

日本と米国の鋼構造耐震設計基準を満足する優良設計解の構造特性

STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF SUPERIOR DESIGN SOLUTIONS OF STEEL BUILDINGS COMPLYING WITH SEISMIC DESIGN STANDARDS IN JAPAN AND THE US

高木 次郎^{*1}, 矢吹 優佳^{*2}, 林 茜里^{*2}, 大崎 純^{*3}

*Jiro TAKAGI, Yuka YABUKI, Akari HAYASHI
and Makoto OHSAKI*

The superior design solutions (SDSs) of seven-story steel office buildings complying with the US seismic design standards (USSDSs) are compared with the SDSs using the Japanese standards (JPSDSs). Both SDSs are obtained in the same optimization algorithm for a space frame system and perimeter frame systems in moment frame (MF) and those with buckling restrained braces (BRBF). The lateral stiffness in MF required in USSDSs is 45% of that in JPSDSs and the lateral strength in BRBF is similar between JPSDSs and USSDSs with relatively greater strength in the main frames in USSDSs.

Keywords: *steel building, design standard in the US, multiple start local search, lateral frame location, buckling restrained brace*

鋼構建造物, 米国設計基準, 多スタート局所探索, 耐震架構配置, 座屈拘束ブレース

1. はじめに

米国の耐震設計体系は多くの地域で参考にされて使われる。一方、我国の耐震設計体系は完成度は高いものの独自に発展して、言語の問題もあり、諸外国で利用されることは稀である。今後、建築構造分野の国際的な技術共有が進む上でも、我国の技術者が米国の耐震設計体系を理解しておくことは有用であり、そのためにも日米の設計例を比較することは理解を深める上で有意義である。

これまでも、日米の耐震設計や耐震架構配置の相違に着目した比較研究¹⁻⁶⁾や、日米の設計地震荷重に着目した比較研究⁷⁻¹¹⁾は存在する。文献10, 11)では、同じ建物を日米のそれぞれの技術者が両国の設計基準に準じて設計して比較しており、設計用地震荷重の比較だけでは、建物の要求耐震性能を比較する上で十分ではないことなどが示されている。著者らは、文献12)で、FEMA P-1051¹³⁾のequivalent lateral force procedure (ELF)に基づいて設計された純ラーメン構造の鋼構建造物の耐震設計例を日本の鋼構造設計体系の視点から考察すると共に、同じ建物を日本で一般的な設計にして検討した。米国では、柱にH形鋼を用いて、外周部のみ耐震架構を配した架構型式(「集約型」と呼ぶ)が多く採用され、地震地域であっても日本の同

規模の鋼構建造物と比較して水平剛性の低い建物の設計が可能である¹²⁾。一方、ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合として柱に角形鋼管を用いる日本で一般的な架構型式(「全体型」と呼ぶ)では、長期荷重に対して必要な部材断面と耐震設計に必要な部材断面の差が相対的に小さいことが利点になる。文献12)では水平剛性がほぼ等しい設計例同士を比較したが、それは必ずしも公平とは言えず、比較検討の方法に改善の余地がある。

米国では、架構の弾性解析の結果から、大地震時の限界状態を評価する設計体系が整備されており、規模が大きい建物や特殊な建物以外の新築建物に対しては一般的に弾性解析のみが行われる。ASCE7¹⁴⁾には、弾性解析の手法として、ELFの他に建物の複数の固有モードを考慮して地震荷重を算出するmodal response spectrum analysis (RSA)が示されている。これに対して、Fahnestockら¹⁵⁾は、ELFに準拠した設計がRSAに準拠した設計よりも弾性剛性および最大水平耐力が高くなる例などを紹介している。

本研究では、7階建鋼構造事務所建物を対象として、米国の鋼構造耐震設計基準を満足して耐震架構配置と構造形式の異なる優良設計解(「米国準拠解」と呼ぶ)を導出する。優良設計解は、設計基準が

^{*1} 東京都立大学都市環境科学研究科 教授・Ph.D.

^{*2} 東京都立大学都市環境科学研究科 元大学院生・修士(工学)

^{*3} 京都大学大学院 工学研究科 教授・博士(工学)

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

Former Graduate Student, Dept. of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., M.Eng.

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

定める構造規定を満足することを制約条件として鋼材量を局所最小化した設計解である。純ラーメン構造と座屈拘束ブレース（BRB）つきラーメン構造（「BRB 構造」と呼ぶ）のそれぞれに対して、架構型式を全体型と集約型とした合計 4 通りの優良設計解を求める。日本の耐震設計基準を満足する優良設計解（「日本準拠解」と呼ぶ）と米国準拠解の構造特性を比較することで、日米の鋼構造物の設計体系の違いを具体的かつ客観的に議論する。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。最適化手法の適用により、主観的な判断を排除して、日米の設計解と設計体系の特徴を比較分析することが本研究の目的である。

2. 検討建物の設定と設計条件

2.1 構造設計と敷地の条件

検討対象の 7 階建て鋼構造物事務所建物の平面図と軸組図をそれぞれ図 1 と図 2 に示す。これらは著者らの既往研究^{16,17)}の検討対象建物と同じである。図 1 の平面図中の梁端部に▲印のある箇所が剛接合であり、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。各節に属する部材の区分を表 1 に示す。

本研究で扱うブレースは日米準拠解共に全て 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スパンにあたる（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。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。鋼材については、日本準拠解には 490 N/mm² 級鋼材（F 値 325 N/mm²）を用い、米国準拠解には Grade 50 相当の鋼材を用いる。Grade 50 の specified minimum yield stress¹⁸⁾ F_y は 345 N/mm² (=50 ksi) であり、490 N/mm² 級鋼材の F 値に近い。限界状態設計法（LRFD : load and resistance factor design）¹⁹⁾ の断面検討式に同 F_y 値を用いて米国基準解の部材断面を検討する。また、鋼材のヤング係数について、米国の設計では一般的に 200 kN/mm² が用いられるが、日本で一般的に用いられる値 205 kN/mm² を両国の準拠解の設計に共通して用いる。米国のブレース構造では、ブレースを含む架構の柱梁の接合部はピン接合である。日本で一般的なブレースを含む鋼構造架構は、ASCE7¹⁴⁾ では耐震ラーメン骨組とブレースを併用した「二重構造」（dual system with the special moment frames）の構造種別に分類される。従って、本論文では「BRB 構造」と称して、BRB を用いた日本のブレース構造と ASCE7¹⁴⁾ の二重構造を比較する。

米国では、地震頻度等に応じた設計地震荷重の差が大きい。再現期間が 2500 年程度とされる最大級の地震動（maximum considered earthquake ground motion）MCE および周期 0.2 秒と 1.0 秒の最大応答加速度 S_s と S_1 が地域ごとに定義され、周期 0.2 秒と 1.0 秒の設計用応答加速度 S_{DS} と S_{D1} は、地盤の増幅係数 F_a と F_v を介して $S_{DS} = 2/3 F_a S_s$ と $S_{D1} = 2/3 F_v S_1$ で与えられる¹⁴⁾。図 3 に平 12 建告第 1457 号の極めて稀に発生する地震動の工学的基盤と第 2 種地盤地表面および米国の地盤種別 D の 4 地域の 5%減衰下の設計用加速度応答スペクトルを示す。西岸部の Stanford は全米で MCE の応答加速度レベルが最大級であり、短周期における最大応答加速度は 1.4g と第 2 種地盤地表

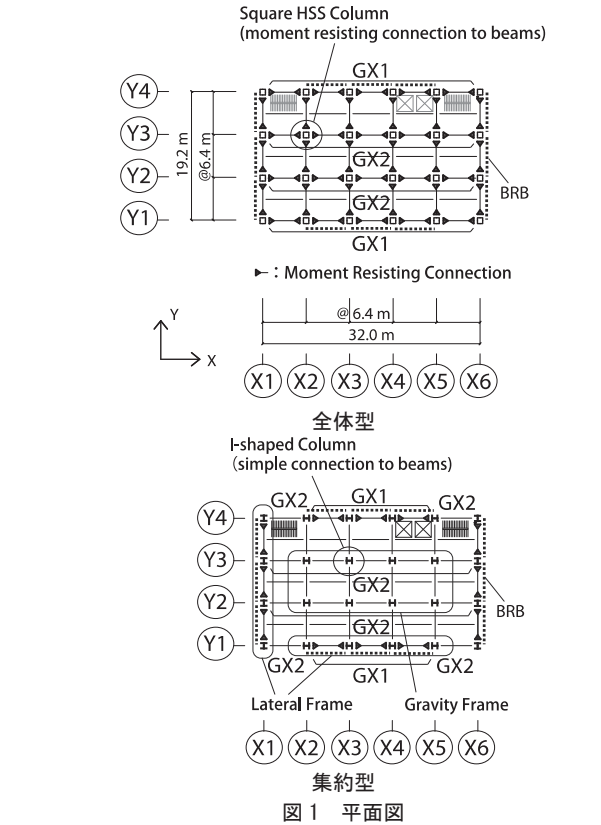


図 1 平面図

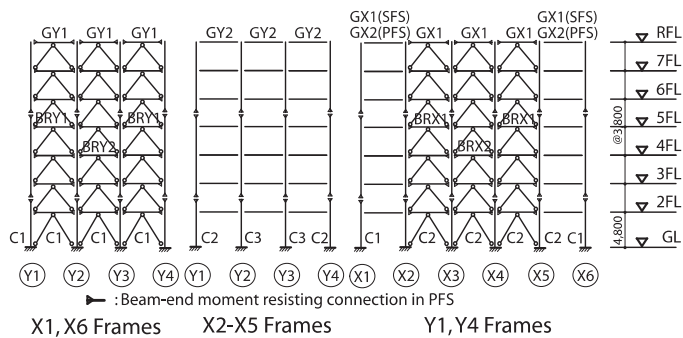


図 2 軸組図

表 1 各節に属する部材の区分

節	柱	梁	BRB
3	5 階中央 - 7 階中央	6 - R 階	5 - 7 階
2	2 階中央 - 5 階中央	3 - 5 階	2 - 4 階
1	1 階下端 - 2 階中央	2 階	1 階

