

座屈拘束ブレースの耐力と配置を設計変数に含めた鋼構造建物の優良設計解

SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF STEEL BUILDINGS INCLUDING STRENGTH AND LOCATION OF BUCKLING RESTRAINED BRACES IN DESIGN VARIABLES

高木次郎*¹, 曹 邕生*², 矢吹優佳*³, 大崎 純*⁴

*Jiro TAKAGI, Yongsheng CAO, Yuka YABUKI
and Makoto OHSAKI*

A structural design algorithm to find superior solutions for steel buildings associated with buckling restrained braces (BRB) is proposed. The strengths and locations of BRBs in addition to the section sizes of structural members are considered as discrete design variables. The steel volume including BRBs is minimized as an objective function under various practical design constraints. The superior solutions of a seven-story office building are derived. They satisfy serviceability and limit-state constraints, taking into consideration the seismic energy dissipation effect of BRBs using the calculation of resistance and limit-state (CRLS) method. Their rationale is validated with response history analyses.

Keywords: *steel structure, buckling restrained brace, multiple start local search, calculation of resistance and limit state, lateral frame location*

鋼構造, 座屈拘束ブレース, 多スタート局所探索, 限界耐力計算, 耐震架構配置

1. はじめに

座屈拘束ブレース (BRB) は汎用化が進み, 世界の地震地域で広く用いられる。水平剛性の高い BRB が軸降伏して地震エネルギーを吸収する機構により, 大地震時の主架構の損傷を低減させる設計が可能である。BRB を有する鋼構造架構の設計に関する既往研究は数多く存在し, 減衰量に応じた構造物の地震応答予測と設計法が整備されている¹⁾。また, 最適化を応用した BRB を含む架構の設計に関しては, BRB 以外の柱梁架構の状態を与条件として BRB の耐力や配置を変数とする研究^{2-4) など}が多く見られる。一方, BRB と架構の両方を設計変数とする研究は比較的少数である。文献 5) などでは, BRB の仕様と柱梁断面寸法を離散変数として, コストと大地震時の損傷を最適化する設計法が示されているが, 耐震架構の性能に関する基本的な設計制約のみを考慮しており, 実建物の設計に応じた制約条件を網羅できているとは言えない。

著者らは, 最適化手法を応用して, 実建物の設計に応じた合理的な設計解を導出して, その構造型状を分析した⁶⁻⁸⁾。その際, 耐震架構配置や柱断面 (H 形鋼または角形鋼管) の違いにも着目した。

鋼構造建物には, ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合として, 全架構を耐震架構とする型式 (「全体型」と呼ぶ) と, 主として外周部に耐震架構を集約する型式 (「集約型」と呼ぶ) がある。集約型の柱梁接合部にはピン接合が多用され, 鉛直荷重のみを支持して地震力を負担しない「長期架構」が存在する。我国では全体型が一般的であり, 欧米を中心とする諸外国では集約型がより一般的である。そして, 全体型では角形鋼管柱, 集約型では H 形鋼柱が多用される。著者らは, このような鋼構造建物の耐震架構配置に着目し, 7 階建鋼構造事務所建物を対象にして, 全体型と集約型の優良設計解を求めて構造型状を比較分析した⁸⁾。優良設計解は, 部材断面寸法を離散設計変数として鋼材量最小化を目的関数とする設計解であり, 許容応力度設計および必要保有水平耐力の制約条件を満足する。集約型と全体型それぞれの型式に対して, 純ラーメン構造とブレース構造の場合を比較した結果, 純ラーメン構造では集約型で, ブレース構造では全体型で鋼材量がやや少ない傾向が得られた。ブレース構造では, ブレースを鋼管とする場合と BRB とする場合を検討したが, BRB のエネルギー吸収効果を定量的に評価するには至っていない。

¹ 東京都立大学都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

² 広州大学土木工程学院大学院生 (博士後期課程)

³ 東京都立大学都市環境科学研究科 大学院生

⁴ 京都大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学)

Assoc. Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

Ph.D. Candidate, School of Civil Engineering, Guangzhou University

Graduate Student, Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ.

Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

本研究では、必要保有水平耐力の代わりに限界耐力計算による安全限界を大地震に対する設計制約条件として、架構の部材断面寸法に加えて、BRBの耐力と配置を設計変数とした優良設計解を求める。BRBの降伏による地震エネルギーの吸収効果を評価して、全体型と集約型それぞれの解を求める。減衰部材と主架構の両方を同時に設計変数として、建物の耐震構造システム全体を合理化した設計解の特性を分析する。

2. 検討対象建物の設計概要

2.1 建物概要と設計方針

検討対象の鋼構造建物は、BRBの設定以外、ブレース構造建物として既往研究⁸⁾の設定と同じである。事務用用途で、各階の平面が32.0 m × 19.2 mの7階建て、高さが27.6 mである。部材符号と共に平面図と軸組図をそれぞれ図1と2に示す。図1の平面図中の梁端部に▲印のある箇所が剛接合で、無い箇所がピン接合である。図2の軸組図中の梁の▲印は、集約型の剛接合の箇所を示す。柱の▲印は2、5階の中央にあり、柱の継手位置を示す。これらの継手で区切られる階構成を節と呼ぶ。柱、梁、ブレースの各部材を節ごとにグループ化し、同一グループ内の各部材断面を同一とする。

本研究で扱うブレースは全てBRBであり、その設置可能位置は、外周4構面に3スパンずつ、集約型では耐震架構の全てのスパンである(図1中の点線および図2)。これらの設置可能位置から合理的なBRB配置を選定する。その方法については後述する。各節に所属する部材区分を表1に示す。柱には角形鋼管またはH形鋼を用い、梁にはH形鋼を用いる。鋼材は全て490級と仮定し、設計基準強度(F値)は325 N/mm²である。

