

建築骨組の耐震補強格子ブロック壁および耐震補強格子壁の
形状最適化

**Shape Optimization of Latticed Blocks and Walls
for Seismic Retrofit of Building Frames**

学位取得年月 2018年3月

見上 知広

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	2
1.3 研究の目的	7
1.4 論文の構成	8
1.5 発表論文・研究発表リスト	10
第 1 章の参考文献	11
第 2 章 耐震補強格子ブロック壁の形状最適化	13
2.1 はじめに	13
2.2 既存骨組と耐震補強格子ブロックのモデル化	13
2.3 接合部のモデル化	16
2.4 格子ブロックの形状最適化問題	17
2.4.1 最適化問題	17
2.4.2 設計変数と剛性評価のための格子材厚さの関係	18
2.5 最適化の結果	19
2.6 格子ブロックの枠部の厚さを変えた場合の格子ブロックの形状最適化	29
2.7 まとめ	31
第 2 章の参考文献	32
第 3 章 さまざまな形状のユニットで構成された耐震補強格子ブロック壁の組合せ最適化	33
3.1 はじめに	33
3.2 既存骨組と耐震補強格子ブロックのモデル化	33
3.3 接合部のモデル化	35
3.4 構造解析手法と最適化手法	37
3.5 耐震補強格子ブロック壁の形状最適化問題	39
3.6 耐震補強格子ブロック壁の形状最適化結果	41
3.6.1 ユニットブロック群 1 を用いた最適化結果	41
3.6.2 ユニットブロック群 2 を用いた最適化結果	48

3.7	形状最適化された耐震補強格子ブロック壁の有限要素解析による特性確認	56
3.7.1	耐震補強格子ブロック壁のソリッド要素によるモデル化	56
3.7.2	構造解析手法	58
3.7.3	解析結果	59
3.8	まとめ	63
	第3章の参考文献	64
第4章	耐震補強格子壁の格子材配置の最適化	65
4.1	はじめに	65
4.2	モデル1：3×2モデル	65
4.2.1	既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化	65
4.2.2	接合部のモデル化	67
4.2.3	構造解析手法と最適化手法	68
4.2.4	耐震補強格子壁の形状最適化問題	69
4.2.5	耐震補強格子壁の形状最適化結果	70
4.3	モデル2：4×4モデル	79
4.3.1	既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化	79
4.3.2	耐震補強格子壁の形状最適化結果	79
4.4	モデル3：4×3モデル	88
4.4.1	既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化	88
4.4.2	耐震補強格子壁の形状最適化結果	88
4.5	各モデルの最適化結果の比較	96
4.6	まとめ	98
	第4章の参考文献	99
第5章	結論	100

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

耐震改修促進法が1995年に制定されてから20年以上が経ち、耐震化目標が定められている建物の内、住宅では耐震化率が約82%（2013年推計）¹⁾に達しており、「不特定多数のものが利用する大規模建築物」では耐震化率は約85%（2013年推計）¹⁾に達している。その中でも病院や庁舎は他の用途の建物に比べ耐震化が進んでおらず、病院全般および災害応急対策の実施拠点となる庁舎では耐震化率が80%に達していない（2015年推計）^{2,3)}。また、耐震化が義務付けられていない中小の事務所ビルでは更に耐震化が進んでいない現状がある。なおここで、「不特定多数のものが利用する大規模建築物」は5000m²以上で階数3階以上の病院、店舗、旅館等、および5000m²以上で階数1以上の体育館を示す。耐震化の遅れの原因は様々であるが、主なものとして、改修工事中の事業継続性や改修工事後の使用性の低下が考えられる。表1.1に建物用途ごとの耐震化の変遷と今後の目標を示す。

表 1.1 建物種類ごとの耐震化率の変遷と今後の目標

		2003年	2008年	2013年	2020年 (目標)	2025年 (目標)
1	住宅 ¹⁾	約75%	約79%	約82%	約95%	約100%
2	不特定多数のものが 利用する大規模 建築物 ¹⁾	約75%	約80%	約85%	約95%	約100%
3	病院 ²⁾	2005年 約35%	約50%	2015年 約70%	—	—
4	災害応急対策の実施 拠点となる庁舎 ³⁾	—	—	2015年 約79%	—	—

(2と3および2と4は構成建物が一部重複している)

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、対象骨組の既存性能や用途によって異なる。先に述べたように、とくに、官庁施設や病院、事務所ビルなどでは、事業継続性が重要である。そのため、施工範囲を限定するとともに、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。

枠付きブレースやブロックをフレーム内に設置する工法は，施工範囲を設置する層のみに限ることも可能であり，施工中の事業継続の観点から優れた方法である。さらに，枠付きブレースを小さな部材に分割することや，ブロックを手作業で組積可能な大きさにすることで，施工時の占有スペースを小さくすることにより，施工中の事業継続が可能になる。また，これらの工法で，既存躯体との間に，溶接やアンカーボルトによる接合など騒音，振動を発生する工事を無くすもしくは減らすことが出来れば，仮設の壁で区切るだけで，事務所供用時間中の耐震改修工事の施工が可能になる。

1.2 既往の研究

振動や騒音，臭気などを低減し，施工時に専有するスペースを小さく限定できる補強方法として，溶接やアンカーボルトによる接合を用いずに，ブロックを組積して既存骨組に接着して補強耐震壁を構築する様々な工法が提案されている。

栗田ら^{4,5)}は，図 1.1 に示すように中空の耐震補強モルタルブロックを既存骨組の内部に組積し，ブロックの中空部に鉄筋を配置し無収縮モルタルを充填することにより耐震壁を構築する工法を提案し，その特性を実験により検証した。

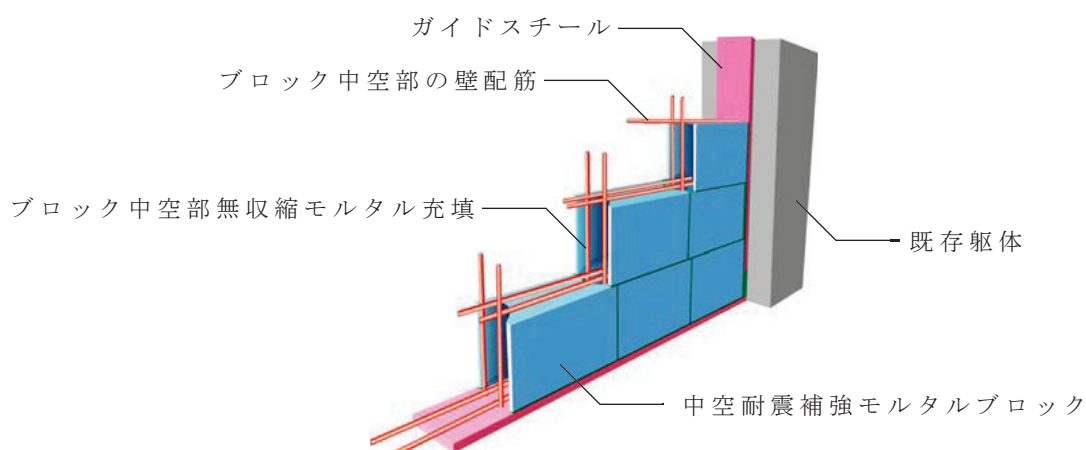


図 1.1 中空の耐震補強モルタルブロックによる耐震補強⁴⁾

また、上記の耐震補強モルタルブロック壁に図 1.2 に示すように開口を設けた場合に、開口上部の既存骨組の梁での破壊を考慮した場合の耐震壁としての性状を実験により確認し、扉開口付きの耐震補強モルタルブロック壁の強度算定方法を示した。

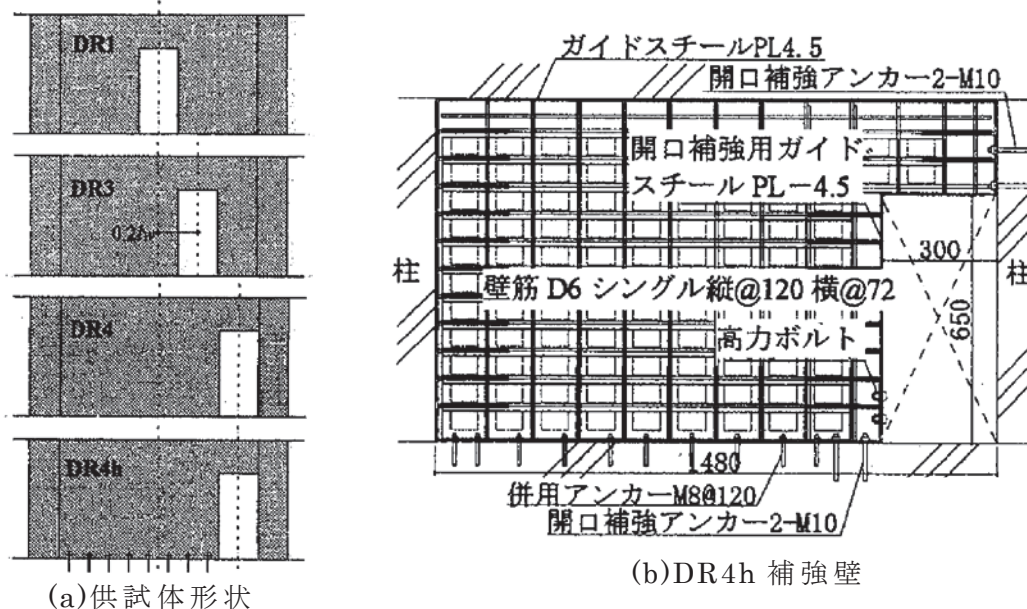


図 1.2 扉開口を設けた耐震補強モルタルブロック壁⁵⁾

さらに、上述のモルタルブロックによる耐震補強に比べ補強効果は劣るものの、意匠性に優れ、設置後も通風と採光を確保できる補強方法として、萩尾ら⁶⁾は、図 1.3 に示すようにガラス繊維強化プラスチック（FRP）ブロックを既存骨組の内部に組積する工法を提案し、FRP ブロックおよびその組積により構築した補強耐震壁の特性を検証した。

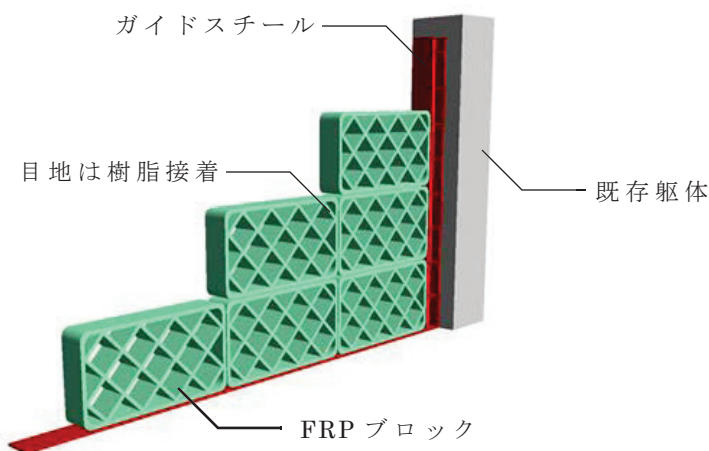
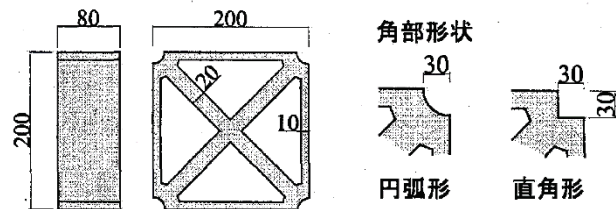
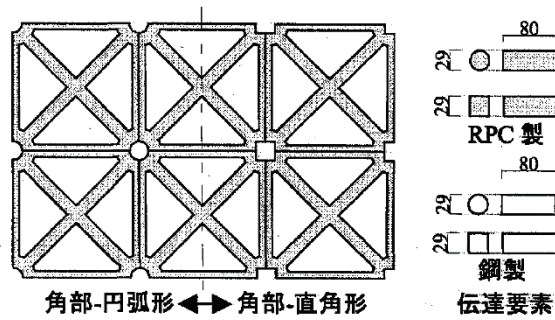


図 1.3 FRP ブロックによる耐震補強⁶⁾

三輪ら⁷⁾は、図 1.4(a)に示す超高強度繊維補強コンクリート（PRC）ブロックを、図 1.4(b)に示すように組積して既存骨組の内部に組込む工法を提案し、PRCブロックおよびその組積により構築した補強耐震壁の特性を検証した。



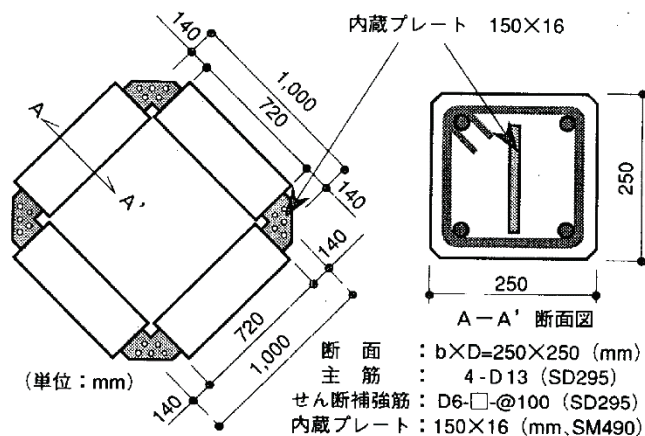
(a) PRC ブロック形状



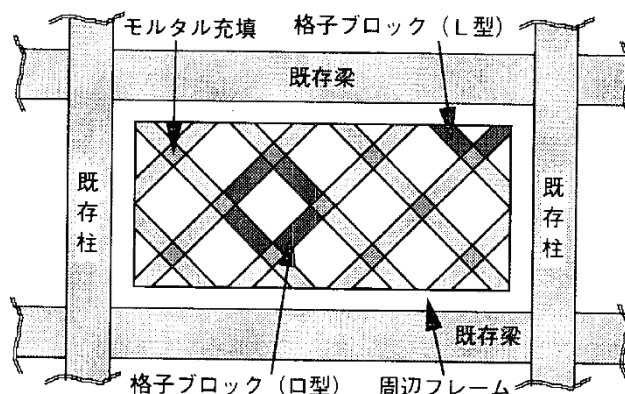
(b) PRC ブロックによる耐震壁

図 1.4 超高強度繊維補強コンクリート（PRC）ブロックによる耐震補強⁷⁾

また、寺方ら⁸⁾は、図 1.5(a)に示すようなプレキャストコンクリート格子ブロック（口型，L型）を、図 1.5(b)に示すように接合して耐震壁を形成する工法を提案し、その特性を検証した。



(a) プレキャストコンクリート格子ブロック形状（ロ型）



(b) プレキャストコンクリート格子ブロックによる耐震壁

図 1.5 プレキャストコンクリート格子ブロックによる耐震補強⁸⁾

一方、枠付き耐震ブレースを、溶接やアンカーボルトによる接合を用いずに、既存骨組内に設置する工法についても様々なものが提案されている。

萩尾ら⁹⁾は、施工中の振動や騒音を低減し、省スペースで施工可能な補強方法として、図 1.6 に示すような、分割鋼管を用いた枠付き RC ブレースによる耐震補強工法を提案した。この工法は、あらかじめ鉄筋を内部に仮配筋した短い鋼管（分割鋼管）を、既存骨組内に枠付きブレースの形状になるように組み上げ、分割鋼管毎の鉄筋を継ぎ、軸鉄筋として所定の位置に配筋したのちに鋼管内に無収縮モルタルを充てんする工法である。分割鋼管を組み上げる際に若干の騒音が発生するものの、すべて人力で作業することができ、低振動、低騒音、省スペースの作業が可能な工法である。

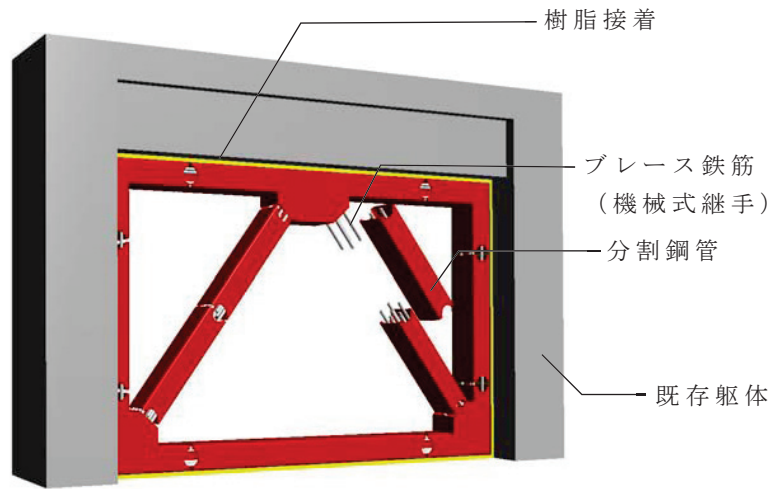


図 1.6 分割鋼管を用いた枠付 RC ブレースによる耐震補強⁹⁾

また、施工後の透過性に配慮した方法として、大塚ら¹⁰⁾は、図 1.7 に示すような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た。

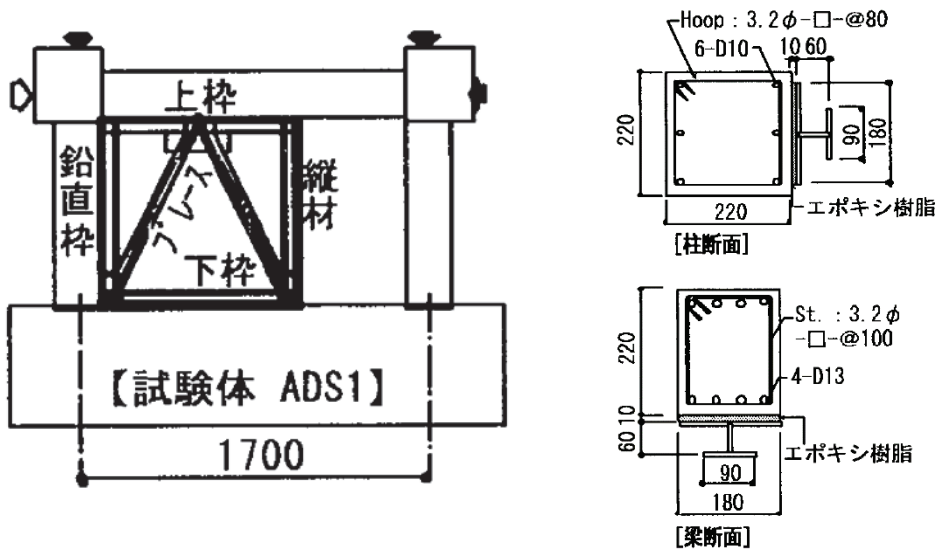


図 1.7 片側出入口を有する枠付き鉄骨ブレースを接着接合した補強¹⁰⁾

これまで提案されている工法では、耐震補強格子ブロックの形状や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。これらの耐震補強ラチスブロックや枠付きブレースを骨組部材でモデル化し、最適化手法を用いることにより、その形状と剛性分布を、種々の目的に適したもの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^{11~14)}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¹⁵⁾。しかしながら、建築骨組は一般に単品生産であり、制約条件は多岐にわたり、作用する荷重の不確定性も大きいため、この最適化を汎用的に実務に展開するのは容易ではない。

最近になって、ダンパーなどの制振部材の設計のために最適化手法が適用されるようになった。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、この最適化は汎用性が高く、実務的な側面からも有用と考えられる。大崎らは、偏心 K 型ブレースのリンク部材の補剛形式^{16,17)}やせん断型鋼板ダンパーのスチフナの位置や板厚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^{18,19)}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。

1.3 研究の目的

前節で述べたように、これまでの研究で、設置後も透過性が高く通風と採光が可能で、低振動、低騒音、低臭気、省スペースで施工できる補強方法が様々に提案されているが、その形状は画一的であり、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。また、既存骨組みに与える影響については、一部の研究^{5,10)}では考慮はされているものの積極的に制御されていない。

本研究では、より優れた耐震補強方法を提案することを目的として、耐震補強格子ブロックや枠付きブレースに着目し、これらを鉄筋コンクリート造の既存骨組内に取り付けた耐震補強フレームについて、補強部材の体積や補強後の水平剛性、梁のせん断力などを目的関数とし、その形状と剛性分布の最適化を行う。ここで、より優れた耐震補強方法とは、少材料で、剛性が制御可能で、低振動・低騒音の施工が可能で、施工後も通気性や透過性を確保

し、更には既存骨組に生じる 2 次応力にも配慮した耐震補強方法を示す。低振動、低騒音の工法として、本研究で取り扱う耐震補強部材は、いずれも既設骨組に接着接合で取り付けるものとする。耐震補強部材および既存骨組は骨組要素でモデル化し、接着接合部は接触要素や弾塑性ばねでモデル化する。

1.4 論文の構成

本論文は第 1 章「序章」を含めて、全 5 章により構成されており、第 2 章以降の概要は以下のように要約できる。

第 2 章「耐震補強ブロック壁の形状最適化」では、鉄筋コンクリート造の既存建物に格子ブロック（枠と格子からなるブロック）で構成される耐震壁を増設する耐震補強工法に着目し、補強部材の体積、補強後の水平剛性および梁のせん断力を目的関数とし、補強効果の高いブロックの形状すなわち格子部材の配置と断面積を、最適化手法により得る方法を提案する。なお、既存骨組と耐震補強格子ブロックおよび耐震補強格子ブロックどうしの接着接合部には、接着接合を採用しているため、引張力が働かないよう接触要素を配置する。

第 3 章「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」では、第 2 章で得られた最適解を参考に指定した 10 種類のユニットの内いくつかのユニットで構成される耐震補強ブロック壁の形状を、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、中小断面部材をあらかじめ排除することが可能である。第 2 章と同様、目的関数は補強部材の体積、補強後の水平剛性および梁のせん断力とし、耐震補強ブロック壁の補強効果の高い配置を、組合せ最適化手法により得る方法を提案する。なお本章では、第 2 章よりも具体的に実際の施工手順を想定して接着接合をモデル化するために、既存骨組と耐震補強格子ブロックおよび耐震補強格子ブロックどうしの接合部には、硬化後の接着剤の特性を考慮した、弾塑性ばねを配置する。さらに、最適化の結果得られた耐震補強ブロック壁について、有限要素モデルを作成して、詳細な応答解析を行い、最適化されていない形状の耐震補強ブロック壁に比べ最適化された耐震補強ブロック壁が、より圧縮力によって層せん断力を伝達する機構を形成していることを確認する。また、早期に既存骨組への影響が過大にならずに、目標とする層間変形角まで大きな剛性低下を起こすことなく補強効果を発揮することを確認する。

第4章「耐震補強格子壁の格子材配置の最適化」では、鉄筋コンクリート造の既存骨組に枠付き鉄骨ブレースを増設する耐震補強工法に着目し、枠付き鉄骨ブレースを縦横斜めの格子材からなる耐震補強格子壁としてとらえ、その格子材の配置を、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、組合せ最適化手法により創出する。なお、既存骨組と格子材の接合部には、接着接合を採用しているため、引張力が働かないよう接触要素を配置する。

第5章「結論」では、第2章～第4章までに得られた成果を要約し、本研究の総括的な結論を述べる。

1.5 発表論文・研究発表リスト

発表論文

1. 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, 2015.09.
2. 福島功太郎, 大崎純, 見上知広, 宮津裕次: 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, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.728, pp.1657-1664, 2016.10.
3. 見上知広, 大崎純, 田川浩: 耐震補強格子壁の格子材配置の最適化, 構造工学論文集, Vol.64B, 2018.03. (採択済み)

国際会議

1. T. Mikami, M. Ohsaki, K. Fukushima : Shape optimization of latticed blocks for seismic retrofit of building frames, Proceedings of IABSE Conference Nara 2015, Japan, Paper ID: IA-10 (CD-ROM), May, 2015.

研究発表 (国内会議)

1. 福島功太郎, 大崎純, 見上知広: 建築骨組の耐震補強のための格子状ブロックのトポロジー最適化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-1, 構造 I, pp.389-390, 2014.9.
2. 福島功太郎, 大崎純, 見上知広: 建築骨組の耐震補強ブロックの形状最適化, 第63回理論応用力学講演会, OS09-01-04 (CD-ROM), 2014.9.
3. 福島功太郎, 見上知広, 大崎純, 宮津裕次: 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, 第38回情報・システム・利用・技術シンポジウム, 日本建築学会・情報システム技術委員会, No.H11, pp.165-168, 2015.
4. 福島功太郎, 大崎純, 見上知広, 宮津裕次: ユニットで構成された耐震補強ブロック壁のトポロジー最適化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, 構造 I, pp.391-392, 2016.8.
5. 山岡祐貴, 大崎純, 見上知広: 形状最適化された耐震補強ブロック壁の有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), B-1, 構造□, pp.357-358, 2017.7.

第 1 章の参考文献

- 1) 国土交通省 HP「住宅・建築物の耐震化について」(2017.11.11 確認)
(http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_fr_000043.html)
- 2) 厚生労働省プレスリリース「病院の耐震改修状況調査の結果」(2017.03.31)
- 3) 消防庁国民保護・防災部防災課「防災拠点となる公共施設等の耐震化推進状況 調査報告書」(2016.12)
- 4) 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 (九州), C-2, pp.139-140, 1998.
- 5) 栗田康平, 増田安彦, 木村耕三, 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 (その 8 ドア開口による影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.457-458, 2007.
- 6) 萩尾浩也, 木村耕三, 栗田康平, 増田安彦, 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 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.631-632, 2004.
- 7) 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 (近畿), C-2, pp.559-560, 2005.
- 8) 寺内利恵子, 石井映二, 小林 淳, 池田宏俊, 竹崎真一, 草加俊資, プレキャスト部材を用いた既存建築物の耐震補強法 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.583-584, 1997.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) M. Ohsaki: Optimization of Finite Dimensional Structures, CRC Press, 2010.

- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) M. Ohsaki and T. Nakajima, Optimization of link member of eccentrically braced frames for maximum energy dissipation, J. Constr. Steel Res., Vol. 75, pp. 38-44, 2012.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 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.

