

## 耐震補強格子壁の格子材配置の最適化

### TOPOLOGY OPTIMIZATION OF LATTICE MEMBER OF EARTHQUAKE RESISTANT LATTICED WALL FOR SEISMIC RETROFIT

見上 知広\*, 大崎 純\*\*, 田川 浩\*\*\*

*Tomohiro MIKAMI, Makoto OHSAKI and Hiroshi TAGAWA*

Construction method to install earthquake resistant latticed wall in the existing building frames is effective, from the viewpoint of business continuity during construction, and from the viewpoint of transparency after completion. Furthermore, to reduce vibrations and noise during construction, it is desirable that welding or anchor bolt joining is not required between latticed wall and the existing building frames, and various methods have been used. However, the current methods of retrofitting have uniform shapes of the brace, so the seismic performance and permeability are not efficient enough. In this study, a shape optimization approach is presented for improving mechanical property. The existing beams, columns, and the members in latticed wall are modeled using beam elements, and the contact between latticed wall and the existing building frames are evaluated using the penalty approach. It is shown that various shapes can be generated by solving nonlinear programming problems considering structural weight of latticed wall and horizontal stiffness of the frame.

**Keywords :** *Seismic retrofit, building frame, simulated annealing, latticed wall*

耐震改修, 建築骨組, SA法, 格子壁

#### 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、官庁施設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。また、このような建物の耐震補強では、執務空間内に耐震補強部材を配置せざるを得ない場合があり、耐震補強部材に空気や音、光の透過性を求められることが多い。

枠付き耐震ブレースをフレーム内に設置する工法は、施工範囲が設置層のみに限られる場合が多く、施工中の事業継続性の観点からも、施工後の透過性の観点からも優れた方法である。一方、施工時の振動や騒音を低減するという観点から、既存躯体との間に、溶接やアンカーボルトによる接合が不要もしくは軽微な工法が望まれる。そのため、既存躯体と補強部材の接合部に大きな引張力が働かないよう、補強ブレースに圧縮力が主として働く機構が必要である。萩尾ら<sup>1)</sup>は、施工時の振動や騒音を低減した、分割鋼管を用いた枠付 RC ブレースによる耐震補強工法を提案した。また、施工後の透過性に配慮した方法として、大塚ら<sup>2)</sup>は、片側出入口を有する枠

付き鉄骨ブレースを接着接合した補強骨組の力学的性状を明らかにし、佐藤ら<sup>3)</sup>は、鋼材による斜め格子枠と、その中にはめられた補剛のための強化ガラスからなる耐震補強システムを提案している。しかし、これまで提案されている工法では、ブレース形状が画一化されており、必ずしも耐震性能や透過性が優れた形状にはなっていない。

枠と斜め格子状に配置したブレースからなる格子壁を骨組構造としてモデル化すれば、そのトポロジー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<sup>4,7)</sup>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<sup>8)</sup>。

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<sup>9)</sup>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<sup>10,11)</sup>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<sup>12)</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

\*広島大学大学院工学研究科建築専攻 大学院生・工修  
大林組東京本社構造設計部

\*\*京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

\*\*\*広島大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture, Hiroshima University, M. Eng.  
Structural Eng. Dept., Tokyo Head Office, Obayashi Corporation  
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering,  
Kyoto University, Japan, Dr. Eng.  
Prof., Dept. of Architecture, Graduated School of Eng., Hiroshima  
University, Dr. Eng.

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。

本論では、既存骨組内に配置した縦横斜めの格子材からなる耐震補強格子壁の格子材配置を、最適化手法を用いて最適化する。目的関数は、補強後の水平剛性あるいは補強部材の体積とし、既存建物の変形性能に適合した、補強効果の高い格子材の配置を、擬似焼きなまし法<sup>13)</sup> (SA法)により導出する。なお、既存骨組と耐震補強格子壁の接合部は接着接合を想定し、引張力が働かないよう接触要素を配置する。

## 2. 既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化

Fig. 1のような、長さ1.95mの縦格子材、長さ2.2mの横格子材と、長さ $0.5 \cdot \sqrt{1.95^2 + 2.2^2}$  mの斜め格子材からなる格子壁を解析モデルとする。これは、階高3.90m、スパン6.60mの既存骨組の構面を補強するための耐震補強格子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、柱および梁を弾性のBeam-Column要素でモデル化する。耐震補強格子壁は鋼製とし、構成する格子材（中実断面材）を弾性のBeam-Column要素でモデル化する。なお、交差する格子材はその交点で互いに剛接合されているものとする。

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耐震補強格子壁を作成する。既存骨組の諸元をTable 1に示す。格子材の諸元をTable 2に示す。なお、Table 2でWidth ( $B$ )はモデル面外方向の厚さを、Thickness ( $T$ )はモデル面内方向の厚さを示す。解析コードは、汎用骨組解析プログラムであるOpenSees<sup>14)</sup>を使用する。

