、最も評価が改善される解 $\mathbf{x}'$ が $F(\mathbf{x}') \leq F(\mathbf{x})$ を満たせばその解を受理する。 $F(\mathbf{x}') > F(\mathbf{x})$ であれば、式(1)を用いて近傍解の受理確率 p を求めて、一様乱数 $0 \leq r \leq 1$ が p 以下であれば近傍解を受理する。

$$p = \exp \left(- \frac{|F(\mathbf{x}') - F(\mathbf{x})|}{T \times s} \right) \quad (1)$$

Step 7. 温度更新パラメータを $\alpha < 1$ として、 $T \leftarrow \alpha T$ に温度を更新する。以下の例では、 $\alpha = 0.92$ とする。

Step 8. 温度更新回数が指定値 50 に達していれば、それまでの最良解を出力して終了する。指定値に達していなければ、Step 6 にもどる。

5. 耐震補強ブロック壁の形状最適化問題

Fig. 2 の部分骨組を対象として、10 種類のユニットブロックの組合せを最適化する。Fig. 2 の部分骨組は、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。したがって、設置箇所は Fig. 2 の 1, 2, 3, 4 の 4 箇所であり、変数の数は $m = 4$ である。

まず、Fig. 4 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 のうち不要であると想定されるユニットブロックを、より補強効率が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、補強効率の優れた耐震補強壁が創出できる。

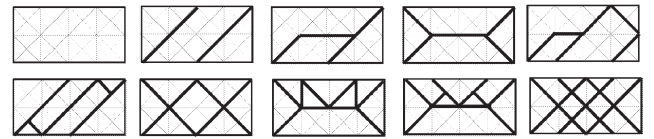


Fig. 4 Ten types of blocks in unit group 1.

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の合計（以降、単に「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最大せん断力を考慮し、以下のような基準モデルと 3 種類の最適化問題を考える。

3 つの最適化問題は独立であるが、Problem 2 では制約条件に Problem 1 の結果を、Problem 3 では Problem 1, 2 の結果を考慮する。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（軸力と曲げモーメントの複合応力）の絶対値の最大値 $\sigma_{\max}$ が、Table 3 に示す FRP の圧縮強度 ($\sigma_B = 319 \text{ N/mm}^2$) 以下になる制約条件を与える。部材体積 V が小さく、水平方向反力 R が大きく、既存上側梁の最大せん断力 Q が小さい耐震補強ブロック壁の補強効率が良いといえる。なお、 R の下限値を R_L , V の上限値を V_U とし、Problem 3 では Problem 1, 2 とは異なる値を用いることが可能であるため、それぞれ R_L^* , V_U^* とする。

基準モデル:

基準モデルとして、格子ブロックのすべての格子部材が存在するモデルを作成し、部材体積 V_0 (m^3), 水平方向反力 R_0 (kN), 既存上側梁の最大せん断力 Q_0 (kN), 最大縁応力 σ_0 (N/mm^2) および最大軸力 N_0 を算出する。

Problem 1: 部材体積の最小化問題:

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 $R(\mathbf{x}) \geq R_L$

: 縁応力 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_B$

Problem 2: 水平方向反力の最大化問題:

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 $V(\mathbf{x}) \leq V_U$

: 縁応力 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_B$

Problem 3: 既存上側梁の最大せん断力の最小化問題:

目的関数: 既存上側梁の最大せん断力 $Q(\mathbf{x})$ の最小化

制約条件: 水平方向反力 $R(\mathbf{x}) \geq R_L^*$

: 部材体積 $V(\mathbf{x}) \leq V_0^*$

: 縁応力 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_B$

6. 耐震補強ブロック壁の形状最適化結果

Fig. 4 に示したユニットブロック群 1 を用いて得られた各問題の最適化結果を示す。以降に示す変形図では、変形後の部材配置を明瞭化するため、変位を 5 倍とし、既存骨組を省略している。各問題は凸な最適化問題ではないため、SA によって得られる解は初期解に依存する。したがって、Problem 1 では制約条件を満たす 5 個の異なるランダムな解を初期解として最適化を行う。Problem 2, 3 では、ランダムに生成した解は制約を満たさない場合が多いため、Problem 1 の最適解を初期解とし、近傍解を生成する際の乱数の初期値を変更する。それぞれの問題に対して、5 回の最適化で得られた解のうち最も優れた解を以下に示す。