第 2 章 耐震補強格子ブロック壁の形状の最適化

2.1 はじめに

本章では，鉄筋コンクリート造の既存建物に格子ブロック（枠と格子からなるブロック）で構成される耐震補強格子ブロック壁を増設する耐震補強工法に着目し，既往の研究¹⁻⁵⁾による工法に比べ，より性能の良い耐震補強格子ブロック壁の創出を目的として，補強効果の高いブロックの形状すなわち格子部材の配置と厚さを，最適化手法により算出する。性能が良い耐震補強格子ブロック壁とは，少ない体積で高い剛性が得られるシステムであり，さらに，耐震補強により既存骨組に 2 次的に生じる応力が小さいシステムとする。そのため，補強部材の体積，補強後の水平剛性および梁のせん断力を目的関数とする。なお，設計変数は格子ブロックの格子材のモデル面内方向の厚さとする。また，格子ブロックの材質としては，ブロックとしての製作性が比較的良く，軽量の FRP を採用する。

2.2 既存骨組と耐震補強格子ブロックのモデル化

図 2.1 に示すような横 2000 mm，縦 1000 mm の枠材と縦横斜めの格子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，図 2.2 に示すように，横に 2 ユニット，縦に 4 ユニット連結した 8 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 4000 mm，スパン 4000 mm の既存骨組の構面を補強する耐震補強格子ブロック壁を想定したモデルである。なお，格子ブロックの大きさは，エレベーターによる搬入を想定したものである。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 Beam-Column 要素でモデル化する。格子ブロックは FRP 製とし，構成する枠材と格子材を Beam-Column 要素でモデル化する。格子材どうしおよび格子材と枠材の接合は全て剛接合とするが，格子材が軸力部材として働くようにするため，モデル面内方向の厚さには小さな値を設定する。既存骨組の諸元を表 2.1 に，格子ブロックの枠材と格子材の諸元を表 2.2 に示す。なお，表 2.2 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。

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（図 2.2 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。

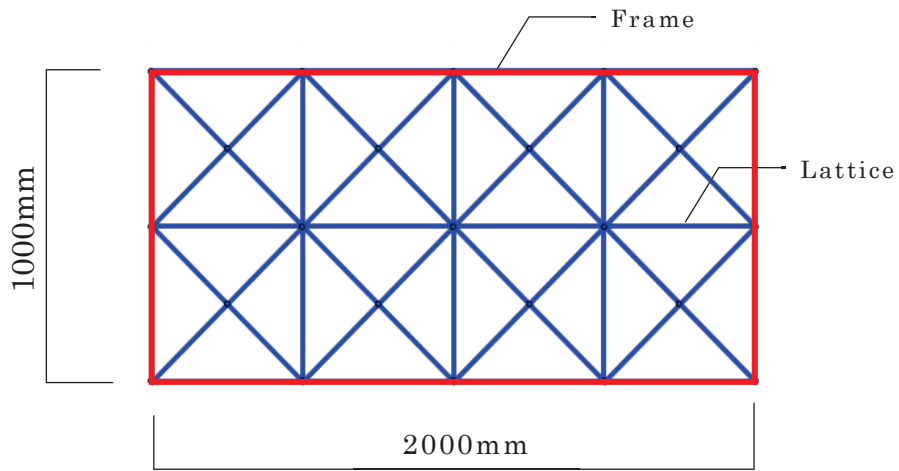


図 2.1 耐震補強格子ブロックの基本ユニット

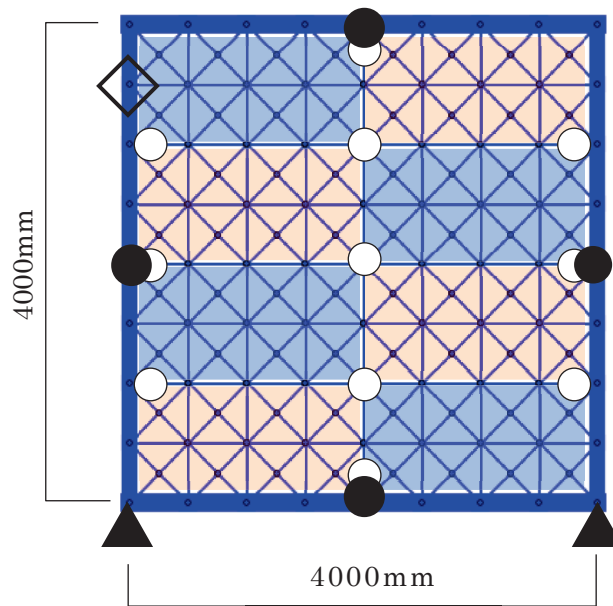


図 2.2 解析モデル（8ユニット連結 2次元モデル）

- 凡例：
- ▲ ピン支持（既存骨組）
 - 剛塑性ばね（格子ブロック節点—既存骨組節点）
 - 並進方向同一変位（格子ブロック節点—格子ブロック節点）
 - ◇ ペナルティ係数と食い込み量の関係を確認した節点

表 2.1 既存骨組（柱，梁）の諸元

	Width B (mm)	Depth D (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)	Young's modulus E (N/mm ²)
Column	400	400	160000	2.13×10^9	20000
Beam	300	400	120000	1.60×10^9	20000

表 2.2 格子ブロックの枠材と格子材の諸元

	Width B (mm)	Thick- ness T (mm)	Cross-sectional area A (mm ²)	Moment of inertia of area I (mm ⁴)	Young's modulus E (N/mm ²)
Frame	150	25	3750	1.95×10^5	20000
Lattice	150	2 or 100	300 or 15000	1.0×10^2 or 1.25×10^7	20000

格子ブロック節点間および格子ブロック節点—既存骨組節点間とも、接触を評価するため、ペナルティ法⁶⁾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、梁と柱についても格子ブロックの節点に合わせて節点を設け、それぞれ 8 個の要素で分割する。ただし、隣り合う格子ブロックの節点どうしを全て接触要素で接続したモデルで応答解析を行うと解が収束しない場合があるため、格子ブロック 4 隅の節点どうし（図 2.2 で○印）は、各接合部で並進方向同一変位（回転は自由）とする。また、図 2.2 で●印をつけた位置の格子ブロック節点と既存骨組節点は、当該節点付近（取り付く枠の部材長の 1/2 の範囲とする）の接着耐力に相当する接線方向力で塑性化する剛塑性ばねを設ける。これは、●印部が既存骨組部材の半曲点に近く、地震による正負方向交番载荷によっても接着接合の引張破壊が生じず、法線方向に圧縮力が働かなくとも、接線方向の接着力が有効に働くことを考慮するためである。

既存骨組に 1/200 rad の層間変形角に相当する強制変位を+Y方向に与えたときの応答を、接触要素に起因する非線形性を考慮した、変位制御による 2次元非線形解析によって求める。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。解析コードは、汎用骨組解析プログラムである OpenSees ⁷⁾ を使用する。

2.3 接合部のモデル化

ブロックと既存骨組間、およびブロック間には、接着剤による接着接合を想定しており、ここでは、摩擦抵抗のある接触要素でモデル化する。すなわち、OpenSees の ZeroLengthContactElement を用い、図 2.3 に示すように節点と節点で接触を判定する。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 とし、摩擦係数を μ 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、以下のようなになる。

$$P_N = \begin{cases} c_N w & \text{for } w > 0 \\ 0 & \text{for } w \leq 0 \end{cases} \quad (2.1)$$

$$P_T = \begin{cases} c_T u & \text{for } u \leq \mu \cdot P_N / c_T \\ \mu \cdot P_N & \text{for } u > \mu \cdot P_N / c_T \end{cases} \quad (2.2)$$

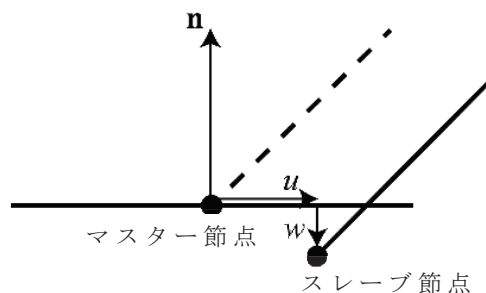
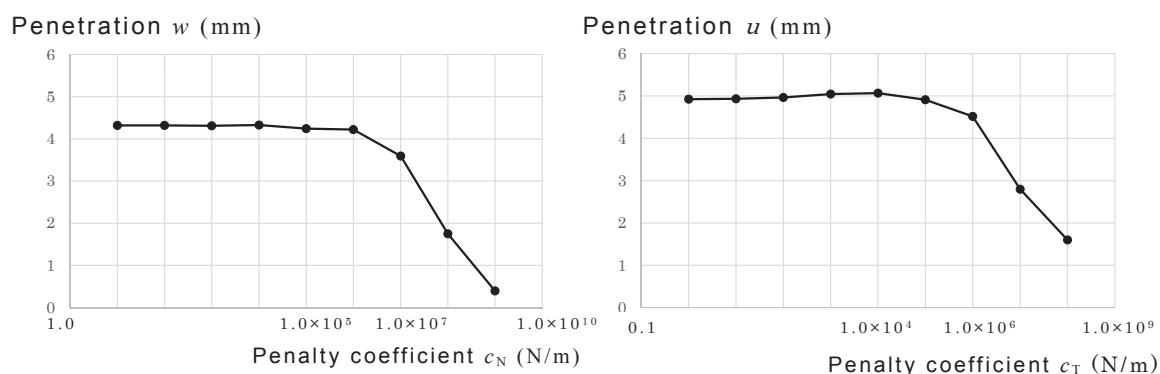


図 2.3 接触要素のマスター節点とスレーブ節点

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 とし、 μ を 0.50 とする。

図 2.2 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 の関係を図 2.4(a)に、 c_T と接線方向変位の差 u の関係を図 2.4(b)に示す。

これらの図の横軸は対数である。図 2.4(a)より、 c_N を 1.0 N/m から増加させたとき、 1.0×10^7 N/m で食い込み量 w が小さくなり始めており、その時の w は 3.6 mm で、十分に小さい値である。接線方向についても同様に、図 2.4(b)より、 c_T を 0.10 N/m から増加させたとき、 1.0×10^6 N/m で変位差 u が小さくなり始めており、その時の u は 4.5 mm で、十分小さい値である。本来、ペナルティ係数を大きくし、食い込み量および接線方向変位差をできるだけ小さくすることが好ましいが、ペナルティ係数が大きくなると、解析が発散する可能性が大きくなる。繰り返し解析中 1 度でも解析が発散すると最適解が得られないため、解析が確実に収束するようペナルティ係数を設定する必要がある。



(a) 法線方向の食い込み量

(b) 接線方向の変位差

図 2.4 ペナルティ係数と法線方向食い込み量および接線方向変位差の関係

以上より、法線方向のペナルティ係数を 1.0×10^7 N/m に、接線方向のペナルティ係数を 1.0×10^6 N/m に設定する。

2.4 格子ブロックの形状最適化問題

2.4.1 最適化問題

格子ブロックのモデル面内方向の格子材の厚さ(T)を定める設計変数を $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_m)$ とする。ここで、枠材のモデル面内方向の厚さ(T)は一定値 25 mm 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想定する。したがって、格子ブロックの形状が鉛

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。その結果，変数の数は84となる。変数 x_i の下限値を $x_L = 2 \text{ mm}$ ，上限値を $x_U = 100 \text{ mm}$ とし，最適化後に $x_i = x_L$ となった部材は除去されるものとする。

補強量の指標として耐震補強格子ブロック壁の部材体積合計（以降，単に「部材体積」）を，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。なお，水平方向反力の下限値を R_L ，部材体積の上限値を V_U とする。

Problem 0: 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 $V_0 \text{ (m}^3\text{)}$ ，水平方向反力 $R_0 \text{ (kN)}$ および既存上側梁端部せん断力 $Q_0 \text{ (kN)}$ 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 $R(\mathbf{x}) \geq R_L$

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

Problem 3: 既存上側梁端部せん断力の最小化

目的関数 : 既存上側梁端部せん断力 $Q(\mathbf{x})$ の最小化
制約条件 : 水平方向反力 $R(\mathbf{x}) \geq R_L$
制約条件 : 部材体積 $V(\mathbf{x}) \leq V_U$

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 の結果を考慮する。部材体積が小さく，水平方向反力が大きく，既存上側梁端部せん断力が小さい耐震補強格子ブロック壁が補強効率の良い耐震補強格子ブロック壁とする。

なお，最適化には SNOPT Ver. 7⁸⁾を用いる。最適化手法は逐次2次計画法とし，目的関数と制約関数の設計変数に関する感度係数は差分で求める。

2.4.2 設計変数と剛性評価のための格子材厚さの関係

最適化問題の目的関数と制約関数を評価する際、部材体積は「部材長」と「モデル面外方向幅(B)」と「モデル面内方向厚さ(T)」の積で求める。この時、モデル面内方向厚さ(T)を式(2.3(a))を用いて図 2.5(a)のような線形関数で表す。一方、軸方向剛性評価のための部材厚さモデル面内方向厚さ(T)は、式(2.3(b))を用いて図 2.5(b)のような非線形関数で表すこととする⁹⁾。

$$T_i = x_i \quad (2.3(a))$$

$$T_i = x_L + (x_U - x_L) \cdot \left(\frac{x_i - x_L}{x_U - x_L} \right)^2 \quad (2.3(b))$$

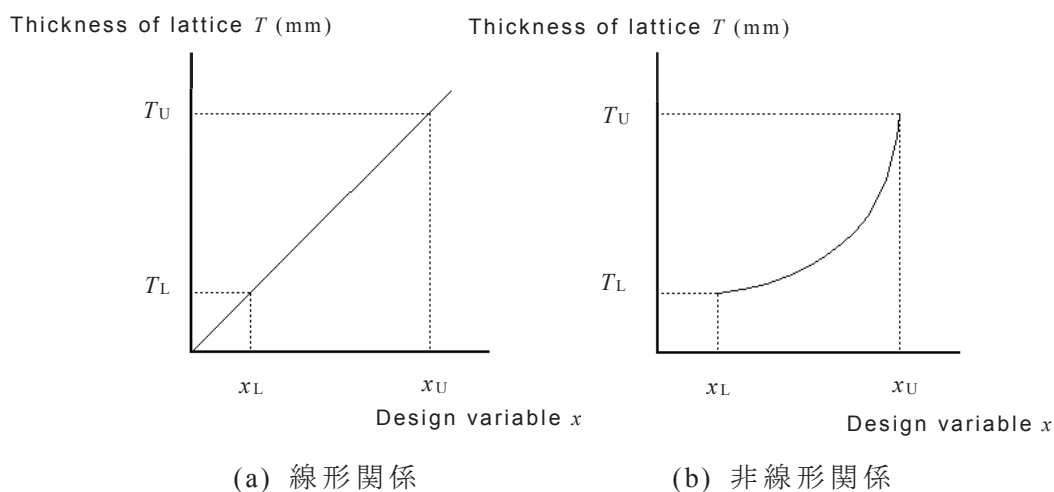


図 2.5 設計変数と剛性評価のための格子材厚さの関係

軸方向剛性に対して式(2.3(b))を用いることにより、中間値をとる部材の剛性が小さく評価されるので、設計変数は下限値か上限値のいずれかに一致しやすくなり、現実的な解が得られやすくなる。曲げ剛性については、厚さの3乗に比例するため、図 2.5(a)の線形関係を用いる。なおここで、 T_U および T_L は、それぞれ厚さの上限値と下限値である。

2.5 最適化の結果

各問題には局所最適解が複数存在するため、逐次2次計画法によって得られる解は初期解に依存する。したがって、それぞれの問題において5個の異なるランダムな初期解から最適化し、最も望ましい解を選択することとした。

各 Problem の初期解を構成する格子材の厚さ(T)を定める設計変数 $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_m)$ の生成方法は、一様乱数 r_i ($0 < r_i < 1$) を用いた式 (2.4) によるものとし、一様乱数のシードには、各 Problem, 各初期解に対し異なる値を設定する。

$$x_i = x_L + r_i \cdot (x_U - x_L), \quad (i = 1, \dots, m) \quad (2.4)$$

・ Problem 0 : 基準モデル

基準モデルの応答量を表 2.3 に、既存骨組の曲げモーメント図を図 2.6 に示す。格子ブロック内の格子材の軸力の最大値は 32.0 kN である。また、既存上側梁の曲げモーメントの最大値は 175.3 kN・m である。

既存骨組のみの場合の水平方向反力は 136.3 kN , 既存上側梁端部せん断力は 68.0 kN であった。格子ブロックを設置することにより、それぞれ 2.34 倍および 2.05 倍となっている。

表 2.3 基準モデルの応答量

V_0 (m ³)	R_0 (kN)	Q_0 (kN)
2.138	319.3	139.7

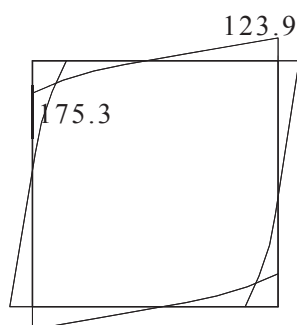


図 2.6 既存骨組の曲げモーメント図(kN・m)
(基準モデルの解析結果)

・ Problem 1 : 部材体積の最小化

水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ の下限値は, Problem 0 での値 $R_0=319.3 \text{ kN}$ より少し小さい値として, $R_L=300.0 \text{ kN}$ を採用する。異なる 5 つの初期解の格子ブロック形状を図 2.7 に示す。得られた局所最適解の格子ブロック形状を図 2.8 に, 枠材と格子材の軸力図を図 2.9 に示す。また, 得られた解の応答量を表 2.4 に示す。図 2.7, 図 2.8 の格子ブロック形状では, 部材の厚さ (T) を部材の線の太さで示している。軸力図では軸力の絶対値を部材の線の太さで表している。5 個の全ての解で反力制約は等号で満たされており, 部材体積 $V(\mathbf{x})$ が最も小さな No.5 を Problem 1 の最適解とする。

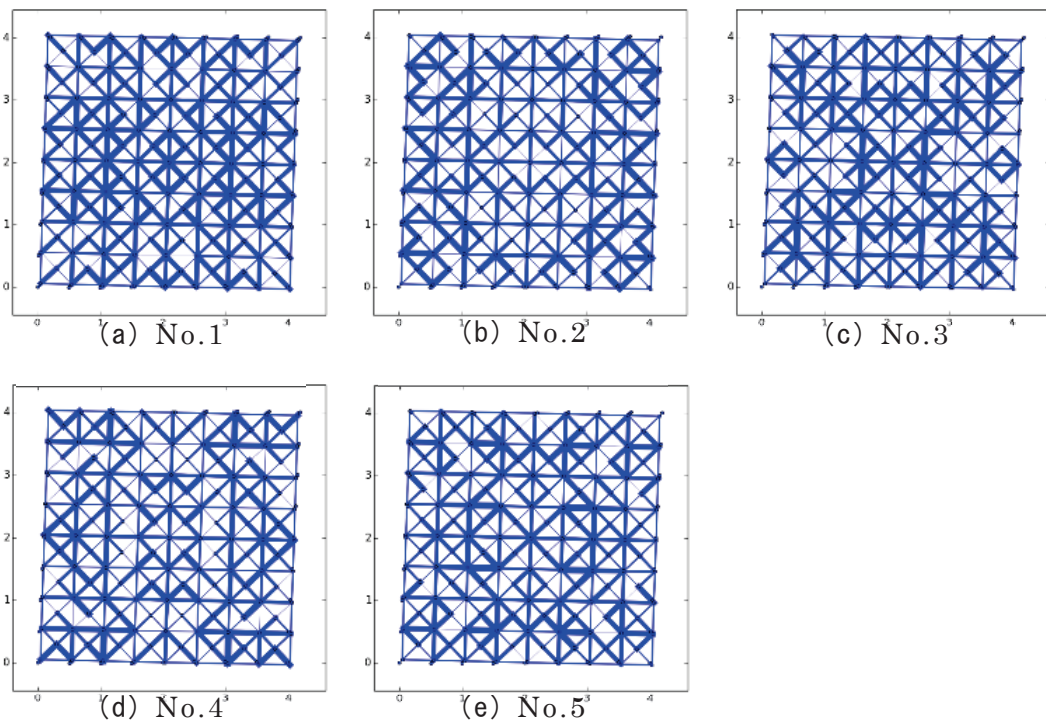


図 2.7 Problem1 の初期解の形状

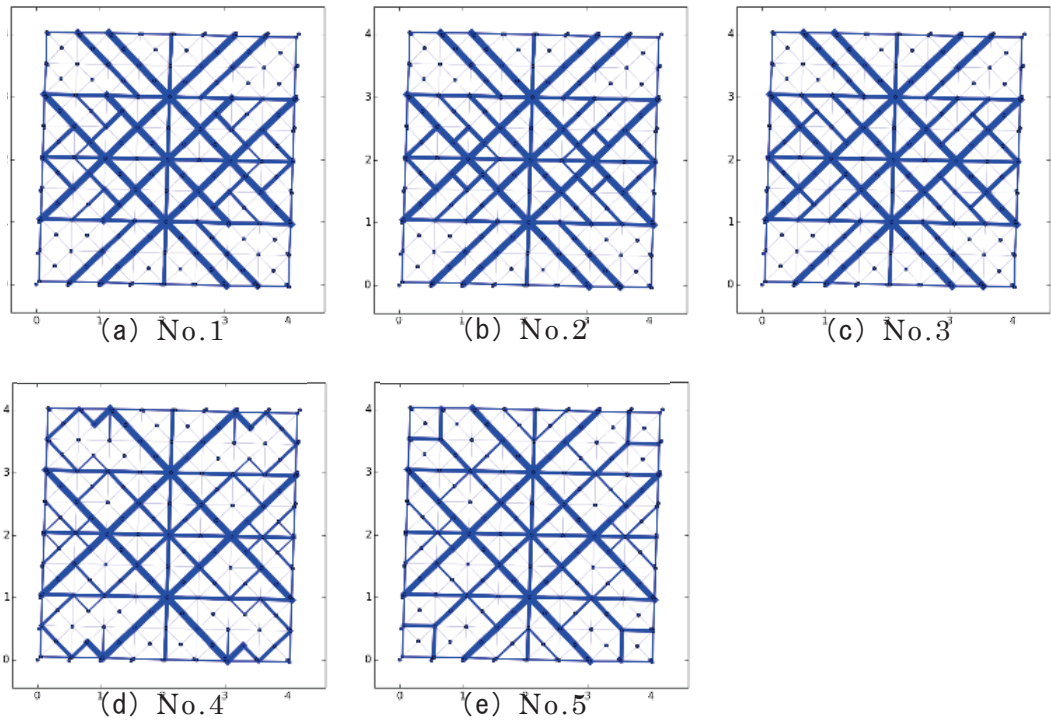


図 2.8 Problem1 の局所最適解の形状

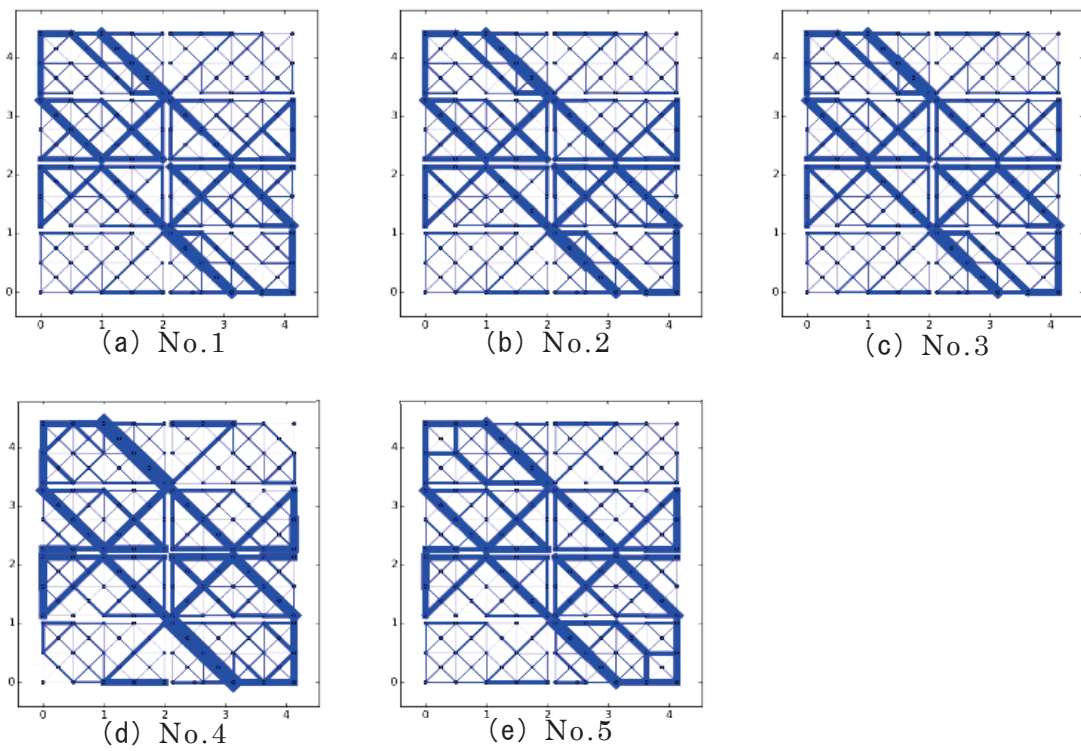


図 2.9 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図

表 2.4 Problem 1 の解の応答量

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.688	300.0	133.0
No.2	0.694	300.0	133.1
No.3	0.686	300.0	133.0
No.4	0.639	300.0	131.1
No.5	0.622	300.0	132.8

最適化の結果、基準モデルに対し水平方向反力が 94%に低下しているものの、部材体積が 29%まで低減できており、水平剛性がほぼ同等で部材体積を 3 割に低減した格子ブロック形状が創出できた。

最適形状については、いずれも、斜めの格子材の断面が大きくなり、縦横の格子材の断面積が小さくなっている。斜めの格子材においては、ブロック間の結合点（図 2.2 の○印節点）に接続する部材の断面が大きくなる傾向があり、部材体積が小さいものほどその傾向が強い。軸力についても、最適形状と同じ傾向になっていることがわかる。また、No.5 の解の格子材の軸力の最大値は 71.2 kN で、基準モデルの値の 2.23 倍であり、格子材の軸剛性が効率よく用いられていることが分かる。既存上側梁の端部曲げモーメントは 172.1 kN・m である。

・ Problem 2 : 水平方向反力の最大化

Problem 1 で得られた最適解の部材体積 0.622 m³ より少し大きい値 0.700 m³ を、部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_U とする。異なる 5 つの初期解より得られた格子ブロック壁の形状を図 2.10 に、杵材と格子材の軸力図を図 2.11 に示す。また、得られた解の応答量を表 2.5 に示す。なお、5 つの異なる初期解の形状については、以降、記載を省略する。5 個の全ての解で体積制約は等号で満たされており、水平方向反力 $R(\mathbf{x})$ が最も大きい No.1 を Problem 2 の最適解とする。