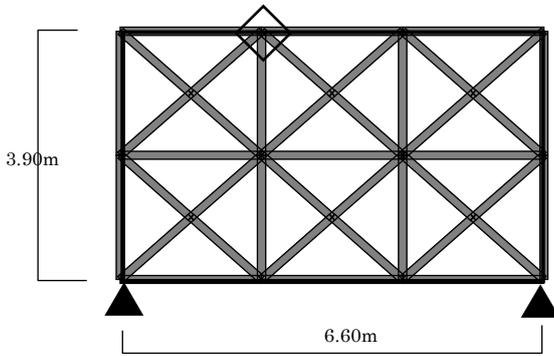


Fig. 1 Reference model.

Table 1 Specification of existing frame.

	Width $B$ (mm)	Depth $D$ (mm)	Cross-sectional area $A$ (mm <sup>2</sup> )	Moment of inertia of area $I$ (mm <sup>4</sup> )	Young's modulus $E$ (N/mm <sup>2</sup> )
Column	700	700	490000	$2.001 \times 10^{10}$	$2.06 \times 10^4$
Beam	450	700	315000	$1.286 \times 10^{10}$	$2.06 \times 10^4$

Table 2 Specification of lattice.

	Width $B$ (mm)	Thickness $T$ (mm)	Cross-sectional area $A$ (mm <sup>2</sup> )	Moment of inertia of area $I$ (mm <sup>4</sup> )	Young's modulus $E$ (N/mm <sup>2</sup> )
Lattice	75	0.25 or 25	18.75 or 1875	$9.766 \times 10^{-2}$ or $9.766 \times 10^4$	$2.05 \times 10^5$

## 3. 接合部のモデル化

耐震補強格子壁の節点と既存骨組の節点の間の接合部は、接触を評価するため、ペナルティ法<sup>15)</sup>を用いた長さ0の接触要素で結合する。ここでは、簡単のため接触要素は各Beam-Column要素の材端節点すなわち材芯節点どうしを結合する。そのため、梁および柱についても格子材の交点と同位置に節点を設け、それぞれ3個および2個の要素で分割する。

耐震補強格子壁と既存骨組間の接合部では、摩擦のある接触を考慮する。OpenSeesのZeroLengthContactElementを用い、Fig. 2に示すようにnode-to-nodeで接触を判定する。マスター側の節点に法線方向ベクトル $\mathbf{n}$ を指定し、法線方向の食い込み量を $w$ 、接線方向変位の差を $u$ とする。法線方向と接線方向のペナルティ係数をそれぞれ $c_N$ 、 $c_T$ とすると、法線方向と接線方向の接触力 $P_N$ 、 $P_T$ と $w$ 、 $u$ の関係は、以下のようになる。

$$P_N = \begin{cases} c_N w & \text{for } w > 0 \\ 0 & \text{for } w \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$P_T = \begin{cases} c_T u & \text{for } w > 0 \\ 0 & \text{for } w \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

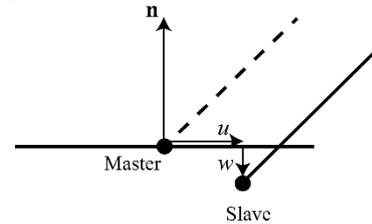


Fig. 2 Master and slave nodes of contact element.

次節で説明する基準モデルにおいて、接触要素のペナルティ係数のみが異なる複数のモデルを用いた解析（既存骨組強制変位19.5mm：層間変形角1/200rad）を行い、ペナルティ係数と食い込み量の関係を確認する。なお、接着剤の変形などを考慮して、 $c_T$ は $c_N$ の1/10とする。

Fig. 1の◇印をつけた部分の接触要素について、 $c_N$ と法線方向の食い込み量 $w$ の関係をFig. 3(a)に、 $c_T$ と接線方向変位の差 $u$ の関係をFig. 3(b)に示す。これらの図の横軸は対数である。Fig. 3(a)で示すとおり、 $c_N$ を10.0 N/mから増加させたとき、 $1.0 \times 10^7$  N/mで食い込み量 $w$ が小さくなり始めており、 $c_N$ が $1.0 \times 10^9$  N/mの時の $w$ は約0.2 mmで、十分に小さい値となっている。接線方向についても同様に、Fig. 3(b)で示すとおり、 $c_T$ を1.0 N/mから増加させたとき、 $1.0 \times 10^6$  N/mで変位差 $u$ が小さくなり始めており、 $c_T$ が $1.0 \times 10^8$  N/mの時の $u$ は4.9 mmで、強制変位19.5mmに対し十分に小さい値となっている。以上より、法線方向のペナルティ係数を $1.0 \times 10^9$  N/mに、接線方向のペナルティ係数を $1.0 \times 10^8$  N/mに設定する。