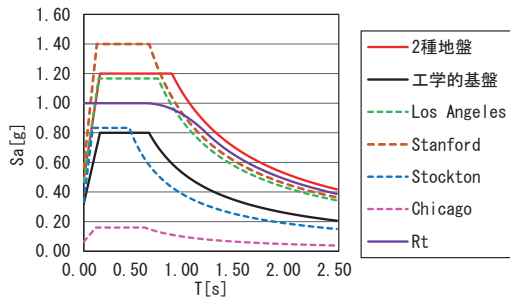


図 3 日米の設計用加速度応答スペクトル

面の最大応答加速度より 20%程度高い。Los Angeles (LA) と第 2 種地盤地表面の最大応答加速度が近く、Stockton と工学的基盤に近い。米国中央部の Chicago の最大応答加速度は第 2 種地盤地表面の 15%程度である。以降、米国準拠解の敷地を LA ($S_s = 1.75g$ と $S_1 = 0.85g$) と

し、地盤の種別を D (stiff soil profile) ($F_a=1.0$, $F_v=1.5$) とする。その結果、設計用応答加速度は $S_{DS}=1.17g$ と $S_{D1}=0.85g$ である。

日本準拠解の地盤は第 2 種で、地域係数 $Z=1.0$ を仮定する。日本準拠解は、長期荷重と中小地震に対して許容応力度設計²⁰⁾を満足し、大地震に対して限界耐力計算²¹⁾の安全限界の条件を満足する。中小地震の検討には、標準せん断力係数 C_0 を 0.2 の A_1 分布の設計用地震荷重を用いる。振動特性係数 R_t は 1.0 とする。後述の日本準拠解の 1 次固有周期から算出される R_t は 1.0 より小さいが、同規模の建物で固有値計算に基づいて R_t を算出することは稀であるため 1.0 の固定値とした。参考までに、検討建物高さ (m) に 0.03 を乗じて算出される周期の略算値は 0.83s であり、これに対応する第 2 種地盤の R_t 値は 0.97 である。固有値計算に基づく場合は 0.9 程度である。大地震に対する検討の限界耐力計算の安全限界時の層間変形角 R_{SL} は 1.5% とする¹⁷⁾。床構造の構成や重量等を Appendix 1 に示す。

米国準拠解は、ELF による地震荷重下の層間変形角の制約と LRFD¹⁹⁾ による部材耐力の検討等を満足する。それらの設計手順や検討の詳細は次節で述べる。日本準拠解と米国準拠解のそれぞれに対し、全体型と集約型の 2 つの架構型式について、部材の断面寸法および BRB の耐力と配置を設計変数として目的関数である鋼材量を最小化する。多スタート局所探索法 (MSLS²²⁾) により局所最適解を導出する。

2.2 日米準拠解共通の設計条件等

本論で比較分析する日本準拠解は、著者らによる既往研究^{16,17)} で得られたものであり、解析のモデル化や設計条件等は、改めて確認しておきたいものや米国準拠解導出の説明上必要なものを除いて割愛する。米国準拠解の導出に用いる立体弾性解析モデルの仮定条件を Appendix 2 に示す。MSLS の設計変数は、柱梁部材の断面寸法と BRB の降伏軸力である。それらを Appendix 3 に示す。米国では、wide flange¹⁸⁾ と呼ばれる圧延材の H 形鋼断面が多用される。同規格断面には、日本で一般的な圧延断面よりも板厚が厚いものも含まれるが、本論ではこれを考慮せず、部材断面は Appendix 3 の日本の規格厚さの鋼板で構成されるビルトアップ材とした。幅厚比の規定に関しても、日米の相違が設計解の傾向を分析する上で影響が大きいとは考え難いことから、米国準拠解と日本準拠解の両方に日本の B ランクの幅厚比規定を適用した。また、柱梁耐力比に関しては明文化された米国の設計指針が確認できていないが、柱降伏よりも梁降伏を先行させる設計の考え方自体は日米共通であることから、日本の設計基準と同等の制約を米国準拠解にも適用した。すなわち、各層の柱の全塑性モーメントの和が梁の全塑性モーメントの和の 1.5 倍以上になるようにした。これらの設計制約条件を Appendix 4 にまとめた。

BRB の扱いについても既往研究^{16,17)} と同様であるが、本研究で特有な設定を以下に整理する。BRB は材軸方向の周辺柱梁との接続部材で構成されるブレース全体の初期軸剛性と降伏軸力に比例関係が成立すると仮定して設計変数を 1 部材につき 1 とした。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は降伏軸力の 1 次関数として定義した。降伏軸力がゼロのとき、等価鋼材量もゼロであり、当該箇所に BRB が存在しないものと判断する。これにより、BRB の配置を設計変数に含めた優良設計解の導出を意図した。BRB の等価鋼材量は日本国内のメーカーへのヒアリングを通じて設定したもので、米国準拠解の導出においては、米国の実状に

合わせた設定の可能性も考えられるが、同一条件下で導出される優良設計解同士の比較を意図して既往研究^{16,17)} の設定を踏襲した。そのほか、BRB のモデル化等に関して Appendix 5 に示した。

柱梁主架構の鋼材量は、部材の節点間長さに断面積を乗じた部材体積の総和であり、柱梁接合部のダイアフラムやスチフナ等は考慮していない。また、鉄骨構造では、主架構の他にも外装支持材をはじめとする様々な鉄骨部材 (雑鉄骨) が必要になることから、優良設計解の鋼材量をそのまま実建物の鋼材量と比較することはできない。ただし、著者らは既往研究²³⁾において、雑鉄骨等を主架構の鋼材量の 30% と仮定した場合でも、日本準拠解の鋼材量が同規模同用途の鉄骨建物の統計値より少なく、MSLS を用いた設計手法の有用性と優良設計解の合理性を確認している。

全体型と集約型の両型式に対して純ラーメン構造と BRB 構造の日本準拠解と米国準拠解を比較する。それらの組合せは合計 8 通りである。両国の準拠解はそれぞれの設計方法に応じた制約条件を評価するアルゴリズムに違いはあるが、変数の設定などは同じである。

2.3 米国準拠解の設計

米国では、建物の重要度及び敷地の地震活動度に応じて定まる耐震設計カテゴリ (SDC : seismic design category) により、構造設計で採用できる解析方法等が定められている。検討対象建物の SDC は E であり、整形なために ELF を適用できる。日米両国の準拠解の設計条件の概要を表 2 に示す。FEMA 451²⁴⁾ では構造形式が異なる 7 階建鋼構造事務所建物に ELF を適用した設計例が示されており、それを参考にした。また、著者らは既往研究¹²⁾で ELF の設計手順を整理したので参照されたい。

表 2 日米準拠解の設計条件

	日本準拠解	米国準拠解
敷地と建物の条件	$Z=1.0$ 2 種地盤 $F_{es}=1.0$	重要度係数 $I_e=1.0$ 耐震リスクカテゴリ II (事務所用途) 耐震設計カテゴリ SDC = E 敷地条件 (Los Angeles) $S_s=1.75g$, $S_1=0.85g$ 地盤クラス D $\Rightarrow F_a=1.0$, $F_v=1.5$
設計方法	許容応力度計算 限界耐力計算	ELF, LRFD
純ラーメン構造	$C_0=0.2$ $R_t=1.0$ $R_{SL}=1.5\%$	特別靱性骨組 (SMRF) $R=8.0$, $C_d=5.5$
BRB 構造		二重構造 (dual system) $R=8.0$, $C_d=5.0$, $\Omega_0=2.5$

米国の LRFD¹⁹⁾ では、固定、積載、地震、風、雪などによる複数の荷重組合せが用意されており、それらの荷重によって発生する部材力に対して断面が検討される。検討建物の耐震設計では、式 (1) の固定荷重と積載荷重による荷重組合せと式 (2) の地震荷重を含む荷重組合せが支配的である。ここで、式中の D , L , E , S はそれぞれ、固定、積載、地震、雪荷重を示し、 L_r は屋根の積載荷重を示す。また、参考として、各式の [] 内に ASCE7¹⁴⁾ 中の式番号を併記した。ASCE7 が定める事務所用途と屋根の積載荷重はそれぞれ 2.39 kN/m^2 (=50 psf) と 0.96 kN/m^2 (=20 psf) である。なお、地震荷重の算出に用いる建物重量には固定荷重のみを考慮し、積載荷重を考慮しない。

$$1.2D + 1.6L + 0.5L_r \quad (1)$$

$$1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S \quad (2)$$

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D \quad (3) \quad [12.4-1], [12.4-3], [12.4-4a]$$