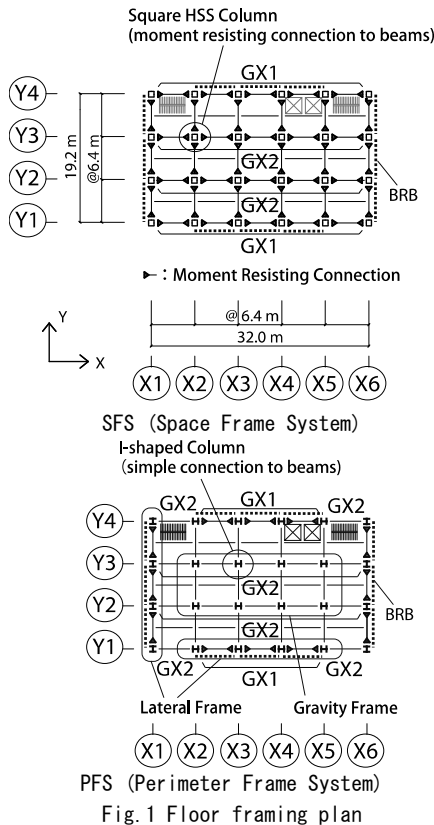


Fig. 1 Floor framing plan

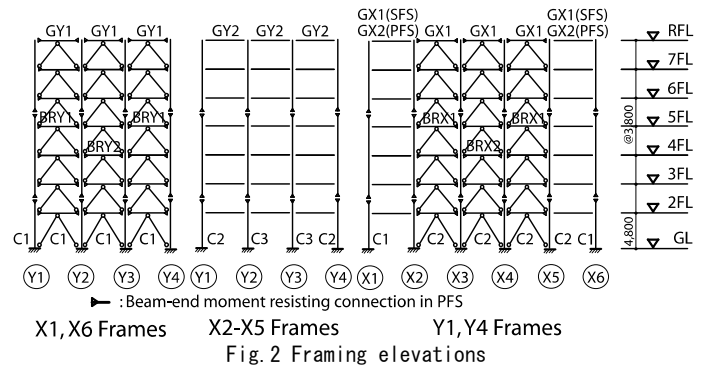


Fig. 2 Framing elevations

検討建物に対して長期荷重と地震荷重に対する設計を行う。具体的には、長期荷重と中小地震に対して許容応力度設計⁹⁾、大地震に対して限界耐力計算¹⁰⁾の条件を満足する設計を行う。BRBの地震エネルギーの吸収効果を考慮する上で、制度化された等価線形化法として限界耐力計算を採用した。BRBの降伏軸力と柱梁部材の断面寸法を設計変数として、長期荷重および中小地震に対して無損傷であると同時に、大地震に対してBRBを機能させて倒壊を抑制する設計解を求める。BRBは標準せん断力係数C₀=0.2相当の設計用地震荷重下で降伏しないことを設計条件とした。床構造の構成や重量、許容応力度設計の方法等は著者らの既往研究と同様とし、その概要をAppendix1に示した。

Table 1 Member grouping in stories

Part	Columns	Beams	BRBs
3	Mid. 5th Flr - 7th Flr	6th Flr - Roof	5th Flr - 7th Flr
2	Mid. 2nd Flr - Mid. 5th Flr	3rd Flr - 5th Flr	2nd Flr - 4th Flr
1	1st Flr - Mid. 2nd Flr	2nd Flr	1st Flr

2.2 限界耐力計算

限界耐力計算では、静的増分解析により構造物の水平耐力と変形性能を評価して耐震安全性を確保する。本研究では、文献10)の手法に基づいて計算を行う。計算上の仮定条件等は以下の通りである。

- 極めて稀に発生する地震動に対応する解放工学的基盤の加速度応答スペクトル(図3)に対する検討を行う。
- 検討建物の敷地地盤は2種を仮定し、表層地盤による加速度の増幅率G_sについては、建築基準法告示、平12建告第1457号第10に準じる(図3)。従って、5%減衰時の地表面の加速度応答スペクトルは図3の通りである。
- 静的増分解析における水平せん断力分布はA₁とする。
- いずれかの階の層間変形角が1.5%に到達した時点を実用限界とする。ただし、先行して柱が座屈することは許容しない。曲げモーメントによる縁応力度の短期許容曲げ応力度の1.1倍に対する比と平均圧縮応力度の短期許容応力度の1.1倍に対する比の和が1.0に達した時点を実用限界と仮定する。
- 損傷限界は最初にBRBが軸降伏した時点あるいは柱梁部材が曲げ降伏した時点と仮定する。
- 加速度低減率F_hは以下の(1)-(3)式により算出する。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (1)$$

$$h = \gamma_1(1 - 1/\sqrt{D_f}) + 0.05 \quad (2)$$

$$D_f = \frac{\Delta_s Q_d}{\Delta_d Q_s} \quad (3)$$

ここで、 h は建築物の減衰性を表す数値で、 D_f は塑性の程度を表す数値である。また、 γ_1 は部材の構造形式に応じた減衰特性を表す係数で 0.25 とする。さらに、 Δ_s と Q_s は安全限界時における代表変位と耐力で、 Δ_d と Q_d は損傷限界時における代表変位と耐力である。

上記(d)で、いずれかの階の層間変形角が 1.5% に到達した時点が安全限界と定義することに関しては議論の余地がある。文献 11) や 12) などでは、限界耐力計算における鋼構造純ラーメン架構の安全限界時の層間変形角として 2% を示している。安全限界時の塑性率を確認することで、2% の妥当性を検証しており、本研究でも同様の手法を検討したが、最終的に 1.5% とした。これは、後述の時刻歴応答解析で、限界耐力計算における応答予測の整合性を確認するにあたり、変形角が過度に大きくならない範囲で、妥当な設計の可能性を確認することを意図したためである。BRB 部材に関しては、2% 変形で耐力低下が生じないことを性能評価基準とする記述もあり¹⁹⁾、安全限界時の層間変形角の設定が優良解に及ぼす影響は今後精査したい。

弾性および弾塑性増分解析の条件は既往研究⁸⁾と概ね同様である。詳細を Appendix2 に示す。

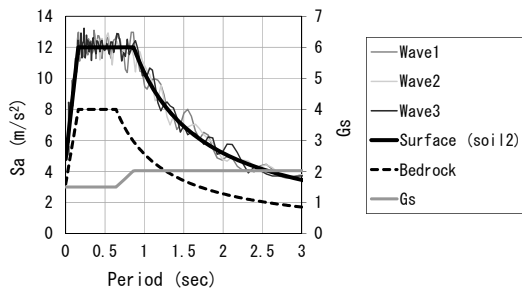


Fig. 3 Acceleration response spectra of ground motions (h=5%)

3. 優良設計解の探索手順

3.1 多スタート局所探索法

優良設計解の探索には、多スタート局所探索法 (MSLS¹³⁾) を用いる。目的関数は総鋼材量の最小化として、BRB の耐力と配置および主架構の部材断面寸法を同時に設計変数として、全体型と集約型の鋼材量最小化問題を解く。BRB の等価鋼材量の算出要領については次節で述べる。 10^7 - 10^8 程度の多数のランダム変数値から、全ての制約条件を満足する許容解群を導出し、目的関数値が上位 10 個の変数値を初期解として MSLS を行う。そして、10 個の初期解に対応する 10 個の局所解のうちの最良解を優良設計解と定義する。

初期解から局所最適解を探索する過程では、各ステップでの暫定解において変数の数と同数の近傍解の目的関数値を求め、目的関数値が改善される解が存在する場合は、その最小値を与える解を次ステップの暫定解とし、存在しない場合は現在の暫定解を次ステップの暫定解とする。近傍解は変数の上下限内で暫定解の変数値をランダムに 1 ランク増減させた解である。解析ステップ数は 5000 とした。

