

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的性状比較

COMPARISON OF STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF STEEL OFFICE BUILDINGS COMPOSED OF SPACE AND PERIMETER FRAME SYSTEMS

高木 次郎*, 大崎 純**
Jiro TAKAGI and Makoto OHSAKI

Structural characteristics of standard steel office buildings are investigated. Buildings are designed in two types of lateral resisting systems, which are space frame system (SFS) and perimeter frame system (PFS). Moment resisting connections are used in most of beam-column connections in SFS, where the columns are typically square hollow structural sections subject to bi-axial bending moment under lateral forces. Contrarily, the moment resisting connections are limitedly used in the perimeter frames in PFS, where the columns are I-shaped sections and simple connections are used for beams connecting perpendicular to the lateral frames. Steel quantity is minimized under allowable stress design constraints. The design variables are the section sizes. It is found that the total steel quantity and welding length of PFS are smaller than those of SFS in four, seven and ten-story standard office buildings.

Keywords: steel structures, beam-column connections, optimum design, office buildings, column-to-beam strength ratio

鋼構造, 柱梁接合, 最適設計, 事務所建物, 柱梁耐力比

1. はじめに

我国の鋼構造事務所建物では, 多くの柱梁接合部を剛接合とするのが一般的であり, 地震に代表される水平荷重下では, それらの接合部において曲げモーメントを伝達させる設計となっている。一方, 欧米を中心とする諸外国では, 地震地域であっても, 水平力を負担する架構(「耐震架構」と呼ぶ)と鉛直荷重のみを支持する架構(「長期架構」と呼ぶ)を明確に分離するのが一般的である。そして, 長期架構における柱梁接合部は, 梁フランジを柱に接合しないピン接合である。このような日本と欧米の鉄骨構造形式の相違の理由の1つとして, 設計の考え方の違いが挙げられる。我国では, 多くの架構に水平力を分担させることが合理的と考えられる傾向がある。結果的に, 柱は直交する水平2方向に対して十分な曲げ耐力を有する必要があるが, 角形鋼管が多用される。柱梁仕口部分のダイヤフラム挿入のため柱は切断され, 多くの完全溶け込み溶接が必要になる。従って, このような構造形式は, 我国における角形鋼管に代表される高度な鋼材の製造能力や仕口部分の溶接加工能力に支えられているとも言える。

多くの柱梁接合部を剛接合とする日本式の構造形式では, 架構の不静定次数が増大し, 不確実性が高い地震荷重下での冗長性を確保する上で有効と考えられるが, 欧米式のピン接合形式と比べて, 鋼材量が多くなる可能性がある。それは, 柱梁接合部の納まりの関係

から, 取り合う梁の成に制約が生じ, 耐力に余裕のある梁が設計に含まれることが多い上, 梁崩壊型のメカニズムとする上での柱梁耐力比を満足させるために柱断面が決定されるためである。事務所用途の建物では, 10mを超えるロングスパンの梁も多用されるが, それらを含めて柱梁耐力比の規定を満足させることが, 柱断面を引き上げる原因になる。

本研究では, 標準的な鋼構造事務所建物を検討対象とし, 最適化手法を応用して, 全ての柱梁接合部を剛接合とした設計と外周部のみとした設計とを比較する。類似既往研究として, 鋼構造建物の耐震架構配置に着目して耐震性能の比較分析を行ったもの^{1,2}などや経済性を比較したもの^{3,4}は存在するが, 著者らの知る限り最適化手法を応用したものはない。長谷川ら¹⁾は, 米国での先行研究⁵⁾で検討された鋼構造建物について, 日本の耐震基準に適合させた同規模建物と比較し, 地震応答解析により両建物の損傷度を確認した。米国建物の固有周期がやや長く, 累積損傷倍率による損傷評価は差がない結果となった。ここでの米国式建物はH形鋼柱で外周部のみの耐震架構配置であり, 日本式建物はすべての柱が角形鋼管で梁と剛接合されたものである。これらの建物に対して木村²⁾は, 履歴エネルギー吸収と損傷箇所の評価を行っている。多賀ら³⁾は角形鋼管柱とH形鋼柱の建物の鋼材およびコスト比較を行い, 角形鋼管柱建物で多方向の地震入力に対して梁降伏型とすると, 鋼材量が多くなる

* 首都大学東京 都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.