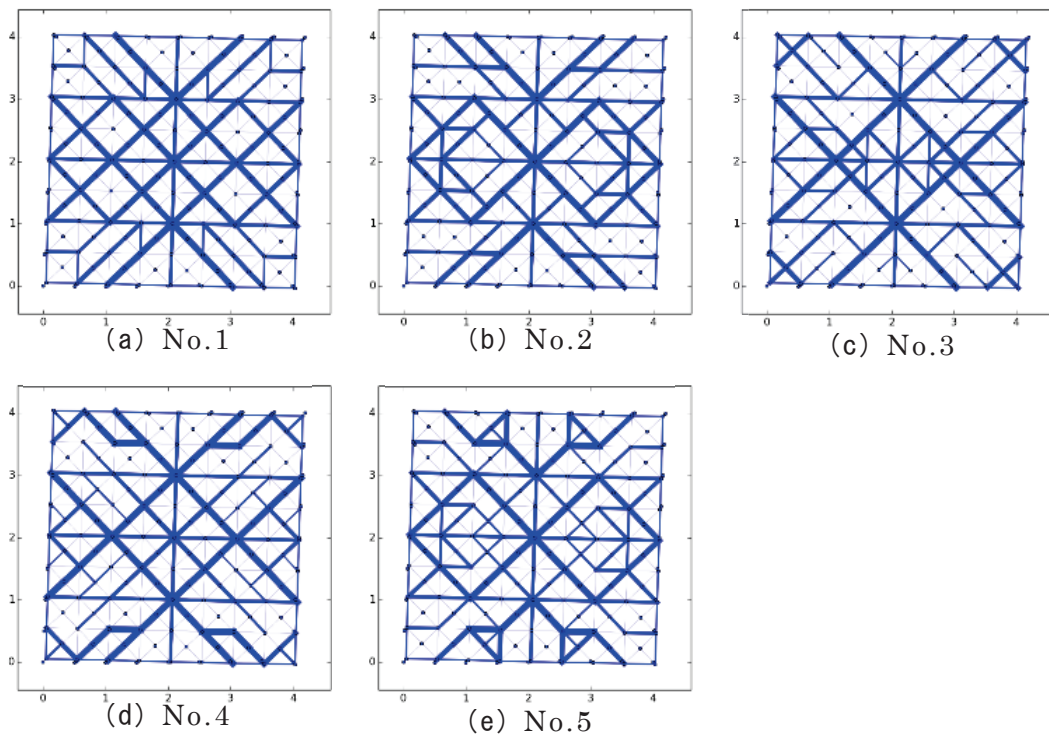


図 2.10 Problem2 の局所最適解の形状

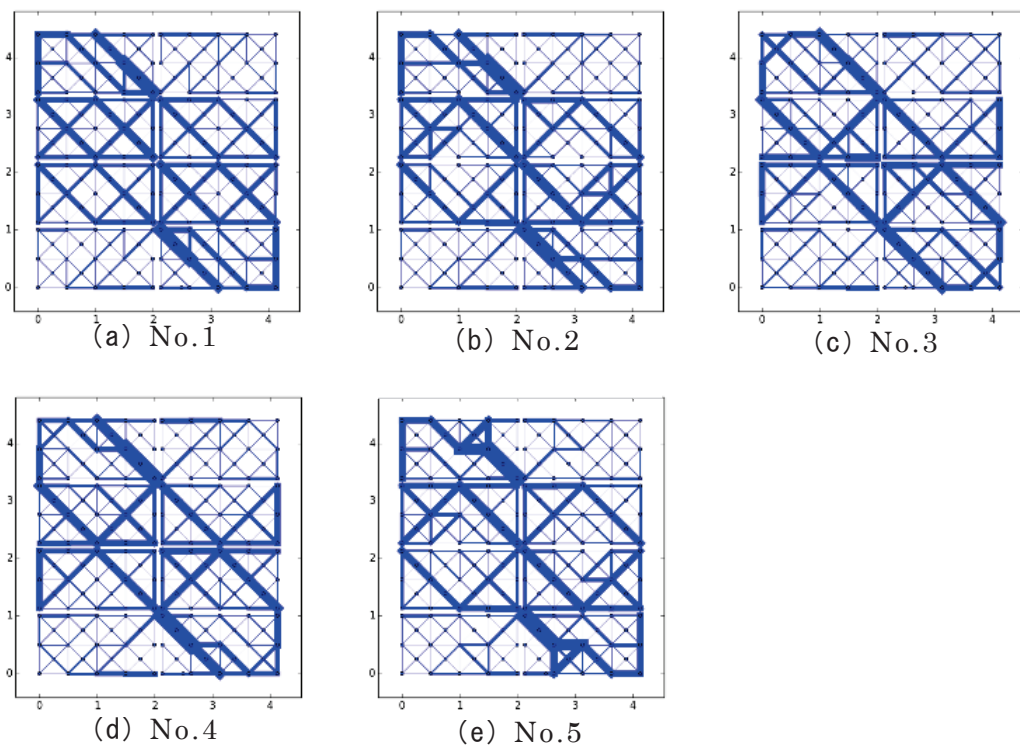


図 2.11 Problem 2 の局所最適解の格子材の軸力図

表 2.5 Problem 2 の解の応答量

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.700	304.1	133.7
No.2	0.700	302.7	133.1
No.3	0.700	302.0	132.3
No.4	0.700	302.6	134.9
No.5	0.700	299.7	128.4

最適化の結果，基準モデルに対し部材体積を 33%に低減させた場合にも，水平方向反力の低下が 95 %に留まっており，水平剛性がほとんど低下しない格子ブロック形状が創出できた。

最適形状については，いずれも，斜めの格子材の断面が大きくなる傾向があるが，Problem 1 の最適形状に比べ縦横の格子材の断面積が若干大きくなっている。制約条件として Problem 1 の最適解より若干大きな部材体積の下限値を設定して水平方向反力の最大化を行っているために，あまり有効でない縦横の格子材も断面積が大きくなっているものと考えられる。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。また，No.1 の解の格子材の軸力の最大値は 78.5 kN であり，既存上側梁の端部曲げモーメントは 171.4 kN・m である。

部材体積の最小化と水平方向反力の最大化は，相反する目的であるため，制約条件と目的関数を入れ替えた Problem 1 と Problem 2 の解は，同様の傾向となっている。また，Problem 2 の最適解において，水平方向反力の値が Problem 1 での値とほとんど変わらなかったことは，それぞれの問題の最適化の精度が十分であることを意味している。

・ Problem 3 : 既存上側梁端部せん断力の最小化

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 と同じ値，すなわち， $R_L=300.0$ kN， $V_U=0.700$ m³ を採用する。異なる 5 つの初期解より得られた解の応答量を表 2.6 の No.1~No.5 に示す。得られた格子ブロック形状を図 2.12 に，杵材と格子材の軸力図を図 2.13 に示す。5

個の全ての解で体積と反力の制約条件はほぼ等号で満たされており，既存上側梁端部せん断力 $Q(\mathbf{x})$ が小さい No.1 を Problem 3 の最適解とする。

表 2.6 Problem 3 の解の応答量

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.700	300.0	123.1
No.2	0.700	299.9	129.4
No.3	0.700	300.0	123.9
No.4	0.700	300.0	124.5
No.5	0.700	300.0	125.7

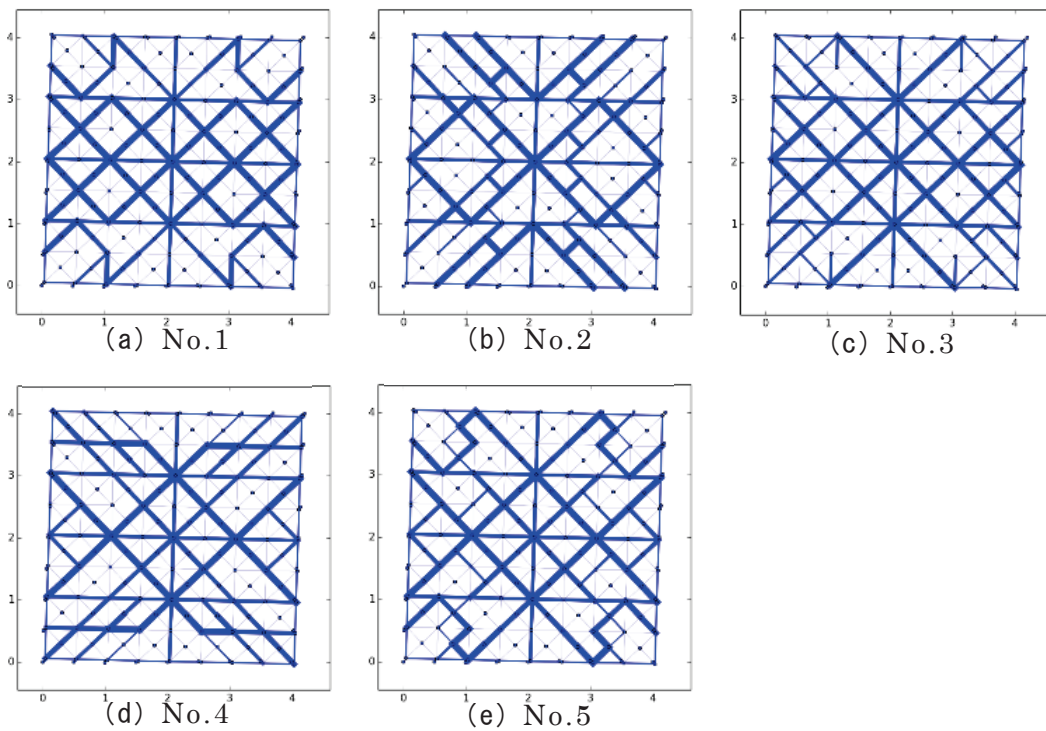


図 2.12 Problem 3 の局所最適解の形状

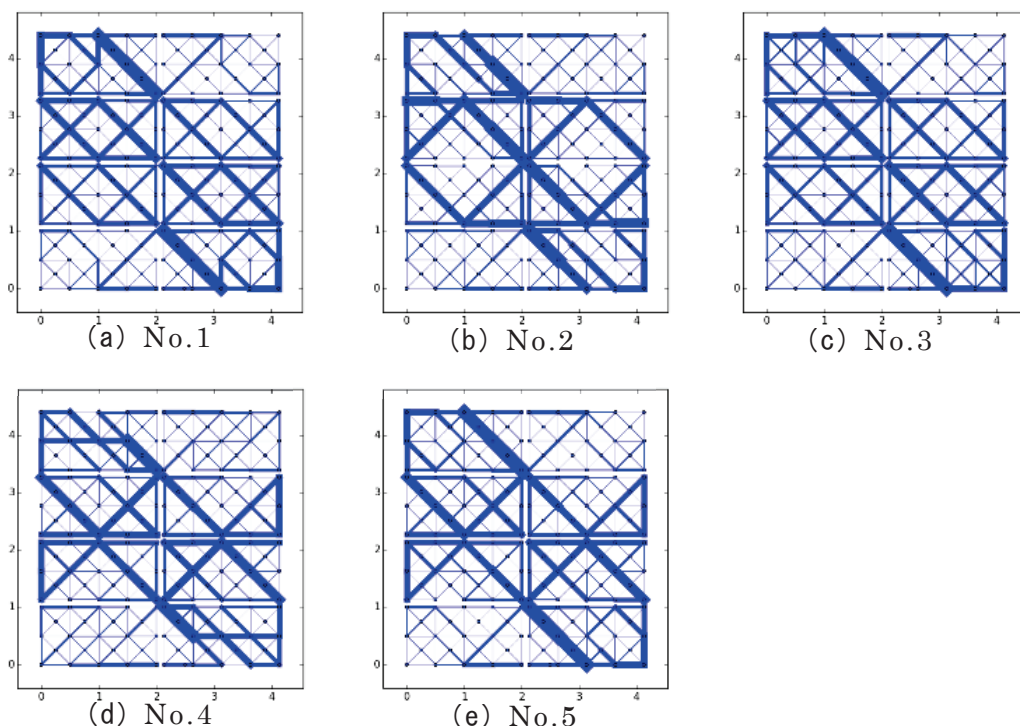


図 2.13 Problem 3 の局所最適解の格子材の軸力図

最適化の結果，基準モデルに対し部材体積を 33 %に減少させ，水平方向反力を 94 %に低下させた場合に，既存上側梁端部せん断力が 88 %に低下している。基準モデルと同レベルの水平剛性を確保しつつ部材体積を約 1/3 に低減し，既存上側梁端部せん断力を 9 割に低減した格子ブロック形状が創出できた。格子ブロックがない場合と比較すると，反力を 2.20 倍まで増加させ，既存上側梁端部せん断力は 1.81 倍にとどまっている。

最適形状については，いずれも，斜めの格子材の断面が大きくなる傾向があるが，Problem 1 の最適形状に比べ縦横の格子材の断面積が若干大きくなっている。既存上側梁端部せん断力が小さいものほど格子ブロックの形状が単純になる傾向がある。また，Problem 2 と同様に，局所最適解の形状にはばらつきがある。軸力図についても，最適形状と同様，分布にばらつきが大きい。No.1 の解の格子材の軸力の最大値は 76.8 kN であり，既存上側梁の端部曲げモーメントは 166.3 kN・m である。既存骨組の曲げモーメント図を図 2.14 に示す。基準モデルでの値（軸力 32.0 kN，曲げモーメント 175.3 kN・m）と比較すると，最適化によって軸方向変形による剛性を有効に利用できていることがわかる。

ここで、No.1における、左上の格子ブロックの枠と既存骨組もしくは隣接格子ブロック枠の間の法線方向および接線方向の接触力を図 2.15 に示す。既存骨組との接触要素の鉛直方向力は左上隅に近づくほど大きくなっていることが確認できる。

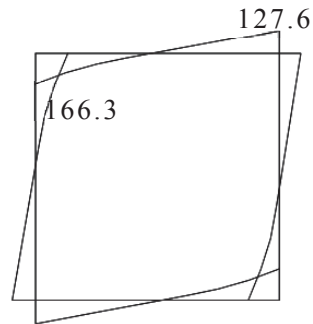


図 2.14 既存骨組の曲げモーメント図(kN・m)
(Problem 3 No.1)

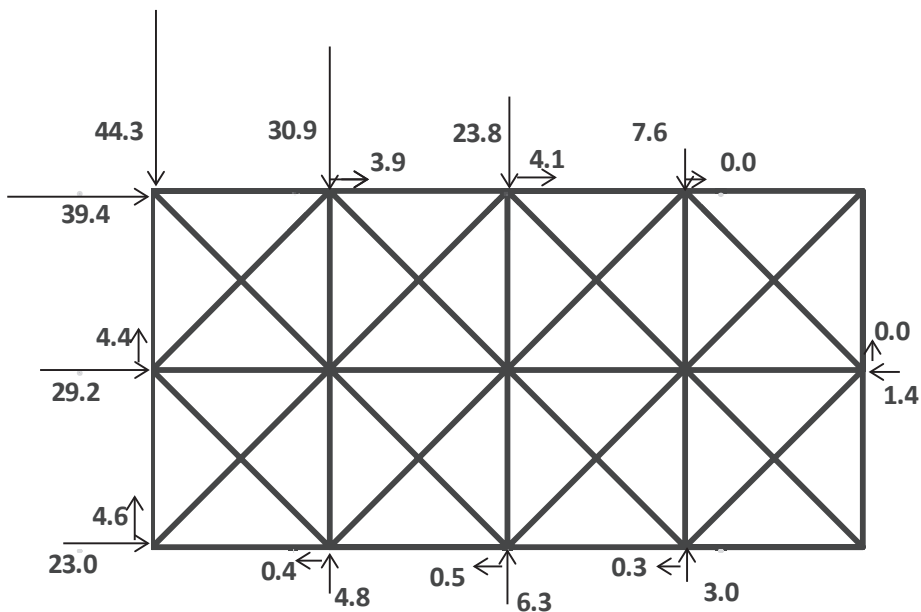


図 2.15 左上の格子ブロックの枠と既存骨組もしくは隣接格子ブロック枠の間の接触力 (kN)

現実的な最適ブロック形状として、Problem 3 で得られた格子ブロック形状から、最適化後に $x_i = x_L$ となった部材と、どちらかの端部が他の部材と接

続していない部材があればそれらを除去し，単純化したモデルを作成する。
Problem3 の No.1 で得られた現実的な最適格子ブロック形状を図 2.17 に，
 応答量を表 2.7 に示す。

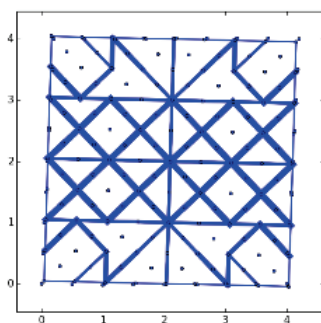


図 2.17 Problem 3 No.1 の解析結果を単純化した格子ブロック形状

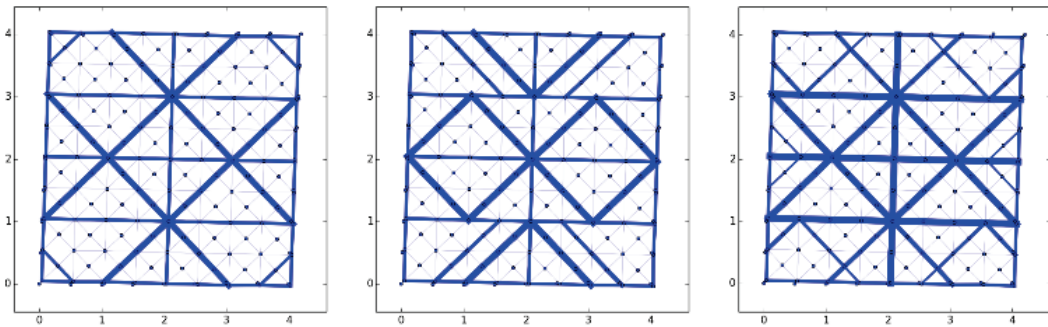
表 2.7 Problem 3 の解析結果を単純化したモデルの応答量

Solution No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
No.1	0.613	292.1	113.1

基準モデルに対し，部材体積を約 3 割に減少させ，水平方向反力合計を約 9 割に低下させた場合に，既存上側梁端部せん断力を約 8 割に低減した格子ブロック形状を創出できた。

2.6 格子ブロックの枠部の厚さを変えた場合の格子ブロックの形状最適化

枠部の厚さ（固定値）の影響を見るため，前節までに行った最適化と同様の最適化を，格子ブロックの枠部の厚さのみを 2 倍，すなわち 50 mm に変更したモデル（本章にて以降，「モデル 2」とする。）を用いて行った。この場合，格子ブロック間の枠の厚さは 2 本合わせてちょうどラチス材の最大厚さと等しくなる。得られた最適解の形状を図 2.18 に，得られた解の応答量を表 2.8 に示す。各最適化とも 5 個の異なるランダムな初期解から最適化した結果のうち最も望ましい解のみを記載する。参考に，前節までのモデル（本章にて以降，「モデル 1」とする。）を用いた最適解の応答量を表 2.9 に示す。



(a) Problem 1-2

(b) Problem 2-2

(c) Problem 3-2

図 2.16 モデル 2 の最適解の形状

表 2.8 モデル 2 の解の応答量

Problem No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
Problem 0-2	2.318	323.5	142.1
Problem 1-2	0.642	300.0	133.6
Problem 2-2	0.700	302.8	134.0
Problem 3-2	0.700	300.0	122.9

表 2.9 モデル 1 の解の応答量

Problem No.	$V(\mathbf{x})$ (m ³)	$R(\mathbf{x})$ (kN)	$Q(\mathbf{x})$ (kN)
Problem 0-1	2.138	319.3	139.7
Problem 1-1	0.622	300.0	132.8
Problem 2-1	0.700	304.1	133.7
Problem 3-1	0.700	300.0	123.1

最適形状については、モデル 1 の場合もモデル 2 の場合も、全ての問題において、斜めの格子材のうちブロックどうしの結合点（図 2.2 の○印節点）と接続する部材の断面が大きくなり、その他の格子材の断面が小さくなる傾向がある。この傾向は、モデル 1 の場合に比べモデル 2 の場合の方が顕著である。

2.7 まとめ

本章で得られた結果は以下の通りである。

1. 耐震補強格子ブロック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ブロック壁の形状が得られる。
2. 部材の軸方向剛性を評価する際に、厚さと剛性の関係を非線形として、上限値と下限値の間間的な厚さの部材の剛性を実際より小さく評価することにより、厚さが中間的な部材が無くなりやすくなり、少ない部材の最適形状を求めることが可能である。
3. 本手法を用いることで、水平方向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格子ブロック壁の形状の最適化が可能である。
4. 接触接合部のモデル化や枠の太さなどの諸条件を、実情に即したものにしていくことにより、本手法により得られた耐震補強格子ブロック壁の最適形状がより実用的なものになると考えられる。

第 2 章の参考文献

- 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 (九州), C-2, pp.139-140, 1998.
- 2) 栗田康平, 増田安彦, 木村耕三, 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 (その 8 ドア開口による影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.457-458, 2007.
- 3) 萩尾浩也, 木村耕三, 栗田康平, 増田安彦, 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 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.631-632, 2004.
- 4) 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 (近畿), C-2, pp.559-560, 2005.
- 5) 寺内利恵子, 石井映二, 小林 淳, 池田宏俊, 竹崎真一, 草加俊資, プレキャスト部材を用いた既存建築物の耐震補強法 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.583-584, 1997.
- 6) 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.
- 7) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>)
- 8) W. Murray, P. Gill and M. Saunders, User's Guide for SNOPT Version 7: software for Large-Scale Nonlinear Programming. Stanford Business Software Inc., 2008.
- 9) M. Ohsaki, T. Nakajima, J. Fujiwara, F. Takeda, Configuration optimization of clamping members of frame-supported membrane structures, Engineering Structure, Vol. 33, pp. 3620-3627, 2011.

第 3 章 さまざまな形状のユニットで構成された耐震補強格子ブロック壁の 組合せ最適化

3.1 はじめに

第 2 章では、耐震補強格子ブロック壁の格子材のモデル面内方向の厚さを設計変数として連続的な手法による最適化を行ったが、連続的手法によるため、得られた解には、断面積が最大値もしくは最小値以外になっている格子材が含まれる場合があった。ここでは、中間的な断面積の部材を最初から排除して、より単純な形状の最適解を得ることを目的とし、第 2 章で得られた最適解を参考に指定した 10 種類のユニットの内いくつかのユニットで構成される耐震補強格子ブロック壁の形状を、離散的な組合せ最適化手法を用いて最適化する。目的は、第 2 章と同様、既往の研究^{1)~5)}による工法に比べ、より性能の良い耐震補強格子ブロック壁を創出することである。すなわち、目的関数は、第 2 章と同様、補強部材の体積、補強後の水平剛性および梁のせん断力とし、耐震補強格子ブロック壁の補強効果の高い配置を創出する。なお、既存骨組と耐震補強格子壁の接合は接着接合とし、第 2 章で採用した接触要素と異なり、接着剤の硬化後の特性を考慮した弾塑性ばねを配置する。

また、最適解析の結果得られた耐震補強格子ブロック壁について、有限要素モデルを作成して、詳細な応答解析を行い、最適化される前の耐震補強格子ブロック壁に比べ最適化された耐震補強格子ブロック壁が、接着接合部の塑性変形が少なく、より圧縮力によって層せん断力を伝達する機構を形成すること、および想定する既存骨組の層間変形角まで剛性が大きく低下しないことを確認する。

3.2 既存骨組と耐震補強格子ブロックのモデル化

前章と同様、図 3.1 のような格子ブロックを基本ユニットとし、図 3.2 に示すような、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 次元モデルについて検討する。このモデルは、階高 4000 mm、スパン 8000 mm 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、スパンが第 2 章の解析モデルの 2 倍で、構成する格子ブロック数も 2 倍の 4 種類になっている。第 2 章では変数が格子材の断面積（幅）のため、格子ブロックは 2 種類であっても変数の数が多く、解の種類も多岐にわたる。一方、第 3 章では、ブロックの組み合わせにより最適化を行うため、2 種類のブロ

ックからなる第 2 章のモデルでは解の種類が 100 種類しかなく、最適化問題の例題としては適切でないと考え、2 倍の格子ブロック、すなわち 4 種類のブロックからなる解析モデルを採用することとした。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 OpenSees⁶⁾を使用する。

格子ブロックは前章と同様 FRP 製とし、枠材と格子部材を弾性の Beam-Column 要素でモデル化し、格子材どうしおよび格子材と枠材の接合は全て剛接合とする。図 3.1 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。既存骨組の諸元を表 3.1 に、格子ブロックの枠材 (Frame) と格子部材 (Lattice) の諸元を表 3.2 に示す。なお、前章と同様、表 3.2 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(T)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 Beam-Column 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、座屈長さを長めに評価し上下の枠の間の長さ(図 3.1 の朱書き線長さ)とした場合にも 49.0 であり、小さな値になっている。

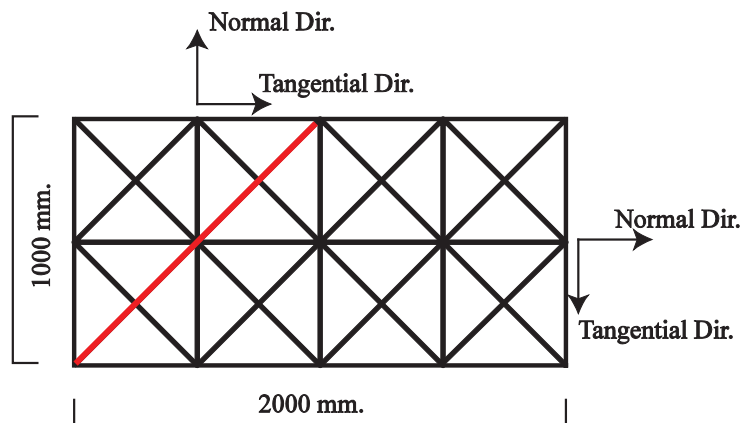


図 3.1 耐震補強格子ブロックの基本ユニット

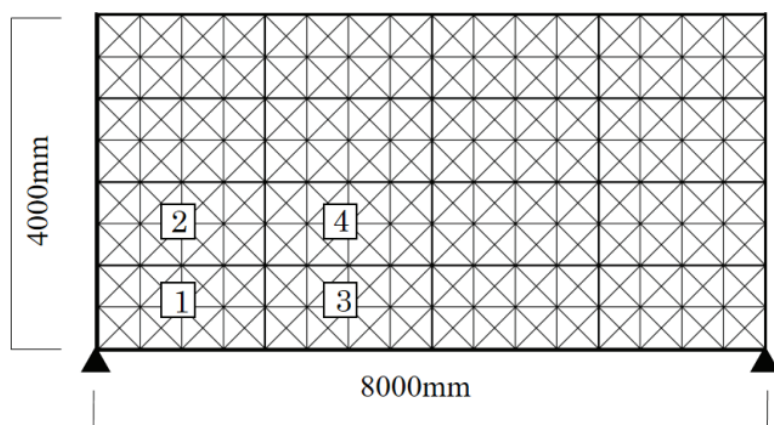


図 3.2 解析モデル（16 ユニット連結 2 次元モデル）

表 3.1 既存骨組（柱，梁）の諸元

	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}

表 3.2 格子ブロックの枠材と格子材の諸元

	Width B (mm)	Thick- ness 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

3.3 接合部のモデル化

格子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、実情に合わせ、接着剤（エポキシ樹脂）による結合を仮定し、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（OpenSees の UniaxialMaterial ElasticBilin）によりモデル化する。そのため、梁と柱に