優良設計解は大域最適解ではないが、設計者の経験や設計手法に

依存せず、指定された手続きによって得られた合理的な設計解である。異なる架構型式に対する優良設計解同士を比較することで、主観的な判断を排除して、型式ごとの特徴を比較分析することが本研究の目的であり、厳密な意味での最適解の算出を重視しない。

3.2 設計変数と制約条件

部材の断面寸法を離散設計変数とする設定は、既往研究⁸⁾と概ね同様であり、Appendix3 に整理した。一般的に流通する規格断面¹⁴⁾あるいは規格板厚の鋼板による組立断面を想定して、離散設計変数の選択許容値を設定した。以下では、これらの許容値の組み合わせで構成される断面寸法を総称して「規格断面」と呼ぶ。梁のフランジ幅を除き、柱と梁の大きさは上下限値とその間 50mm 毎の値を許容値とした。梁のフランジ幅と板厚についてはフランジ断面積 A_f が独立な変数となるよう、許容値の組み合わせを定めた。制約条件は既往研究⁸⁾と概ね同様である。詳細を Appendix4 に整理した。

本最適化問題の変数の数は各型式 40 程度であり、制約条件の数は 100 程度である。本最適化問題は、非常に多くの厳しい制約を持ち、変数の全ての組み合わせのうち、制約条件を満たす解の割合が 10^{-5} から 10^{-4} 程度と非常に少ないため、遺伝的アルゴリズムなどの確率的な方法を用いることはできない。

3.3 MSLS における BRB の扱い

BRB のモデル化と MSLS の目的関数である建物全体の鋼材量への BRB の算入要領は以下の通りである。立体骨組モデルにおいて、BRB は圧縮と引張の軸方向変形に対して対称なノーマルパイリニア型の復元力特性を有するトラス要素でモデル化する。材軸方向の初期剛性と降伏後の軸剛性および降伏軸力をそれぞれ、 K_{1BRB} 、 K_{2BRB} および N_{YBRB} とする。 K_{1BRB} と K_{2BRB} は BRB と周辺柱梁との接続部材で構成されるブレース全体の軸剛性である。 K_{2BRB} を $0.02 K_{1BRB}$ とし、(4) 式のように K_{1BRB} と N_{YBRB} に比例関係が成立すると仮定する。これにより BRB の設計変数を 1 部材につき 1 とする。

$$K_{1BRB} = \alpha N_{YBRB} \quad (4)$$

既製品^{15,16)}の BRB の初期軸剛性と試設計した接続部材の軸剛性の直列剛性を設計選択枝の範囲で算出し、それと降伏軸力の比の平均値を算出したところ 0.19 (1/mm) であった。それを α の値とする。検討対象建物では、1 階の階高のみ 4.8m と基準階の階高 3.8m と異なる (図 2) が、BRB の軸剛性は接続部材の軸剛性より相対的に低いため、階高の影響はほとんど無い。また、座屈拘束材を含む BRB 本体と接続部材の合計 (「BRB 部材」と呼ぶ) に対する等価鋼材量 V_{BRB} を (5) 式のように定義する。 V_{BRB} は、実質的に BRB 部材のコスト指標であり、一般鋼材とのコスト比率を考慮して設定される。

$$\begin{aligned} N_{YBRB} = 0 & \text{ のとき } V_{BRB} = 0 \\ N_{YBRB} \neq 0 & \text{ のとき } V_{BRB} = b_1 N_{YBRB} + b_2 \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 b_1 と b_2 は定数である。BRB 既製品の推定価格と接続部材の試設計による鋼材量計算から、 $b_1 = 6.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$ および $b_2 = 0.12 \text{ m}^3$ とした。例えば、 $N_{YBRB} = 1000 \text{ kN}$ と 2000 kN の場合、 V_{BRB} はそれぞれ 0.18 m^3 と 0.24 m^3 である。これらに鋼材の比重と ton 単価を乗じることで、接続部材を含む BRB の部材コストが得られるが、実際

の値とはほぼ整合する。BRB の等価鋼材量は優良設計解に影響を及ぼすが、概ね妥当な一設定例として本研究では(5)式を用いる。

N_{YBRB} の設計選択肢はゼロから 3500kN まで 500kN 毎とする。 N_{YBRB} がゼロの場合は当該部に BRB は存在しないことを意味する。このような設計選択肢を含むことで、BRB の合理的な配置を求めることを意図した。BRB の等価鋼材量を(5)式で評価する場合、耐力の高い BRB を用いて数を少なくすることで、建物全体の鋼材量を少なくできる。これは実情に合う。また、BRB の合理的な配置探索を促す目的で、初期解算出時に、グループ化された各 BRB の $N_{YBRB}=0$ の選択確率を 50%として、残りの 50%に対して $N_{YBRB}=0$ から 3500kN まで 500kN 毎を等確率で選択する設定とした。

4. 優良設計解の分析

4.1 MSLS 結果

全体型と集約型の優良設計解の部材断面を表 2 に示す。BRB 部材の欄の数値は N_{YBRB} (kN)であり、「-」は当該部に BRB が存在しないことを示す。BRB 部材の配置は市松模様近く(図 4)、水平力下の柱の付加軸力と梁の曲げモーメントを軽減させる選定が理解できる。全体型と集約型および X 方向 Y 方向とで概ね同様の結果から、XY の 2 方向を同様の耐震架構の設定で立体モデルを扱う意味が問われるが、次のように本研究におけるモデル設定の位置づけを考える。一つに、平面モデルを扱った場合でも、本手法を用いて BRB 部材の配置と N_{YBRB} に関して傾向を同じくする設計解が得られる可能性はあるが、対象建物が具体的であることは重要である。これは、本研究では、BRB 部材の耐力と配置だけでなく主架構の柱梁断面寸法を同時に設計変数として減衰部材を有する鋼構建造物の合理的な設計の性状評価を意図するため、実建物との対応を明確にして、実構造設計に耐える精度の設計解を得る必要があるためである。他に、今後、X 方向純ラーメン Y 方向ブレース構造などの構成の異なる設計解を求めることを考えており、比較のためにも基本的な構成の建物の設計解を精査する必要がある。

表 2 の優良設計解に対して、別途、汎用解析ソフトウェアの Midas¹⁷⁾ を用いて立体弾塑性解析モデルを作成した。まず、弾性計算で長期および短期荷重時の部材発生力の許容耐力に対する割合(「検定率」と呼ぶ)を算出した。ここでの短期荷重とは、固定荷重と地震用積載荷重と $C_0=0.2$ の設計用地震荷重の組み合わせ荷重であり、地震荷重の方向に応じて、「X 方向短期荷重時」および「Y 方向短期荷重時」のように表現する。各部材の検定率の最大値を表中の () 内に示す。併記した[L], [X], [Y]の記号はそれぞれ、検定率が最大となるのが長期荷重時あるいは X, Y 方向の短期荷重時のいずれかであることを示す。BRB の検定率は 1.0 に近いものが多く、許容応力度設計の制約が支配的であることが分かる。