** 京都大学大学院 工学研究科 教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr.Eng.

傾向を示した。また、六郷ら⁴⁾は同程度の水平剛性と耐力を有する日米両形式の鋼構建造物を比較し、鋼材量や損傷を評価した。米国建物で鋼材量が多く、損傷箇所が集中する傾向にあるとした。これらの研究では、異なる耐震架構配置の設計が基準準拠や同等の水平剛性等の評価でのみ設定されており、比較対象の設定の妥当性について十分に議論されているとは言い難い。一方、コスト最小化に関する研究では、変数が多くなる立体骨組を扱ったもの⁶⁾は少数である。鋼材量と加工手間その他のコストを最適化の中で詳細に評価しようとする試み⁷⁾や耐震性能とコストの両面からの最適化の試み⁸⁾は存在するものの、耐震架構配置に着目した検討はされていない。近年の熟練工の不足から、溶接量を筆頭とする加工手間の縮減が望まれており、それを含めた鋼構造コストの評価が必要である。

本研究では、耐震規定を含む許容応力度設計を満足することを制約条件とし、総鋼材量を最小化する。変数はグループ化された部材断面寸法である。最適断面寸法を規格断面寸法に収斂させ、現実的な優良設計解を得る。耐震架構配置の異なる建物の優良設計解同士を比較し、それらの傾向を分析する。優良設計解に対して、静的増分解析を実施し、保有水平耐力を確保する設計とした場合の鋼材量の変化について議論する。また、建物階数が7の場合を中心に4と10の場合の解析を行い、建物階数に応じて、耐震架構配置の異なる建物の優良設計解の性状や鋼材量の変化を分析評価する。

本研究で最適化を用いる利点は、大きく2つある。1つは、設計解提供者の経験や技量の偏在の影響を極力排除して、共通の設計条件下での異なる耐震架構配置の設計解の比較において客観性を確保できることである。もう1つは、複数の設計制約条件を満足する設計解を得ることで、設計を決定づける支配的な制約条件の特定が可能となることである。耐震架構配置に応じて支配的な制約条件が異なることが考えられ、架構形式の特性分析上有用である。

2. 検討建物概要
2.1 建物架構と部材概要

標準的な事務用途の鋼構建造物として、図1のような32.0m×19.2mの架構平面を想定する⁹⁾。スパンのモジュールは6.4mで、平面架構は2階から屋上階まで共通である。図中のX方向にはY1, Y3, Y4の3架構が存在し、Y方向にはX1からX6の6架構が存在する。X1とX6の建物外側のY方向架構には中央のY2通りとY3通り間にK形ブレースが存在し、内側のX2-X5架構には12.8mのロングスパン梁が存在する。X方向を純ラーメン架構、Y方向をブレース付ラーメン架構の建物構造を検討対象とすることで、架構形態が結果に与える影響を評価することを意図する。外側のX1とX6通り架構および内側のX2からX5通り架構はそれぞれ同一とする。柱および梁符号を図中に示す。

建物階数が4, 7, 10の3通りの場合を検討する。7階建の場合の軸組図を図2に示す。図中の▲印は柱の継手位置を示し、2, 5, 8階の中央にあると仮定した。これらの継手で区切られる階構成を節と呼ぶことにする。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した。各節に所属する各部材の区分を表1に整理した。柱には角形鋼管またはH形鋼を用い、梁とブレースにはそれぞれH形鋼と鋼管を用いた。角形鋼管は正方形断面とし、4辺の板厚を同じとした。鋼材は全て490級とし、