式(3)のように、地震荷重 E は、ELF で算出されるベースシア Q_E に信頼性係数 (redundancy factor) ρ を乗じた値と固定荷重に係数を乗じた値の和として定義される。ここで、 S_{DS} は 2.1 節で示した設計用応答加速度である。 ρ は特定の耐震要素に過大な地震水平力を負担させないことなどを条件に耐震設計カテゴリーに応じて定められる係数で、本検討建物の純ラーメン構造では 1.0、ブレース構造では 1.3 である。なお、旧版の ASCE7 では、 ρ は耐震要素の水平力分担率に応じて算出される係数 (reliability factor) として定義されたが、2022 年版では、より単純な定義に改定された。ELF では、設計用地震荷重下の層間変形角に変形増幅係数 (deflection amplification factor) C_d を乗じた変形角 (「設計用層間変形角」と呼ぶ) が、限界層間変形角 γ_a 以下であることを確認する。 γ_a は建物の耐震リスクカテゴリーに応じて定められ、事務所用途でカテゴリー II の γ_a は 2% である。また、 C_d は構造種別に応じて定められ、特別靱性骨組の場合は $C_d=5.5$ で、二重構造の場合は $C_d=5.0$ である。それぞれを純ラーメン構造の設計と BRB 構造の設計に適用する。

LRFD¹⁹⁾ では、式(1)や(2)の係数を乗じた荷重を factored load と呼び、その組合せに対して、弾性計算で求められる部材力 (demand) が耐力係数 ϕ を乗じた部材耐力 (capacity) 以下であることを確認する。demand の capacity に対する比率 R_{LRFD} は、例えば圧縮軸力を受ける材と曲げを受ける材では、それぞれ $P_u/(\phi_c P_n)$ と $M_u/(\phi_b M_n)$ のように表記される。ここで、 P と M はそれぞれ圧縮軸力と曲げモーメントであり、下添字の u と n はそれぞれ、factored load 下の部材力と公称部材耐力を示す。 ϕ_c と ϕ_b はそれぞれ圧縮軸力と曲げモーメントに対する耐力係数であり、柱と BRB の ϕ_c はそれぞれ 0.85 と 0.90 で、 ϕ_b は 0.90 である。圧縮軸力と曲げモーメントの組合せに対しては、式(4)を満足することを確認する。なお、断面が 2 軸曲げを受ける場合は、断面内の各軸回りの $M_u/(\phi_b M_n)$ の和を $M_u/(\phi_b M_n)$ の値とする。 P_n は限界圧縮応力 (critical stress) F_{cr} に公称断面積を乗じた値であり、曲げを受ける材の横座屈は拘束されているものとして、 M_n は塑性断面係数に Grade 50 鋼材の $F_y=345 \text{ N/mm}^2$ (=50 ksi) を乗じた値とした。

$$R_{LRFD} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8M_u}{9\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad \text{For } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad (4)$$

$$R_{LRFD} = \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad \text{For } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$$

ASCE7 は偶発的なねじれ変形 (accidental torsion) を考慮して、加力直交方向の平面長さの 5% の距離だけ重心から離れた位置に水平力を与えることを定めており、米国準拠解の設計はこれに準じた。後述の米国準拠解で accidental torsion を考慮することによる設計用地震荷重下の部材力の最大増分は柱梁で 6% であり、BRB で 8% である。また、日本準拠解と同様に米国準拠解でも P- Δ 効果は考慮していない。ASCE7 では以下の式(5)を満足しない場合に P- Δ 効果を考慮するとされているが、後述の表 4 や 6 の優良設計解はいずれも同式を満足するためである。予備解析時に設計解が式(5)を満足する傾向を確認したことから、設計解導出過程で P- Δ 効果を考慮しない方針とした。

$$\theta = \frac{P_x/h_{sx}}{V_x/\Delta_{se}} \leq 0.1 \quad (5) \quad [12.8-18]$$

ここで、 P_x は x 階より上部の鉛直荷重の合計であり、 h_{sx} は x 階までの高さである。また、 V_x/Δ_{se} は ELF の x 階の地震荷重 V_x と水平変位 Δ_{se} から得られる弾性水平剛性である。

2.4 BRB 構造の米国準拠解

米国基準解のブレース構造の設計に用いる地震荷重の算出には、式(3)の代わりに式(6)を用いる。式(6)では Q_E に上限強度係数 (over strength factor) Ω_0 を乗じており、同式で与えられる地震荷重を用いて柱などの耐震上重要な要素の部材断面を検討する。純ラーメン構造では、耐震設計上は限界層間変形角の制約が支配的であるのに対して、BRB 構造では耐力の制約が相対的に重要になるためである。BRB 構造の Ω_0 の値は 2.5 であり¹⁴⁾、式(2)の地震荷重下の耐震架構内 (全体型では外周部の耐震架構内) の柱梁部材の断面力に Ω_0 を乗じて式(4)等の断面検定を行う。FEMA 451²⁴⁾ では柱に対してのみ同検討を行っているが、本設計では梁に対しても適用する。これは、BRB の終局耐力に対して周辺架構に十分な耐力を与える設計条件に対応させたためである。FEMA 451²⁴⁾ では、BRB の軸力を降伏軸力の上限值に相当する補正強度 (adjusted strength) とした場合の節点釣合い力から得られる周辺柱梁の部材力に対して断面を検定している。BRB の補正強度の factored load 下の発生軸力に対する比が Ω_0 に近いことを確認したため、耐震架構の柱梁の両方に対して Ω_0 を考慮した断面検定を行うことで、補正強度に対する検討を兼ねることにした。梁に対しては剛床を解除した解析モデルで軸力を算出し、軸力と曲げモーメントに対して式(4)により断面を検定した。ここで、梁の弱軸回りの座屈はスラブとの一体性を考慮して評価していない。また、二重構造では、ブレースを除いた柱梁主架構が地震荷重の 25% に対して設計される必要がある¹⁴⁾。FEMA 451²⁴⁾ では、主架構に設計用地震荷重の 25% を与えて、純ラーメン構造の C_d や ρ を用いて水平変位や部材耐力などの制約を満たすことを確認している。これに準じて BRB 構造の米国準拠解を設計した。

$$E = \Omega_0 Q_E + 0.2S_{DS}D \quad (6) \quad [12.4-4a], [12.4-5], [12.4-7]$$

2.5 等価周期

ELF の地震荷重算出に用いる建物の固有周期には、階数や高さ等に応じた略算値と固有値計算による精算値のどちらかを採用できる。一般的に、略算では周期を短めに評価することになり、地震荷重が大きくなる。米国では特に純ラーメン構造で低い水平剛性に応じて地震荷重を低減させる設計の傾向があり¹²⁾、それを積極的に評価することと、純ラーメン構造と BRB 構造の水平剛性の違いが地震荷重に及ぼす影響を精査することの両方を意図して、精算値に近い等価周期を用いる。精算値そのものではなく近似値を使うのは、優良設計解導出時の繰返し計算中の固有値計算を避けて、計算負荷を軽減させるためである。まず、等価周期の計算方法の説明の前に ASCE7 の略算周期の算出方法について概説する。ASCE7 は建物の高さに応じた略算周期 T_a を式(7)のように与えている。

$$T_a = C_t h_n^k \quad (7) \quad [12.8-8]$$

ここで、 h_n は建物の高さ(ft)であり、 C_t と k は構造種別に応じた定数である。純ラーメン構造の C_t と k はそれぞれ0.028と0.8であり、BRB構造ではそれぞれ0.030と0.75である。その結果、検討建物の T_a の値は、純ラーメン構造とBRB構造とでそれぞれ1.03sと0.88sである。そして、建物の長周期化による過度な地震荷重の低減を抑制する目的で、設計用ベースシア係数 C_u 算出用の周期の上限値として $C_u T_a$ が定められている。 C_u は S_{D1} に応じた係数であり、LAを敷地とする検討建物の $S_{D1}=0.85g$ の場合は $C_u=1.4$ である。

優良設計解の導出では、略算周期による地震荷重下の弾性解析結果から等価周期 T_{eq} を求める。 T_{eq} は建物を一質点系に縮約した場合の周期であり、各層の水平変位と質量を用いて式(8)–(10)より算出する²⁵⁾。式中の M_{ue} と Δ は有効質量と代表変位で、 m_i と δ_i は各層の質量と水平変位、 Q_1 は1階の層せん断力である。

$$M_{ue} = \frac{(\sum m_i \delta_i)^2}{\sum m_i \delta_i^2} \quad (8)$$

$$\Delta = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum m_i \delta_i} \quad (9)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{ue} \Delta}{Q_1}} \quad (10)$$

後述の米国準拠の優良設計解の T_{eq} と固有値計算による一次固有周期を表3に示す。全体型と集約型の両架構型式共に T_{eq} と1次固有周期の差は小さく、 T_{eq} を利用することに問題はないと理解できる。なお、表中の純ラーメン構造の T_{eq} は $C_u T_a (=1.44s)$ より大きいいため、純ラーメン構造の地震荷重算出用の周期は T_{eq} ではなく $C_u T_a$ である。