ついても、格子ブロックの節点に合わせて節点を設け、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⁷⁾ (接着剤)、FRP¹⁾の諸元を表 3.3 に、接着部分を模擬する要素の法線方向 (図 3.1 参照) の特性を図 3.3(a)に、接線方向 (図 3.1 参照) の特性を図 3.3(b)に示す。ただし図 3.3(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、図 3.3(a)に示すように、食い込み量が接着剤厚さ (ブロック間 : 5 mm, ブロック-既存骨組間 : 20 mm) 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、図 3.3(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、図 3.3(a)の引張強度には接着剤の引張強度を用いる。引張破壊やせん断破壊が生じると、本来は反力が低下するが、ここでは反力を保持するものとする。

表 3.3 コンクリート、エポキシ樹脂および FRP の材料特性

	Tensile strength σ_t (N/mm ²)	Compressive strength σ_B (N/mm ²)	Shear strength σ_s (N/mm ²)	Young's modulus E (N/mm ²)	Poisson coefficient
Concrete	2.7	24	4	20000	0.2
Epoxy	27	103	10	4000	0.3
FRP	335	319	—	20000	0.2

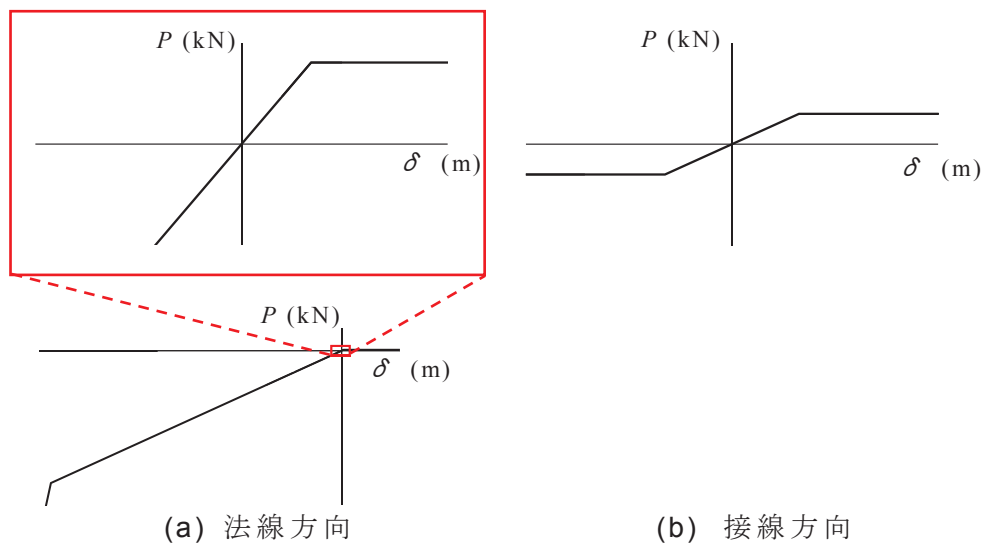


図 3.3 接着接合要素の荷重変形特性

3.4 構造解析手法と最適化手法

前章のモデルと同様，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（図 3.2 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 $1/200 \text{ rad}$, $1/100 \text{ rad}$ の層間変形角に相当する強制変位 20 mm , 40 mm を与えたときの応答を，上側梁の両端の変位増分を 0.4 mm とした解析により評価する。

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。前章では，数理計画法の内，逐次 2 次計画法により，補強格子ブロック壁の形状の最適化を行った。一方，本章で対象とする耐震補強ブロック壁の最適化は，複数の格子ブロック設置可能箇所の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。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擬似焼きなまし法⁸⁾ (SA) を用いる。なお，選択元のユニットブロック群は，その良否が解の良否に大きく影響するため，慎重に選択する必要がある，ここでは第 2 章で得られた最適解の形状を参考にする。

本章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。

- Step 1. 2章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を参考に，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とする。
- Step 2. 耐震補強格子ブロック壁の全格子部材が存在するモデル（基準モデル）の部材体積，水平方向反力，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 個の設置箇所を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 $Temp$ 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%増加した時の解の受理確率が約0.5となるようにスケーリングパラメータ 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(3.1)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。
- $$p = \exp\left(-\frac{|F(\mathbf{x}') - F(\mathbf{x})|}{Temp \times s}\right) \quad (3.1)$$
- Step 7. 温度更新パラメータを $\alpha < 1$ として，温度を $Temp$ から $\alpha \cdot Temp$ に更新する。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。
 なお、後述の表 3.6 にて、最適解が得られたステップを記載し、50 回の妥当性を示している。

3.5 耐震補強格子ブロック壁の形状最適化問題

図 3.2 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。図 3.2 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、耐震補強格子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、設置箇所は図 3.2 の 1, 2, 3, 4 の 4 箇所であり、変数の数は $m = 4$ である。

まず、図 3.4 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。

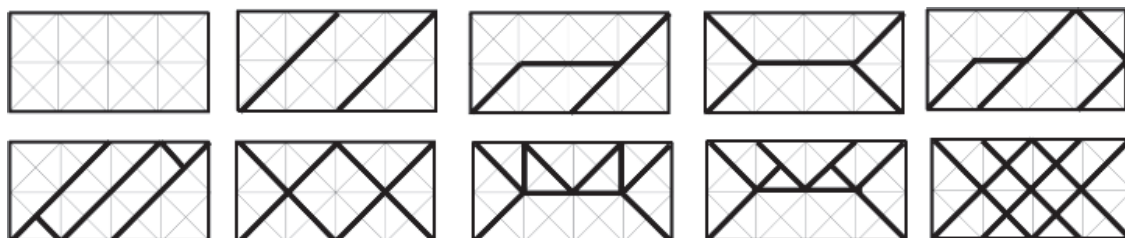


図 3.4 ユニットブロック群 1 のユニットブロック

前章と同様、耐震補強量の指標として耐震補強格子ブロック壁の部材体積を、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。

前章と同様、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。また新たに、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 σ_{\max} が、表 3.3 に示す FRP の引張強度と圧縮強度の小さな値 ($\sigma_B = 319 \text{ N/mm}^2$) 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 が小さい耐震補強格子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、耐震補強格子ブロック壁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 (kN) 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 $V(\mathbf{x}) \leq V_U^*$
- : 縁応力 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_B$

3.6 耐震補強格子ブロック壁の形状最適化結果

3.6.1 ユニットブロック群 1 を用いた最適化結果

図 3.4 に示したユニットブロック群 1 からユニットブロックを組み合わせ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 倍し、既存骨組を省略している。各問題は局所最適解が複数存在するため、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。なお、後述の表 3.6 にて、5 回の最適化で最適解が得られることを検証している。

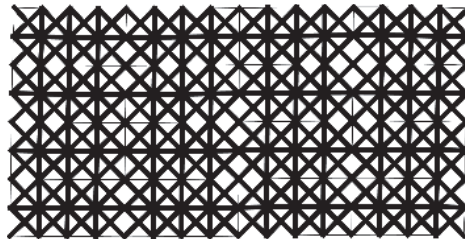
以下の結果の表記において、層間変形角 1/200 rad と 1/100 rad に対する値を、括弧を用いて (応答 1, 応答 2) のように表記する。

・基準モデル

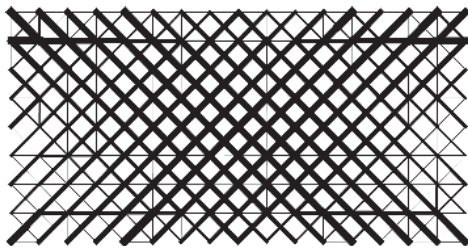
層間変形角 (1/200 rad, 1/100 rad) に対する基準モデルの応答量を表 3.4、形状を図 3.5(a)、軸力の絶対値を図 3.5(b),(c) に示す。軸力図より、縦横方向の格子部材よりも、斜め方向の格子部材の補強効果が高いことが認められる。部材の軸力は、それぞれの部材の効率を示しており、次節のユニットブロック群 2 のユニット形状の選択基準とすることができる。また、接触要素の特性が圧縮と引張で非対称なため、軸力分布は非対称となっている。

表 3.4 基準モデルの応答量

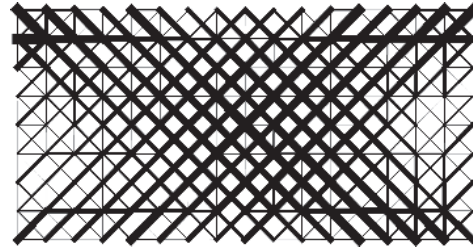
Drift angle	V_0 (m ³)	R_0 (kN)	Q_0 (kN)	σ_0 (N/mm ²)	N_0 (kN)
1/200	1.62	3282	489	52	208
1/100	1.62	4134	921	118	258



(a) 基準モデル形状



(b) 軸力図 (1/200)



(c) 軸力図 (1/100)

図 3.5 基準モデルの形状と軸力図

図 3.6 に、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。

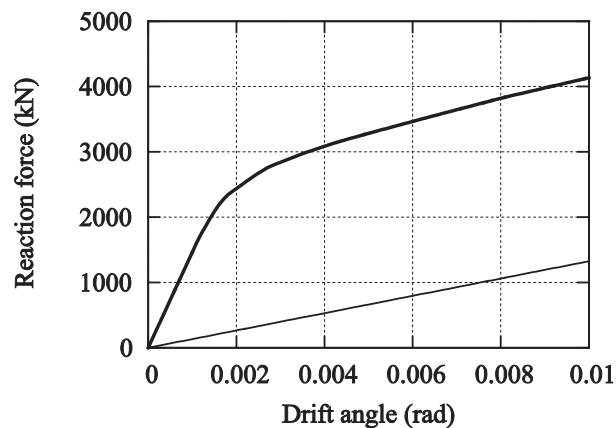


図 3.6 基準モデルと既存骨組の層間変形角と水平方向反力の関係

・ **Problem1 : 部材体積最小化問題**

層間変形角(1/200 rad, 1/100 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 % に相当する(2297 kN, 2894 kN)とする。5回の最適化の結果、層間変形角 1/200 rad, 1/100 rad でそれぞれ 5回とも同一の解が得られた。得られた解の応答量を表 3.5 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。耐震補強格子ブロック壁の形状を図 3.7(a),(c)に、軸力の絶対値を図 3.7(b),(d)に示す。

表 3.5 Problem 1 の解の応答量(Group 1)

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

最適化の結果、層間変形角(1/200 rad, 1/100 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格子ブロック壁形状が得られている。

表 3.4, 3.5 より、1/100 rad の方が 1/200 rad よりも部材体積の減少量が大い。図 3.6 からわかるように、水平方向反力の制約(基準モデルの約 70 % 以上)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 rad に比べ 1/100 rad の方が小さい。付与すべき水平方向反力は 1/200 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 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 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 rad と 1/200 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 rad での σ_{\max} の値は 175 N/mm² 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。

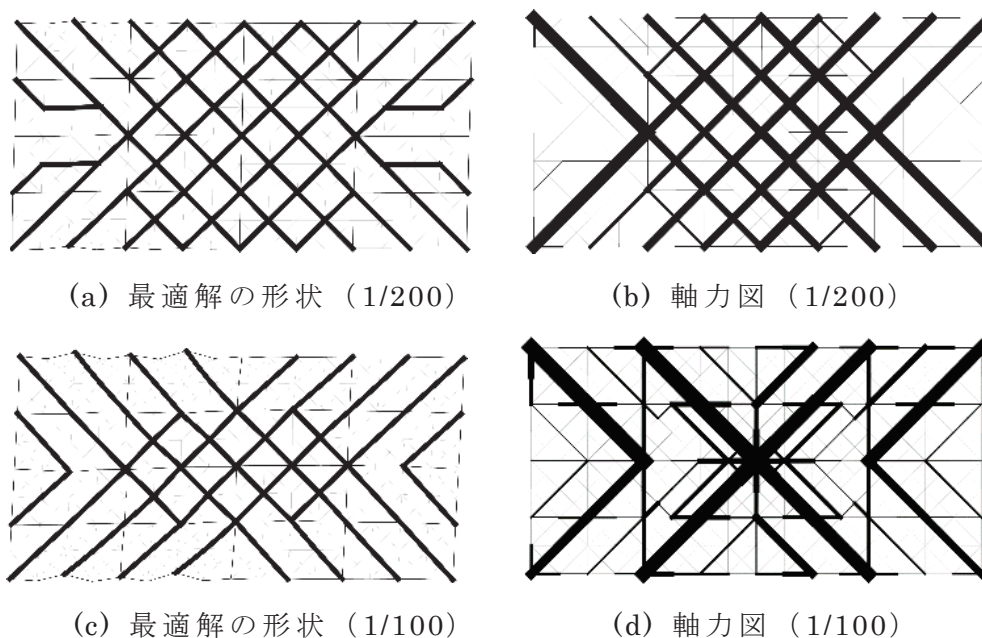


図 3.7 Problem 1 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 1)

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 $1/100 \text{ rad}$ と $1/200 \text{ rad}$ の両方の場合で表 3.5 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表 3.6 に示す。ここで、「-」は大域最適解と異なる最良ではない解が得られたことを示している。表 3.6 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。

表 3.6 最適解が得られたステップ数

			Trial				
Unit Group	Problem	Drift angle	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	5
		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_U とし、水平方向反力最大化を行う。5 回の最適化の結果、層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ では、5 回とも同一の解が得られた。層間変形角 $1/100 \text{ rad}$ では、4 回目と 1,2,3,5 回で異なる解が得られたため、目的関数である水平方向反力が大きな 1,2,3,5 回目の解を最適解とする。得られた解の応答量を表 3.7 に示す。また、最適解の形状を図 3.8(a),(c) に、軸力の絶対値を図 3.8(b),(d) に示す。参考に、層間変形角 $1/100 \text{ rad}$ の最適解以外の局所最適解の形状と軸力の絶対値を図 3.9(a),(b) に示す。

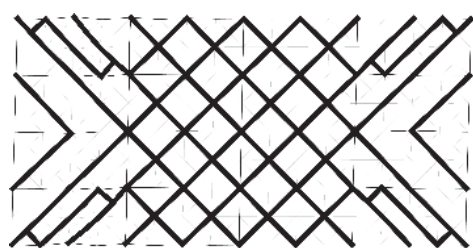
表 3.7 より、基準モデルに対し、層間変形角を ($1/200 \text{ rad}$, $1/100 \text{ rad}$) とした場合の水平方向反力は (72.7% , 74.5%) であり、Problem 1 の最適解より少し大きい。部材体積の値は上限値を少し下回っており、基準モデルの (31.9% ,

26.8 %)である。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、部材体積を小さくすることと水平方向反力を大きくすることはトレードオフ関係にあり、 V の上限値あるいは R の下限值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。

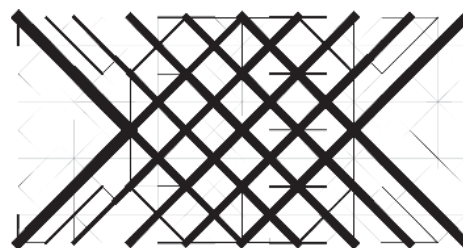
層間変形角 $1/100\text{rad}$ の局所最適解は、その目的関数 ($R=3077 \text{ kN}$) が大域最適解の目的関数 ($R=3079 \text{ kN}$) の 99.9%であり、十分に補強効率の良い解になっている。

表 3.7 Problem 2 の解の応答量 (Group 1)

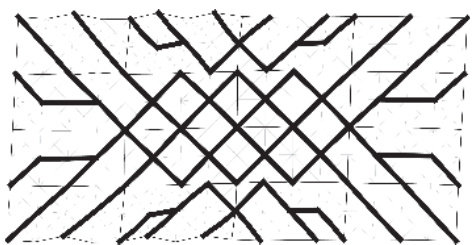
Drift angle	Trial	$V (\text{m}^3)$	$R (\text{kN})$	$Q (\text{kN})$	$\sigma_{\max} (\text{N/mm}^2)$	$N_{\max} (\text{kN})$
1/200	1~5	0.517	2385	427	94	292
1/100	1~3, 5	0.434	3079	583	284	336
	4	0.427	3077	584	283	331



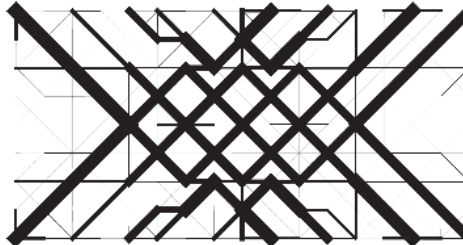
(a) 最適解の形状 (1/200)



(b) 軸力図 (1/200)



(c) 最適解の形状 (1/100)



(d) 軸力図 (1/100)

図 3.8 Problem 2 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 1)

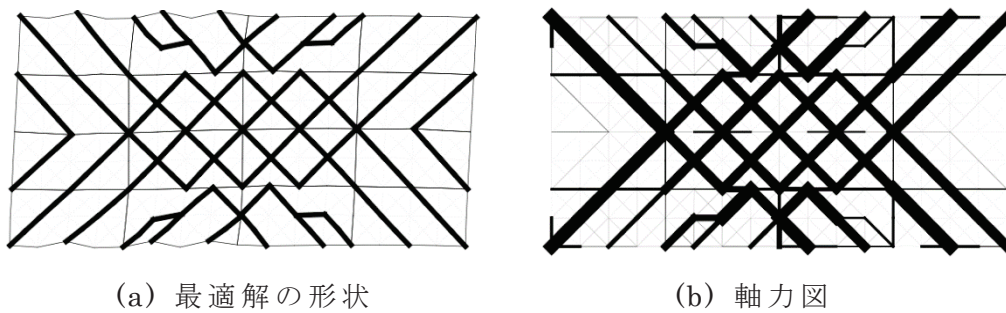


図 3.9 Problem 2 の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 1)
(1/100rad, 4 回目)

・ 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 $R(\mathbf{x})$ の下限値 R_L^* を, Problem 2 の最適解での値の (85%, 80%) の値 (2027 kN, 2463 kN) として, 既存上側梁最大せん断力の最小化を行う。部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_U^* は Problem 2 と同じとする。5 回の最適化の結果, 層間変形角 1/200 rad, 1/100 rad でそれぞれ 5 回とも同一の解が得られた。最適化によって得られた解の応答量を表 3.8 に示す。また, 耐震補強格子ブロック壁の形状を図 3.10(a),(c) に, 軸力の絶対値を図 3.10(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, 基準モデルに対し, 部材体積を 30 % 以下に低減して既存上梁最大せん断力を 45 % 程度低減できるような耐震補強格子ブロック壁形状が得られた。

表 3.8 Problem 3 の解の応答量(Group 1)

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

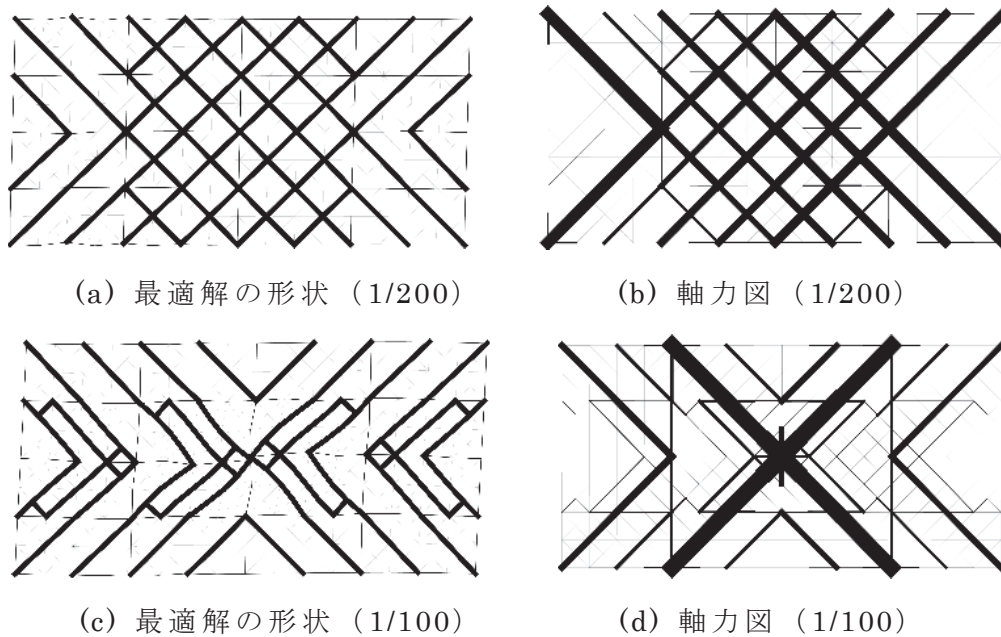


図 3.10 Problem 3 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 1)

3.6.2 ユニットブロック群 2 を用いた最適化結果

ユニットブロック群 1 を用いた Problem 1~3 の結果より，部材体積が小さく， 180° の回転対称性（2 回対称性）をもち，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が確認できる。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 0.0525 m^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」）を図 3.11 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。

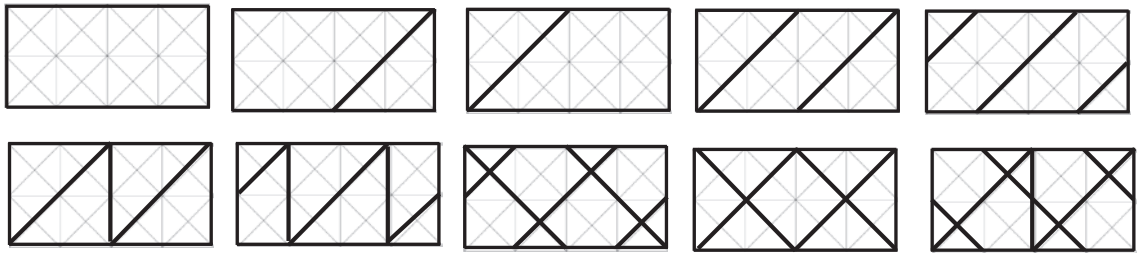


図 3.11 ユニットブロック群 2 のユニットブロック

・ Problem1 : 部材体積最小化問題

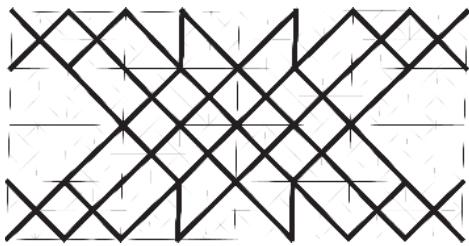
水平方向反力 $R(x)$ の下限値は、ユニットブロック群 1 の最適化問題と同じ値とする。5 回の最適化の結果、層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ では、1,2,5 回目と 3 回目と 4 回目で異なる解が得られたため、目的関数である部材体積が最小の 1,2,5 回目の解を最適解とする。層間変形角 $1/100 \text{ rad}$ では、1 回目と 2,3 回目と 4,5 回目で異なる解が得られたため、部材体積が最小の 1 回目の解を最適解とする。得られた解の応答量を表 3.9 に、最適解の形状を図 3.12(a),(c) に、軸力の絶対値を図 3.12(b),(d) に示す。参考に、最適解以外の局所最適解の形状と軸力の絶対値を (図 3.13, 図 3.14) 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。

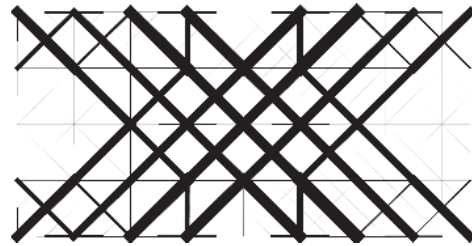
層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ の局所最適解は、広域最適解と異なるものが 2 種類得られているが、その目的関数 (V) は大きくとも $V=0.500 \text{ m}^3$ で大域最適解の目的関数 ($V=0.456$) の 109.4 % であり、補強効率の良い解になっている。層間変形角 $1/100 \text{ rad}$ の局所最適解も、広域最適解と異なるものが 2 種類得られているが、その目的関数 (V) は $V=0.354 \text{ m}^3$ で大域最適解の目的関数 ($V=0.344 \text{ m}^3$) の 102.9% であり、十分に補強効率の良い解になっている。

表 3.9 Problem 1 の解の応答量(Group 2)

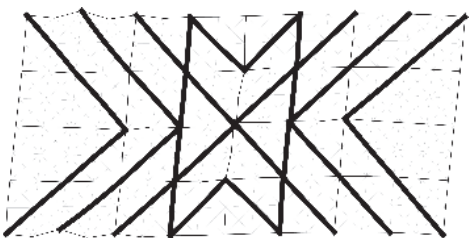
Drift angle	Trial	V (m ³)	R (kN)	Q (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/200	1, 2, 5	0.456	2326	390	101	309
	3	0.500	2301	389	138	265
	4	0.470	2371	379	91	327
1/100	1	0.344	2898	580	199	446
	2, 3	0.354	2894	623	204	403
	4, 5	0.354	2901	501	248	430



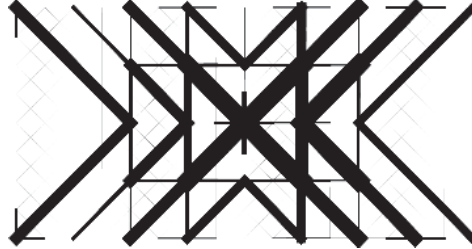
(a) 最適解の形状 (1/200)



(b) 軸力図 (1/200)

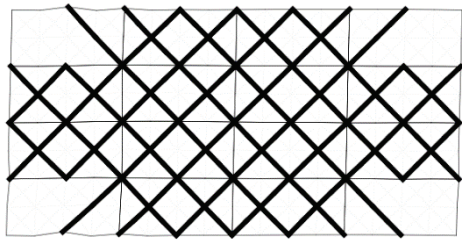


(c) 最適解の形状 (1/100)

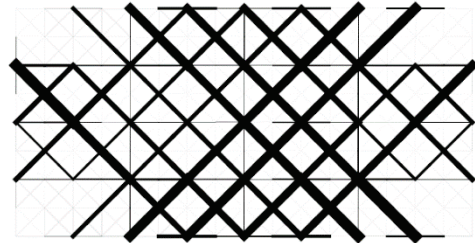


(d) 軸力図 (1/100)

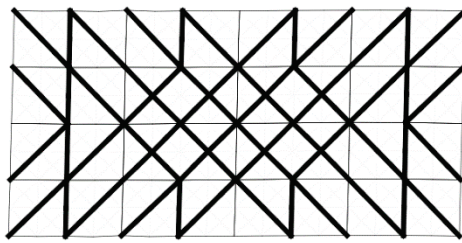
図 3.12 Problem 1 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)



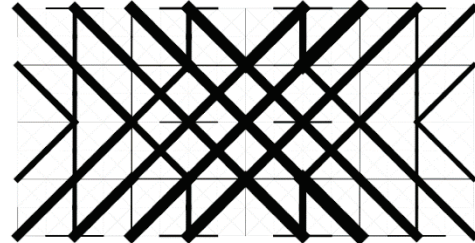
(a) 最適解の形状 (3回目)