以下の結果の表記において、層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ と $1/100 \text{ rad}$ に対する値を、括弧を用いて (応答 1, 応答 2) のように表記する。

6.1 ユニットブロック群 1

・基準モデル

層間変形角 ($1/200 \text{ rad}$, $1/100 \text{ rad}$) に対する基準モデルの解析結果を Table 4, 形状を Fig. 5(a), 軸力の絶対値を Fig. 5(b),(c) に示す。軸力図より、縦横方向の格子部材よりも、斜め方向の格子部材の補強効果が高いことが認められる。部材の軸力は、それぞれの部材の効率を示しており、次節のユニットブロック群 2 のユニット形状の選択基準とすることができる。また、接触要素の特性が圧縮と引張で非対称なため、軸力分布は非対称となっている。

Table 4 Response of reference model.

Drift angle	V_0 (m^3)	R_0 (kN)	Q_0 (kN)	σ_0 (N/mm^2)	N_0 (kN)
1/200	1.62	3282	489	52	208
1/100	1.62	4134	921	118	258

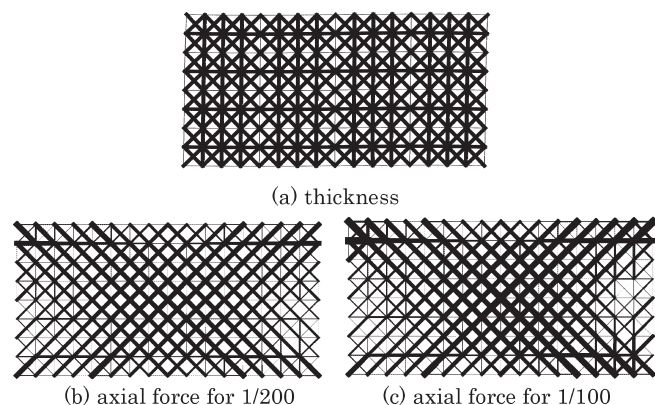


Fig. 5 Reference model.

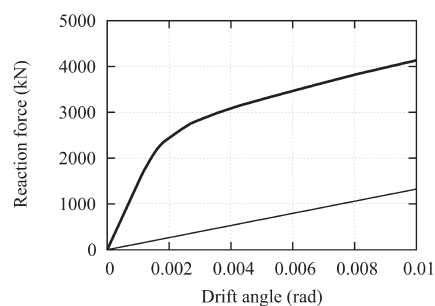


Fig. 6 Horizontal reaction force of reference model and frame model without block.

Fig. 6 には、基準モデルと格子ブロックを有さない既存骨組について、層間変形角と水平方向反力の関係を太線と細線でそれぞれ示す。基準モデルでは、約 $1/500 \text{ rad}$ で格子ブロックと既存骨組の接合部で引張力を受けるコンクリートが破壊し、 $1/500 \text{ rad}$ 以降の水平方向反力の増大には、既存骨組の剛性の寄与が極めて大きい。すなわち、基準モデルでは、格子ブロックの剛性が $1/500 \text{ rad}$ 以降の水平剛性 (接線剛性) にほとんど寄与していない。

以下では、ユニットブロック群 1 を用いて、Problem 1~3 の最適化を行う。

・Problem1 (部材体積最小化問題)

層間変形角 ($1/200 \text{ rad}$, $1/100 \text{ rad}$) の部材体積最小化問題に対する水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の下限値 R_L は、基準モデルの値 R_0 の約 70.0% に相当する (2297kN, 2894kN) とする。最適化によって得られた解の応答量を Table 5 に示す。ここで、 $N_{\max}$ は格子部材の軸力の絶対値の最大値である。また、目的関数の値をグレーの網掛けで示している。耐震補強ブロック壁の形状を Fig. 7(a),(c) に、軸力の絶対値を Fig. 7(b),(d) に示す。