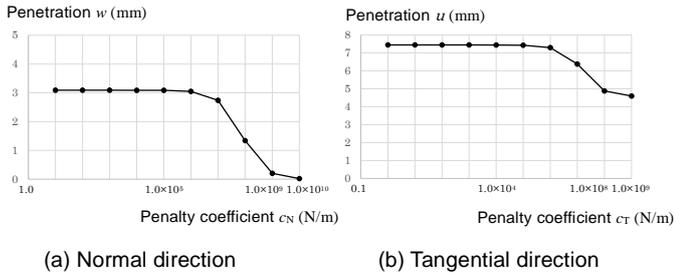


Fig. 3 Variations of normal penetration and tangential displacement difference with respect to penalty coefficients.

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. 1の▲印）。また、上側梁の両端の水平変位を同一とする。

既存骨組上部に1/250rad, 1/200rad, 1/150radの層間変形角に相当する強制変位15.6mm, 19.5mm, 26.0mmを与えたときの応答を、変位増分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。

解析では、幾何学的非線形性を考慮するが、各部材を1つの要素でモデル化するため、部材座屈は考慮されない。本論では、水平力に対して主に圧縮力（軸力）で抵抗する格子構造を求めることを目的とする。したがって、曲げ剛性の小さな格子材を用い、部材座屈を考慮せずに最適化し、最適な部材配置を求めている。

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格子壁の最適化問題は、すべての格子材のThickness ( $T$ )にそれぞれ0.25mmか25.0mm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的最適解を求めることができる擬似焼きなまし法（SA法）を用いる。なお、最適化後に $T=0.25\text{mm}$ となった部材は除去されるものとする。

本論の最適化アルゴリズムを、目的関数を最小化する問題の場合について以下に示す。

- Step1. 耐震補強格子壁の部材がすべて存在するモデル（基準モデル）の部材体積、水平方向剛性を、それぞれの基準値とする。
- Step2.  $m$ 個の格子材に選択される $T$ を設計変数 $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_m)$ とする。
- Step3. 制約条件を満たすランダムな解を初期解とし、これを暫定解とする。温度パラメータ $Temp$ 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%増加した時の受理確率が0.5となるようにスケールパラメータ $s$ を定める。
- Step4. 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。
- Step5. 現在の解候補 $\mathbf{x}$ を変化させて、近傍解をランダムに10個生成する。近傍解に対してStep4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(3)より近傍解の受理確率 $p$ 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。

$$p = \exp\left(-\frac{|F(\mathbf{x}') - F(\mathbf{x})|}{Temp \times s}\right) \quad (3)$$

Step6. 温度更新パラメータを $\alpha < 1$ として、 $Temp$ を $\alpha \cdot Temp$ に温度を更新する。以下の例では、 $\alpha = 0.92$ とする。

Step7. 温度更新回数が指定値（以下の例では1000）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、Step5にもどる。

#### 4. 耐震補強格子壁の形状最適化問題

Fig. 1の部分骨組を対象として、耐震補強格子壁の形状を最適化する。耐震補強格子壁は、正負両方向の载荷に対し同様の耐震補強効果を有することを目的とし、形状が水平方向に対称となるように、変数をグループ化する。したがって、変数の数は $m=22$ である。

耐震補強量の指標として耐震補強格子壁の部材体積合計（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考慮し、以下のような基準モデルと2段階の最適化問題を考える。なお、2段階目（Problem 2）の解析において、初期解は1段階目（Problem 1）の最適解とし、制約条件は1段階目（Problem 1）の解析結果を参考に設定する。また、格子材の破壊を避けるために、両方の問題に対して、 $T = 25.0\text{mm}$ の部材の縁応力度（軸力と曲げモーメントの複合応力）の絶対値の最大値 $\sigma_{\max}$ （以降、単に「最大縁応力」）が、鋼材の降伏応力度（ $\sigma_y = 325\text{N/mm}^2$ ）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 $R$ が大きい耐震補強格子壁が補強効率の良い耐震補強格子壁といえる。なお、水平方向反力の下限値を $R_L$ 、体積の上限値を $V_U$ とする。また、解析結果には、それぞれ軸力の絶対値の最大値 $N_{\max}$ （以降、単に「最大軸力」）を併記する。

##### 基準モデル:

基準モデルとして、耐震補強格子壁のすべての部材が存在するモデルを作成し、部材体積 $V_0$ 、水平方向反力 $R_0$ 、最大縁応力 $\sigma_0$ および格子材の最大軸力 $N_0$ を算出する。

##### Problem 1 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  $V(\mathbf{x}) \leq V_U$   
 : 最大縁応力  $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_y$