次に、静的増分解析の結果について述べる。荷重分布は A_1 であり、モデルの設定は MSLS 実行時と同じである。計算荷重軽減を目的として MSLS では増分解析中に誤差の収斂計算をしていないが、Midas 中では実施している点が異なる。全体型と集約型の X 方向の安全限界時の損傷図を図 4 に示す。図中の○印は塑性ヒンジを示し、数値は塑性率を示す。柱梁部材の塑性率は安全限界時の部材角の降伏時の部材角に対する比である。一方、BRB の塑性率は安全限界時の軸変形量の軸部の降伏時変形量に対する比である。安全限界時に柱は弾

性で、梁の塑性率の最大値は 2.24 (全体型)と 1.62 (集約型)である。これらは、一般的な梁部材の限界塑性率(6 程度¹¹⁾)より小さい。また、BRB の塑性率の最大値は 7.55 (全体型)と 7.65 (集約型)であり、安全限界の設定として各部材に過大な塑性変形を要求していないことが確認できる。

Table 2 Superior solutions

SFS 全体型

Part	C1	C2	C3
3	BX-350x350x12 (0.53) [Y]	BX-350x350x12 (0.54) [X]	BX-300x300x22 (0.22) [L]
2	BX-350x350x12 (0.65) [Y]	BX-350x350x12 (0.69) [X]	BX-300x300x12 (0.71) [L]
1	BX-350x350x16 (0.83) [Y]	BX-350x350x22 (0.66) [X]	BX-300x300x12 (0.86) [L]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x250x9x19 (0.44) [X]	H-300x150x9x12 (0.93) [L]	H-300x150x9x12 (0.69) [Y]	H-300x150x9x12 (0.94) [L]
2	H-300x200x9x16 (0.48) [X]	H-300x200x9x16 (0.59) [L]	H-300x150x9x16 (0.54) [L]	H-300x150x9x12 (0.91) [L]
1	H-400x250x12x19 (0.34) [X]	H-400x200x9x19 (0.35) [X]	H-400x200x12x16 (0.31) [Y]	H-400x200x9x16 (0.43) [Y]

Part	BRX1	BRX2	BRY1	BRY2
3	-	2000 (0.78) [X]	-	2000 (0.82) [Y]
2	1500 (0.86) [X]	-	1500 (0.91) [Y]	-
1	-	3500 (0.85) [X]	-	3000 (0.99) [Y]

PFS 集約型

Part	C1	C2	C3
3	H-450x300x12x19 (0.60) [Y]	H-350x300x12x16 (0.71) [X]	H-300x300x9x16 (0.45) [L]
2	H-450x300x12x36 (0.40) [Y]	H-350x300x12x25 (0.66) [X]	H-300x300x9x22 (0.69) [L]
1	H-450x300x12x36 (0.75) [Y]	H-350x350x12x28 (0.89) [X]	H-300x300x9x22 (0.89) [L]

Part	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x150x9x16 (0.63) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x150x9x12 (0.69) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-300x250x9x22 (0.28) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x200x9x19 (0.36) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-400x250x12x22 (0.25) [X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-300x150x9x12 (0.26) [Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

Part	BRX1	BRX2	BRY1	BRY2
3	-	2000 (0.86) [X]	-	2000 (0.87) [Y]
2	1500 (0.92) [X]	-	1500 (0.94) [Y]	-
1	-	3500 (0.89) [X]	1000 (0.77) [Y]	2500 (0.73) [Y]

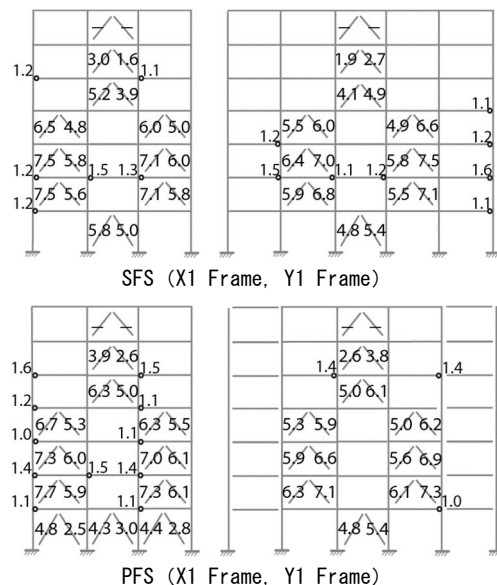


Fig. 4 BRB locations and plastic hinges with ductility factors

4.2 限界耐力計算

Midas¹⁷⁾ による立体弾塑性解析から得られた各階の荷重変位関係

を文献11)に準じて1質点に縮約した耐力曲線(代表変位と $S_a=Q_1/M_0$ の関係, ここで Q_1 は1階層せん断力で M_0 は有効質量)を S_a - S_d 関係図上に示す(図5)。静的増分解析は, 安全限界到達時に終了しており, 耐力曲線の最終点(◇印)が安全限界である。図中の□印は損傷限界であり, 柱梁部材よりもBRB部材の降伏が早いことから最初にBRB部材が降伏した時点を示す。また, 図中の○印は応答値であり, 耐力曲線上のある点に対して(1)-(3)式の加速度低減率 F_h を用いて得られた要求スペクトルが同点を通過するときの値である。いずれの図でも, 安全限界点(◇印)と応答(○印)が近く, ほぼ重なっていることから, CRLSに対する余裕がほとんど無い設計解が得られていることが分かる。

いずれかの層間変形角が最初に 1/80(1.25%)に達した時点を保水平耐力時として, 保有水平耐力時の1階層せん断力係数 C_{QU1} を図中に示した。 C_{QU1} の値は0.36と0.32(全体型X,Y)および0.30(集約型XY共)であり, 集約型の方が小さい。 F_h の値も集約型の方がやや小さく(図5), 集約型でBRBを中心とする部材の塑性化による入力低減に期待した設計解が得られていることが分かる。架構のランクがFB以上でBRBをBAランクとした場合の構造特性係数 D_s 値は0.35であり, 集約型の C_{QU1} はこれよりやや小さいものの, BRBを有する鋼構造架構のCRLSと保有水平耐力計算が概ね整合することが理解できる。