最適化の結果、層間変形角 ($1/200 \text{ rad}$, $1/100 \text{ rad}$) に対し、水平方向反力が基準モデルから (70.0%, 74.1%) に低下しているものの、部材体積を (29.2%, 24.3%) まで低減できており、水平剛性が 70% 以上で部材体積を 30% 以下に低減した耐震補強ブロック壁形状が得られている。

Table 4, 5 より、 $1/100 \text{ rad}$ の方が $1/200 \text{ rad}$ よりも部材体積の減少量が多い。Fig. 6 からわかるように、水平方向反力の制約を満たすために、格子ブロックにより増大させるべき水平剛性の割合は、 $1/200 \text{ rad}$ に比べ $1/100 \text{ rad}$ の方が小さい。付与すべき水平方向反力は $1/200 \text{ rad}$ の場合、既存骨組モデル (ブロックのないモデル) の水平方向反力 (662 kN) の 247% (1635 kN) であり、 $1/100 \text{ rad}$ の場合、既存骨組モデルの水平方向反力 (1325 kN) の 118% (1569 kN) である。したがって、格子ブロックの総体積と水平方向反力との関係に正の相関があるとすれば、 $1/100 \text{ rad}$ の場合の方が付加すべき格子ブロックの体積は小さくなり、このことが、 $1/100 \text{ rad}$ と $1/200 \text{ rad}$ の部材体積の減少率の差異の一因と考えられる。

$N_{\max}$ の値は各基準モデルの (1.46 倍, 1.53 倍) である。 $1/100 \text{ rad}$ で $\sigma_{\max}$ の値は 175 N/mm^2 であり、FRP の圧縮強度の $1/2$ 程度である。最適形状は、縦材・横材を排除して斜材を主に用いた形状となっている。また、斜材の軸力が増加して補強効率が良くなっていることが確認できる。

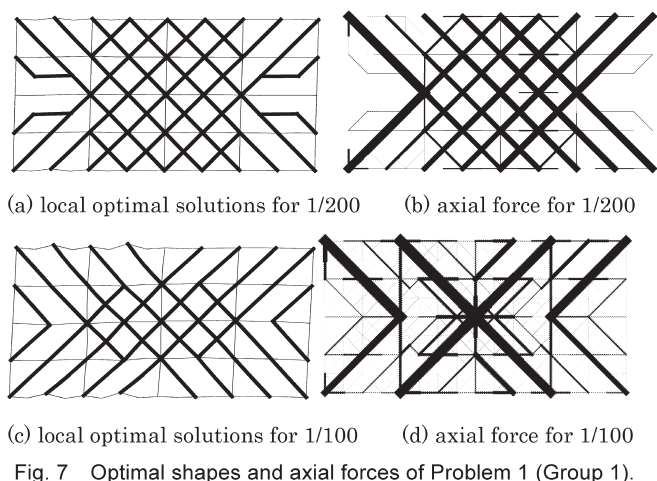


Table 5 Result of Problem 1 (Group 1).

Drift angle	$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma_{\max}(\text{N/mm}^2)$	$N_{\max}(\text{kN})$
1/200	0.473	2299	400	104	303
1/100	0.398	3063	628	175	396

SAによる最適化の精度を確認するために、 $10^4 = 10000$ 個の解を総列挙した結果、層間変形角が1/100 radと1/200 radの両方の場合でTable 5の解が大域最適解であることが確認できた。以下のユニットブロック群2についても、Problem 1の解が大域最適解であることを確認した。したがって、Problem 2, 3についてもステップ数50のSAによって最適解を求める。

以下で示すユニットブロック群1, 2のProblem 1~3の5回のすべての試行について、SAでの最適解が得られたステップ数をTable 6に示す。ここで、「-」は最適解が得られなかったことを示している。Table 6より、全ての問題において、5回の試行のいずれかで、21ステップ以内で最適解が得られていることがわかる。したがって、ステップ数は50で十分であり、近傍数が10なので、各問題での解析回数は、5回の試行を行った場合 $(50 \times 10 + 1) \times 5 = 2505$ である。

Table 6 Number of steps to obtain optimal solution.