##### Problem 2 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  $R(\mathbf{x}) \geq R_L$   
 : 最大縁応力  $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_y$

#### 5. 解析結果

各問題の解析結果を示す。以降に示す変形図では、変形後の形状を明瞭化するため、変位を20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法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5個の異なるランダムな初期解から最適化を行い、最も目的関数が大きいあるいは小さい

い解を最適解とした。なお、以下の結果の表記において、層間変形角 1/250rad, 1/200rad および 1/150rad に対する値を、括弧を用いて (応答 1, 応答 2, 応答 3) のように表記する。

・基準モデル

層間変形角 (1/250rad, 1/200rad, 1/150rad) に対する基準モデルの解析結果を Table 3 に示す。なお、フレームのみで解析した場合の水平方向反力 ( $R$ ) は、(718kN, 892kN, 1190kN) である。基準モデルの解析の結果、水平方向反力 ( $R_0$ ) は、(1836kN, 2296kN, 3063kN) で、そのときの最大縁応力は (322 N/mm<sup>2</sup>, 402N/mm<sup>2</sup>, 536N/mm<sup>2</sup>) である。層間変形角 1/200rad, 1/150rad では最大縁応力が  $\sigma_y$  を超えており、本来は格子材が降伏している。

Table 3 Results of reference model.

Drift angle (rad)	$V_0$ (m <sup>3</sup> )	$R_0$ (kN)	$\sigma_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_0$ (kN)
1/250	0.133	1836	322	584
1/200	0.133	2296	402	730
1/150	0.133	3063	536	974

・ Problem 1 水平方向反力の最大化問題

$V_0 = 0.10 \text{ m}^3$  とした場合の、層間変形角 (1/250rad, 1/200rad, 1/150rad) に対する解析結果を Table 4 に示す。なお、目的関数値をグレーの網掛けで示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を Fig. 4(a),(c),(e)に、軸力の絶対値を Fig. 4(b),(d),(f)に示す。

水平方向反力は (1806kN, 1800kN, 2088kN) で基準モデルの水平方向反力の (98.4%, 78.4%, 68.2%) になっている。層間変形角が大きくなるほど水平方向反力の基準モデルに対する比率が小さくなっているのは、最大縁応力の制約条件によるものである。すなわち、大きな変形能力をもつ既存骨組に同レベルの変形時に降伏するように耐震補強格子壁を配置しようとした場合、その最適な形状は耐震補強効率が低いものになることを示している。

層間変形角 1/200rad および 1/150rad では、軸力が小さく明らかに不要と思われる格子材で、断面が小さくなっていないものがみられる。Problem 2 でこれらの格子材の断面積の縮小化を図る。

Table 4 Results of Problem 1.

Drift angle (rad)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	0.099	1806	313	548
1/200	0.098	1800	316	580
1/150	0.098	2088	324	587

・ Problem 2 体積の最小化問題

軸力が小さく不要と思われる格子材の断面すなわち  $T$  が小さくなることを期待し、Problem 1 の解を初期解とした体積最小化問題を解く。制約条件の 1 つである水平方向反力の最小値 ( $R_L$ ) は、Problem 1 で得られた値より若干小さな値 (1790kN, 1780kN, 2030kN) とする。解析結果を Table 5 に示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を Fig. 5(a),(c),(e)に、軸力の絶対値を Fig. 5(b),(d),(f)に示す。

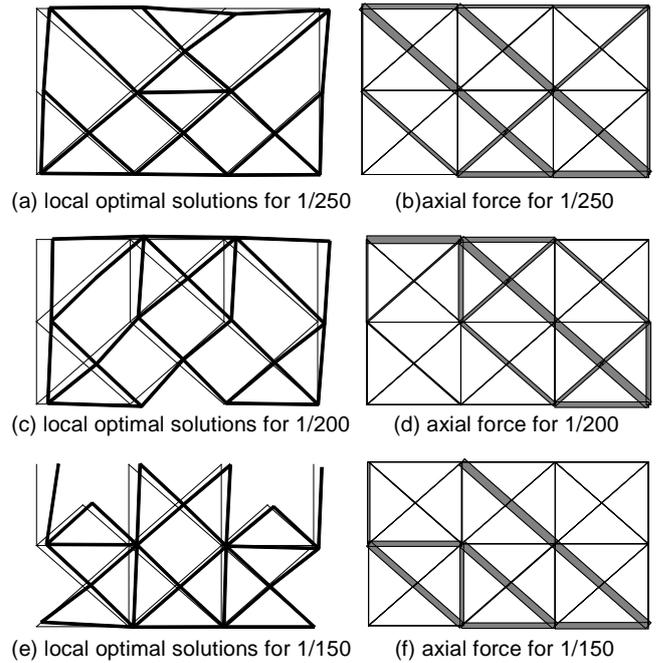


Fig. 4 Results of Problem 1.