表 3 米国準拠の1次固有周期と等価周期

構造	型	方向	1次固有周期(s)	等価周期(s)
純ラーメン $T_a=1.03s$	全体	X	1.62	1.64
		Y	1.64	1.66
	集約	X	1.60	1.62
		Y	1.63	1.65
BRB (*1) $T_a=0.88s$	全体	X	0.85 (2.12)	0.86
		Y	0.79 (2.23)	0.79
	集約	X	1.06 (1.94)	1.02
		Y	0.81 (2.32)	0.79

(*1): BRB 構造の () 内の数値は BRB を除く柱梁主架構のみの1次固有周期を示す。

3. 優良設計解の導出

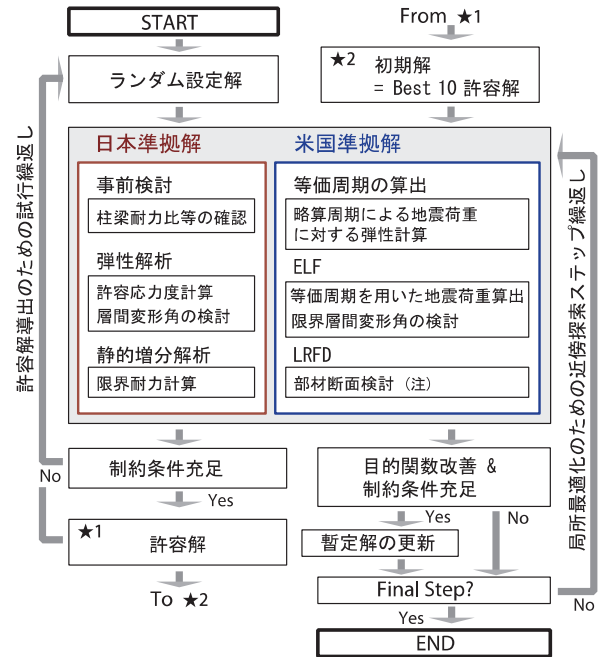
3.1 導出アルゴリズム

図4に優良設計解の導出アルゴリズムを示す。多スタート局所探索法(MSLS)を用い、ランダムに得られた許容解の上位10解を局所最適化して、その中の鋼材量最小解を優良設計解と定義する。設計変数はグループ化された柱梁部材の断面寸法とBRBの降伏軸力であり、詳細はAppendix 3の通りである。日本準拠解と米国準拠解とで設計方法に応じた設計検討内容や制約条件の相違があるが、許容解から優良設計解に至る大きな流れは同じである。目的関数はBRBの等価鋼材量を含む建物全体架構の鋼材量の最小化である。許容解から複数の近傍解を生成し、全ての制約条件を満足して鋼材量を最も減少させる解を随時暫定解として更新するステップを5000回程度行う。

導出アルゴリズム中の米国準拠解の設計検討箇所(図4中の青枠内)について述べる。同箇所では、はじめに各階の水平剛性を求めて等価周期 T_{eq} を求める。与える地震水平力の算出には略算周期 T_a を使う。

周期 $\min\{T_{eq}, C_u T_a\}$ から算出した地震荷重に対する変形と部材力に対して、前述の C_d を用いた層間変形角の検討とLRFDによる断面検討を行う。

本最適化問題の変数の数は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、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方法を用いることはできない。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。主観的な判断を排除して、設計解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するものではない。



(注) BRB構造に対しては、25%の地震荷重に対する主架構のみの部材断面検討および耐震架構の上限強度係数に関する検討を含む。

図4 優良設計解導出アルゴリズム

3.2 MSLS 結果

米国準拠解と日本準拠解の純ラーメン構造とBRB構造の部材断面を表4-7に示す。日本準拠解は著者らの既往研究^{16,17)}で得られたものである。表4と5が純ラーメン構造の全体型と集約型の解であり、表6と7がBRB構造の解である。BRB部材の欄の数値はBRBの降伏軸力 N_{YBRB} (kN)であり、「-」は当該部にBRBが存在しないことを示す。ただし、BRB構造の米国準拠解ではBRBが存在せずに純ラーメン構造になる解が得られたことから、許容解導出時には耐力の高いBRBを非変数として与えて、BRBが存在する設計解での日米の比較を可能とした。BRBの全設計領域にBRBが存在する初期解に対してMSLSを適用することで、BRBが存在して配置が選択された優良設計解を得た。一方で、当初の設計手順ではBRBが存在しない解が得られたことに対しては以下のような考察ができる。すなわち、BRBによる水平耐力の増大よりも、BRBが存在しないことによるBRBの等価鋼材量の減少分と長周期化による地震荷重の低減の利点が上回ることが考えられる。このことからELFによる設計法ではBRB導入に伴う地震エネルギー吸収

表 4 純ラーメン構造の米国準拠解

全体型			
節	C1	C2	C3
3	BX-450x450x16 (0.25) [+Y]	BX-350x350x12 (0.43) [+X]	BX-450x450x16 (0.18) [+Y]
2	BX-450x450x16 (0.53) [+Y]	BX-350x350x12 (0.77) [+X]	BX-450x450x16 (0.45) [+X]
1	BX-450x450x16 (0.62) [+Y]	BX-350x350x12 (0.81) [+X]	BX-450x450x16 (0.64) [+X]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-400x150x12x16 (0.64) [+X]	H-400x150x9x12 (0.81) [+X]	H-400x150x12x16 (0.67) [+Y]	H-400x150x9x12 (0.85) [+Y]
2	H-500x250x16x22 (0.44) [+X]	H-500x150x9x16 (0.67) [+X]	H-500x250x16x22 (0.49) [+Y]	H-500x150x9x16 (0.68) [+Y]
1	H-500x250x16x22 (0.41) [+X]	H-500x300x16x28 (0.55) [+X]	H-500x300x16x28 (0.40) [+Y]	H-500x250x16x22 (0.76) [+Y]

集約型			
節	C1	C2	C3
3	H-700x300x19x25 (0.27) [+Y]	H-700x300x19x25 (0.26) [L]	H-500x300x16x22 (0.26) [L]
2	H-700x300x19x25 (0.61) [+Y]	H-700x300x19x25 (0.61) [+X]	H-500x300x16x22 (0.54) [L]
1	H-700x350x19x25 (0.76) [+Y]	H-700x400x19x28 (0.66) [+X]	H-500x300x16x22 (0.83) [+X]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-450x250x12x22 (0.54) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-450x250x12x22 (0.57) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]
2	H-650x250x19x25 (0.50) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-650x250x19x25 (0.54) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]
1	H-550x250x16x25 (0.50) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-550x300x16x25 (0.52) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]

表 5 純ラーメン構造の日本準拠解

全体型			
節	C1	C2	C3
3	BX-500x500x22 (0.27) [+Y]	BX-450x450x19 (0.31) [+X]	BX-500x500x19 (0.29) [+X]
2	BX-500x500x28 (0.37) [+Y]	BX-450x450x25 (0.41) [+X]	BX-500x500x19 (0.56) [+X]
1	BX-500x500x19 (0.72) [+X]	BX-450x450x16 (0.78) [+Y]	BX-500x500x25 (0.67) [+X]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-500x200x9x16 (0.67) [+X]	H-500x200x9x19 (0.68) [+X]	H-500x200x9x19 (0.68) [+Y]	H-500x200x9x16 (0.73) [+Y]
2	H-700x200x12x16 (0.71) [+X]	H-700x250x12x19 (0.68) [+X]	H-700x250x12x19 (0.63) [+Y]	H-700x250x12x22 (0.57) [+Y]
1	H-650x200x12x19 (0.67) [+X]	H-650x300x12x28 (0.56) [+X]	H-650x300x12x19 (0.69) [+Y]	H-650x300x12x28 (0.52) [+Y]

集約型			
節	C1	C2	C3
3	H-950x300x25x22 (0.45) [+Y]	H-800x350x22x22 (0.52) [+X]	H-450x300x12x25 (0.27) [L]
2	H-950x400x25x22 (0.70) [+Y]	H-800x400x22x28 (0.77) [+X]	H-450x300x12x22 (0.61) [L]
1	H-950x500x25x25 (0.91) [+Y]	H-800x500x22x32 (0.91) [+X]	H-450x350x12x25 (0.61) [+X]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-650x250x12x25 (0.80) [+X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-600x250x12x25 (0.82) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-1000x250x19x25 (0.80) [+X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-1000x250x19x25 (0.79) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-800x300x16x32 (0.76) [+X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-850x300x16x32 (0.72) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

効果が十分に評価されない可能性が示唆される。後述の米国準拠解に対する時刻歴応答解析で、純ラーメン構造の変形が BRB 構造よりも大きく、同等の耐震性能とはなっていないことから同考察を確認できる。

これらの解に対して、別途、汎用解析ソフトウェアの Midas ²⁶⁾ を用いて立体解析モデルを作成した。同モデルに日本準拠解の許容応力度計算と米国準拠解の ELF のそれぞれの荷重を与えて得られた部材グループ中の検定率の最大値を表 4-7 の括弧内に示した。ここで、日本準拠解の検定率は、長期および短期荷重時の発生部材力の許容耐力に対する割合であり、短期荷重は、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る。米国準拠解の検