Unit Group	Problem	Drift angle	Trial				
			1	2	3	4	5
1	1	1/200	5	5	10	29	15
		1/100	18	11	6	15	4
	2	1/200	8	19	4	6	27
		1/100	5	11	8	-	5
	3	1/200	3	4	3	1	-
		1/100	23	11	29	12	22
2	1	1/200	4	10	-	-	6
		1/100	16	-	-	-	-
	2	1/200	5	2	12	5	-
		1/100	-	6	-	6	7
	3	1/200	-	20	21	-	-
		1/100	-	-	7	-	-

・ 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 (0.473 m^3 , 0.398 m^3)より10%大きい値 (0.520 m^3 , 0.438 m^3)を部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_0 とした場合の最適化結果をTable 7に示す。また、最適化で得られた形状をFig. 8(a),(c)に、軸力の絶対値をFig. 8(b),(d)に示す。

Table 7より、基準モデルに対し、層間変形角を(1/200 rad, 1/100 rad)とした場合で水平方向反力は(72.7%, 74.5%)であり、Problem 1の最適解より少し大きい。部材体積の値は上限値を少し下回っている。その結果、Problem 1の解からProblem 2の解への反力の増加量は、Problem 1の値の(3.7%, 0.5%)であり、Problem 1, 2の解にそれほど差異はないといえる。すなわち、部材体積と水平方向反力はトレードオフ関係にあり、 V の上限値あるいは R の下限値が適切に与えられれば、Problem 1と2のいずれを解いてもよい。

Table 7 Result of Problem 2 (Group 1).

Drift angle	$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma_{\max}(\text{N/mm}^2)$	$N_{\max}(\text{kN})$
1/200	0.517	2385	427	94	292
1/100	0.434	3079	583	284	336

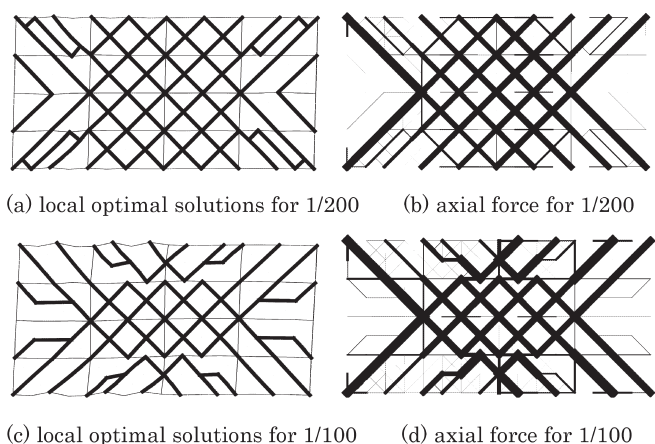


Fig. 8 Optimal shapes and axial forces of Problem 2 (Group 1).

・ Problem 3 (既存上側梁最大せん断力最小化問題)

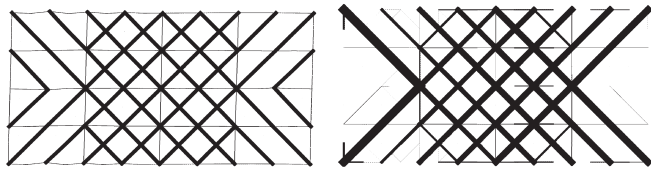
制約条件として与える水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の下限值 R^* は、Problem 2の最適解での値の(85%, 80%)の値 (2027 kN, 2463 kN)とする。また、部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_0^* はProblem 2と同じである。最適化によって得られた解の応答量をTable 8に示す。また、耐震補強ブロック壁の形状をFig. 9(a),(c)に、軸力の絶対値をFig. 9(b),(d)に示す。