(b) 軸力図 (3回目)

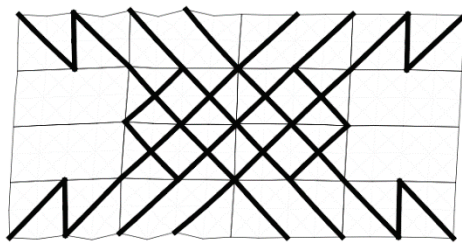


(c) 最適解の形状 (4回目)

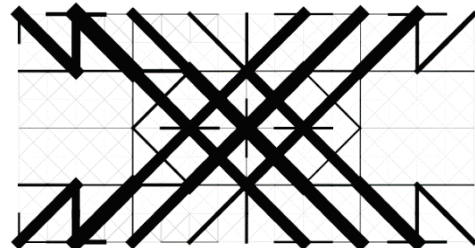


(d) 軸力図 (4回目)

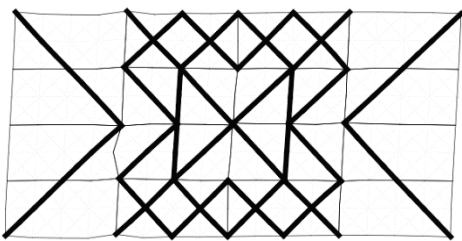
図 3.13 Problem 1 (1/200) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)



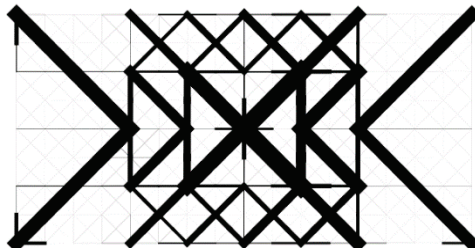
(a) 最適解の形状 (2,3回目)



(b) 軸力図 (2,3回目)



(c) 最適解の形状 (4,5回目)



(d) 軸力図 (4,5回目)

図 3.14 Problem 1 (1/100) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)

・ Problem 2 : 水平方向反力最大化問題

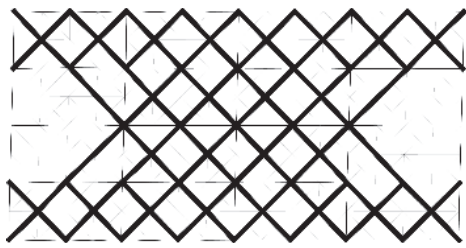
Problem 1 で得られた最適解の部材体積(0.456 m³, 0.344 m³)より 10%大きい値 (0.502 m³, 0.378 m³)を部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_U とし, 水平方向反力最大化を行う。5 回の最適化の結果, 層間変形角 1/200 rad では, 1~4 回目と 5 回目で異なる解が得られたため, 目的関数である水平方向反力が大きな 1~4 回目の解を最適解とする。層間変形角 1/100 rad では, 1,3 回目と 2,4,5 回目で異なる解が得られたため, 水平方向反力が大きな 2,4,5 回目の解を最適解とする。得られた解の応答量を表 3.10 に, 最適解の形状を図 3.15(a),(c) に, 軸力の絶対値を図 3.15(b),(d)に示す。参考に, 最適解以外の局所最適解の形状と軸力の絶対値を (図 3.16, 図 3.17) 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。

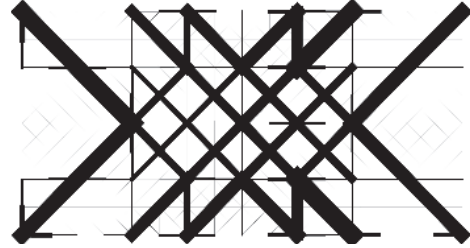
層間変形角 1/200 rad の局所最適解は, その目的関数 ($R=2417$ kN) が大域最適解の目的関数 ($R=2467$ kN) の 98.0%であり, 十分に補強効率の良い解になっている。層間変形角 1/100 rad の局所最適解は, その目的関数 ($R=2959$ kN) が大域最適解の目的関数 ($R=3100$ kN) の 95.5%であり, 補強効率の良い解になっている。

表 3.10 Problem 2 の解の応答量(Group 2)

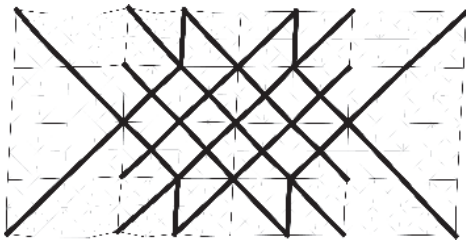
Drift angle	Trial	V (m ³)	R (kN)	Q (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/200	1~4	0.500	2467	398	106	278
	5	0.490	2417	405	96	341
1/100	1,3	0.368	2959	567	210	457
	2,4,5	0.354	3100	523	247	456



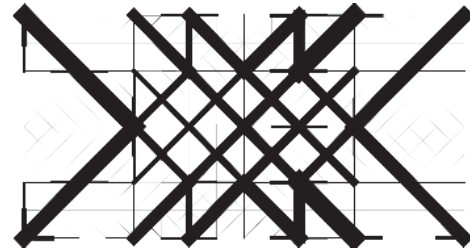
(a) 最適解の形状 (1/200)



(b) 軸力図 (1/200)

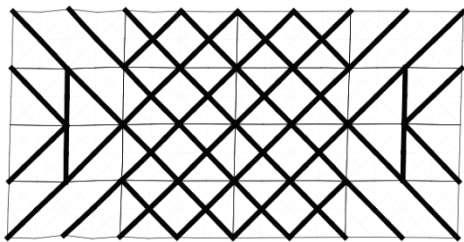


(c) 最適解の形状 (1/100)

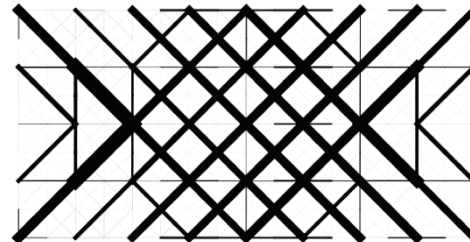


(d) 軸力図 (1/100)

図 3.15 Problem 2 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)

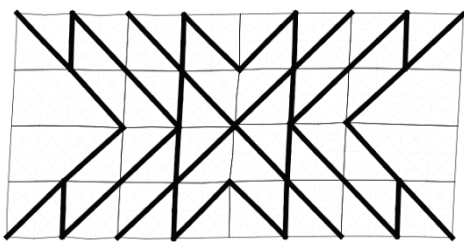


(a) 最適解の形状 (5回目)

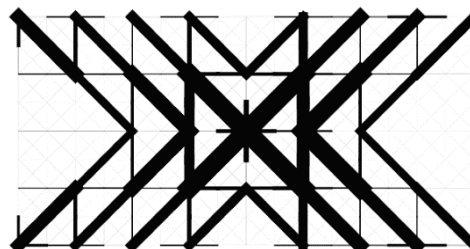


(b) 軸力図 (5回目)

図 3.16 Problem 2 (1/200) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)



(a) 最適解の形状 (1,3回目)



(a) 軸力図 (1,3回目)

図 3.17 Problem 2 (1/100) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(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 $R(\mathbf{x})$ の下限値 R_L^* を, Problem 2 の最適解での値の (85 %, 80 %) の値 (2093 kN, 2480 kN) として, 既存上側梁最大せん断力の最小化を行う。部材体積 $V(\mathbf{x})$ の上限値 V_U^* は Problem 2 と同じとする。5 回の最適化の結果, 層間変形角 1/200 rad では, 1,4 回目と 2,3 回目と 5 回目で異なる解が得られたため, 目的関数である既存上側梁最大せん断力が最小の 2, 3 回目の解を最適解とする。層間変形角 1/100 rad では, 1,2,4,5 回目と 3 回目で異なる解が得られたため, 既存上側梁最大せん断力が小さな 3 回目の解を最適解とする。得られた解の応答量を表 3.11 に, 最適解の形状を図 3.18(a),(c) に, 軸力の絶対値を図 3.18(b),(d) に示す。参考に, 最適解以外の局所最適解の形状と軸力の絶対値を (図 3.19, 図 3.20) に示す。

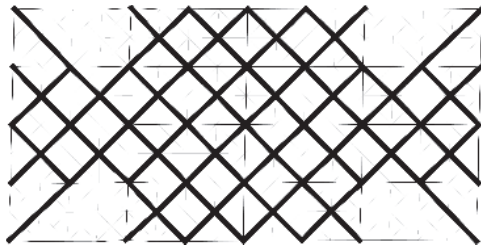
最適化の結果, 基準モデルに対し部材体積を (30.9 %, 22.7 %) に減少させ, 水平方向反力を (72.7 %, 62.6 %) に維持し, 既存上側梁の最大せん断力を (62.4 %, 42.5 %) に低減することができた。軸力の最大値は, 基準モデルの (1.37 倍, 1.85 倍) である。

層間変形角 1/200 rad の局所最適解は, 広域最適解と異なるものが 2 種類得られており, その目的関数の大きな方 ($Q=389$ kN) は大域最適解の目的関数 ($Q=305$ kN) の 127.5% になっている。層間変形角 1/100 rad の局所最適解は, その目的関数 ($Q=425$ kN) が大域最適解の目的関数 ($Q=391$ kN) の 108.7% になっている。いずれも比較的良くない解が得られている。

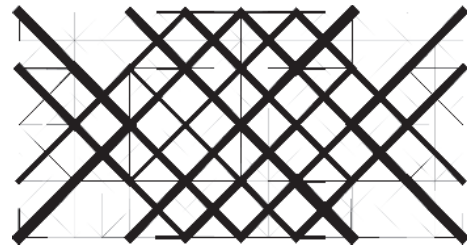
上側梁せん断力の最大値は, ユニットブロック群 1 の場合の (76.3 %, 76.4 %) であり, ユニットブロック群 2 は梁せん断力の低減のためにも有効である。

表 3.11 Problem 3 の解の応答量(Group 2)

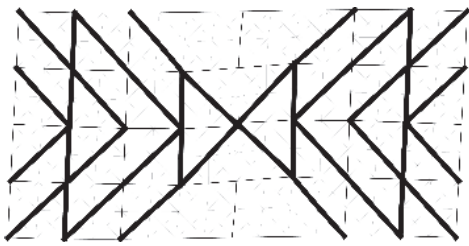
Drift angle	Trial	V (m ³)	R (kN)	Q (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/200	1,4	0.490	2179	323	106	337
	2,3	0.500	2385	305	151	284
	5	0.490	2329	389	100	309
1/100	1,2,4,5	0.354	2614	425	210	379
	3	0.368	2587	391	231	478



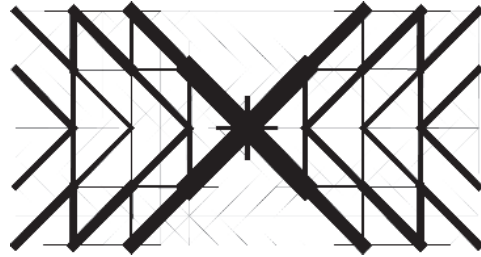
(a) 最適解の形状 (1/200)



(b) 軸力図 (1/200)

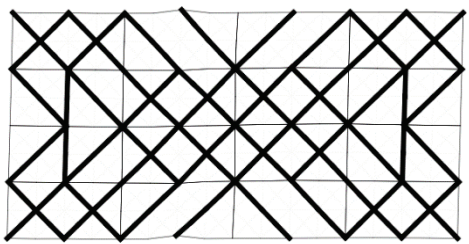


(c) 最適解の形状 (1/100)

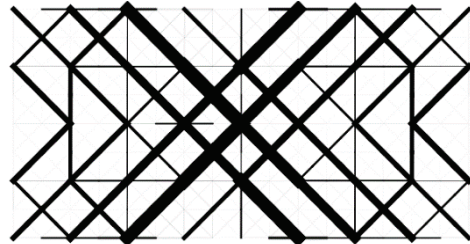


(d) 軸力図 (1/100)

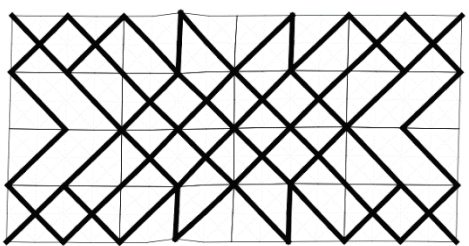
図 3.18 Problem 3 の最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)



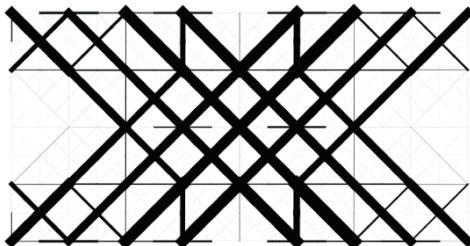
(a) 最適解の形状 (1,4回目)



(b) 軸力図 (1,4回目)

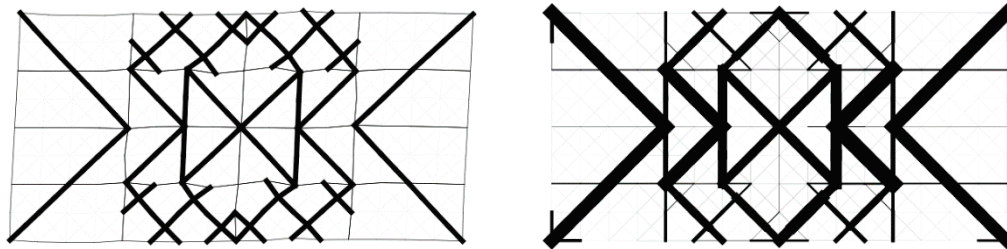


(c) 最適解の形状 (5回目)



(d) 軸力図 (5回目)

図 3.19 Problem 3 (1/200) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)



(a) 最適解の形状 (1,2,4,5 回目) (b) 軸力図 (1,2,4,5 回目)

図 3.20 Problem 3 (1/100) の局所最適解の形状と格子材の軸力図(Group 2)

3.7 形状最適化された耐震補強格子ブロック壁の有限要素解析による特性確認

前節までの最適化問題では、最適化に関する議論に重点を置き、解析モデルについては簡略化したものを採用した。すなわち、既存骨組および格子材を Beam-Column 要素でモデル化し、部材芯の節点で全ての部材が互いに接合されるものとした。また、既存骨組—格子ブロック間、および格子ブロック—格子ブロック間の接合部については長さが 0 の要素でモデル化した。一方、現実の既存骨組と耐震補強格子ブロックにおいては、各部材に有限の断面積が存在し、互いを接合する場合は部材芯ではなく表面どうしが接している。さらに、接合部には有限の厚さの接着剤が介在する。

本節では、前節で最適化された耐震補強格子ブロック壁について、既存骨組と耐震補強格子ブロック壁の格子材を有限要素解析のソリッド要素でモデル化し、接合部についても有限要素でモデル化した解析モデルを用い、応答解析を行いその特性を確認する。

3.7.1 耐震補強格子ブロック壁のソリッド要素によるモデル化

図 3.1 に示した耐震補強格子ブロックを、図 3.2 に示したように縦横に 4 ブロック連結した 16 ユニット連結 2 次元モデルが、既存躯体の内側に接合された横 8755 mm, 縦 4755 mm の耐震補強格子ブロック壁を考える。図 3.21 に耐震補強格子ブロック壁の解析モデル化 (基準モデル) を改めて示す。既存骨組と格子ブロックの断面寸法について、前節と同様の値とするが、改めて表 3.12 に整理して示す。解析には Abaqus Ver. 6.16⁹⁾を用いる。

既存躯体は鉄筋コンクリート造ラーメン架構であり、格子ブロックの枠材

と格子部材は、ともに繊維強化プラスチック（FRP）製である。格子ブロック間の接合は、厚さ 20 mm のエポキシ樹脂とする。格子ブロック・既存躯体間にもエポキシ樹脂が使われるが、その引張強度はコンクリートの 10 倍なので、コンクリートが引張破壊することを想定して、厚さ 5 mm のコンクリートで接合する。梁・柱と接着部のコンクリートには表 3.3 の特性を用い、Lubliner モデルを拡張した Concrete Damaged Plasticity を用いる。ここで、内部摩擦角は 50.0 度とし、引張側は完全弾塑性、圧縮側の硬化係数は弾性時の 1/1000 とする。

FRP は弾塑性（Miseses 降伏条件）とし、降伏応力は、表 3.3 に示す引張強度と圧縮強度の中間の値である 327 N/mm^2 とする。エポキシには拡張 Drucker-Prager モデルの双曲線モデルを用い、内部摩擦角と材料の初期静水圧引張強さをそれぞれ、52.16 度と 13.93 N/mm^2 とする。

ここでも、図 3.21 のように全ての格子部材が存在するモデルを基準モデルとする。また、前節で最適化された 3 つのモデル、すなわち、ユニットブロック群 2 を用いた層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ の場合の Problem1, 2, 3 の最適解をそれぞれ、モデル 1, 2, 3 として図 3.22 に示す。

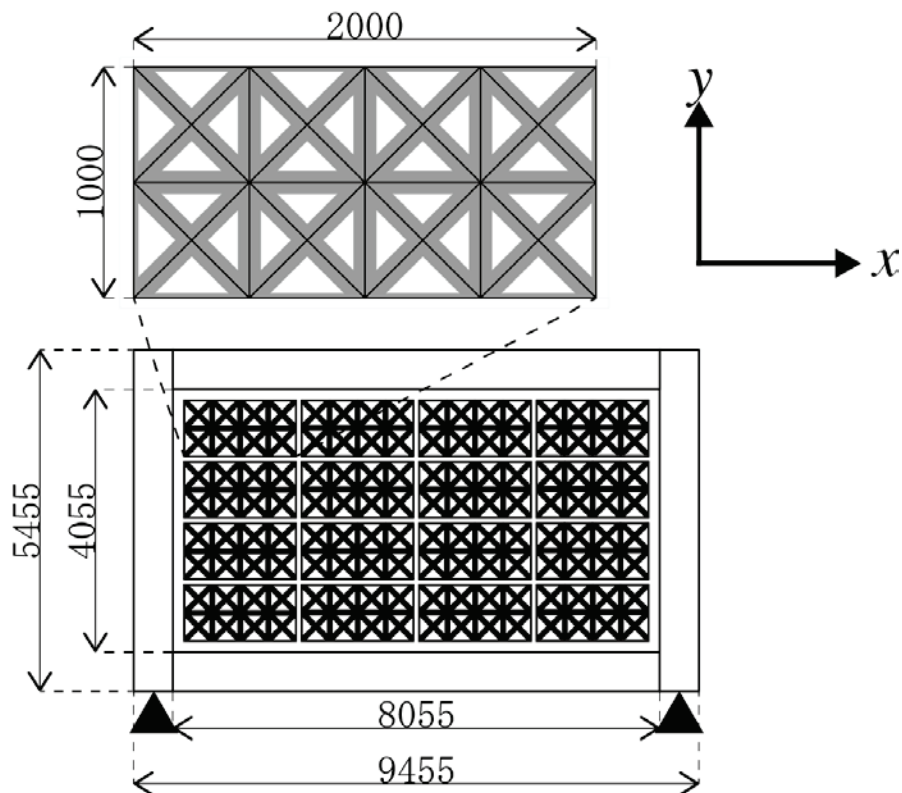


図 3.21 耐震補強格子ブロックのモデル化（基準モデル）

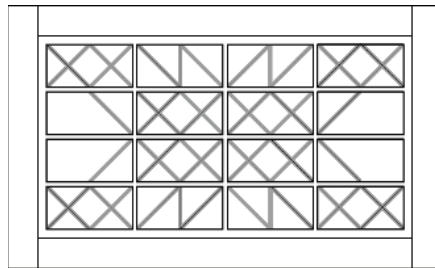
表 3.12 既存躯体と格子ブロックの諸元

(a)既存躯体

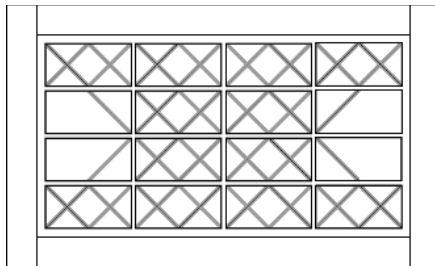
	Width (mm)	Depth (mm)
Column	700	700
Beam	400	700

(b)格子ブロック

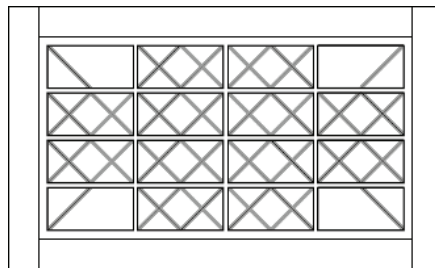
	Width (mm)	Thickness (mm)
Frame	60	10
Lattice	60	100



(a)モデル 1



(b)モデル 2



(c)モデル 3

図 3.22 最適化された耐震補強格子ブロック

3.7.2 構造解析手法

Abaqus を用いて、幾何学的非線形を考慮した応答解析を行う。支持条件は、図 3.21 で▲印に示すように、既存躯体の両側の柱脚でピン支持とする。

柱脚の面が同一の回転角を有するように，多点拘束（MPC）を用いる。

すべてのモデルで $1/200$ rad の層間変形角に相当する強制変位 20 mm を既存躯体の上側梁の両端に与えるため，上側梁両端面に MPC を用い，面中央に強制変位を与える。

柱が引張降伏することを防ぐため，両柱頭に降伏軸力の $1/3$ に相当する 8 N/mm² を与える。また，柱脚に接続する部材の剛性を考慮するため， 2.0×10^{10} N・mm/rad の剛性をもつ回転ばねを設置する。モデル 1，2，3 については解析が不安定となったので，安定化させるために Stabilize オプションを用いた。

3.7.3 解析結果

・基準モデル

図 3.23 には，ソリッド要素でモデル化した基準モデルおよび Beam-Column 要素でモデル化した基準モデル（3.5 節の基準モデル）の層間変形角と水平方向反力の関係を示す。図 3.24 に層間変形角 $1/200$ rad 時の既存躯体-格子ブロック間のコンクリートの相当塑性ひずみを示す。既存躯体-格子ブロック間の引張力を受けるコンクリートが塑性化していることが確認できる。これにより，耐震補強格子ブロックと既存躯体に隙間が生じ，急激に水平剛性が低下していることがわかる。

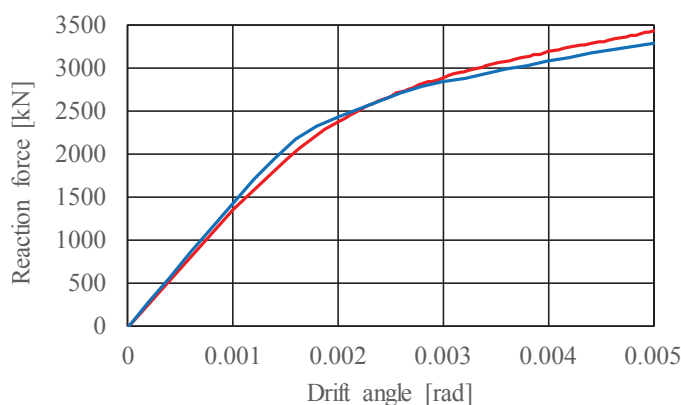


図 3.23 層間変形角と水平方向反力の関係；
— : ソリッドモデル， — : 骨組モデル

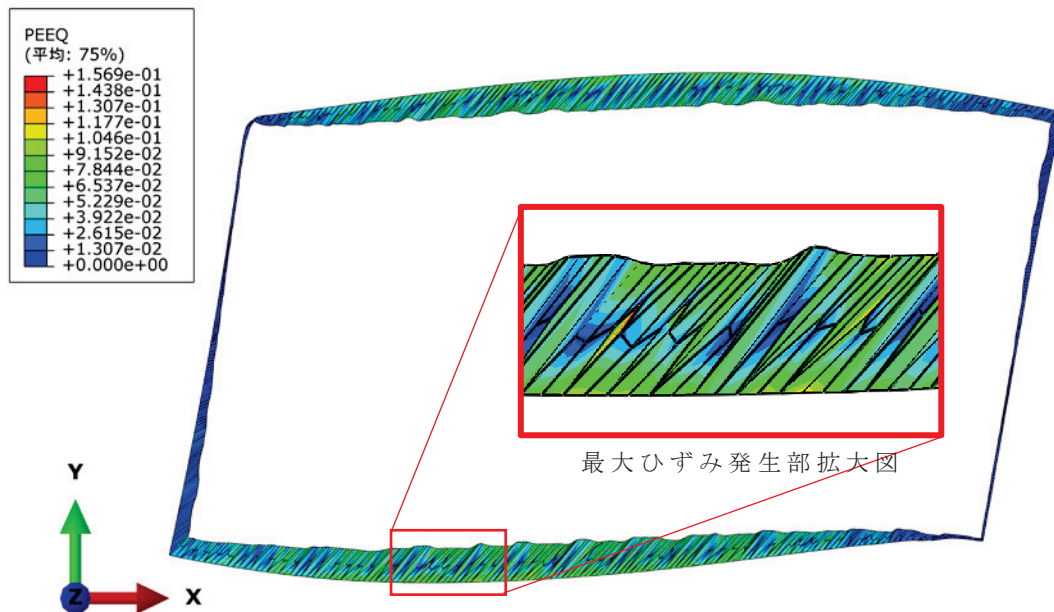


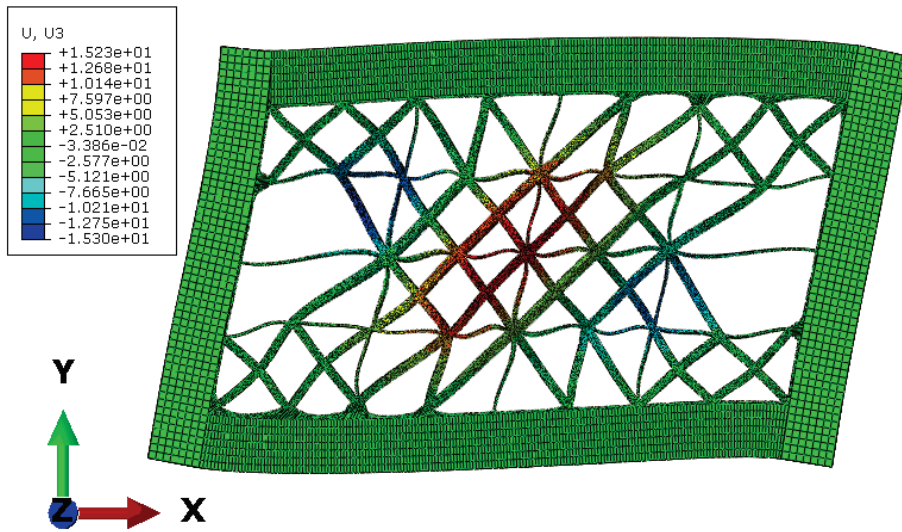
図 3.24 既存躯体-格子ブロック間のコンクリートの相当塑性ひずみ
(層間変形角 1/200 rad 時, 変形倍率 50 倍)