表 6 BRB 構造の米国準拠解

全体型			
節	C1	C2	C3
3	BX-350x350x12 (0.90) [+Y]	BX-300x300x12 (0.72) [+X]	BX-250x250x25 (0.30) [+Y]
2	BX-350x350x19 (0.92) [+Y]	BX-300x300x19 (0.93) [+X]	BX-250x250x16 (0.73) [+X]
1	BX-350x350x22 (0.99) [+Y]	BX-300x300x32 (0.92) [+X]	BX-250x250x25 (0.59) [+Y]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-400x200x12x16 (0.57) [+X]	H-400x150x9x16 (0.57) [+X]	H-400x200x12x16 (0.78) [+Y]	H-400x150x9x12 (0.83) [+Y]
2	H-450x200x12x16 (0.89) [+X]	H-450x150x9x16 (0.57) [+X]	H-450x250x12x19 (0.83) [+Y]	H-450x150x9x12 (0.64) [+Y]
1	H-300x250x9x22 (0.87) [+X]	H-300x150x9x16 (0.71) [+X]	H-300x250x9x25 (0.96) [+Y]	H-300x200x9x16 (0.57) [+Y]

節	BRX1	BRX2	BRY1	BRY2
3	1000 (0.77) [+X]	—	—	1500 (0.97) [+Y]
2	—	2000 (1.00) [+X]	1500 (0.89) [+Y]	—
1	—	3000 (0.85) [+X]	—	3500 (0.83) [+Y]

集約型			
節	C1	C2	C3
3	H-550x350x16x25 (0.60) [+Y]	H-550x300x16x22 (0.60) [+X]	H-450x300x12x22 (0.29) [L]
2	H-550x350x16x25 (0.89) [+Y]	H-550x450x16x25 (0.93) [+X]	H-450x300x12x25 (0.54) [L]
1	H-550x400x16x40 (0.93) [+Y]	H-550x550x16x28 (0.99) [+X]	H-450x300x12x22 (0.79) [L]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-450x250x12x22 (0.88) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-400x200x12x19 (0.82) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]
2	H-500x250x16x25 (0.91) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-400x250x12x25 (0.92) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]
1	H-450x250x12x25 (0.71) [+X]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]	H-400x300x12x25 (0.85) [+Y]	H-350x150x12x16 (0.92) [L]

節	BRX1	BRX2	BRY1	BRY2
3	—	1000 (0.90) [+X]	—	1500 (1.00) [+Y]
2	—	1500 (0.99) [+X]	1500 (0.91) [+Y]	—
1	—	3000 (0.70) [+X]	—	3500 (0.96) [+Y]

表 7 BRB 構造の日本準拠解

全体型			
節	C1	C2	C3
3	BX-350x350x12 (0.55) [+Y]	BX-350x350x12 (0.56) [+X]	BX-300x300x22 (0.22) [L]
2	BX-350x350x12 (0.85) [+Y]	BX-350x350x12 (0.82) [+X]	BX-300x300x12 (0.71) [L]
1	BX-350x350x16 (0.82) [+Y]	BX-350x350x22 (0.66) [+X]	BX-300x300x12 (0.86) [L]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x150x9x19 (0.43) [+X]	H-300x150x9x12 (0.93) [L]	H-300x150x9x12 (0.70) [+Y]	H-300x150x9x12 (0.94) [L]
2	H-300x200x9x16 (0.48) [+X]	H-300x200x9x16 (0.58) [L]	H-300x150x9x16 (0.55) [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]

節	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 (0.98) [+Y]

集約型			
節	C1	C2	C3
3	H-400x300x12x16 (0.68) [+Y]	H-350x300x12x19 (0.63) [+X]	H-350x300x12x25 (0.29) [L]
2	H-400x400x12x22 (0.63) [+Y]	H-350x300x12x28 (0.73) [+X]	H-350x300x12x19 (0.72) [L]
1	H-400x400x12x32 (0.68) [+Y]	H-350x350x12x28 (0.88) [+X]	H-350x300x12x22 (0.84) [L]

節	GX1	GX2	GY1	GY2
3	H-300x150x9x12 (0.70) [+X]	H-400x200x8x13 (0.55) [+Y]	H-300x200x9x16 (0.55) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
2	H-300x150x9x16 (0.54) [L]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-350x200x12x19 (0.34) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]
1	H-350x250x12x22 (0.26) [+X]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]	H-600x250x16x22 (0.24) [+Y]	H-400x200x8x13 (0.90) [L]

節	BRX1	BRX2	BRY1	BRY2
3	—	2000 (0.87) [+X]	—	2000 (0.86) [+Y]
2	1500 (0.93) [+X]	—	1500 (0.91) [+Y]	—
1	—	3500 (0.88) [+X]	—	3500 (0.86) [+Y]

定率は 2.3 節で定義した R_{LRFD} である。なお、BRB 構造の外周部の耐震架構を構成する柱梁部材については、式(6)の Ω_0 を考慮した地震荷重に対する断面検討を行っており、検定率は同荷重下の値である。また、同耐震架構の梁部材に対する検定率は曲げと軸力の組合せに対する値である。日本準拠解と米国準拠解とで表現を統一して議論をしやすくする目的で、米国準拠解において、地震荷重を含まない式(1)の荷重組合せを「長期荷重」と呼び、地震荷重を含む式(2)の荷重組合せを「短期荷重」と呼ぶ。式(1)と(2)はいずれも、元来「長期」や「短期」の概念を有するものではないが便宜的な扱いである。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。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。また、設計用地震荷重下の日本準拠解の各階の層間変形角と、ELF の地震荷重下の米国準拠解の層間変形角に変形増幅係数 C_d を乗じた値を図 5 に示す。同図において、日本準拠解の許容応力度設計下の層間変形角の設計制約は 0.5% であり、弾性計算結果から終局状態を推定する米国準拠解の限界層間変形角 γ_a は 2% である。従って、本図で両設計解の変形角を比較することに意味はない。設計上の閾値との相対的な関係から、層間変形角の制約が設計を支配する度合いを理解するための図である。

純ラーメン構造について、日本準拠解の集約型の 1 節の柱の検定率が 0.9 と高いが、その他の日本準拠解の全体型と米国準拠解では、検定率の最大値は 0.8 程度と低く、耐力には比較的余裕がある。日本準拠解の設計用地震荷重下の層間変形角の最大値は 0.40-0.43% (全体型) と 0.48-0.49% (集約型) であり、米国準拠解の設計用層間変形角 (C_d を考慮した層間変形角) の最大値は 1.98-1.97% (全体型) と 1.99-1.99% (集約型) である。いずれも上限値の 0.5% と 2.0% に近く、純ラーメン構造では、層間変形角の制約が支配的であることが分かる。また、日本準拠解については限界耐力計算の安全限界の制約も支配的である¹⁷⁾。

BRB 構造では、2% を上限とする設計用層間変形角の制約に対しては余裕があるが (図 5)、検定率は BRB を含めて全体的に高い。外周耐震架構の柱梁については、式(6)の Ω_0 を考慮した地震荷重に対する耐力の制約が支配的であり、BRB については、式(3)に対する耐力の制約が支配的である。

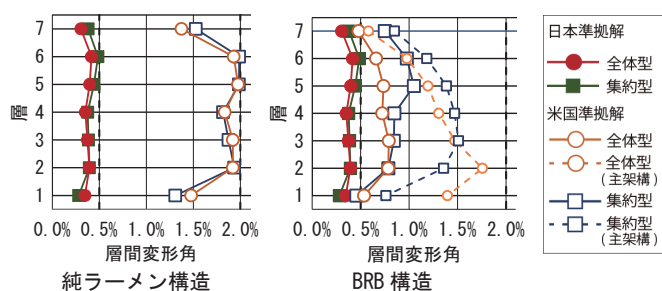


図 5 ASD 下の日本準拠解と ELF 下の米国準拠解の層間変形角

4. 優良設計解の構造特性

4.1 設計用地震荷重と水平剛性

図 6 に、表 4 と 6 の純ラーメン構造と BRB 構造の米国準拠解の 1 次固有周期から算出される ELF の設計用地震荷重の層せん断力係数 C_{ELF} を示す。また、以降の解析結果の記述では、X 方向と Y 方向の値

が近いことから、断りなき限りそれらの平均値を示す。純ラーメン構造のベースシア係数 C_{ELF1} は、0.07 (全体型, 集約型共) であり、BRB 構造の C_{ELF1} は、0.12 (全体型) と 0.11 (集約型) である。比較のため、図 6 には日本の $C_0=0.2$ の A_1 分布の層せん断力係数も示す。米国準拠解の設計用地震荷重の算出には積載荷重を考慮しないが、同図中の層せん断力係数は、米国準拠解についても、地震荷重下の層せん断力を日本の事務用途の地震用積載荷重 ($=0.8 \text{ kN/m}^2$) を含めた建物重量で除した値である。基準解の固定荷重の単位面積あたりの重量は 7.2 kN/m^2 であるため、 C_{ELF} は、ASCE7 に準じて算出される層せん断力係数よりも 10% ほど小さい。次節以降の優良設計解の考察においても、建物重量と層せん断力係数には日本の地震用積載荷重を考慮した値を示して議論する。

純ラーメン構造の設計では層間変形角の制約が支配的であり、米国準拠解では、変形増幅係数 $C_d (=5.5)$ を考慮した設計用層間変形角の上限値が限界層間変形角 $\gamma_a (=2\%)$ である。一方、日本準拠解では、設計用地震荷重下の層間変形角の上限値が 0.5% であるので、 C_{ELF1} と C_0 の比から算出される米国準拠解の要求水平剛性の日本準拠解の要求水平剛性に対する割合は 45% である。