最適化の結果、部材体積は(28.8%, 26.7%)であり、水平方向反力合計は(69.9%, 61.1%)である。また、 $N_{\max}$ の値は、各基準モデルの(1.44倍, 1.73倍)である。

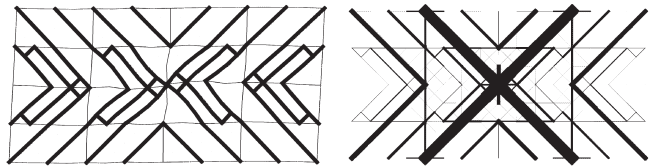
既存上側梁の最大せん断力は、基準モデルの(81.8%, 55.6%)に低下しているが、1/200 radではProblem 1から改善されていない。したがって、上側梁の最大せん断力は、層間変形角が大きいほど低減効果が大きくなる傾向にあり、1/100 radでは、部材体積を30%以下に低減して既存上側梁最大せん断力を45%程度低減できるような耐震補強ブロック壁形状が得られた。

Table 8 Result of Problem 3 (Group 1).

Drift angle	$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma_{\max}(\text{N/mm}^2)$	$N_{\max}(\text{kN})$
1/200	0.466	2294	400	107	299
1/100	0.432	2524	512	219	446



(a) local optimal solutions for 1/200 (b) axial force for 1/200



(c) local optimal solutions for 1/100 (d) axial force for 1/100

Fig. 9 Optimal shapes and axial forces of Problem 3 (Group 1).

6.2 ユニットブロック群 2

ユニットブロック群 1 を使用した Problem 1~3 の結果より, 部材体積が小さく, 180° の回転対称性を持ち, 斜材を主に用いる格子ブロックが選択される傾向にあることを確認できる。また, 軸力図より, 軸力を十分に負担していない格子部材があることがわかる。

そこで, ユニットブロック群 1 の結果を考慮して, 部材体積が 0.0525m^3 以上のブロックを排除し, 対称性, 連結性, 部材体積を考慮した格子ブロック群を作成する。10 種類のユニットブロックのうち, 5 種類は, 部材体積を可能な限り小さくし, 連結性を向上させることを目的とする。残りの 5 種類の格子ブロックは, 部材体積の小さな格子ブロックと連結可能であり, 部材体積を一定以上確保し, 水平方向反力を高めることを目的とする。以上の方針で得られた 10 種類の格子ブロック (以降, 「ユニットブロック群 2」) を Fig. 10 に示す。ユニットブロック群 2 を用いて, 再度 Problem 1~3 の最適化を行う。

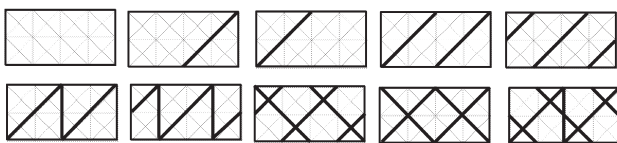


Fig.10 Ten types of blocks in unit group 2.

・ Problem1 (部材体積最小化問題)

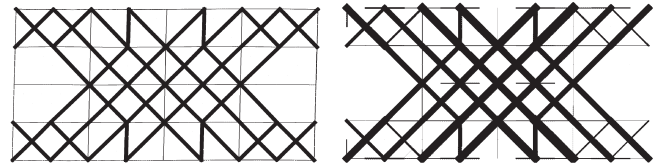
水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の下限値は, ユニットブロック群 1 の最適化問題と同じ値とする。最適化によって得られた解の応答量を Table 9 に, 耐震補強ブロック壁の形状を Fig. 11(a)(c)に, 軸力の絶対値を Fig. 11(b)(d)に示す。