Table 5 Results of Problem 2.

Drift angle (rad)	$R_L$ (kN)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	1790	0.095	1802	295	523
1/200	1780	0.098	1800	316	580
1/150	2030	0.087	2078	322	583

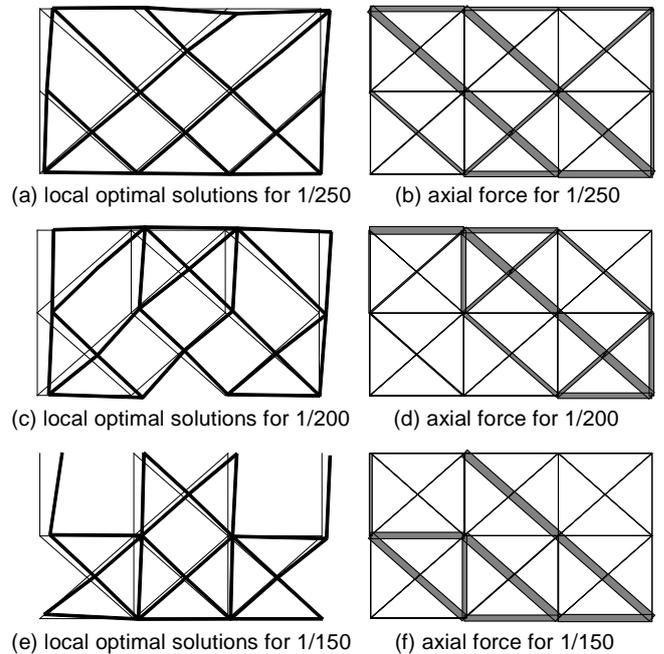


Fig. 5 Results of Problem 2.

体積は (0.095m<sup>3</sup>, 0.098m<sup>3</sup>, 0.087m<sup>3</sup>) で, Problem 1 の (95.9%, 100%, 88.9%), 基準モデルの (71.6%, 74.0%, 65.7%) になっており, 水平方向反力は (1802kN, 1800kN, 2078kN) で, Problem 1 の (99.8%, 100%, 99.5%), 基準モデルの (98.1%, 78.4%, 67.8%) になっている。層間変形角 1/200rad では, Problem 1 で既に軸力が小さな部材で断面積が大きな格子材は存在していないため, Problem 2 でも Problem 1 と全く同じ解になっている。

層間変形角 1/250rad と 1/150rad では, Problem2 の解の形状は, Problem 1 の解で軸力が小さく断面積の大きな格子材が断面積の小さな格子材に置き換わった形状である。格子材が軸力のみを負担していれば水平方向反力は Problem 1 と一致するはずであるが若干小さくなっている。これは, 断面積が小さくなった部材が負担していた曲げモーメントが, Problem 2 では当該格子材に負担されず, 耐震補強格子壁の水平剛性が若干小さくなったためと考えられる。

・ 小断面となった部材を除去したモデルの応答

Problem 2 の解で小断面 ( $T = 0.25\text{mm}$ ) となった部材を除去して応答解析を行った結果を Table 6 に示す。水平方向反力は (1473kN, 1762kN, 2051kN) で, Problem 2 の (81.7%, 97.9%, 98.7%) になっている。一方, 最大縁応力は (693N/mm<sup>2</sup>, 778 N/mm<sup>2</sup>, 314 N/mm<sup>2</sup>) で層間変形角 1/150rad の場合を除き,  $\sigma_y$  を超えている。これは, 1つの節点に1方向の格子材のみが取り付く場合, 大変形漸増応答解析に伴い当該節点の変位が増大し, 格子材には軸変形に加え大きな曲げ変形が生じ, それに伴い全体の剛性低下と縁応力の増大が生じたものと考えられる。層間変形角 1/150rad の場合の水平方向反力は Problem 2 の層間変形角 1/150rad の場合の水平方向応力に比べ若干小さな値となっているが, これは小断面となった部材を取り除いた影響である。

Table 6 Results of simplified model's analysis of Problem 2.  
 $T = (25.0\text{mm}, 25.0\text{mm}, 25.0\text{mm})$

Drift angle (rad)	$T$ (mm)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	25.0	0.095	1473	693	539
1/200	25.0	0.098	1762	778	668
1/150	25.0	0.087	2051	314	566

層間変形角 1/250rad および 1/200rad の場合も,  $T$  を大きくして格子材の曲げ剛性を大きくすることにより, 最大縁応力を  $\sigma_y$  以下にすることができる。 $T = (62.5\text{mm}, 50.0\text{mm}, -)$  の場合の解析結果を

Table 7 Results of simplified model's analysis of Problem 2.  
 $T = (62.5\text{mm}, 50.0\text{mm}, -)$