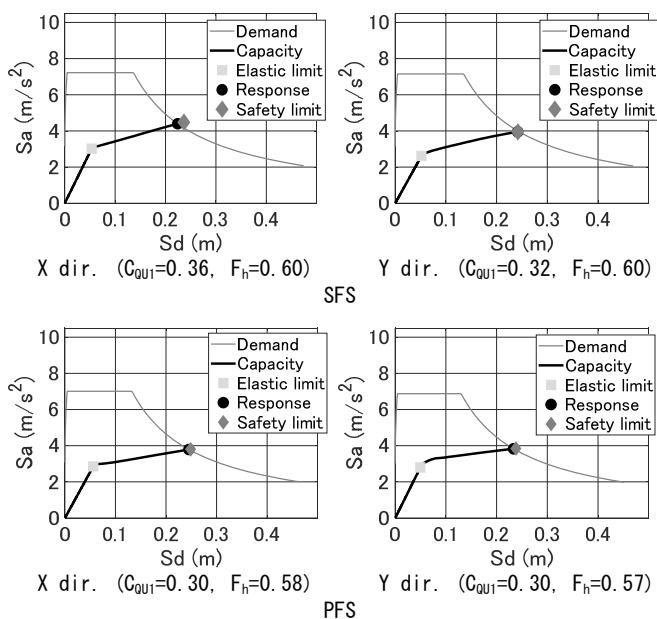


Fig. 5 Sa-Sd Relationships of superior solutions

4.3 優良設計解の構造特性

優良設計解の1次固有周期 T は0.89, 0.94 sec(全体X,Y)と0.95, 0.90 sec(集約型X,Y)であり, いずれも建物高さ(27.6m)の0.03倍程度である。一方, 減衰部材を除く主架構の1次固有周期 T は2.69, 3.21 sec(全体型X,Y)と4.06, 4.48 sec(集約型X,Y)であり, 集約型の主架構の水平剛性が低いことが分かる。1次固有周期の2乗の逆比が剛性比であると仮定すると, 主架構の弾性剛性 K_f に対するBRBの寄与分 K_a (=全体剛性と K_f の差)の比率 K_a/K_f は8.2, 10.7(全体型X,Y)と17.4, 24.0(集約型X,Y)である。従来検討されている K_a/K_f の値(2-5程度)¹⁾と比較して, 特に集約型で主架構の水平剛性

が低い。また, A_i 分布荷重下のBRBの水平力分担率 β は66-100%以上(全体型)と90-100%以上(集約型)であり, これらは既往研究^{1,4)}などで検討されている減衰部材と主架構の剛性比より高い。

一方, 塑性率 μ を安全限界時代表変位 Δ_s の損傷限界時代表変位 Δ_d に対する比 (Δ_s/Δ_d) と定義すると, μ は4.43-4.68(全体型)と4.44-4.80(集約型)であり, 特段に大きい値ではない。安全限界変形時の等価周期は, 1.44, 1.55 sec(全体型X,Y)と1.61, 1.56 sec(集約型X,Y)である。

4.4 地震応答解析

優良設計解に対して時刻歴応答解析を行い, 動的性状を評価する。応答解析には汎用解析ソフトウェアのSNAP¹⁸⁾を用いる。動的解析モデルの基本設定は, 静的増分解析モデルと同じである。1次モードの減衰定数を2.0%とし, 瞬間剛性比例型の減衰を与える。

入力地震動は図3の極めて稀に発生する地震動の地表面の加速度応答スペクトルに合わせて作成した模擬地震波3波とした。位相はランダムとし, 地震波の継続時間を50秒とした。これらの波の加速度応答スペクトルを図3中に上書きして示す。時刻歴応答解析の時間積分の刻み幅を1/200sとして, Newmark β 法 ($\beta=1/4$)を用いる。

最大層間変形角 R_{MAX} と最大層せん断力係数 C_{MAX} を図6と図7に示す。図7にはベースシア係数を0.3とした A_i 分布の設計用地震荷重も示す。 A_i 分布よりも上層階の応答がやや大きい。最大層間変形角の平均値は, 全体型で1.39%(X方向), 1.57%(Y方向), 集約型で1.72%(X方向), 1.56%(Y方向)であり, 集約型の変形角がやや大きいが,

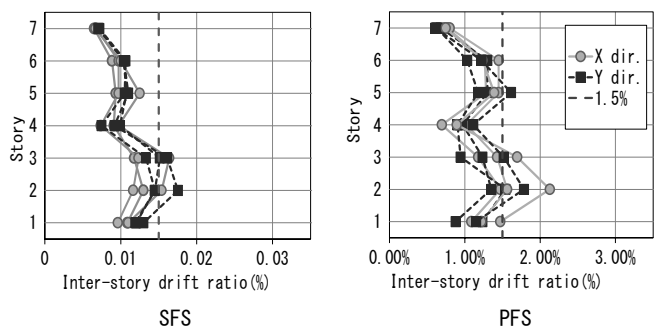


Fig. 6 Maximum inter-story drift ratio

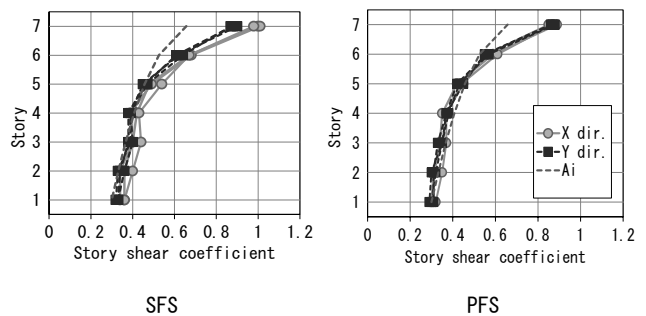


Fig. 7 Maximum shear coefficient

Table 3 Ductility factors in response history analyses

	Columns	Beams	BRBs
SFS	-	2.09	7.71
PFS	1.05	1.96	8.20

概ね限界耐力計算の応答予測に一致する。また、型式と部材種（柱、梁、BRB）ごとの最大塑性率を表3に示す。これらの値はXY両方向の3波の最大塑性率の平均値である。全体型の柱は弾性範囲に留まったが、集約型では1階脚部でわずかに塑性化した。梁については、一般的な設計クライテリアである塑性率4を下回った。BRBの最大累積塑性倍率の平均値（XY両方向の3波の平均）は110, 98（全体型X, Y）と76, 107（集約型X, Y）であり、一般的なBRBで破断が問題になる値ではない^{19, 20}。また、残留変形角の最大値の3波の平均は0.30%, 0.27%（全体型X, Y）と0.22%, 0.38%（集約型X, Y）である。

優良設計解の K_a/K_f の値は大きく（従ってBRBの水平剛性寄与が大きく）、梁のせいり300-400など主架構の断面寸法が小さい理由として、検討建物の梁スパンが均一で6.4mと比較的小さいことや、ブレースの数が多きことなどが考えられる。その一方で、安全限界時の塑性率や地震応答解析における累積塑性率は過大ではなく、残留変形角も大地震後に矯正可能な範囲と思われることから、従来の設計よりもBRBに地震水平力を多く負担させる設計の合理性が示唆される。検討建物のスパン割やBRBの配置制約などが優良設計解に及ぼす影響については今後確認したい。