最適化の結果, 層間変形角(1/200 rad, 1/100 rad)に対して水平方向反力合計が基準モデルの(70.9%, 70.1%)に低下しているものの, 部材体積を(28.1%, 21.2%)まで低減できた。最大軸力は, 基準モデルの(1.49 倍, 1.73 倍)であり, 部材が効率よく用いられていること

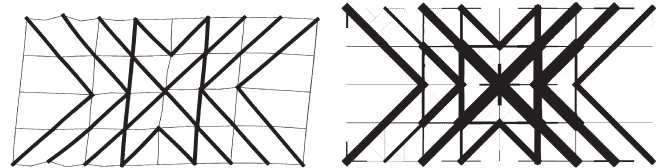
がわかる。また, 部材体積は, ユニットブロック群 1 の(96.4%, 86.4%)であり, ユニットブロック群 2 の有効性を確認できる。

Table 9 Result of Problem 1 (Group 2).

Drift angle	$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma_{\max}(\text{N/mm}^2)$	$N_{\max}(\text{kN})$
1/200	0.456	2326	390	101	309
1/100	0.344	2898	580	199	446



(a) local optimal solutions for 1/200 (b) axial force for 1/200



(c) local optimal solutions for 1/100 (d) axial force for 1/100

Fig.11 Optimal shapes and axial forces of Problem 1 (Group 2).

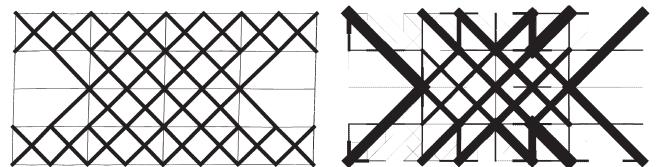
・ Problem 2 (水平方向反力最大化問題)

Problem 1 で得られた最適解の部材体積(0.456m^3 , 0.344m^3)より 10%大きい値 (0.502m^3 , 0.378m^3)を部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_U とした場合の最適化結果を Table 10 に, 耐震補強ブロック壁の形状を Fig. 12(a),(c)に, 軸力の絶対値を Fig. 12(b),(d)に示す。

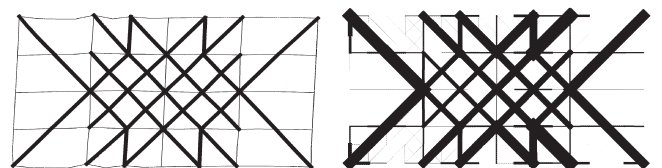
最適化の結果, 基準モデルに対し, 部材体積合計を(30.9%, 21.9%)に低減させ, 水平方向反力の低下を(75.2%, 75.0%)に留めることができた。軸力の最大値は, 基準モデルの(1.34 倍, 1.77 倍)である。また, ユニットブロック群 1 と比較して, 水平方向反力が少し増加している。

Table 10 Result of Problem 2 (Group 2).

Drift angle	$V(\text{m}^3)$	$R(\text{kN})$	$Q(\text{kN})$	$\sigma(\text{N/mm}^2)$	$N_{\max}(\text{kN})$
1/200	0.500	2467	398	106	278
1/100	0.354	3100	523	247	456



(a) local optimal solutions for 1/200 (b) axial force for 1/200



(c) local optimal solutions for 1/100 (d) axial force for 1/100

Fig.12 Optimal shapes and axial forces of Problem 2 (Group 2).

・ Problem 3 (既存上側梁最大せん断力最小化問題)

制約条件として与える水平方向反力 $R(x)$ の下限値 R_L^* は、Problem 2 の最適解での値の(85%, 80%)の値(2093 kN, 2480 kN)とする。また、部材体積 $V(x)$ の上限値 V_U^* は Problem 2 と同じである。最適化によって得られた解の応答量を Table 11 に、耐震補強ブロック壁の形状を Fig. 13(a),(c)に、軸力の絶対値を Fig. 13(b),(d)に示す。最適化の結果、基準モデルに対し部材体積を(30.9%, 22.7%)に減少させ、水平方向反力を(72.7%, 62.6%)に維持し、既存上側梁の最大せん断力を(62.4%, 42.5%)に低減することができた。軸力の最大値は、基準モデルの(1.37 倍, 1.85 倍)である。

上側梁せん断力の最大値は、ユニットブロック群 1 の場合の(76.3%, 76.4%)であり、ユニットブロック群 2 は梁せん断力の低減のためにも有効である。

Table 11 Result of Problem 3 (Group 2).