Drift angle (rad)	$T$ (mm)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	62.5	0.236	2630	265	950
1/200	50.0	0.195	2171	278	862
1/150	—	—	—	—	—

※表中「—」は解析を行っていないことを示す。

Table 7 に示す。ただし, 本解析では, 幾何学的非線形性を考慮し, 部材の中間に節点が設けられてはいるが, 部材座屈が正確に考慮されているわけではない。実際には部材座屈を防ぐために  $T$  を大きくする, もしくは座屈止めを設ける必要がある。

6. 4×4 格子の最適化

2節から5節と同様の最適化を, 4×4の格子モデルで行う。Fig. 1のモデルをモデル1, 4×4の格子をモデル2とする。モデル2はFig. 6のような, 長さ0.975mの縦格子材, 長さ1.65mの横格子材と, 長さ  $0.5 \cdot \sqrt{0.975^2 + 1.65^2}$  mの斜め格子材で構成される。これは, モデル1と同様に, 階高3.90m, スパン6.60mの既存骨組の構面を補強するための耐震補強格子壁を想定しモデル化したものである。

Fig. 6の部分骨組を対象として, 耐震補強格子壁の形状を最適化する。モデル1と同様に, 形状が水平方向に对称になるよう変数をグループ化する。したがって, 変数の数は  $m=54$  である。

各問題の結果を以下に示す。

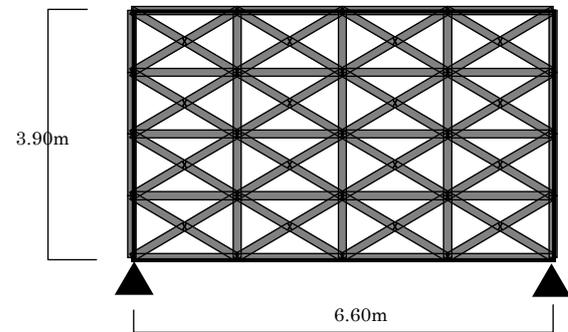


Fig. 6 Reference model.

・ 基準モデル

層間変形角 (1/250rad, 1/200rad, 1/150rad) に対する基準モデルの解析結果を Table 8 に示す。フレームのみで解析した場合の水平方向反力 ( $R$ ) はモデル1と同じで, (718kN, 892kN, 1190kN) である。基準モデルの解析の結果, 水平方向反力 ( $R_0$ ) は, (2404kN, 3007kN, 4011kN) で, そのときの最大縁応力は (329 N/mm<sup>2</sup>, 411N/mm<sup>2</sup>, 548N/mm<sup>2</sup>) である。層間変形角 1/250rad で既に最大縁応力が  $\sigma_y$  を超えており, 補強材として最も効率よく働くと考えられる耐震補強格子壁の対角に配置された格子材が既に降伏していることを示している。

Table 8 Results of reference model.

Drift angle (rad)	$V_0$ (m <sup>3</sup> )	$R_0$ (kN)	$\sigma_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_0$ (kN)
1/250	0.213	2404	329	603
1/200	0.213	3007	411	754
1/150	0.213	4011	548	1006

・ Problem 1 水平方向反力の最大化問題

$V_U = 0.10 \text{ m}^3$  とした場合の, 層間変形角 (1/250rad, 1/200rad, 1/150rad) に対する解析結果を Table 9 に示す。耐震補強格子壁を

Fig. 7(a),(c),(e)に、軸力の絶対値を Fig. 7(b),(d),(f)に示す。

水平方向反力は (1640kN, 1969kN, 2136kN) で基準モデルの水平方向反力の (68.2%, 65.5%, 53.3%) になっている。層間変形角が大きくなるほど水平方向反力の基準モデルに対する比率が小さくなっているのは、モデル 1 と同様、最大縁応力の制約条件によるものである。モデル 2 では、基準モデルの層間変形角 1/250rad でも最大縁応力が  $\sigma_y$  を超えており、基準モデルに対する水平方向反力の比率が層間変形角 1/200rad の場合と同様の低い値となっている。

層間変形角 1/250rad, 1/200rad, 1/150rad とともに、軸力が小さく、不要と思われる格子材で、断面が小さくなっていないものがある。Problem 2 でこれらの格子材の断面積の縮小化を図る。

Table 9 Results of Problem 1.