・ モデル 1, 2, 3 (最適化された形状)

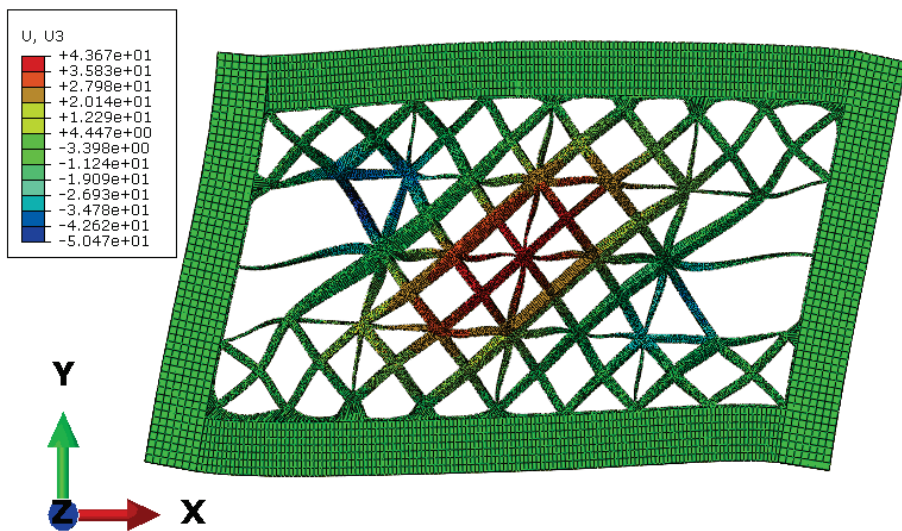
図 3.25 に層間変形角 1/200 rad 時の, モデル 1, 2 の面外方向の変形を示す。図 3.25 からモデル 1, 2 は強制変位を与えた時に, 格子ブロックが面外方向にたわむことがわかる。そこで, 面外初期不整 d_z を式 3.2 で与える

$$d_z = d_{\max} \cos(3\pi \cdot \frac{x}{x_0}) \cos(\pi \cdot \frac{y}{y_0}) \quad (3.2)$$

ただし, 耐震補強格子ブロック壁の中央を原点として座標を定義し, x_0, y_0 は既存躯体の内法の x 方向, y 方向の距離とし, d_{\max} は図 3.25 の面外方向たわみ量の最大値 (モデル 1: 14.3 mm, モデル 2: 43.0 mm) とする。



(a) モデル 1



(b) モデル 2

図 3.25 モデル 1, 2 の面外方向の変形 (変形倍率 50 倍)

モデル 3 と不整を与えたモデル 1, 2 の、水平方向反力と層間変形角の関係を図 3.26 に示す。参考として、水平方向反力と層間変形角の関係も同図に示す。既存骨組のソリッド要素のモデル (モデル 1, 2, 3) の層間変形角 $1/200$ rad の時の水平方向反力の値は、骨組でモデル化した際の (72.1 %, 73.3 %, 78.0 %) となった。同図より、反力最大化の最適解であるモデル 2 の層間変形角 $1/200$ rad の水平反力が、体積最小化の最適解であるモデル 1 より大きくなっていることが確認できる。一方、モデル 3 より若干小さくなっているのは、モデル化の差異によるものと考えられる。また、上側既存梁のせん断力最小化の最適解であるモデル 3 において、層間変形角－水平方向反力曲線が他のモデルと比較して直線に近いことが確認できる。これは、既存骨組への応力的な影響を小さくすることにより、接着面の塑性化を低減できることを示している。

図 3.26 より、最適化されたモデル 1～3 は、基準モデルに見られるような急激な水平剛性の低下はみられず、主に圧縮力によってせん断力を伝達する機構が形成されていることがわかる。

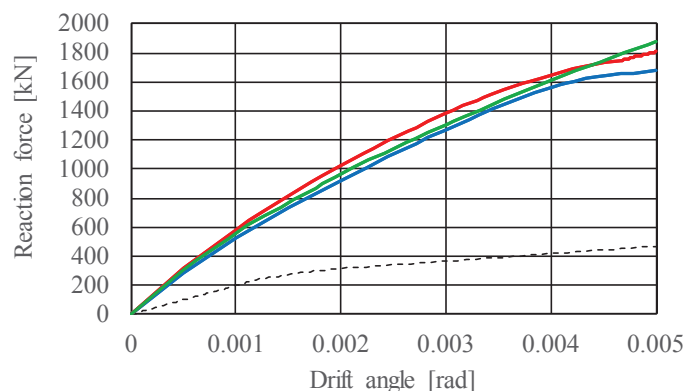


図 3.26 層間変形角と水平方向反力の関係；

— : モデル 1, — : モデル 2, — : モデル 3

---- : 既存骨組 (参考値)

3.8 まとめ

本章で得られた結果は以下のようにまとめられる。

1. 第2章と同様，耐震補強格子ブロック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ブロック壁の形状が得られる。
2. 第2章と同様，本手法を用いることで，水平方向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格子ブロック壁の形状の最適化が可能である。
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，本章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擬似焼きなまし法は，本章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格子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。本章では，Problem 1～3の全てにおいて，ユニットブロック群1の結果を基に改良したユニットブロック群2の方が優秀な解を得ることが出来た。
6. ソリッド要素による有限要素解析を行い，最適化で得られた耐震補強格子ブロック壁の方が，標準モデルに比べ，変形時に急激な剛性低下をともしなわないことを確認した。また，より圧縮力によって層せん断力を伝達する傾向が強く，最適化が有効に行われていることを確認した。

第 3 章の参考文献

- 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 (九州), C-2, pp.139-140, 1998.
- 2) 栗田康平, 増田安彦, 木村耕三, 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 (その 8 ドア開口による影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.457-458, 2007.
- 3) 萩尾浩也, 木村耕三, 栗田康平, 増田安彦, 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 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.631-632, 2004.
- 4) 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 (近畿), C-2, pp.559-560, 2005.
- 5) 寺内利恵子, 石井映二, 小林 淳, 池田宏俊, 竹崎真一, 草加俊資, プレキャスト部材を用いた既存建築物の耐震補強法 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.583-584, 1997.
- 6) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>) (参照 2015.2.16)
- 7) エポキシ注入工法, アルファ工業 (ALPHA KOGYO)
<http://www.alpha-kogyo.com/menu06/>, (参照 2016.2.16)
- 8) 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.
- 9) Dassault Systèmes, ABAQUS User's Manual Ver. 6.16, 2015.

第4章 耐震補強格子壁の格子材配置の最適化

4.1 はじめに

本章では、鉄筋コンクリート造の既存骨組に枠付き鉄骨ブレースを増設する耐震補強工法に着目し、枠付き鉄骨ブレースを縦横斜めの鋼製の格子材からなる耐震補強格子壁としてとらえ、既往の研究^{1~2)}による工法に比べ、より性能の良い枠付き鉄骨ブレース（耐震補強格子壁）の創出を目的として、格子材の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³⁾(SA)により創出する。なお、既存骨組と耐震補強格子壁の接合部には引張力が働かないよう、接触要素を配置する。

検討は以下の3種類の解析モデルを対象として行う。モデル名称は、縦横材で囲まれた部分を1グリッドとし、横グリッド数×縦グリッド数で示している。

モデル1：3x2モデル

モデル2：4x4モデル

モデル3：4x3モデル

4.2 モデル1：3×2モデル

4.2.1 既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化

図4.1のような、長さ1.95 mの縦格子材、長さ2.2 m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3.90 m、スパン6.60 m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が、格子材が軸力部材として働くようにするため、モデル面内方向の厚さには小さな値を設定する。

図4.1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。既存骨組の諸元を表4.1に示す。格子材の諸元を表4.2に示す。なお、前章までと同様、

表 4.2 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 OpenSees⁴⁾を使用する。

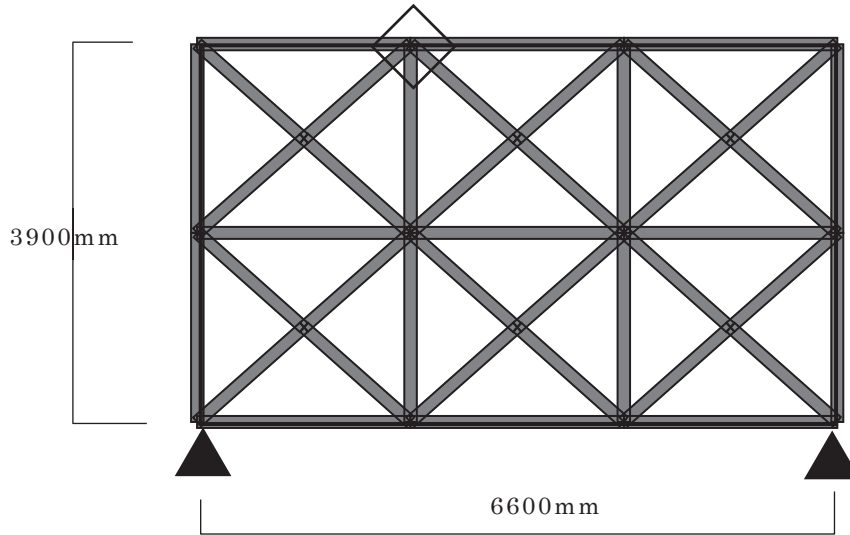


図 4.1 解析モデル

凡例 : ▲ ピン支持 (既存骨組)
◇ ペナルティ係数と食い込み量の関係を確認した節点

表 4.1 既存骨組 (柱, 梁) の諸元

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

表 4.2 格子材の諸元

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

4.2.2 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、第2章と同様に、接触を評価するため、ペナルティ法⁵⁾を用いた長さ0の接触要素で結合する。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。

接触要素には第2章と同様、OpenSees の ZeroLengthContactElement を用いる。

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 19.5 mm：層間変形角 1/200 rad）を行い、第2章と同様、ペナルティ係数と食い込み量の関係を確認する。 c_T は c_N の1/10とし、 μ を1.0とする。

図4.1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 の関係を図4.2(a)に、 c_T と接線方向変位の差 u の関係を図4.2(b)に示す。これらの図の横軸は対数である。図4.2(a)で示すとおり、 c_N を10.0 N/m から増加させたとき、 1.0×10^7 N/m で食い込み量 w が小さくなり始めており、 c_N が 1.0×10^9 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、図4.2(b)で示すとおり、 c_T を1.0 N/m から増加させたとき、 1.0×10^6 N/m で変位差 u が小さくなり始めており、 c_T が 1.0×10^8 N/m の時の u は 4.9 mm で、強制変位 19.5 mm に対し十分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 c_N を 1.0×10^9 N/m に、接線方向のペナルティ係数 c_T を 1.0×10^8 N/m に設定する。

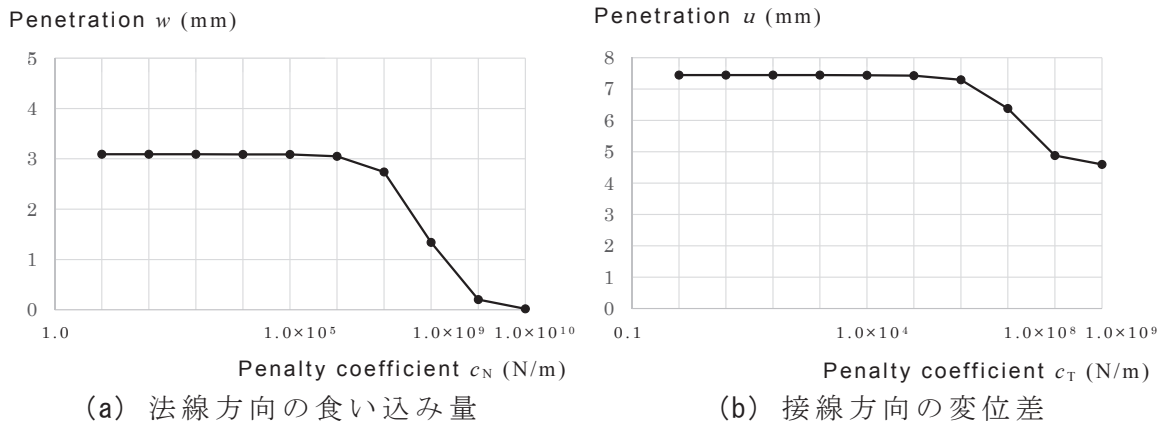


図 4.2 ペナルティ係数と法線方向食い込み量および接線方向変位差の関係

4.2.3 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（図 4.1 の▲印）。また，上側梁の両端の水平変位を同一とする。

1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad の層間変形角に相当する強制変位 15.6 mm, 19.5 mm, 26.0 mm を上側梁の両端に与えたときの応答を，解析により評価する。変位増分はそれぞれ 0.078 mm, 0.0975 mm, 0.13 mm とする。これまでと同様，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。本章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 0.25 mm か 25.0 mm 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 SA を用いる。なお，最適化後に $T = 0.25$ mm となった部材は除去されるものとする。

本章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。基本的には第 3 章のアルゴリズムと同様である。

- 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）の部材体積および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

トップで目的関数が10%増加した時の受理確率が0.5となるようにスケールリングパラメータ s を定める。(第2章と同じ)

- 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。(第2章と同じ)
- 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 Step 4 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(4.1)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。(第2章と同じ)

$$p = \exp\left(-\frac{|F(\mathbf{x}') - F(\mathbf{x})|}{Temp \times s}\right) \quad (4.1)$$

- 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。(第2章と同じ)
- Step7. 温度更新回数が指定値 (Problem 1では1000, Problem 2では500) 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 5にもどる。

4.2.4 耐震補強格子壁の形状最適化問題

図 4.1 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、Problem 1,2 に対して、 $T=25.0$ mm の部材の最大縁応力 σ_{\max} が、鋼材の降伏応力度 ($\sigma_y = 325$ N/mm²) 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值を 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} 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 σ_0 および格子材の最大軸力 N_0 を算出する。

Problem1 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 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_y$

Problem2 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 $\sigma_{\max}(\mathbf{x}) \leq \sigma_y$

4.2.5 耐震補強格子壁の形状最適化結果

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。各問題には局所最適解が複数存在するため、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 5 個の異なるランダムな初期解から最適化を行い、目的関数である水平方向反力が最も大きい解を最適解とする。なお、以下の結果の表記において、層間変形角 1/250 rad, 1/200 rad および 1/150 rad 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 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する基準モデルの応答量を表 4.3 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_0) は、(718 kN, 892 kN, 1190 kN) である。基準モデルの解析の結果、水平方向反力 (R_0) は、(1836 kN, 2296 kN, 3063 kN) で、そのときの縁応力

は (322 N/mm², 402 N/mm², 536 N/mm²) である。層間変形角 1/200 rad, 1/150 rad では縁応力が σ_y を超えており, 本来は格子材が降伏している。

表 4.3 基準モデルの応答量

Drift angle (rad)	V_0 (m ³)	R_0 (kN)	σ_0 (N/mm ²)	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 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する最適化の結果の応答量を表 4.4~6 に示す。目的関数である水平方向反力が最大の (No.1, No.3, No.1) を最適解とする。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図 4.3, 4.5, 4.7 に, 軸力の絶対値を図 4.4, 4.6, 4.8 に示す。

水平方向反力は (1806 kN, 1800 kN, 2088 kN) 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 1/200 rad および 1/150 rad 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。

表 4.4 Problem 1 の解の応答量 (1/250)

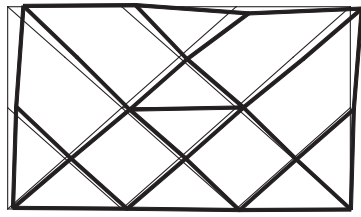
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.099	1806	313	548
No.2	0.099	1805	310	545
No.3	0.099	1806	313	548
No.4	0.098	1786	316	582
No.5	0.099	1806	313	548

表 4.5 Problem 1 の解析結果 (1/200)

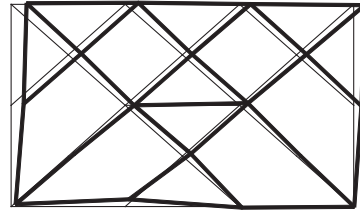
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.089	1614	302	533
No.2	0.093	1639	318	582
No.3	0.098	1800	316	580
No.4	0.098	1799	313	574
No.5	0.099	1653	306	545

表 4.6 Problem 1 の解析結果 (1/150)

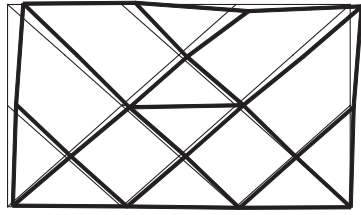
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.098	2088	324	587
No.2	0.099	2056	311	561
No.3	0.097	2079	325	601
No.4	0.078	2018	324	560
No.5	0.098	2088	324	587



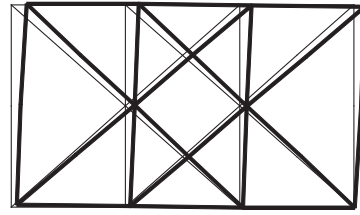
① No.1



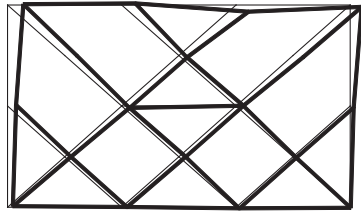
② No.2



③ No.3

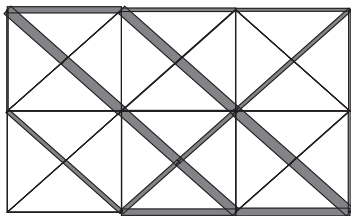


④ No.4

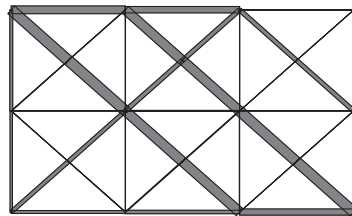


⑤ No.5

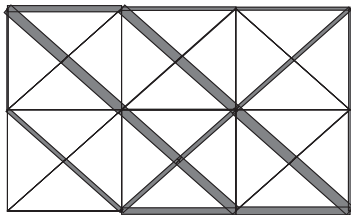
図 4.3 Problem 1 の最適解の形状 (1/250)



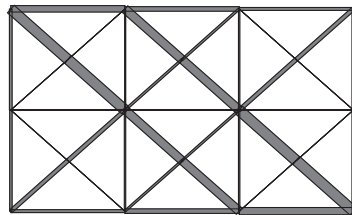
① No.1



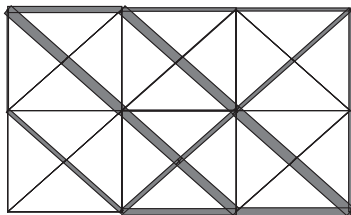
② No.2



③ No.3



④ No.4



⑤ No.5

図 4.4 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/250)

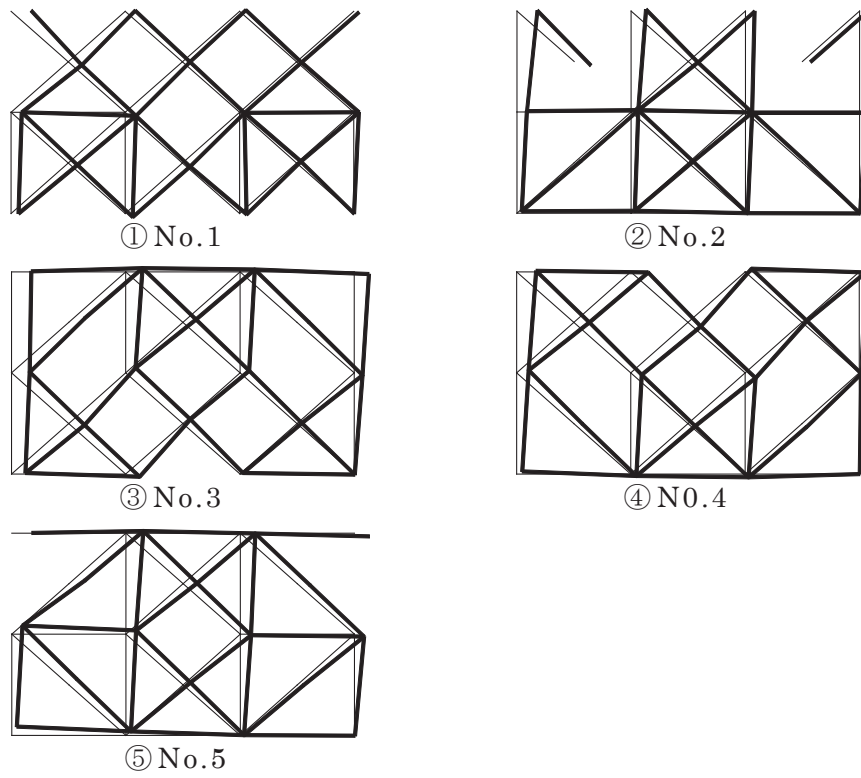


図 4.5 Problem 1 の最適解の形状 (1/200)

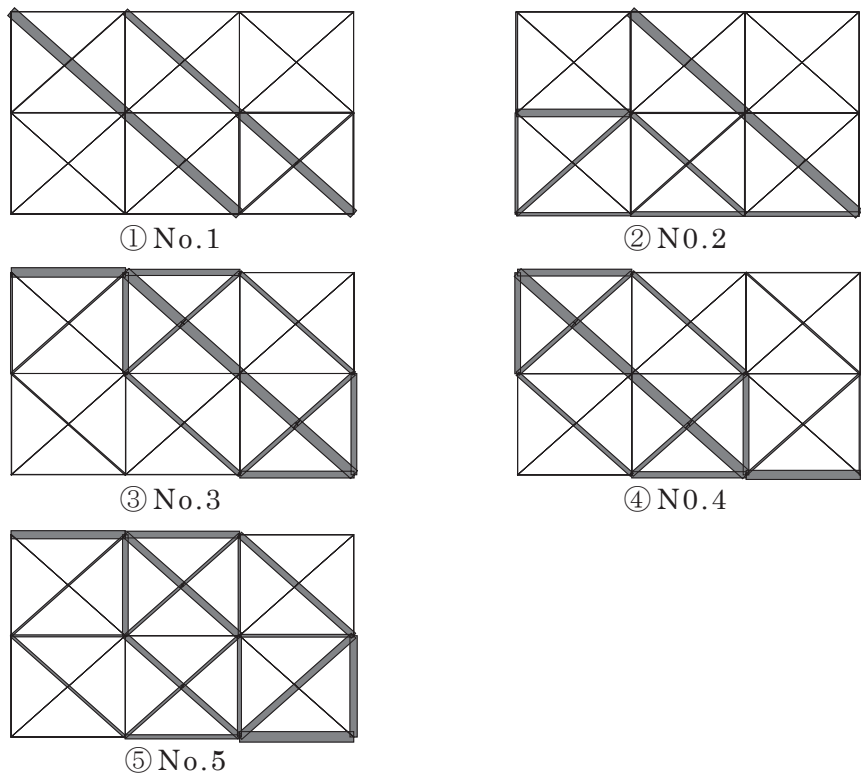
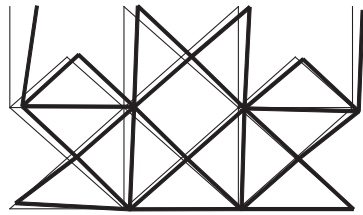
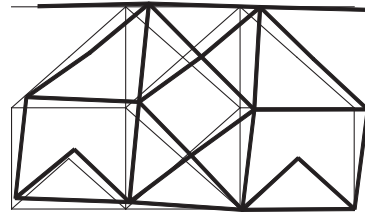


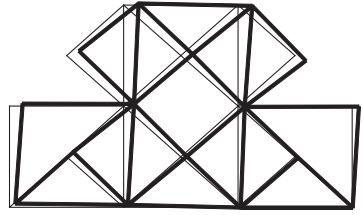
図 4.6 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/200)



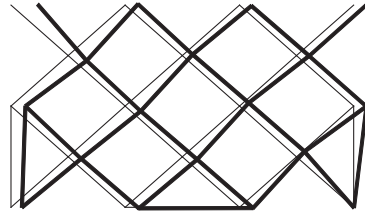
① No.1



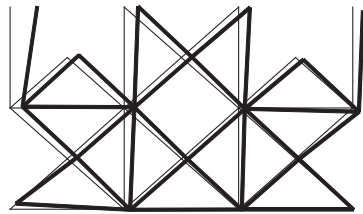
② No.2



③ No.3

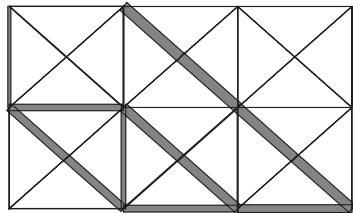


④ No.4

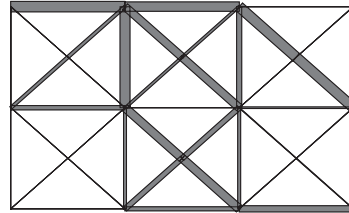


⑤ No.5

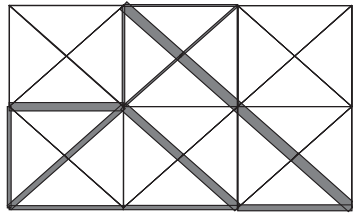
図 4.7 Problem 1 の最適解の形状 (1/150)



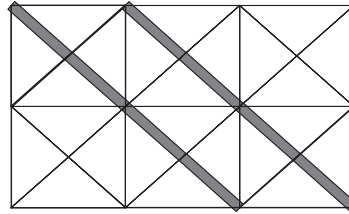
① No.1



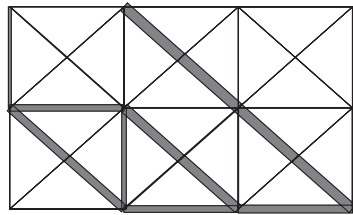
② No.2



③ No.3



④ No.4



⑤ No.5

図 4.8 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/150)

・ **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が小さくなること，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 (1790 kN, 1780 kN, 2030 kN) とする。解の応答量を表 4.7 に示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を図 4.9(a),(c),(e)に，軸力の絶対値を図 4.9(b),(d),(f)に示す。