Drift angle	V (m ³)	R (kN)	Q (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	$N_{\max}$ (kN)
1/200	0.500	2385	305	151	284
1/100	0.368	2587	391	231	478

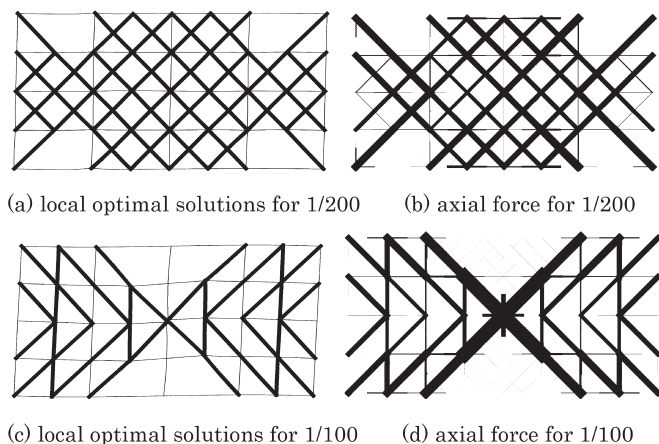


Fig.13 Optimal shapes and axial forces of Problem 3 (Group 2).

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 が耐震補強の効果が高いといえる。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。

7. まとめ

本論で得られた成果は以下のようにまとめられる。

1. 格子ブロックに要求されるさまざまな力学性能や部材体積を目的関数と制約条件に与えて最適化を実行することにより、それぞれの設計条件に対して最適な耐震補強ブロック壁の形状が得られる。
2. 本手法を用いることで、格子ブロック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設計が可能となる。
3. 実務設計への適用を考えると、さまざまな性能を同時に制約した最適化問題を考える必要がある。しかし、各性能の上下限値をあらかじめ指定することが困難な場合には、本論で示したような段階的な最適化が有効である。

4. 局所探索法の一つである疑似焼きなまし法は、本論で対象としたような解析のために多くの計算量を必要とする組合せ最適化問題に対して有効である。

5. 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。

本研究成果を実務設計に利用するために、今後の課題として、既存骨組の塑性化の影響を考慮するとともに、複数の設計条件の下での多目的最適化問題を考える必要がある。

謝辞

本研究の一部は、平成 28 年度科学研究費補助金(基盤研究 (B) 課題番号 16H04449, 代表 大崎 純)の助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表する。