4.5 鋼材量

表2の優良設計解の鋼材量を図8に示す。BRBの値は(5)式の等価鋼材量である。集約型の鋼材量は全体型よりも約5%多く、全体型の44.2m³に対して集約型は46.4m³である。全体型では同一階の梁成同一の制約条件を与えているが、それにより鋼材量は増大していない。X, Y方向同スパンで均質な平面構成のためである。

柱に接続しない小梁断面をH-350x175x7x11とすると、それらの建物中の鋼材量は5.5m³である。全体型のダイヤフラムと集約型のスチフナの鋼材量それぞれ2.5m³と1.2m³を加え⁷⁾、さらに小梁を含めた合計の30%を雑鉄骨と仮定した全鋼材量は67.9m³（全体型）と69.5m³（集約型）である。鋼材の比重を76.93kN/m³（密度7.85ton/m³）として延床面積で除した単位面積当たりの鋼材量は1137N/m²（116kg/m²）（全体型）と1157N/m²（118kg/m²）（集約型）である。同規模の鋼構造事務所建物の鋼材量の平均値は1280N/m²（131kg/m²）程度と考えられ¹⁹⁾、それよりも10%程度少ない。BRBの等価鋼材量は両型式共に40%程度と比較的大きいが、それを含めても同規模建物の平均鋼材量より少なく、BRBの耐力と配置および主架構の部材断面を同時に設計変数としたMSLSによる設計合理化の効果と、BRBにより主架構の損傷を低減した上で、コストも抑えた設計の可能性を確認した。

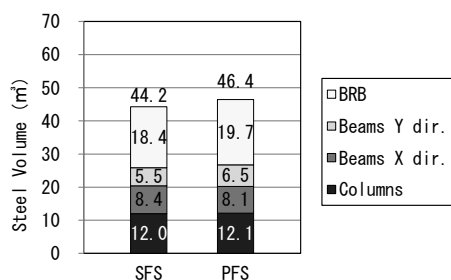


Fig. 8 Steel volume of Superior Design Solutions

5. まとめ

本研究では、鋼構造建物の座屈拘束ブレース（BRB）の耐力と配置および主架構の部材断面寸法を設計変数とした優良設計解を求めるアルゴリズムを提示した。優良設計解は、長期および中小地震に対する許容応力度設計と大地震に対する限界耐力計算を満足する。BRBの等価鋼材量を設定し、架構部材の鋼材量と合わせて建物全体の鋼材量を多スタート局所探索（MSLS）により最小化した。限界耐力計算によりBRBの地震エネルギー吸収効果を考慮して、減衰部材と主架構の両方を同時に設計変数として、建物の構造システム全体を合理化した。多数の制約条件と離散変数に対する優良設計解を導出する手順を示した。

7階建ての事務所用途の鋼構造建物を検討対象として、全体型と集約型の2種類の架構形式に対して優良設計解を求めた。優良設計解が、長期および中小地震に対する許容応力度設計と大地震に対する限界耐力計算を満足することを確認した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 優良設計解のBRB部材の等価鋼材量を含む総鋼材量は44.2m³（全体型）と46.4m³（集約型）であり、全体型の鋼材量が約5%少ない。BRBの等価鋼材量の全体に対する割合はいずれも40%程度と高いが、全体鋼材量は同規模建物の平均鋼材量より少なく、BRBにより主架構の損傷を低減した上で、コストも抑えた設計の可能性を示した。優良設計解のBRB配置は概ね市松状であり、地震水平荷重下で特定の柱に付加軸力が集中しない合理的な形態が得られた。BRBの耐力と配置および主架構の部材断面を同時に設計変数とした手法の有用性を確認した。
- (2) 優良設計解の弾性時のBRBの水平力分担率 β は66-100%以上（全体型）と90-100%以上（集約型）と高い。また、主架構の弾性剛性 K_f に対するBRBの寄与分 K_a の比率 K_a/K_f は8.2, 10.7（全体型X, Y）と17.4, 24.0（集約型X, Y）であり、集約型において特に主架構の水平剛性が低い。
- (3) 保有水平耐力時の1階層せん断力係数 C_{Qu1} の値は0.36と0.32（全体型X, Y）および0.30（集約型XY共）であり、集約型の値が小さい。 F_h の値も集約型の方がやや小さく、集約型でBRBを中心とする部材の塑性化による入力低減に期待した設計解が得られた。架構のランクがFB以上でBRBをBAランクとした場合の構造特性係数 D_s 値は0.35であり、集約型の C_{Qu1} はこれよりやや小さいが、BRBを有する鋼構造架構のCRLSと保有水平耐力計算は概ね整合する。
- (4) 優良設計解に対して、極めて稀に発生する地震動の第二種地盤の増幅を考慮した加速度応答スペクトルに合わせて作成した模擬地震波3波に対する時刻歴応答解析を行った。最大層間変形角の平均値は、CRLSによる安全限界時層間変形角1.5%に近く、BRBと部材の塑性率は一般的な設計クライテリアに納まった。BRBを有する鋼構造架構のCRLSと時刻歴応答解析の結果が整合することを示した。