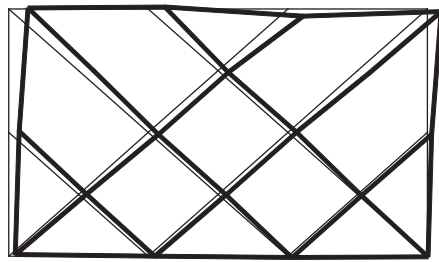
体積は (0.095 m³, 0.098 m³, 0.087 m³) で，Problem 1 の (95.9 %，100 %，88.9 %)，基準モデルの (71.6 %，74.0 %，65.7 %) になっており，水平方向反力は (1802 kN, 1800 kN, 2078 kN) で，Problem 1 の (99.8 %，100 %，99.5 %)，基準モデルの (98.1 %，78.4 %，67.8 %) になっている。層間変形角 1/200 rad では，Problem 1 で既に軸力が小さな部材で断面積が大きな格子材は存在していないため，Problem 2 でも Problem 1 と全く同じ解になっている。

層間変形角 1/250 rad および 1/150 rad では，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。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。

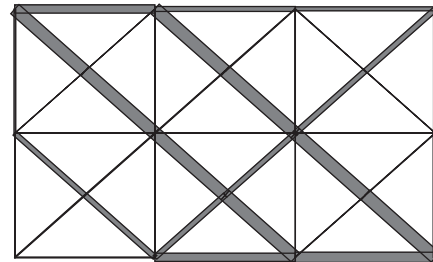
これは，断面積が小さくなった部材が負担していた曲げモーメントが，Problem 2 では当該格子材に負担されず，耐震補強格子壁の水平剛性が若干小さくなったためと考えられる。

表 4.7 Problem 2 の解の応答量

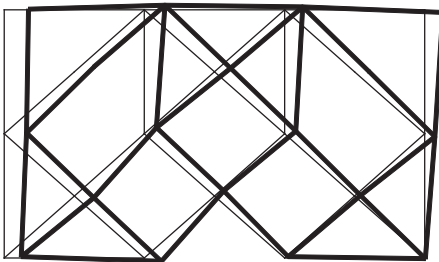
Drift angle (rad)	R_L (kN)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/250	1790	0.095	1802	295	523
1/200	1780	0.098	1800	316	580
1/150	2030	0.087	2078	322	583



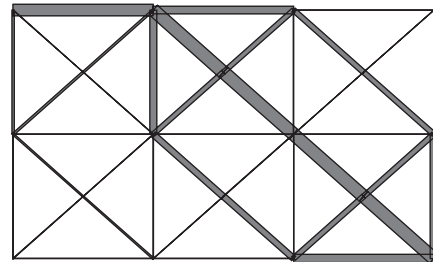
(a) 最適解の形状 (1/250)



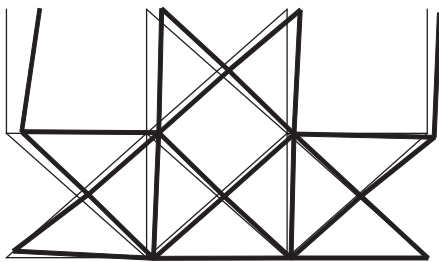
(b) 軸力図 (1/250)



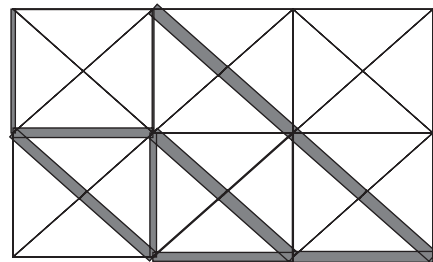
(c) 最適解の形状 (1/200)



(d) 軸力図 (1/200)



(e) 最適解の形状 (1/150)



(f) 軸力図 (1/150)

図 4.9 Problem 2 の最適解の形状と格子材の軸力図

・ 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表 4.8 に示す。水平方向反力は (1473 kN, 1762 kN, 2051 kN) で、Problem 2 の (81.7 %, 97.9 %, 98.7 %) になっている。一方、最大縁応力は (693 N/mm^2 , 778 N/mm^2 , 314 N/mm^2) で層間変形角 $1/150\text{rad}$ の場合を除き、 σ_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 $1/150\text{ rad}$ の場合の水平方

向反力は Problem 2 の層間変形角 1/150 rad 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。

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 σ_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表 4.9 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，部材座屈が十分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 を更に大きくする，もしくは座屈止めを設ける必要がある。

表 4.8 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

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

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	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

表 4.9 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

$T = (62.5 \text{ mm}, 50.0 \text{ mm}, 50.0 \text{ mm})$

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	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「—」は応答解析を行っていないことを示す。

4.3 モデル 2 : 4×4 モデル

4.3.1 既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化

4.1 節と同様の最適化を，4×4 の格子モデルで行う。図 4.1 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 は図 4.10 のような，長さ 0.975 m の縦格子材，長さ 1.65 m 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 3.90 m，スパン 6.60 m 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。構成部材の諸元は 3.1 節と同じとする。

図 4.10 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，形状が水平方向に対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。

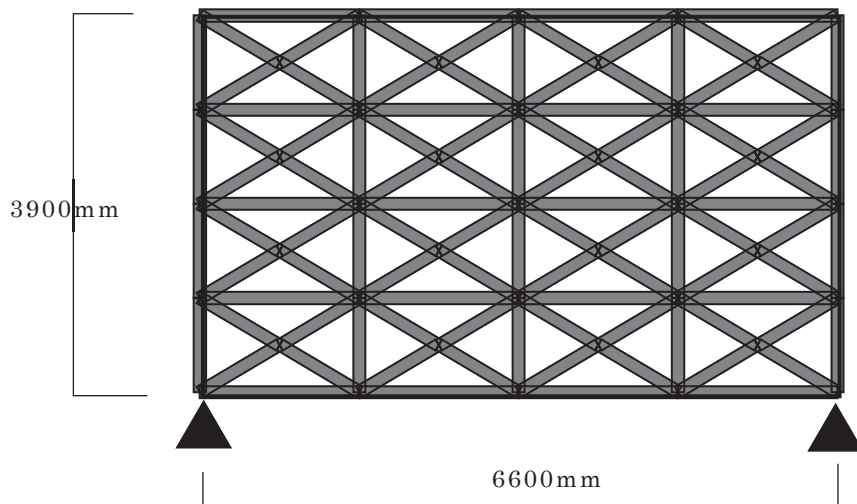


図 4.10 解析モデル

4.3.2 耐震補強格子壁の形状最適化結果

各問題の解析結果をモデル 1 と同様に以下に示す。

・基準モデル

層間変形角（1/250 rad，1/200 rad，1/150 rad）に対する基準モデルの応答量を表 4.8 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，（718 kN，892 kN，1190 kN）である。基準モデルの解

析の結果，水平方向反力（ R_0 ）は，（2404 kN， 3007 kN， 4011 kN）で，そのときの最大縁応力は（329 N/mm²， 411 N/mm²， 548 N/mm²）である。層間変形角 1/250 rad で既に最大縁応力が σ_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。

表 4.10 基準モデルの応答量

Drift angle (rad)	V_0 (m ³)	R_0 (kN)	σ_0 (N/mm ²)	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

$V_0 = 0.10 \text{ m}^3$ とした場合の，層間変形角 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する最適化の結果の応答量を表 4.11～13 に示す。目的関数である水平方向反力が最大の (No.1, No.2, No.5) を最適解とする。なお，耐震補強格子壁を図 4.11, 4.13, 4.15 に，軸力の絶対値を図 4.12, 4.14, 4.16 に示す。

水平方向反力は（1640 kN， 1969 kN， 2136 kN）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 1/250 rad で既に最大縁応力が σ_y を超えているため，基準モデルに対する水平方向反力の比率が層間変形角 1/200 rad の場合と同様の低い値となっている。

層間変形角 1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad とも，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。

表 4.11 Problem 1 の解の応答量 (1/250)

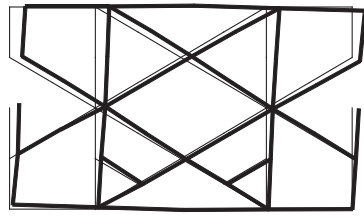
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.098	1640	308	561
No.2	0.099	1556	324	576
No.3	0.098	1581	323	592
No.4	0.100	1594	316	573
No.5	0.099	1496	304	532

表 4.12 Problem 1 の解の応答量 (1/200)

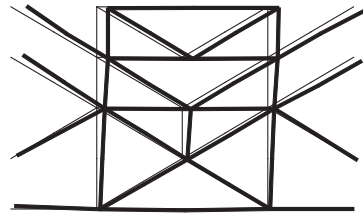
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.099	1707	309	558
No.2	0.099	1969	302	554
No.3	0.098	1600	315	500
No.4	0.100	1719	308	544
No.5	0.099	1800	323	584

表 4.13 Problem 1 の解の応答量 (1/150)

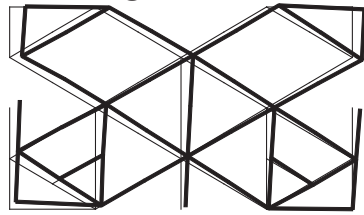
Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.100	2069	324	589
No.2	0.099	2041	325	572
No.3	0.099	2009	324	553
No.4	0.098	2019	323	575
No.5	0.100	2136	316	568



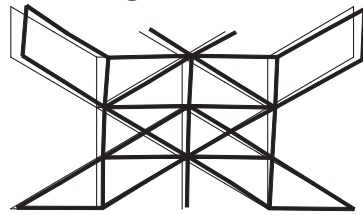
① No.1



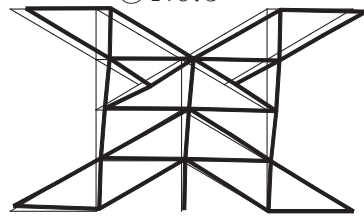
② No.2



③ No.3

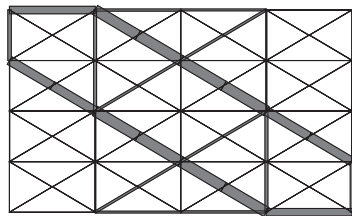


④ No.4

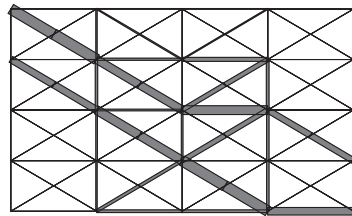


⑤ No.5

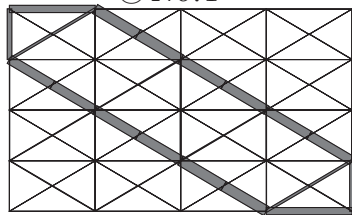
図 4.11 Problem 1 の最適解の形状 (1/250)



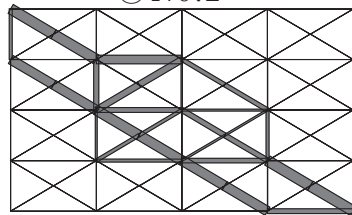
① No.1



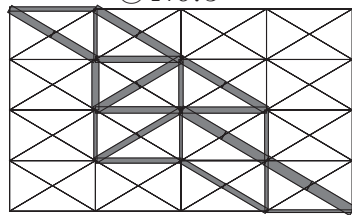
② No.2



③ No.3

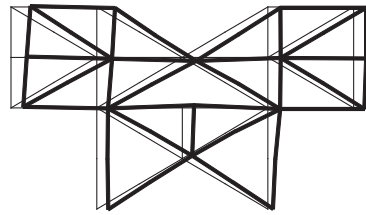


④ No.4

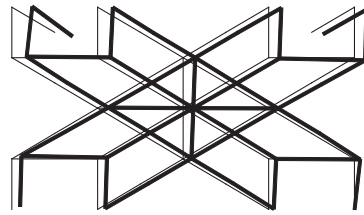


⑤ No.5

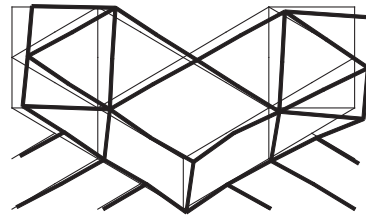
図 4.12 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/250)



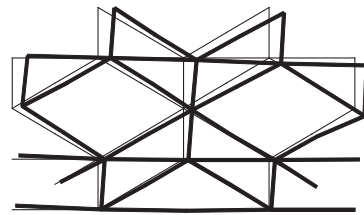
① No.1



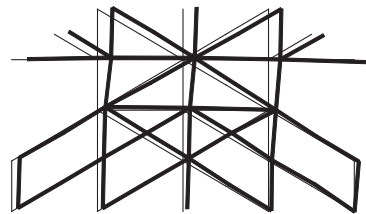
② No.2



③ No.3

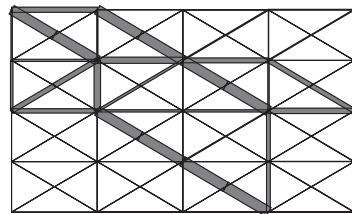


④ No.4

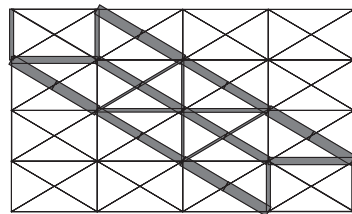


⑤ No.5

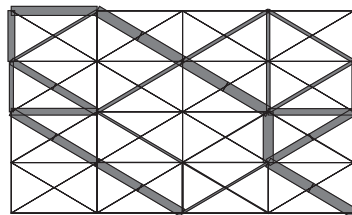
図 4.13 Problem 1 の最適解の形状 (1/200)



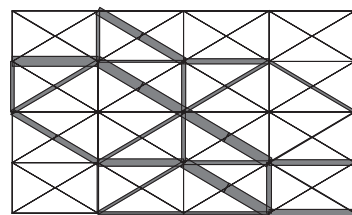
① No.1



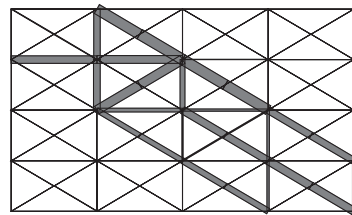
② No.2



③ No.3



④ No.4



⑤ No.5

図 4.14 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/200)

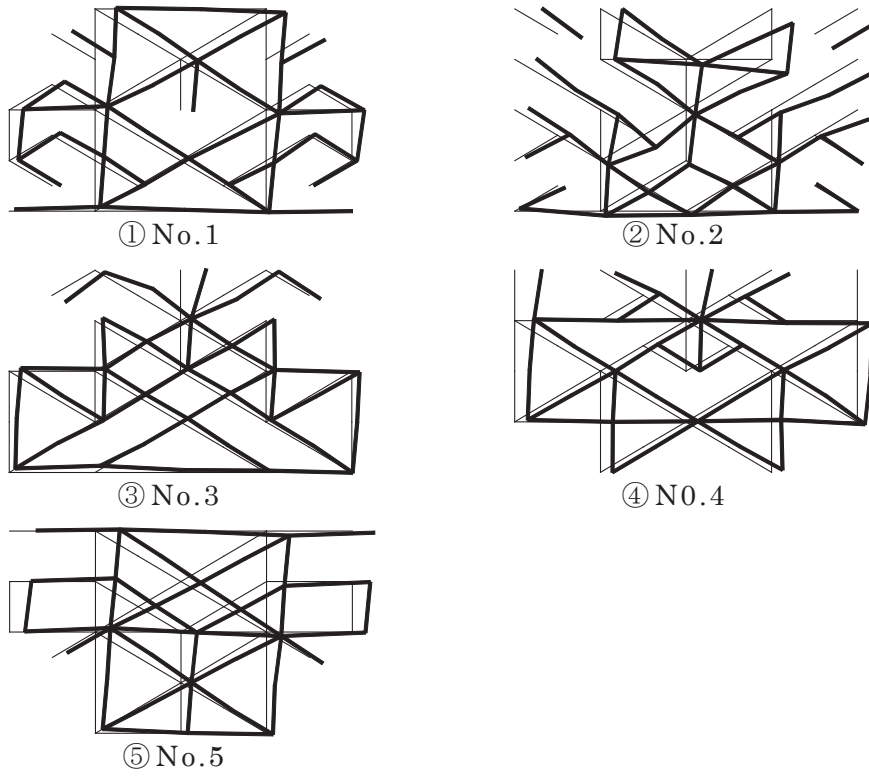


図 4.15 Problem 1 の最適解の形状 (1/150)

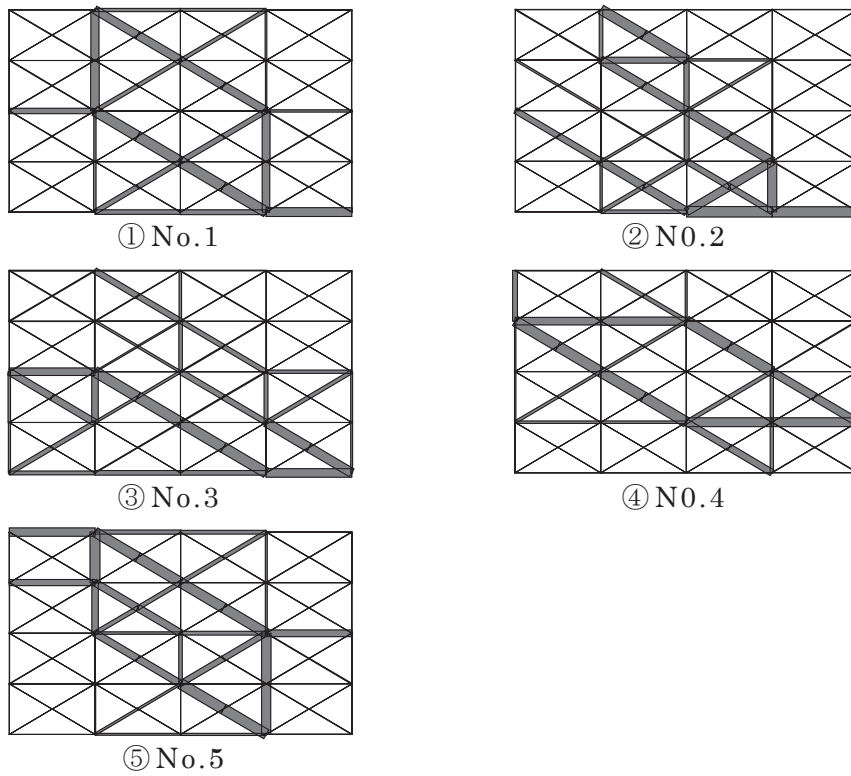


図 4.16 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/150)

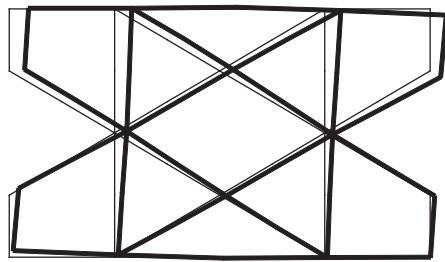
・ Problem 2 : 体積の最小化問題

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 (1620 kN, 1930 kN, 2110 kN) とする。この時の，層間変形角 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する解の応答量を表 4.14 に示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を図 4.17(a),(c),(e) に，軸力の絶対値を図 4.17(b),(d),(f) に示す。

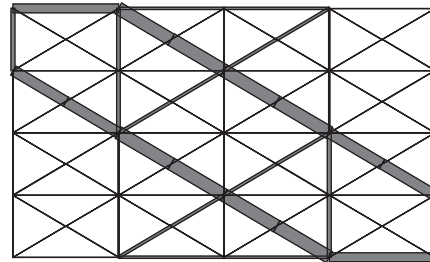
体積は (0.091 m³, 0.086 m³, 0.091 m³) で，Problem 1 の (92.7 %, 86.6 %, 91.0%)，基準モデルの (42.7 %, 40.2 %, 42.5 %) になっている。また，水平方向反力は (1635 kN, 1937 kN, 2123 kN) で，Problem 1 の (99.7 %, 98.4 %, 99.4 %)，基準モデルの (68.0 %, 64.4 %, 52.9 %) になっている。

表 4.14 Problem 2 の解の応答量

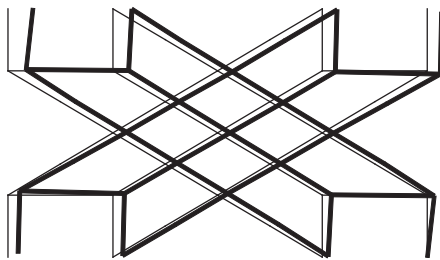
Drift angle (rad)	R_L (kN)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/250	1620	0.091	1635	306	563
1/200	1930	0.086	1937	290	533
1/150	2110	0.091	2123	319	567



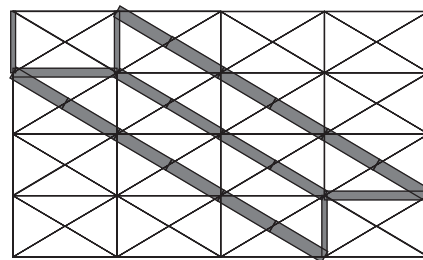
(a) 最適解の形状 (1/250)



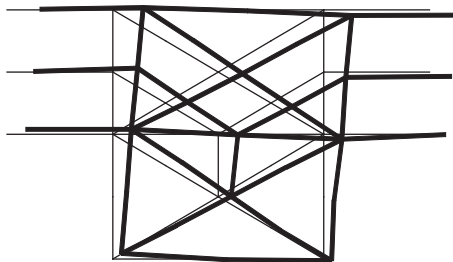
(b) 軸力図 (1/250)



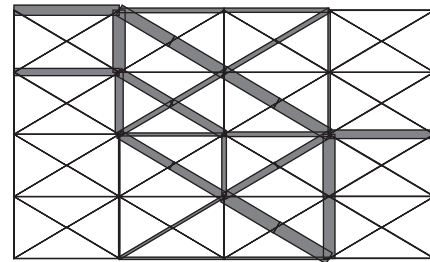
(c) 最適解の形状 (1/200)



(d) 軸力図 (1/200)



(e) 最適解の形状 (1/150)



(f) 軸力図 (1/150)

図 4.17 Problem 2 の最適解の形状と格子材の軸力図

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。

・ 小断面となった部材を除去したモデルの応答

Problem 2 で $T = 0.25$ mm となった部材を除去して応答解析を行った結果を表 4.15 に示す。水平方向反力は (1018 kN, 1433 kN, 1435 kN) で, Problem 2 の (62.3 %, 74.0 %, 67.6 %) になっている。一方, 最大縁応力は (1013 N/mm², 1253 N/mm², 1804 N/mm²) でいずれも σ_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。

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 σ_y 以下にすることができる。 $T = (50.0$ mm, 50.0 mm, 50.0 mm) の場合の応答量を表 4.16 に示す。前節と同様, 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。

表 4.15 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

$T = (25.0$ mm, 25.0 mm, 25.0 mm)

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	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

表 4.16 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

$T = (50.0$ mm, 50.0 mm, 50.0 mm)

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	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

4.4 モデル 3：4×3モデル

4.4.1 既存骨組と耐震補強格子壁のモデル化

4.2 節と同様の最適化を，4×3の格子モデル（以降，「モデル 3」とする）で行う。モデル 3は図 4.18 のような，長さ 1.30 m の縦格子材，長さ 1.65 m の横格子材と，長さ $0.5 \cdot \sqrt{1.30^2 + 1.65^2}$ m の斜め格子材で構成される。これは，モデル 1，2 と同様に，階高 3.90 m，スパン 6.60 m 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。

図 4.18 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 1，2 と同様に，形状が水平方向に対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 $m=41$ である。

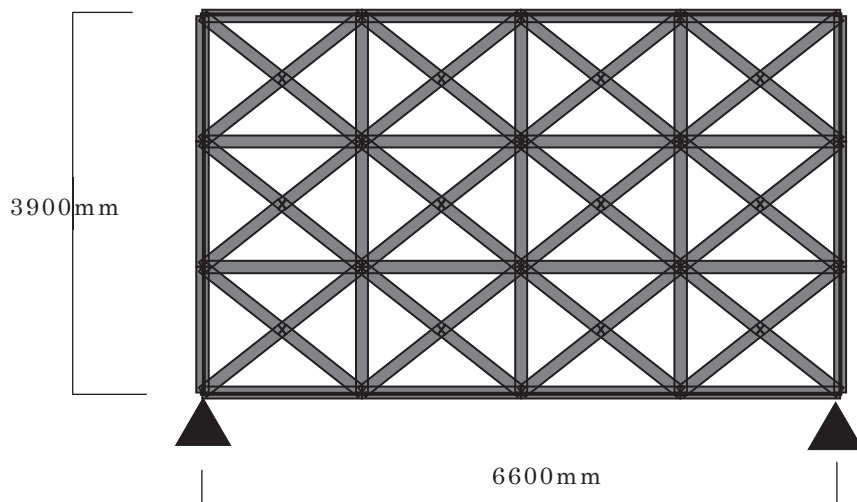


図 4.18 解析モデル

4.4.2 耐震補強格子壁の形状最適化結果

各問題の解析結果をモデル 1，2 と同様に以下に示す。

・基準モデル

層間変形角（1/250 rad，1/200 rad，1/150 rad）に対する基準モデルの応答量を表 4.17 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 1，2 と同じで，（718 kN，892 kN，1190 kN）である。基準モデルの

解析の結果、水平方向反力 (R_0) は、(2241 kN, 2802 kN, 3739 kN) で、そのときの最大縁応力は (322 N/mm², 402 N/mm², 536 N/mm²) である。層間変形角 1/200 rad, 1/150 rad では縁応力が σ_y を超えており、モデル 1, 2 と同様、本来は格子材が降伏している。

表 4.17 基準モデルの応答量

Drift angle (rad)	V_0 (m ³)	R_0 (kN)	σ_0 (N/mm ²)	N_0 (kN)
1/250	0.181	2241	322	588
1/200	0.181	2802	402	736
1/150	0.181	3739	536	981

・ 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 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する最適化の結果の応答量を表 4.18~20 に示す。目的関数である水平方向反力が最大の (No.2, No.5, No.3) を最適解とする。なお、耐震補強格子壁の形状を図 4.19, 4.21, 4.23 に、軸力の絶対値を図 4.20, 4.22, 4.24 に示す。

水平方向反力は (1773kN, 1805kN, 2150kN) で基準モデルの水平方向反力の (79.1 %, 64.4 %, 57.5 %) 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, 2 と同様、最大縁応力の制約条件によるものである。

層間変形角 1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad 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。モデル 1, 2 と同様に、Problem 2 でこれらの格子材の断面積の縮小化を図る。

表 4.18 Problem 1 の解の応答量 (1/250)

Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.099	1551	308	552
No.2	0.098	1773	324	592
No.3	0.098	1670	315	570
No.4	0.100	1526	315	534
No.5	0.092	1513	312	531

表 4.19 Problem 1 の解の応答量 (1/200)

Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.098	1769	306	548
No.2	0.098	1736	322	544
No.3	0.100	1690	284	516
No.4	0.099	1611	314	552
No.5	0.100	1805	324	580

表 4.20 Problem 1 の解の応答量 (1/150)

Solution No.	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
No.1	0.100	1913	319	558
No.2	0.099	1844	323	533
No.3	0.099	2150	306	549
No.4	0.100	1526	315	534
No.5	0.099	1825	321	473