Drift angle (rad)	V (m <sup>3</sup> )	R (kN)	$\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{max}$ (kN)
1/250	0.098	1640	308	561
1/200	0.099	1969	302	554
1/150	0.100	2136	316	568

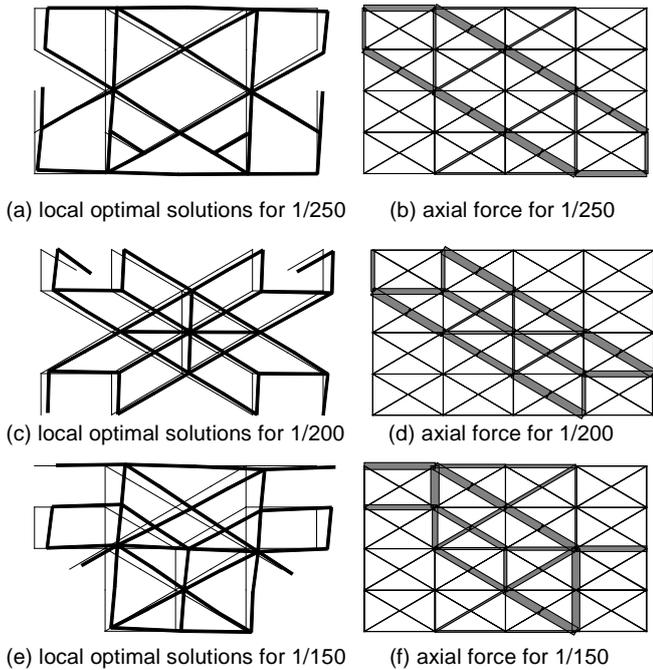


Fig. 7 Results of Problem 1.

・ Problem 2 体積の最小化問題

Problem 1 の解を初期解とした体積最小化問題を解く。制約条件の 1 つである水平方向反力の最小値は、Problem 1 で得られた値より若干小さな値 (1620kN, 1930kN, 2110kN) とする。この時の、層間変形角(1/250rad, 1/200rad, 1/150rad)に対する解析結果を Table 10 に示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を Fig. 8(a),(c),(e)に、軸力の絶対値を Fig. 8(b),(d),(f)に示す。

体積は (0.091m<sup>3</sup>, 0.086m<sup>3</sup>, 0.091m<sup>3</sup>) で、Problem 1 の (92.7%, 86.6%, 91.0%), 基準モデルの (42.7%, 40.2%, 42.5%) になっ

ている。また、水平方向反力は (1635kN, 1937kN, 2123kN) で、Problem 1 の (99.7%, 98.4%, 99.4%), 基準モデルの (68.0%, 64.4%, 52.9%) になっている。

Problem 2 の解の形状は、Problem 1 の解で軸力が小さく断面積の大きな格子材が断面積の小さな格子材に置き換わった形状である。水平方向反力が Problem 1 に比べ若干小さくなっているのは、モデル 1 と同様、断面積が小さくなった部材が負担していた曲げモーメントが、Problem 2 では当該格子材に負担されず、耐震補強格子壁の水平剛性が若干小さくなったためと考えられる。

Table 10 Results of Problem 2.

Drift angle (rad)	$R_L$ (kN)	V (m <sup>3</sup> )	R (kN)	$\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{max}$ (kN)
1/250	1620	0.091	1635	306	563
1/200	1930	0.086	1937	290	533
1/150	2110	0.091	2123	319	567

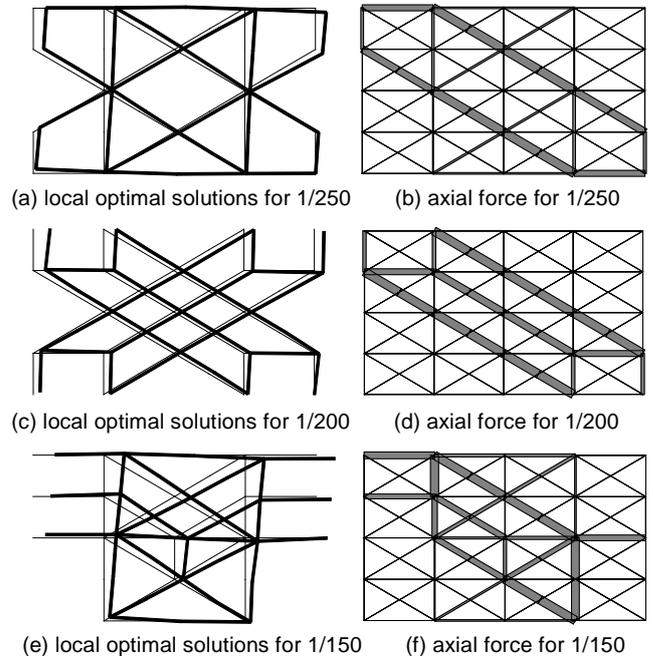


Fig. 8 Results of Problem 2.