謝辞

本研究の遂行にあたり、株式会社大林組の見上知広氏より貴重なご意見を多数いただいた。また、林茜里氏（東京都立大学学部生）に数値計算を協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) JSSI: Design and Construction Manual for Passive Control System 3rd Edition, 2013. 11
日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版, 2013. 11
- 2) Yuki Terazawa, Toru Takeuchi: Optimal Damper Design Strategy for Braced Structures Based on Generalized Response Spectrum Analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 753, pp.1689-1699, 2018. 11
寺澤友貴, 竹内徹: 一般化応答スペクトル解析法に基づく制振ブレース構造の最適設計手法, 日本建築学会構造系論文集, 第753号, pp.1689-1699, 2018. 11
- 3) K. Park, B. Oh, H. Park: GA-Based Multi-Objective Optimization for Retrofit Design on a Multi-Core PC Cluster, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 30, pp.965-980, 2015. 12
- 4) Kazuo Inoue, Susumu Kuwahara: Optimum Strength Ratio of Hysteretic Damper, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 577-588, 1998
- 5) F. Rezazadeh, S. Talatahari: Seismic Energy-based Design of BRB Frames using Multi-objective Vibrating Particles System Optimization, Structures, Vol. 24, pp. 227-239, 2020. 4
- 6) Jiro Takagi and Makoto Ohsaki: Comparison of Structural Characteristics of office Buildings Composed of Space and Perimeter Frame Systems, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 715, pp. 1469-1478, 2015. 9
高木次郎, 大崎純: 耐震架構全体分散型と外周集約型の鋼構造事務所建物の構造性状比較, 日本建築学会構造系論文集, 第715号, pp. 1469-1478, 2015. 9
- 7) Jiro Takagi, Makoto Ohsaki and Shiori Ishikawa: Ultimate Lateral Strength and Seismic Response of Steel Office Buildings Composed of Space and Perimeter Frame Systems, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 728, pp. 1743-1751, 2016. 10
高木次郎, 大崎純, 石川栞: 耐震架構全体分散型と外周集約型の鋼構造事務所建物の保有水平耐力と地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第728号, pp. 1743-1751, 2016. 10
- 8) Jiro Takagi, Ruka Obana and Makoto Ohsaki: Superior Design Solutions of Section Sizes in Steel Buildings for Different Lateral Frame Systems and Column Shapes, Japan Architectural Review, doi: 10.1002/2475-8876.12156, 2020. 5
- 9) Architectural Institute of Japan: AIJ Design Standard for Steel Structures—Based on Allowable Stress Concept, 2007. 7
日本建築学会: 鋼構造設計標準—許容応力度設計法, 2007. 7
- 10) National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), et al.: Explanation Book of Structural Technology Standard of Buildings, 2015. 6
国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修: 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015. 6
- 11) Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT) et al.: Calculation Examples and Explanation for Calculation of Response and Limit Strength 2001, Kougaku-Tosho, 2006. 6 (in Japanese)
国土交通省住宅局建築指導課ほか編集: 2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書株式会社, 2006. 6
- 12) Japan Structural Consultants Association: Seismic Structural Design Handbook, 2008. 10
日本建築構造技術者協会: 耐震構造設計ハンドブック, 2008. 10
- 13) Mikio Kubo and J. P. Pedroso: Metaheuristics, A programming guide, Kyoritsu Shuppan Co., Ltd., 2009
久保 幹雄, J. P. ベドロソ: メタヒューリスティクスの数理, 共立出版, 2009
- 14) Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation: Kensetsuyou-Shizai Handbook, 2012. 10 (in Japanese)
新日鉄住金株式会社: 建設用資材ハンドブック, 2012. 10
- 15) JFE Civil Engineering & Construction Corp.: Tube-in-Tube Buckling-Restrained Braces Hyojunbuzaihyo, 2016 (in Japanese)
JFE シビル株式会社: 二重鋼管座屈補剛ブレース標準部材表, 2016
- 16) The Building Center of Japan: Tube-in-Tube Buckling-Restrained ST0010-05, 2016. 8
日本建築センター: 二重鋼管座屈補剛ブレース BCJ 評定-ST0010-05, 2016. 8
- 17) Midas iGEN Ver. 881R1, MIDAS Information Technology, 2019
- 18) SNAP Ver. 7.0.1.5, Kozo System, Inc., 2019
SNAP Ver. 7.0.1.5, 株式会社構造システム, 2019
- 19) T. Takeuchi and A. Wada: Buckling-Restrained Braces and Applications, Japan Society of Seismic Isolation, 2017
- 20) Takashi Katoh, Mamoru Iwata, Akira Wada: Performance Evaluation of Buckling-Restrained Braces on Damage Controlled Structure, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 552, pp. 101-108, 2002. 2
加藤貴志, 岩田衛, 和田章: 損傷制御構造における座屈拘束ブレースの性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第552号, pp. 101-108, 2002. 2
- 21) Shinichi Hashimoto, Ken Maruki: Study on Material Quantities for Building Structures and Their Variations: Part 2 Steel Office Buildings, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. F-1, Urban Planning and Design, Building Economy / Housing Problems, pp. 1217-1218, 2008. 7
橋本真一, 丸木健: 躯体工事の主要資材数量と変動要因に関する研究: その2 S造事務所, 日本建築学会大会学術講演梗概集. F-1, 都市計画, 建築経済・住宅問題, pp. 1217-1218, 2008. 7

Appendix 1

検討建物の各階の床はデッキスラブとし、図1の架構平面の外周通り芯から外側に400mm床が延長すると仮定する。従って、各階床面積は656m²である。床の架構用積載荷重および地震用積載荷重の固定荷重との和はそれぞれ7.8kN/m²および6.8kN/m²であり、外壁の平均重量は2kN/m²である。階全体の重量を床面積で除した平均単位面積重量は、架構用および地震用積載荷重を含めたそれぞれの場合で9.0kN/m²および8.0kN/m²である。解析モデルへの長期荷重は柱梁の接合点と6.4mの梁の中央の節点に集中荷重として与えた。地震荷重分布はA_i分布とし、振動特性係数と地域係数を1.0とし、標準せん断力係数C₀=0.2に相当する地震力を許容応力度設計用地震荷重とする。

Appendix 2

弾性解析用モデルの仮定条件

- (1) 剛床仮定を採用する。
- (2) 柱は階高の半分の位置で分割し各階2要素とし、梁は3.2mごとに分割する。
- (3) 柱脚部の回転を固定とし、ブレース端部をピン接合とする。
- (4) 梁とスラブの合成効果を無視する。
- (5) H形断面のフィレット部分を無視する。
- (6) 剛域を無視する。
- (7) 部材のせん断変形を無視する。

弾塑性増分解析の条件

- (1) 荷重増分法による弾塑性解析とする。
- (2) A_i分布による荷重増分をベースシア0.002程度とする単純増分解析とする。(各荷重ステップで内外力差の収斂計算を行わない。)
- (3) 曲げ塑性ヒンジばねを柱と梁の材端に設ける。同ばねはバイリニア型とし、初期剛性を十分剛にして、降伏後の剛性は部材の曲げ剛性の1/100とする。
- (4) 塑性ヒンジばねの降伏曲げモーメントは全塑性モーメントM_p=1.1F_yZ_pとする。ここで、Z_pは部材の塑性断面係数、F_yは鋼材の基準強度である。
- (5) ブレースの引張降伏軸力N_vと座屈軸力N_cをそれぞれ1.1F_Aと1.1f_{cs}Aとする。ここで、Aは部材の断面積、f_{cs}は短期許容圧縮応力度である。
- (6) 圧縮力が作用する梁について、上フランジはスラブで弱軸まわりの座屈が拘束され、下フランジは拘束されないと考える。ブレースが負担する水平方向せん断力の1/2ずつがブレースと接合する梁に圧縮力と引張力として作用すると仮定して発生軸力を算出する。いずれも材長を座屈長さとする。
- (7) P-Δ効果は考慮しない。

Appendix 3

MSLS における設計変数は以下の通りである。BRB について、降伏軸力ゼロが選択された場合は、当該部材は存在しないものとして扱う。集約型の両端ピン接合の GX2 と GY2 梁（図 1 と図 2）は、長期荷重下の必要耐力と剛性を有する H-400x200x8x13 の最小断面積の圧延規格断面¹¹⁾として設計変数から除外する。

Table A1 Discrete MSLs variables

Symbols	Members	Parts	Discrete variable options
D_c	Rectangular	Width	Every 50 mm in 250-800 mm
t_c	HSS columns	Thickness	*1 (excluding 9mm)
H_{wc}	I-shaped columns	Height	Every 50 mm in 300-900 mm
W_{fc}		Flange width	Every 50 mm in 300-700 mm
t_{wc}		Web thickness	*1
t_{fc}		Flange thickness	*1 (excluding 9 mm and 12 mm)
H_w	Beams	Height	Every 50 mm in 300-1000 mm
W_f		Flange width	Every 50 mm in 200-400 mm, *2
t_w		Web thickness	*1
t_f		Flange thickness	*1, *2
N_{YBRB}	BRB	Yield axial force	Every 500 kN in 0-3500 kN

*1: Plate thickness options are 9, 12, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 36 and 40 mm.