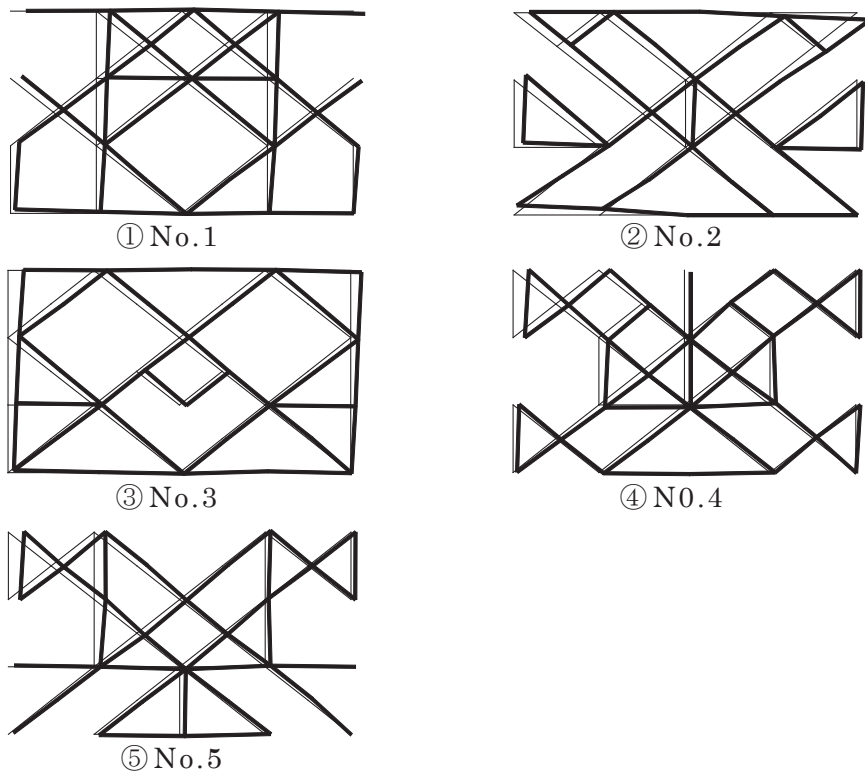


図 4.19 Problem 1 の最適解の形状 (1/250)

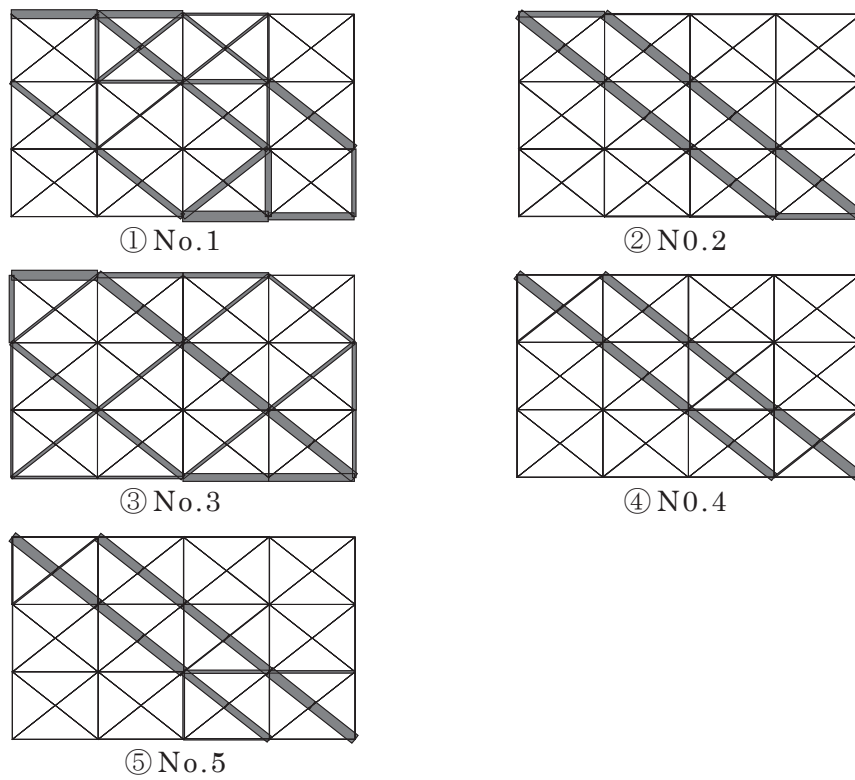
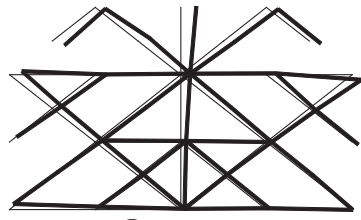
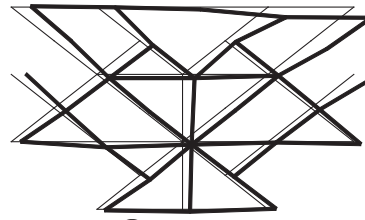


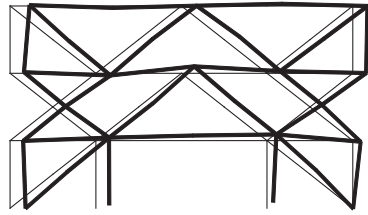
図 4.20 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/250)



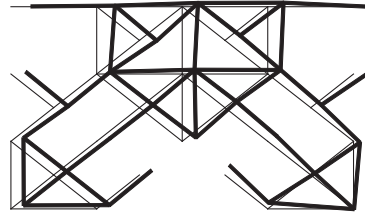
① No.1



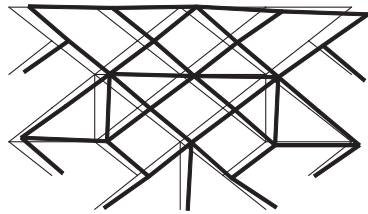
② No.2



③ No.3

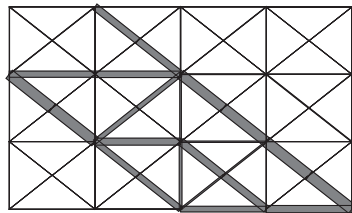


④ No.4

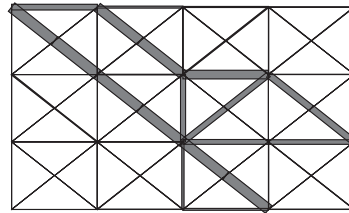


⑤ No.5

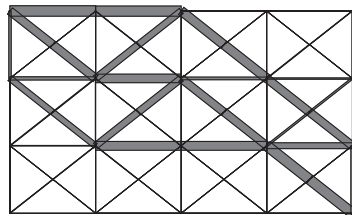
図 4.21 Problem 1 の最適解の形状 (1/200)



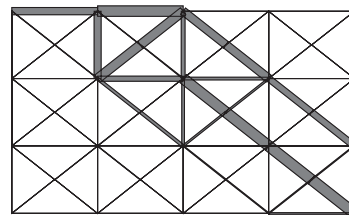
① No.1



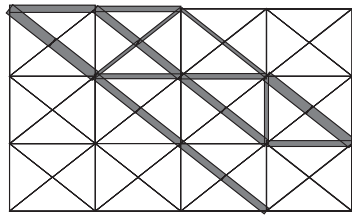
② No.2



③ No.3



④ No.4



⑤ No.5

図 4.22 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/200)

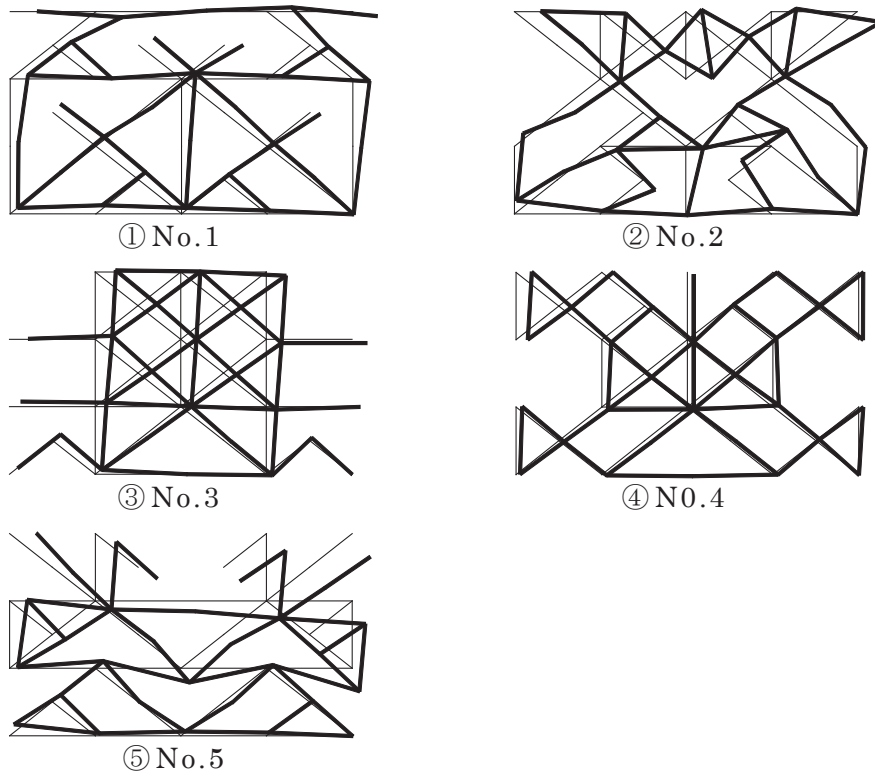


図 4.23 Problem 1 の最適解の形状 (1/150)

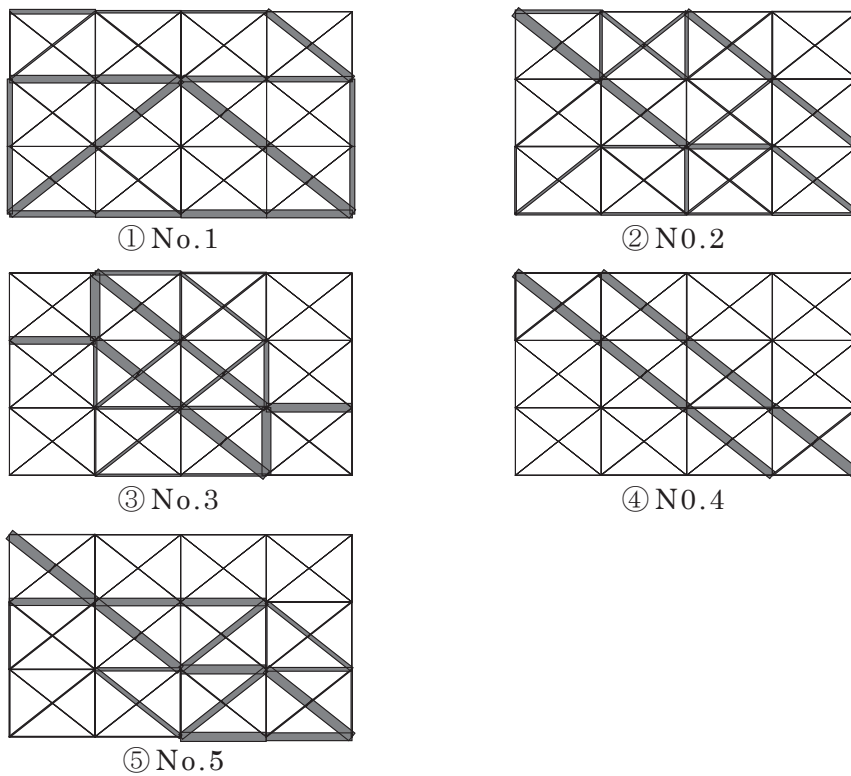


図 4.24 Problem 1 の局所最適解の格子材の軸力図 (1/150)

・ 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 (1700 kN, 1760 kN, 2100 kN) とする。この時の，層間変形角 (1/250 rad, 1/200 rad, 1/150 rad) に対する解の応答量を表 4.21 に示す。耐震補強格子壁の形状と変形状態を図 4.25(a),(c),(e) に，軸力の絶対値を図 4.25(b),(d),(f) に示す。

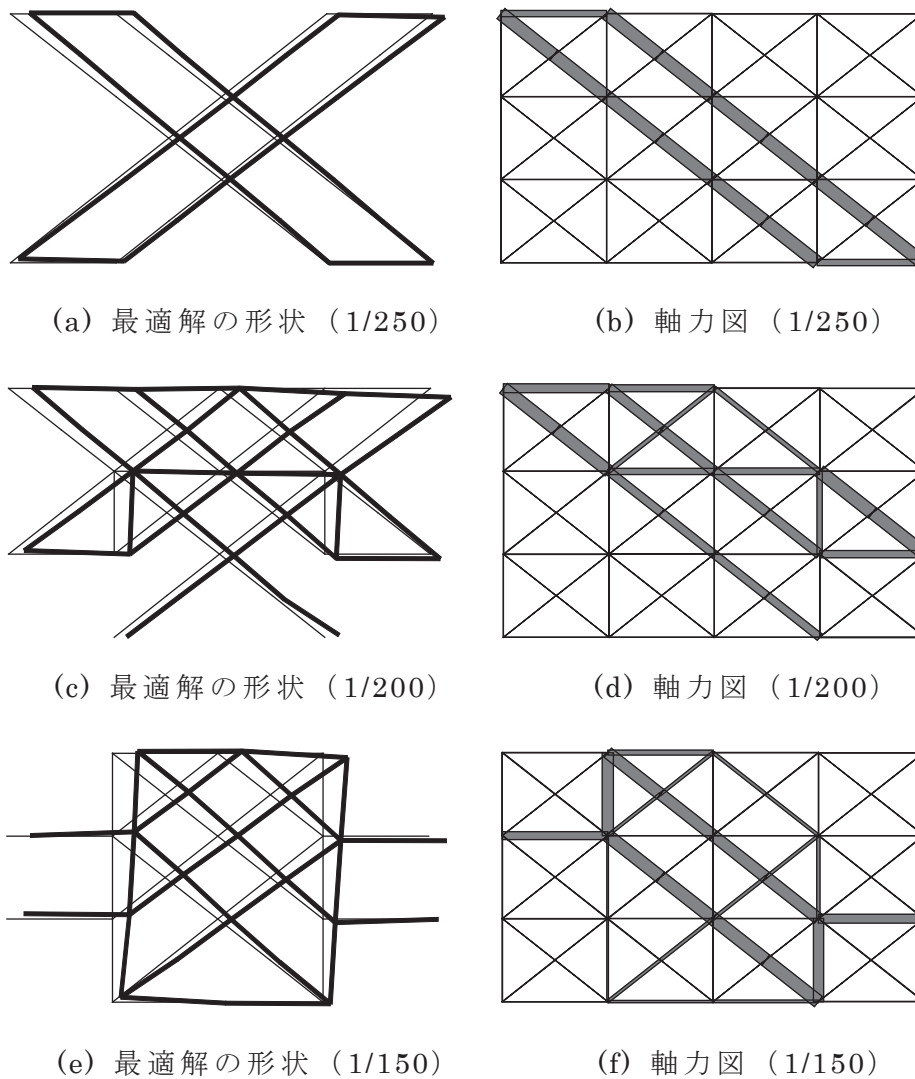


図 4.25 Problem 2 の最適解の形状と格子材の軸力図

表 4.21 Problem 2 の解の応答量

Drift angle (rad)	R_L (kN)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/250	1700	0.061	1725	322	588
1/200	1760	0.086	1768	308	562
1/150	2100	0.080	2118	320	564

体積は (0.061 m³, 0.086 m³, 0.080 m³) で, Problem 1 の (62.0 %, 85.9 %, 81.0 %), 基準モデルの (33.7 %, 47.5 %, 44.2 %) になっている。また, 水平方向反力は (1725 kN, 1768 kN, 2118 kN) で, Problem 1 の (97.3 %, 97.9 %, 98.5 %), 基準モデルの (77.0 %, 63.1 %, 56.6 %) になっている。

モデル 1, 2 と同様, 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, 2 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。

・ 小断面となった部材を除去したモデルの応答

Problem 2 で $T = 0.25$ mm となった部材を除去して応答解析を行った結果 (応答量) を表 4.22 に示す。層間変形角 1/250 のモデルについては, 計算が発散し解が得られなかった。水平方向反力は (—, 1019 kN, 1766 kN) で, Problem 2 の (—, 57.6 %, 83.4 %) になっている。一方, 最大縁応力は (—, 1391 N/mm², 1225 N/mm²) でいずれも σ_y を超えている。モデル 1, 2 と同様, 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, それに伴い計算の発散や, 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。

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 σ_y 以下にすることができる。 $T = (100.0$ mm, 50.0 mm, 50.0 mm) の場合の応答量を表 4.23 に示す。なお, 層間変形角 1/250 rad の場合, $T = 50.0$ mm では, 計算が

発散し解が得られなかった。

表 4.22 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

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

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/250	25.0	0.060	—	—	—
1/200	25.0	0.085	1019	1391	142
1/150	25.0	0.079	1766	1225	482

—は解が得られなかったことを示す。

表 4.23 Problem 2 の解析結果を単純化したモデルの応答量

$T = (100.0 \text{ mm}, 50.0 \text{ mm}, 50.0 \text{ mm})$

Drift angle (rad)	T (mm)	V (m ³)	R (kN)	σ_{\max} (N/mm ²)	N_{\max} (kN)
1/250	100.0	0.239	3112	259	1423
1/200	50.0	0.170	1740	269	891
1/150	50.0	0.158	2333	143	777

4.5 各モデルの最適化結果の比較

モデル 1～3 の Problem 2 の解の応答量を表 4.24 に併記する。1/250 rad では、モデル 3 の部材体積が他と比べ小さな値となっており、モデル 2 と比べると約 2/3 になっている。一方、この 2 つの解の水平反力はモデル 3 の方がやや大きな値になっており、モデル 3 の効率が良く、モデル 2 の効率が悪いことがわかる。これは、モデル 2 で最も剛性が高くなる対角に走る部材が 1/250 rad では降伏してしまい配置されず、次に効率の良い配置になっているためだと考えられる。モデル 1 の解の応答量はモデル 2 に比べ、部材体積も水平反力も大きな値になっている。より詳しい比較のためには、制約条件の設定変更が必要である。

1/200 rad では、モデル 2 の方がモデル 1 より部材体積が小さく、水平反力が大きくなっており、効率の良い解となっている。これは、部材の選択肢

が多いモデル 2 の方が，効率の良い部材配置が存在する可能性が高い傾向にあることを示している。

1/150 rad では，1/250 rad や 1/200 rad ほど解の応答量に顕著な傾向がみられない。これは，1/150 rad では，この層間変形角まで格子材が降伏しないよう剛性を下げるために，いずれのモデルも，非効率的な部材配置の解が生成されており，耐震補強の効率に大差がないことを示している。これは，既存骨組の変形性能が層間変形角 1/150 rad までであるような場合，それに整合する変形性能の耐震補強を耐震補強格子壁で行うことが困難であることを示唆している。

表 4.24 モデル 1～3 の Problem 2 の解の応答量

Drift angle (rad)	モデル 1		モデル 2		モデル 3	
	V (m ³)	R (kN)	V (m ³)	R (kN)	V (m ³)	R (kN)
1/250	0.095	1802	0.091	1635	0.061	1725
1/200	0.098	1800	0.086	1937	0.086	1768
1/150	0.087	2078	0.091	2123	0.080	2118

4.6 まとめ

本章で得られた結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が得られる。最適化後、部材座屈を防ぐために格子材の断面積を大きくする、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には、他の章と同様、本章で示したような段階的な最適化が有効である。

第 4 章の参考文献

- 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) 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.
- 4) Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), PEERC, UCB, 2006. (<http://opensees.berkeley.edu/>) (参照 2017.8.16)
- 5) 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.

第 5 章 結論

・ 概要

本研究では、より優れた耐震補強方法およびその創出方法を提案することを目的として、耐震補強格子ブロック壁や枠付きブレースに着目し、これらを鉄筋コンクリート造の既存骨組内に取り付けた耐震補強フレームについて、補強部材の体積や補強後の水平剛性、梁のせん断力などを目的関数とし、その形状と剛性分布の最適化を行った。また、耐震補強部材と既設骨組の接合部には、低振動・低騒音の工法として接着接合を採用し、それを積極的にモデル化して検討を行った。なお、本論では、既存骨組として鉄筋コンクリート造の骨組を対象としているが、鉄骨造や木造を対象とした場合も、制約条件の見直し等は必要であるが同様の検討が可能である。各章で得られた結論を以下に示す。

第 2 章では、鉄筋コンクリート造の既存建物に格子ブロックで構成される耐震壁を増設する耐震補強工法に着目し、補強部材の体積、補強後の水平剛性および梁のせん断力を目的関数とし、補強効果の高い格子ブロックの形状すなわち格子部材の配置と断面積を、最適化手法により創出した。

第 3 章では、第 2 章で得られた最適解を参考に指定したユニットの内いくつかのユニットで構成される耐震補強格子ブロック壁の形状を、組合せ最適化手法を用いて最適化した。目的関数は第 2 章と同様、補強部材の体積、補強後の水平剛性と梁のせん断力である。さらに、最適化の結果得られた耐震補強格子ブロック壁について、有限要素モデルを作成して、詳細な応答解析を行い、最適化されていない形状の耐震補強格子ブロック壁に比べ最適化された耐震補強格子ブロック壁が、より圧縮力によって層せん断力を伝達する機構を形成していることを確認した。また、早期に既存骨組への影響が過大にならずに、目標とする層間変形角まで大きな剛性低下を起こすことなく補強効果を発揮することも確認した。

第 4 章では、鉄筋コンクリート造の既存骨組に枠付き鉄骨ブレースを増設する耐震補強工法に着目し、枠付き鉄骨ブレースを縦横斜めの格子材からなる耐震補強格子壁としてとらえ、その格子材の配置を、最適化手法を用いて最適化した。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、組合せ最適化手法により創出した。

・ 詳細

第 2 章から第 4 章を通して、以下の成果を得た。

- ① 耐震補強格子ブロック壁や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形状が得られた。
- ② 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。
- ③ 応答解析において、接合部に接着接合をモデル化した接触要素や弾塑性ばねを導入することにより、接合部そのものの強度が支配的ではない、圧縮軸力が主に働く耐震補強部材を提案することが出来た。

個別には、第 2 章および第 3 章の耐震補強格子ブロック壁の形状の最適化で以下の成果を得た。

- ① 逐次 2 次計画法に依っても、擬似焼きなまし法に依っても、耐震補強格子ブロック壁の水平方向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形状の最適化が可能である。ただし、実務設計への適用を考えると、実現可能で有効な格子ブロック形状のグループから選定して解を求める擬似焼きなまし法による手法の方が有用であり、有効な格子ブロック形状を創出する基礎検討としては、第 2 章で扱った手法が適していると考えられる。
- ② 局所探索法の一つである擬似焼きなまし法は、第 3 章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。
- ③ 第 3 章で示した擬似焼きなまし法では、最適解として得られる耐震補強格子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。例えば、製作が容易なブロック形状のみで構成したユニットブロック群を用いた場合にも、その条件下での最適解を得ることが可能である。
- ④ 第 2 章で示した逐次 2 次計画法では、部材の軸方向剛性を評価する際に、

厚さと剛性の関係を非線形として、上限値と下限値の中間的な厚さの部材の剛性を過小評価することによって、少ない部材の最適形状を求めることが可能である。とくに、部材体積を目的関数として最小化することにより、細い部材が少ない解を得ることができる。

第4章の耐震補強格子壁の形状の最適化では以下の成果を得た。

- ① 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が得られた。最適化の後で、部材座屈を考慮した修正を行うことで、耐震補強格子壁の剛性を確保しながら、軽量化を図ることが可能と考えられる。
- ② 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。

・ 今後の課題

以上のように、本研究では、耐震補強格子ブロック壁もしくは耐震補強格子壁を既存骨組に取付けた耐震補強フレームについて、部材を配置しない部位にごく小さい断面の格子材を配置することで解析の簡略化を優先して、部材座屈を考慮せず、最適化を展開した。さらに、最適解のごく小さい断面の格子材を取り除き、残った格子材の断面を大きくするといった補正を行い、そのモデルを用いた応答解析によりその性状を確認した。接合部の性状についても、十分に実用を反映したモデル化になっているとは言えず、今後、多くの実験を行いそれに基づいたものにしていく必要がある。これらのことから、本研究は基本研究の域を脱していない面がある。

しかしながら、本論のように、一部の制約条件を直接最適化のフローから外し、別途考慮する方法は、様々な制約条件や目的関数が存在する実際の設計の場では有効であると考えられる。この方法について論理的な手法を提案し、得られた補強工法の実際の建物への適用を検討することも今後の課題の一つである。また、3.7節で示したような詳細な応答解析を最適化のアルゴリズムに組み込むなどして、制約条件をできるだけ多く最適化の中で直接考慮する方法の開発も今後の課題である。

謝辞

本論文をまとめるにあたり温かいご指導とご鞭撻を賜りました，元広島大学大学院教授 大崎 純 先生に，心より感謝申し上げます。

大崎先生は私が広島大学大学院博士課程に入学して1年半後の2015年4月に京都大学に移られましたが，その後も引き続きご指導をして頂きました。

大崎先生の広島大学時代には私は大阪に住んでおり，京都大学に移られた後は私も東京に転勤となり，私にとって終始通学が困難な中での研究でした。

そのため，メールで質疑・相談をさせていただき研究を進めることが多かったのですが，一方で，定期的に直接お会いしてのご指導もして頂きました。

その際には，大学だけでなく，大阪や東京でも出張時のお忙しい中時間を割いていただき，打ち合わせをしてくださいました。また，本来3年のところ1

年半の休学を含めると4年半の長きにわたり，終始変わらぬ熱心さと温かさをもってご指導頂きました。研究者として，また人生の先輩として大崎先生

より多くのことを学ぶことができ，非常にありがたい4年半を過ごさせていただきました。

広島大学大学院教授 田川 浩 先生には，大崎先生が京都大学に移られた後，私の担当教官を引き継いで頂きました。途中からの指導にも関わらず，

とても丁寧にご指導頂き，また事務手続きについても親身に助言して頂きました。心より感謝申し上げます。

京都大学名誉教授 上谷 宏二 先生には，卒業論文および修士論文において，対称限界理論に関する研究指導を賜りました。その際に学んだ基礎や研究

に対する真摯さが，本論文につながったと思っています。心より感謝申し上げます。

広島大学大学院教授 大久保 孝昭 先生と中村 尚弘 先生には，学位論文審査において貴重なご意見・ご助言を頂き，心より感謝申し上げます。

広島大学大学院助教 宮津 裕次 先生，元広島大学大学院生の福島 功太郎君および京都大学大学院生の山岡 祐貴 君には，各解析実施においてご協力

頂きましたことを心より感謝いたします。

末筆ながら，長期の研究の間，様々な面で支えとなってくれた妻と娘たちに心より感謝いたします。