米国準拠解の BRB は式(3)の地震荷重を含む式(2)の組合せ荷重下の発生軸力に対して $R_{LRFD} = P_u / (\phi_c P_n) \leq 1.0$ により断面が検討される。 $\phi_c = 0.90$ と式(3)中の信頼性係数 $\rho = 1.3$ を考慮すると、米国準拠解の BRB はベースシア係数 $C_{ELFBRB1} = 0.17$ (全体型) と 0.16 (集約型) 相当の地震荷重に対して弾性設計されることになる。また、外周部の耐震架構の柱梁は $\Omega_0 = 2.5$ を含む式(6)の組合せ荷重に対して設計されることから、ベースシア係数 0.29 (全体型) と 0.27 (集約型) 相当の地震荷重に対して式(4)等の断面検討がなされることが分かる。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 は米国準拠解では 5.6, 7.0 (全体型) と 2.6, 7.6 (集約型) であり、日本準拠解では 8.1, 10.7 (全体型) と 24.2, 14.0 (集約型) である。このことから、米国準拠解では、柱梁主架構のみの水平剛性が日本準拠解と比較して大きいことが分かる。

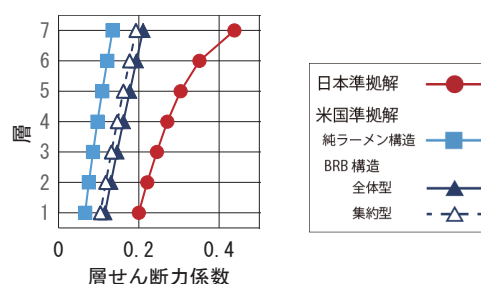


図 6 ELF の設計用地震荷重

4.2 静的増分解析

日米の準拠解に対して地震荷重分布を A_1 とした静的増分解析を行う。解析条件を Appendix 2 に示す。解析には、汎用解析ソフトウェアの Midas²⁶⁾ を用いる。純ラーメン構造と BRB 構造のそれぞれについて、1 階の層せん断力係数と層間変形角の関係を図 7 に示す。また、米国準拠解の弾性限界時と保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数 (C_{BE1} と C_{Q1}) を表 8 に整理した。ここで、弾性限界時とは、いずれかの柱梁部材に塑性ヒンジが発生した時点あるいは BRB が降伏した

時点の早い方であり、保有水平耐力時とは、いずれかの階の層間変形角が1/80に到達した時点である。図7中に上階の層間変形角が1/80に達することで決定される保有水平耐力時を○印で示す。

純ラーメン構造では、日本準拠解の水平耐力が大きい。米国準拠解よりも要求水平剛性が大きいことに連動して耐力が大きい。日本準拠解の C_{BE1} は0.38（全体型）と0.31（集約型）であり、 $C_0=0.2$ の設計用地震荷重に対する許容応力度設計の制約条件に対しては余裕がある。日本準拠解の全体型では、限界耐力の安全限界の設計制約も支配的であり¹⁷⁾ C_{BE1} が特に大きい。米国準拠解の C_{BE1} は0.18（全体型）と0.19（集約型）で、 C_{Q1} は0.23（全体型）と0.21（集約型）で型式の差は小さい。

BRB構造では、相対的に、日本準拠解よりも米国準拠解のBRBの水平耐力が低く、柱梁主架構の水平耐力が高いために建物全体としての荷重変形角関係の差は小さい（図7）。弾性限界はいずれもBRBの降伏で決まっており、日本準拠解は許容応力度設計の制約条件から C_{BE1} は0.2に近い。米国準拠解の C_{BE1} は、前節で考察したBRBの要求耐力算出用の地震荷重のベースシア $C_{ELFBRB1}=0.17, 0.16$ に近い。 C_{Q1} の C_{BE1} に対する比率は、米国準拠解では1.74（全体型）と1.82（集約型）であり、日本準拠解では1.55（全体型）と1.38（集約型）である。これらの値からも米国準拠解のBRB構造の柱梁主架構の水平耐力が相対的に高い傾向が分かる。

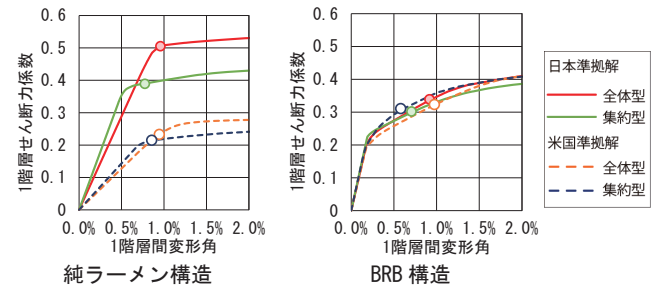


表8 米国準拠解の弾性限界と保有水平耐力時の1階層せん断力係数

	方向	純ラーメン構造		BRB構造	
		全体型	集約型	全体型	集約型
弾性限界時 C_{BE1}	X	0.18	0.19	0.17	0.15
	Y	0.17	0.19	0.20	0.20
保有水平耐力時 C_{Q1}	X	0.24	0.22	0.29	0.28
	Y	0.23	0.21	0.36	0.34

4.3 時刻歴応答解析

日本準拠解と米国準拠解の両方に対して時刻歴応答解析を行う。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適合するように作成したランダム位相の模擬地震動3波であり、同設定および動的解析モデルの基本設定は既往研究^{16,17)}と同様である。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。解析には汎用解析ソフトウェアのSNAP²⁷⁾を用いる。

模擬地震動3波に対する層間変形角とせん断力係数の最大値の平均値 (R_{MAX} と C_{MAX})をそれぞれ図8と図9に示す。図9にはベース

シア係数を0.2とした A_i 分布の設計用地震荷重も示す。純ラーメン構造では、日本準拠解の R_{MAX} は2%前後であるのに対し、米国準拠解の R_{MAX} は2.8-3.2%である。また、部材の最大塑性率に関しては、日本準拠解では柱梁共に4以下であるのに対し、米国準拠解では3.5-6.0である。 C_{MAX1} は日本準拠解で0.39-0.48であり、米国準拠解で0.26-0.30である。検討建物の米国準拠解の敷地であるLAのMCEの加速度応答スペクトルが、日本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よりもやや小さいことを考慮すると（図3）、ELFと時刻歴応答解析が要求する純ラーメン構造の耐震性能は概ね整合すると考えられる。BRB構造では、 R_{MAX} は概ね1.5%以下であり、日米両国の準拠解の R_{MAX} の差は小さい。 C_{MAX1} は日本準拠解と米国準拠解でそれぞれ約0.33と約0.35である。最大塑性率の平均値はいずれの解でもBRBで大きく日本準拠解の方が大きい（表9）。BRBの地震エネルギー吸収効果が確認できる。

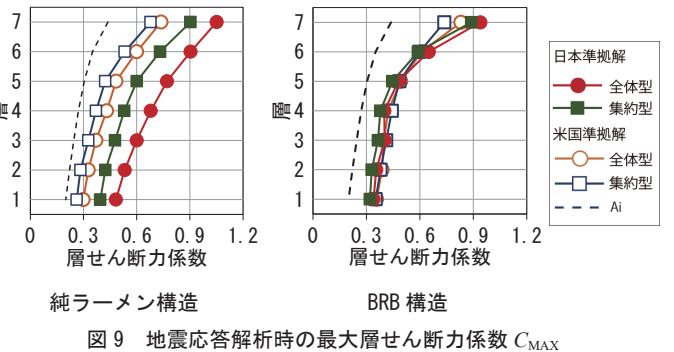
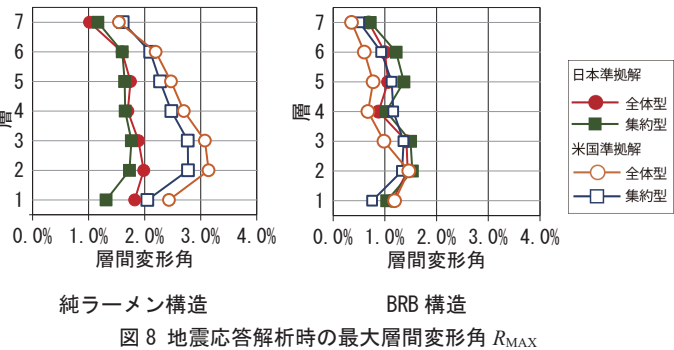


表9 地震応答解析の最大塑性率の平均値

		純ラーメン構造		BRB構造		
		柱	梁	柱	梁	BRB
日本準拠解	全体型	2.5	3.2	-	1.6	7.2
	集約型	3.0	3.6	1.0	1.6	7.7
米国準拠解	全体型	6.0	4.8	-	1.6	6.8
	集約型	3.5	3.8	-	1.5	6.3

4.4 鋼材量

日本準拠解および米国準拠解の鋼材量を図10に示す。純ラーメン構造の鋼材量は、日本準拠解で52.0 m³（全体型）と45.2 m³（集約型）であり、米国準拠解で34.5 m³（全体型）と38.0 m³（集約型）である。特に全体型で米国準拠解の鋼材量が少なく、日本準拠解の66%である。純ラーメン構造では、日本準拠解と米国準拠解ともに、層間変形角の設計制約が支配的であるが、米国準拠解の全体型では、鉛直荷重を支持するために必要な梁断面と要求水平剛性が低い耐震