*2: Combinational options of the flange width and thickness in beams are shown below:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
W_f (mm ²)	150	150	200	200	250	250	250	300	300	300	350	350
t_f (mm ²)	12	16	16	19	19	22	25	25	28	32	32	36
A_f (10 ³ mm ²)	1.8	2.4	3.2	3.8	4.8	5.5	6.3	7.5	8.4	9.6	11.1	12.6

Appendix 4

Table A2 設計制約条件

番号	型式	制約条件
1	全体型 集約型 共通	$\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約 (*1)
2		$D_c/t_c \leq 31.4$ 等 B ランク以上の柱と梁の幅厚比制約 (*2)
3		梁について $t_f/t_w \geq 1.3$ (*3)
4		$\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1.5M_{pb}$ 各階の柱梁接合部耐力比制約 (*4)
5		長期荷重時の梁のたわみ制約 (スパンの 1/300 以下)
6	全体型	設計用地震荷重下の架構ごとの層間変形角制約 (1/200 以下)
7		限界耐力計算 (*5)
8		同一階内の梁成同一 (*6)
9	集約型	節を通して柱幅同一
10	集約型	節を通して柱成同一 (フランジ幅は独立)

(*1) 発生応力度 σ が「鋼構造設計規準」⁹⁾ が規定する許容応力度 σ_a 以下とする。梁には適切な横補剛材が設けられるものとして、横座屈を考慮しない許容曲げ応力度 (=許容引張応力度) を用いる。

(*2) 柱と梁の板厚は 490N/mm² 級鋼材各断面の B ランク以上の幅厚比条件¹⁰⁾ を満足させる。

(*3) 最適化では、H 形鋼断面の成が大きくフランジ板厚が小さくなる傾向にあり、標準的な断面からの乖離を抑制する。柱については、成を節ごとに変化させない制約を与えていることもあり、ビルトアップ断面の利用も考慮して同制約を適用しない。

(*4) 各階の柱の全塑性曲げモーメント M_{pc} の和 ΣM_{pc} を梁の全塑性曲げモーメント M_{pb} の和 ΣM_{pb} の 1.5 倍以上とする⁹⁾。冷間成形角形鋼管同様の柱梁耐力比規定は存在しないが、スラブによる梁の耐力増大の影響などにも配慮して、同様の制約条件を設ける。

(*5) 限界耐力計算における安全限界が応答予測を上回ることとする。

(*6) 全体型については、角形鋼管柱のダイヤフラムの高さ位置を揃えるため、同一階の梁成を同じとする。

SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF STEEL BUILDINGS INCLUDING STRENGTH AND LOCATION OF BUCKLING RESTRAINED BRACES IN DESIGN VARIABLES

Jiro TAKAGI^{*1}, *Yongsheng CAO*^{*2}, *Yuka YABUKI*^{*3},
Yuka YABUKI^{*3} and *Makoto OHSAKI*^{*4}

^{*1} Assoc. Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

^{*2} Ph.D. Candidate, School of Civil Engineering, Guangzhou University

^{*3} Graduate Student, Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ.

^{*4} Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

A structural design algorithm to find superior solutions using the multiple start local search (MSLS) method for steel buildings associated with buckling restrained braces (BRBs) is proposed. The strengths and locations of BRBs in addition to the section sizes of structural members are considered as discrete design variables. The steel volume including BRBs is minimized as an objective function. The superior solutions satisfy serviceability constraints under the allowable stress design against sustained and moderate earthquake loads, as well as limit-state constraints under the “calculation of resistance and limit-state” (CRLS) for large earthquakes. The limit-state is defined as the maximum inter-story drift ratio of 1.5 %. The BRBs and main frames remain elastic under the moderate earthquake load with the base shear coefficient of 0.2. In addition to these constraints, standard design constraints such as the width-to-thickness ratio, strong column weak beam conditions and 0.5 % of the lateral drift ratio constraint under the moderate earthquake load are also considered. Applying the proposed method, the entire seismic resisting systems of the buildings composed of the main frames and BRBs are designed taking into consideration the seismic energy dissipation effect of BRBs using CRLS.

The superior solutions of a seven-story office building in the space frame system (SFS) and perimeter frame system (PFS) are derived, where the columns are square hollow structural sections and most of the beam-to-column connections are moment connections in SFS, and the columns are I-shaped sections and the moment connections are limitedly used in the perimeter frames in PFS. The steel volume in the superior solutions with PFS is 5 % lower than that with PFS. The total steel volumes including BRBs in both systems are lower than the statistics and the location of BRBs is obtained in a checkered pattern, which is rational for avoiding axial force concentration in columns under lateral forces.

The ratios of seismic lateral forces carried by BRBs in the elastic state are approximately 70-100 %, which is higher than the standard design. Most of the BRBs yield slightly over a moderate earthquake load and it is seen that the hysteresis seismic energy dissipation effect is maximized. The maximum ductility factors of BRBs and beams in large earthquakes are approximately 8 and 2, respectively, and the most columns remain elastic. The predicted responses by CRLS reasonably agree with the simulated responses by response history analyses under simulated seismic ground motions for large (Level 2) earthquakes. The key values in simulations of the superior solutions such as the inter-story drift ratio and cumulative ductility factors of the main structural members (columns and beams) and BRBs are within the standard practical design criteria. It is confirmed that the superior solutions are successfully designed satisfying almost all of the practical structural design constraints. Through these evaluations, the efficiency of the proposed MSLS algorithm is validated.

The ultimate lateral strengths calculated by pushover analyses are slightly lower and close to the code required ultimate lateral strength. The rationale of the three design procedures against earthquakes, CRLS, response history analyses and ultimate lateral strength calculations is confirmed for the steel buildings associated with BRBs through the evaluations of the obtained superior solutions.

(2020年11月10日原稿受理, 2021年1月8日採用決定)