・ 小断面となった部材を除去したモデルの応答

Problem 2 の解で小断面 ( $T=0.25mm$ ) となった部材を除去して応答解析を行った結果を Table 11 に示す。水平方向反力は (1018kN, 1433kN, 1435kN) で、Problem 2 の (62.3%, 74.0%, 67.6%) になっている。一方、最大縁応力は (1013N/mm<sup>2</sup>, 1253 N/mm<sup>2</sup>, 1804 N/mm<sup>2</sup>) でいずれも  $\sigma_y$  を超えている。モデル 1 と同様、1 つの節点に 1 方向の格子材のみが取り付けの場合、大変形漸増応答解析に伴い当該節点の変位が増大し、格子材には軸変形に加え大きな曲げ変形が生じ、それに伴い全体の剛性低下と縁応力の増大が生じたものと考えられる。

Table 11 Results of simplified model's analysis of Problem 2.

$$T = (25.0\text{mm}, 25.0\text{mm}, 25.0\text{mm})$$

Drift angle (rad)	$T$ (mm)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	25.0	0.090	1018	1013	162
1/200	25.0	0.085	1433	1253	502
1/150	25.0	0.098	1435	1804	161

$T$  を大きくして格子材の曲げ剛性を大きくすると、最大縁応力を  $\sigma_y$  以下にすることができる。 $T = (50.0\text{mm}, 50.0\text{mm}, 50.0\text{mm})$  の場合の解析結果を Table 12 に示す。モデル 1 と同様、本解析では、部材座屈が考慮されているわけではなく、実際には部材座屈を防ぐために  $T$  を大きくするもしくは座屈止めを設ける必要がある。

Table 12 Results of simplified model's analysis of Problem 2.

$$T = (50.0\text{mm}, 50.0\text{mm}, 50.0\text{mm})$$

Drift angle (rad)	$T$ (mm)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (kN)
1/250	50.0	0.180	2202	281	962
1/200	50.0	0.169	2363	231	733
1/150	50.0	0.179	2408	239	783

## 7. モデル 1 とモデル 2 の解の比較

モデル 1 とモデル 2 の Problem 2 の解を Table 13 に併記する。体積がすべて同程度になっているのに対し、水平方向反力は、層間変形角 1/250rad ではモデル 1 の方がモデル 2 より大きく、1/200rad および 1/150rad では、モデル 2 の方がモデル 1 より大きくなっている。基本的には部材の選択肢が多いモデル 2 の方が、水平方向反力が大きな解が得られる傾向にあると考えられる。ただし、層間変形角 1/250rad では、モデル 1 では基準モデルで降伏している格子材がないのに対し、モデル 2 では降伏している格子材があった。モデル 2 の基準モデルでは最も有効に働く格子壁の対角線にある格子材が降伏し、制約条件により当該格子材が取り除かれた結果、モデル 1 の方が水平方向反力が大きな解を得られたと考えられる。

Table 13 Results of Problem 2 of model 1 and model 2.

Drift angle (rad)	Model 1		Model 2	
	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)	$V$ (m <sup>3</sup> )	$R$ (kN)
1/250	0.095	1802	0.091	1635
1/200	0.098	1800	0.086	1937
1/150	0.087	2078	0.091	2123

## 8. 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. 耐震補強格子壁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格子壁の形状が

得られる。

2. 格子材と既存部材の間に接触要素を配置し、各部材を 1 つの Beam-Column 要素でモデル化して、部材座屈を考慮せずに最適化することによって、壁のせん断力に対して主に圧縮力で抵抗する部材配置を創出することができる。最適化後、部材座屈を防ぐために  $T$  を大きくする、もしくは座屈止めを設けるなどの対応により、水平剛性を確保しながら、軽量化した耐震補強格子壁を得ることが可能である。
3. 様々なレベルの層間変形角を与えて最適化することによって、既存建物の変形性能に整合した耐震補強が可能である。
4. 実務設計への適用を考えると、さまざまな性能を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が多く、そのような場合には、本論で示したような段階的な最適化が有効である。

## 謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費（基盤研究（B））、代表：大崎純、No.16B0449）の助成による。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 萩尾浩也, 栗田康平, 増田安彦: 分割鋼管を用いた枠付 RC ブレースによる耐震補強工法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.857-858, 2012.
- 2) 大塚真裕, 毛井崇博, 宮内靖昌: 片側出入り口を有する枠付き鉄骨ブレースを接着接合した補強骨組の力学性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.773-774, 2001.
- 3) 佐藤英佑, 佐伯正尚, 早部安弘, 舟岡努, 藤村太史郎, 鈴木裕美, 成原弘之: 建築デザインに配慮した鋼材系部材による RC 骨組用耐震補強構法の開発, 日本建築学会大会建築学術講演梗概集, C-1, pp.993-994, 2011.
- 4) M. Ohsaki: Optimization of Finite Dimensional Structures, CRC Press, 2010.
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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.
- 13) 相吉英太郎, 安田恵一郎 編, メタヒューリスティクスと応用, オーム社, 2007.
- 14) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>) (参照 2017.8.16)
- 15) 日本塑性加工学会, 非線形有限要素法・線形弾性解析から, コロナ社, 1994.