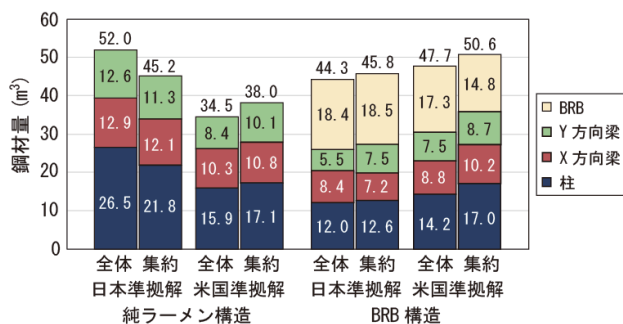


図 10 日本準拠と米国準拠の鋼材量比較

架構 (=全架構) の梁断面の差が小さいために鋼材量が特に少なくなったと考えられる。米国準拠では集約型よりも全体型で鋼材量が少なく、日本準拠では逆に全体型よりも集約型で鋼材量が少ない。これは、要求水平剛性と耐力の増大に伴い、耐震架構に鋼材を集中できる集約型が有利となるためであり、同知見は既往研究¹⁷⁾でも確認されている。BRB 構造の鋼材量は、日本準拠で 44.3 m³ (全体型) と 45.8 m³ (集約型) であり、米国準拠で 47.7 m³ (全体型) と 50.6 m³ (集約型) である。いずれの準拠でも集約型の鋼材量が多い。発生部材力が軸力中心になって角形鋼管柱が有利なためである。全体型と集約型の両方で米国準拠の鋼材量が 10%程多い。BRB の等価鋼材量は両国の準拠で概ね同じであるが、米国準拠の方が柱梁主架構に対する設計要求が厳しく、同部の鋼材量が 17-35%程多い。

5. まとめ

7 階建鋼構造事務所建物を対象に米国の鋼構造耐震設計基準を満足する優良設計解 (米国準拠) を導出し、日本の設計基準を満足する同建物の優良設計解 (日本準拠) と比較して構造特性を議論した。米国準拠の敷地は Los Angeles とした。柱が角形鋼管で柱梁接合部を全て剛接合として全体が耐震架構となる型式 (全体型) と、柱が H 形鋼で外周部にのみ耐震架構を配した型式 (集約型) の 2 種類の架構型式に対して、純ラーメン構造と BRB 構造の合計 4 通りの優良設計解同士を比較した。優良設計解は多スタート局所探索法 (MSLS) により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、日本準拠は許容応力度設計および限界耐力計算の制約条件を満足し、米国準拠は ELF による層間変形角の制約および LRFD による部材耐力の制約条件を満足する。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 純ラーメン構造の優良設計解の鋼材量は、日本準拠で 52.0 m³ (全体型) と 45.2 m³ (集約型)、米国準拠で 34.5 m³ (全体型) と 38.0 m³ (集約型) であり、特に全体型で米国準拠の鋼材量が少なく日本準拠の 66%である。日本準拠と米国準拠ともに、層間変形角の設計制約が支配的である。米国準拠の全体型では、鉛直荷重を支持するために必要な梁断面と要求水平剛性が低い耐震架構 (=全架構) の梁断面の差が小さいために鋼材量が特に少なくなったと考えられる。一方、BRB 構造の鋼材量は、米国準拠の方が 10%程多い。BRB の等価鋼材量は両国の準拠で概ね同じであるが、米国準拠の方が柱梁主架構に対する設計要求が厳しく、同部の鋼材量が 17-35%程多い。いずれの準拠

解も集約型の鋼材量が多く、発生部材力が軸力中心になって角形鋼管柱が有利になった。

- (2) 純ラーメン構造の米国準拠と日本準拠の 1 次固有周期はそれぞれ、1.72-1.71 s と 1.16-1.15 s である。いずれも層間変形角の設計制約が支配的であり、日米両国の準拠で全体型と集約型の弾性水平剛性の差は小さい。米国準拠の ELF による設計用地震荷重のベースシア係数は 0.07 程度であり、高さ 30 m 程度の検討建物でも長周期化により地震入力を低減させた設計が可能である。層間変形角の制約を満足するために必要な米国準拠の水平剛性は、日本準拠の必要水平剛性の 45%である。
- (3) 純ラーメン構造の米国準拠に対する A_1 分布の地震水平荷重下の静的増分解析から、弾性限界時のベースシア係数が 0.18-0.17 (全体型) と 0.19-0.19 (集約型) であり、保有水平耐力時のベースシア係数が 0.24-0.23 (全体型) と 0.22-0.21 (集約型) であることを確認した。また、米国準拠の純ラーメン構造は、日本の極めて稀に発生する地震動の入力波に対しては日本で一般的な設計クライテリアを満足しないものの、ELF と時刻歴応答解析が要求する純ラーメン構造の耐震性能は概ね整合する。
- (4) BRB 構造の米国準拠では BRB が存在せず、純ラーメン構造になる解が得られた。ELF の設計手法下では、BRB による水平耐力の増大よりも、BRB が存在しないことによる BRB の等価鋼材量の減分と長周期化による地震荷重の低減の利点が上回ることが考えられる。米国準拠に対する時刻歴応答解析では、純ラーメン構造よりも BRB 構造の応答性状が良好であり、ELF による設計法では BRB 導入に伴う地震エネルギー吸収効果が十分に評価されない可能性が示唆される。
- (5) 米国準拠の BRB 構造について、柱梁主架構の水平剛性と耐力が日本準拠と比較して相対的に大きい。米国準拠の BRB はベースシア係数 0.16-0.17 の地震荷重に対して弾性設計され、耐震設計上重要な柱梁部材はベースシア係数 0.27-0.29 の地震荷重に対して LRFD の断面検討がなされる。

謝辞

本研究の数値計算において、齋藤一樹氏 (東京都立大学大学院生) に協力いただいた。また、本研究は JSPS 科学研究費・基盤研究 (C) No. JP21K04337 の助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) H. Mukai, T. Nagao, T. Hasegawa, K. Takahashi, M. Seki and K. Fukuda: Comparison between seismic performance of U.S. steel perimeter and Japanese spatial moment resisting frames, Part1-3, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp. 903-908, 1998
向井裕貴, 長尾直治, 長谷川隆, 高橋賢司, 関光雄, 福田浩司: 日米の鉄骨造建物の耐震性能比較 その 1-3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 903-908, 1998
(DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1667>)
- 2) Y. Kimura: Comparison of Hysteresis Energy and Plastic Deformation Capacity for U.S. and Japan Moment Resisting Frames, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp. 761-762, 2008.7
木村祥裕: 日米鋼構造ラーメン構造物の履歴吸収エネルギーと累積塑性変形倍率の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 761-762, 2008