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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.139-140, 1998.
- 2) 三輪明広, 荒井豊人, 古田島清彦, 菊田繁美, 石岡 拓: RPC ブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.559-560, 2005.
- 3) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.677-678, 2004.
- 4) 今川聖英, 今川憲英, 小西周介, 佐藤和真, 上野裕亮, 勝田勇人, 内山宏: ガラスと鋼製格子と非線形素材によるハイブリッド耐震システム (ISGW) の研究, 日本建築学会大会建築デザイン発表梗概集, pp.1007-1008, 2008.
- 5) M. Ohsaki: Optimization of Finite Dimensional Structures, CRC Press, 2010.
- 6) 澤田樹一郎, 中村雄治, 松尾 彰: 反復線形計画法を用いた平面ラーメンの最適弾性・塑性設計法, 日本建築学会構造系論文集, No. 485, pp. 117-125, 1996.7
- 7) 山川 誠, 荒木慶一, 中川佳久, 上谷宏二: ベイズ情報量規準によりパラメータの事前分布を考慮した鋼構造骨組最適設計法, 日本建築学会構造系論文集, No. 645, pp. 2021-2028, 2009.11
- 8) 吉富信太, 山川誠, 上谷宏二: 二段階緩和法に基づく鋼構造骨組の最適離散断面選択法, 日本建築学会構造系論文集, No. 586, pp. 95-100, 2004.12.
- 9) M Ohsaki, T. Nakajima, J. Fujiwara and F. Takeda: Configuration optimization of clamping members of frame-supported membrane structures, Eng. Struct., Vol. 33, pp. 3620-3627, 2011.
- 10) 野添順規, 大崎 純, 渡邊 秀和: 有限要素解析と発見的手法によるせん断型鋼板ダンパーの最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 689, pp. 1247-1252, 2013.7.
- 11) 藤井大地, 原田卓哉, 平田裕一: 骨組の位相最適化手法を用いたリンク機構の創生, 日本建築学会構造系論文集, No. 597, pp. 63-68, 2005.11
- 12) 藤井大地, 谷澤毅: 連続体の位相最適化手法を用いた制震機構の創生, 日本建築学会構造系論文集, No. 619, pp. 73-79, 2007.9
- 13) 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, 2015.9.
- 14) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>) (参照 2015.2.16)
- 15) エボキシ注入工法, アルファ工業 (ALPHA KOGYO) <http://www.alpha-kogyo.com/menu06/>, (参照 2016.2.16)
- 16) 相吉英太郎, 安田恵一郎 編: メタヒューリスティックスと応用, オーム社, 2007.

COMBINATORIAL OPTIMIZATION OF LATTICED BLOCKS COMPOSED OF VARIOUS UNIT SHAPES FOR SEISMIC RETROFIT

Kotaro FUKUSHIMA^{*}, *Makoto OHSAKI*^{**}, *Tomohiro MIKAMI*^{***}
and Yuji MIYAZU^{****}

^{*} Grad. Stud., Dept. of Architecture, Hiroshima University
(Currently, Design Division, Taisei Corporation, M.Eng.)

^{**} Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr.Eng.

^{***} Grad. Stud., Dept. of Architecture, Hiroshima University, M.Eng.

Structural Eng. Dept., Tokyo Head Office, Obayashi Corporation

^{****} Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Hiroshima University, Dr.Eng.

Seismic performance of an existing building frame can be improved using various devices such as shear walls, shear dampers, buckling restrained brace, base isolator, etc. If we construct shear walls using latticed blocks, we can have much ventilation and transparency compared with the solid walls. In our previous study, we presented a nonlinear programming approach to optimize the topology of latticed blocks to maximize the horizontal stiffness, and also to minimize the increase of shear force in the existing beam. However, it has been found that very thin members exist in the optimal solutions, if the thicknesses of members are considered as continuous variables.

In this study, a combinatorial optimization approach is presented for topology design of a latticed shear wall. The existing beams and columns, as well as the lattice members in blocks, are modeled using beam elements. The connections between the latticed blocks as well as those between the blocks and existing members are modeled using the zero-length bi-linear elastic elements.

The response against forced shear deformation is evaluated through an incremental geometrically and materially nonlinear analysis. The types of unit blocks that can be selected are given in view of the results of optimization using the nonlinear programming approach. A heuristic approach called simulated annealing is used for optimizing combination of unit blocks.

The following three problems are solved:

1. Minimization of structural volume under constraints on horizontal stiffness and stress.
2. Maximization of horizontal stiffness under constraints on structural volume and stress.
3. Minimization of shear force of the upper beam under constraints on horizontal stiffness, structural volume, and maximum stress of lattice members.

It is confirmed through numerical examples that various optimal combinations of latticed blocks can be generated using the proposed approach. A latticed shear wall with small structural volume can be found through combinatorial optimization while maintaining the horizontal stiffness and limiting the additional force in the existing frame members. Appropriate choice of types of units that can be selected is important to obtain mechanically efficient latticed shear walls.

(2016年3月2日原稿受理, 2016年7月11日採用決定)