- 3) K. Taga and H. Kohara: Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Box Column and H-Shaped Steel Column with Multi-Directional Input Motion, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp. 1035-1036, 2012
多賀 謙蔵, 小原 英: 多方向の入力を考慮した場合の箱形断面柱とH形断面柱の耐震性能比較に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp. 1035-1036, 2012
- 4) M. Rokugo and T. Nagao: Comparison on Seismic of United State and Japan Steel Moment-Frame Buildings, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan. C-1, Structures III, pp. 943-944, 2005. 7
六郷美佳, 長尾直治: 日米の鋼構造ラーメン骨組の耐震性状に関する比較研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 943-944, 2005
- 5) B.F. Mason, K. Kasai and Y. Ooki: Relative performance of Kobe and Northridge WSMF buildings, Earthquake Spectra, Vol. 22(4), pp. 1081-1097, 1996 (DOI: <http://dx.doi.org/10.1193/1.2359743>)
- 6) H. Tagawa, G. MacRae and L. Lowes: Probabilistic evaluation of seismic performance of 3-story 3D one- and two-way steel moment-frame structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 37 (5), pp. 681-696, 2008 (DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.778>)
- 7) H. Shiohara: New Trends of the US Seismic Design and Standards, New Global Trends in Development of Building Structural Regulations and Standards, Proceedings of AIJ Annual Conference 2018 [Touhoku] Structural Research Council, 2018. 9
塩原等: 最近の米国の建築物耐震設計基準, 建築構造基準体系の現状と国際動向, 2018 年度日本建築学会大会[東北]構造部門研究協議会資料, 2018. 9
- 8) M. Tada, T. Fukui, M. Nakashima and C. W. Roeder: Comparison of Seismic Design Provisions for Steel Building Structures between U.S. and Japan, JSSC Journal of Constructional Steel, Vol. 8, No. 31, pp. 129-143, 2001
多田 元英, 福井 智規, 中島 正愛, チャールズ ローダー: 鋼構造建築の耐震設計基準に関する日米比較, 鋼構造論文集 8 巻 31 号, pp. 129-143, 2001 (DOI: https://doi.org/10.11273/jssc1994.8.31_129)
- 9) M. Kato, A. Kusaka and M. Nakashima: Comparison of Seismic Design Provisions and Practices for Assessment of Seismic Demand and Capacity in Japan and United States, JSSC Journal of Constructional Steel, Vol. 12, No. 45, pp. 71-86, 2005
加登 美喜子, 日下 彰宏, 中島 正愛: 耐震設計規定と耐震性能評価の実践に関する日米比較, 鋼構造論文集 12 巻 45 号, pp. 71-86, 2005 (DOI: <https://doi.org/10.11273/jssc1994.12.71>)
- 10) T. Hisatoku, T. Nagase and Pinkham C. W.: Comparative Design of 19-story Steel Building using ATC 3-06, UBC 1982 and Current Japanese Code, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 1119-1124, 1988
- 11) T. Teramoto, S. Torii, C.B. Johnson and J.S. Lai: Comparison of 20-story Reinforced Concrete Buildings Designed using ATC 3-06, UBC 1982 and Current Japanese Code, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 1107-1112, 1988
- 12) J. Takagi and Y. Yabuki: A Study of Seismic Design of Steel Buildings in the US from the Standpoint of Japanese Structural Design, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 85, No. 778, pp. 1667-1676, 2020
高木次郎, 矢吹優佳: 日本の構造設計体系からみた米国の鋼構造耐震設計に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 85 巻, 第 778 号, pp. 1667-1676, 2020 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1667>)
- 13) Federal Emergency Management Agency (FEMA): 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples. FEMA P-1051, 2016. 7
- 14) American Society of Civil Engineers (ASCE): Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22), 2022
- 15) L. A. Fahnestock, S. Shi, M. S. Speicher: Seismic Stability Assessment of Steel Moment Frames and Implications for Design, 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan, 2020, Paper No. 2b-0153.
- 16) J. Takagi, Y. Cao, Y. Yabuki and M. Ohsaki: Superior Design Solutions of Steel Buildings Including Strength and Location of Buckling Restrained Braces in Design Variables, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 86, No. 782, pp. 642-650, 2021
高木次郎, 曹崑生, 矢吹優佳, 大崎純: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 782 号, pp. 642-650, 2020 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.86.642>)
- 17) J. Takagi, A. Hayashi, K. Saito and M. Ohsaki: Relationships between Design Constraints and Superior Design Solutions of Steel Buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 87, No. 80 2, pp. 1257-1266, 2022. 12
高木次郎, 林 茜里, 齋藤一樹, 大崎 純: 鋼構造建物の耐震設計条件と優良設計解の関係, 日本建築学会構造系論文集, 2022 年 12 月, 第 87 巻, 第 802 号, pp. 1257-1266, 2022. 12, (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.87.1257>)
- 18) Steel Construction Manual, 15th Edition, American Institute of Steel Construction (AISC), 2017
- 19) Theodore V. Galambos, F. J. Lin, Bruce G. Johnston: Basic Steel Design with LRFD, Prentice Hall, 1996
- 20) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Allowable Stress Design of Steel Structures, 2019. 10
日本建築学会: 鋼構造許容応力度設計規準, 2019. 10
- 21) 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
- 22) M. Kubo and J. P. Pedroso: Metaheuristics, A programming guide, Kyoritsu Shuppan Co., Ltd., 2009
久保 幹雄, J. P. ペドロソ: メタヒューリスティクスの数理, 共立出版, 2009
- 23) J. Takagi, M. Ohsaki and S. 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, 日本建築学会鋼構造系論文集, 第 728 号, pp. 1743-1751, 2016. 10 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.81.1743>)
- 24) Federal Emergency Management Agency (FEMA): NEHRP Recommended Provisions: Design Examples. FEMA 451, 2006
- 25) 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
- 26) Midas iGEN Ver. 900R1, MIDAS Information Technology, 2021
- 27) SNAP Ver. 8.0.1.3, Kozo System, Inc., 2022
SNAP Ver. 8.0.1.3, 株式会社構造システム, 2022
- 28) Nippon Steel: Kensetsuyou-Shizai Handbook, 2021. 4 (in Japanese)
日本製鉄株式会社: 建設用資材ハンドブック, 2021. 4

Appendix 1 床架構の構成と重量

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 400 mm 床が延長すると仮定する。従って、各階床面積は 656 m²である。固定荷重は 6 kN/m², 外壁の平均重量は 2 kN/m²とし、積載荷重は日米それぞれで定められている事務用途の値を用いる。日本準拠解の架構用積載荷重は 1.8 kN/m²であり、地震用積載荷重は 0.8 kN/m²である。米国準拠解の積載荷重は基準階で 2.4 kN/m²(= 50 psf)であり、屋上で 0.96 kN/m²(= 20 psf)である。階全体の固定荷重のみの重量を床面積で除した平均単位面積重量は 7.2 kN/m²である。米国準拠解で、式(1)の factored load 組合せ下の固定荷重と積載荷重の和の平均単位面積値は約 10 kN/m²である。これらの鉛直荷重は、柱梁の接合点と 6.4 m の梁の中央の節点に集中荷重として解析モデルに入力した。

Appendix 2 解析条件

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見捨てる。
- (5) H 形断面のフ illet 部分を見捨てる。
- (6) 剛域を見捨てる。
- (7) 部材のせん断変形を見捨てる。

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_1 分布による荷重増分をベースシア 0.002 程度とする増分解析とする。
- (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) 柱梁の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 とする。米国準拠解の M_p は $F_y Z_p$ であり、日本準拠解の M_p は $1.1F_y Z_p$ である。ここで、 Z_p は部材の塑性断面係数である。
- (5) BRB は圧縮と引張の軸方向変形に対して対称なノーマルバイリニア型の復元力特性を有するトラス要素とする。降伏後の軸剛性は初期剛性の 2% とする。
- (6) P- Δ 効果は考慮しない。

Appendix 3 MSLS の設計変数

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最小断面積の圧延規格断面^{※1}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 HSS columns	Width	Every 50mm in 250–800mm
t_c		Thickness	*1 (excluding 9mm)
H_{wc}		Height	Every 50mm in 300–900mm
W_{fc}		Flange width	Every 50mm in 300–700mm
t_{wc}	I-shaped columns	Web thickness	*1
t_{fc}		Flange thickness	*1 (excluding 9mm and 12mm)
H_w		Height	Every 50mm in 300–1000mm
W_f	Beams	Flange width	Every 50mm in 200–400mm, *2
t_w		Web thickness	*1
t_f		Flange thickness	*1, *2
N_{YBRB}	BRB	Yield axial force	Every 500kn in 0–3500kN

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

*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 設計制約条件

Table A2 日本準拠解と米国準拠解の設計制約条件

	型式	日本準拠解	米国準拠解
1	全体型 集約型 両型式 共通	$\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約 (*1)	$R_{LRFD} \leq 1.0$ 応力度の制約 (*2)
2		柱と梁の幅厚比制約 (B ランク以上) (*3)	
3		梁について $t_f/t_w \geq 1.3$ (*4)	
4		$\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1.5M_{pb}$ 各階の柱梁接合部耐力比制約 (*5)	
5		設計用地震荷重下の層間変形角の制約 (1/200 以下)	増幅係数 Cd を考慮した層間変形角の制約 (1/50 以下)
6		限界耐力計算 (*6)	Ω_0 を考慮した断面検討 (*7)
7		全体型: 節を通して柱幅同一 集約型: 節を通して柱成同一 (フランジ幅は独立)	
8		全体型 同一階内の梁成同一 (*8)	

- (*1) 長期および短期荷重下での全ての部材の発生応力度 σ が「鋼構造許容応力度設計規準」^{※1}が規定する許容応力度 σ_a 以下とする。柱については、圧縮と曲げの組み合わせ応力度に対して検討する。柱の許容圧縮応力度に対しては、座屈長さを材長と仮定して算出する。また、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) LRFD による部材断面検討を行う。
- (*3) 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^{※2}を満足させる。
- (*4) 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。
- (*5) 各階の柱の全塑性曲げモーメント M_{pc} の和 ΣM_{pc} が梁の全塑性曲げモーメント M_{pb} の和 ΣM_{pb} の 1.5 倍以上であることとする。これを米国準拠解にも適用する。
- (*6) 限界耐力計算^{※3}の安全限界が応答予測を上回ることとする。
- (*7) 耐震架構内 (全体型では外周部の耐震架構内) の柱梁部材の断面上限強度係数 Ω_0 を乗じて断面検定を行う。
- (*8) 全体型については、角形鋼管柱のダイア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。

Appendix 5 BRB のモデル化と等価鋼材量

立体骨組モデルで BRB はトラス要素とする。材軸方向の周辺柱梁との接続部材で構成されるブレース全体の初期軸剛性 K_{1BRB} と降伏軸力 N_{YBRB} に式(A1)のような比例関係が成立すると仮定し、BRB の設計変数を 1 部材につき 1 とする。既製品の 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から式(A1)の α の値を 0.19 (1/mm) とした。そして、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} を式(A2)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る。ここで、 b_1 と b_2 は定数であり、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、 $b_1 = 6.0 \times 10^{-5}$ m³/kN および $b_2 = 0.12$ m³ とした^{※4}。式(A1)により、耐力の高い BRB を数少なく設けることで建物全体の鋼材量 (コスト) を少なくできる実状の評価を意図した。

$$K_{1BRB} = \alpha N_{YBRB} \tag{A1}$$

$$\begin{aligned} N_{YBRB} &= 0 & \text{のとき} & & V_{BRB} &= 0 \\ N_{YBRB} &\neq 0 & \text{のとき} & & V_{BRB} &= b_1 N_{YBRB} + b_2 \end{aligned} \tag{A2}$$

(2023 年 1 月 10 日原稿受理, 2023 年 3 月 20 日採用決定)