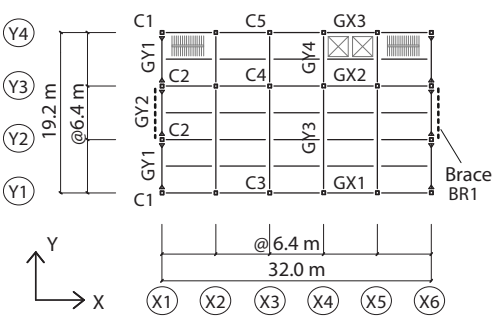


図1 検討対象建物の平面架構と部材符号

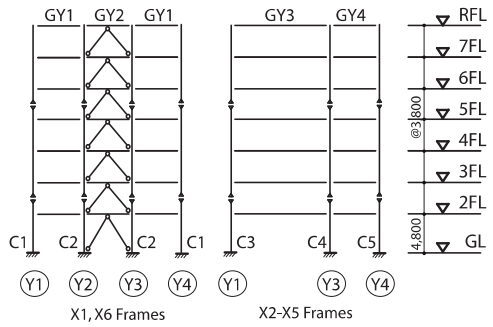


図2 検討対象建物の軸組図（7階建の場合）

表1 各節の所属部材区分

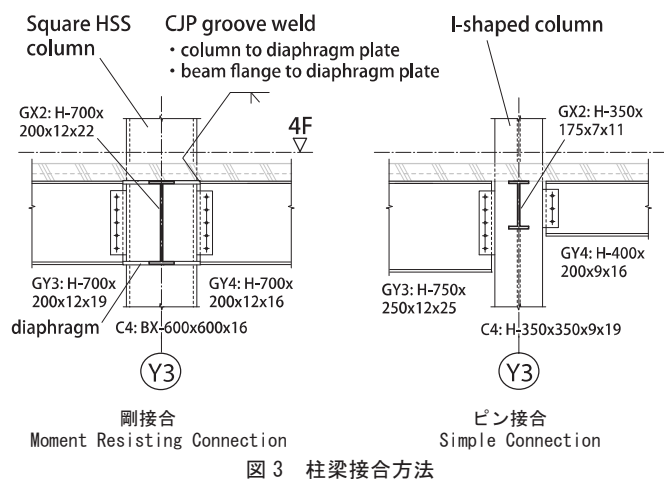
節	柱 (角形鋼管またはH形鋼)	梁 (H形鋼)	ブレース (鋼管)
4	8階中央 - 10階上端	9 - 11 (R) 階	8 - 10階
3	5階中央 - 8階中央	6 - 8階	5 - 7階
2	2階中央 - 5階中央	3 - 5階	2 - 4階
1	1階下端 - 2階中央	2階	1階

設計基準強度 (F 値) は 325N/mm² である。後述の解析では、柱脚部の回転を固定とし、ブレース端部をピン接合とした。

2.2 比較検討型式

建物の柱梁接合方法は、図3に示すように、梁ウェブをボルトまたは溶接接合し、フランジを柱に完全溶込溶接する剛接合、あるいは、ウェブのボルト接合のみのピン接合のいずれかとする。解析上は、剛接合では曲げモーメントとせん断力が伝達され、ピン接合ではせん断力のみが伝達されるものとする。図4に検討対象建物の耐震架構配置を示す。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。剛接合される柱と梁およびブレースが耐震架構を構成することになる。図中、柱梁接合方式の組み合わせに応じて2つの耐震架構配置を示した。全体分散型耐震架構配置（「全体型」と呼ぶ）と外周集約型耐震架構配置（「集約型」と呼ぶ）である。全体型ではほぼ全ての柱梁接合部を剛接合とするのに対し、集約型では、外周架構(X1通りとX6通りおよびY1通りとY4通り架構のX2-X5間)の構面内方向の柱梁接合部のみが剛接合である。

集約型のY方向架構については、X2-X5のロングスパン梁を含む内側架構の接合部を全てピン接合として、X1とX6のブレースを含む外側架構にほぼ全ての地震力を負担させることとした。一方、X方向は地震抵抗システムがラーメン構造であり、できるだけ剛接合を少なく、Y1通りとY4通り架構のX2-X5間のみとした。すなわち、



する。従って、2 回目の最適化では変数が少なくなる。また、梁のフランジ幅については規格断面で比較的选择肢が少ないことから、1 回目最適化時に 200 mm で設定し、得られた梁成やフランジ板厚などの断面寸法結果から、2 回目最適化での設定値を適宜修正することにする。また、柱や梁のウェブ板厚については、490 級鋼材の C ランク幅厚比の上限値で決定される値とする。これは、予備解析で、H 形鋼断面では、成が大きく、ウェブ板厚が概ね幅厚比制限値で決定される傾向が確認されたためである。ただし、最終的な設計解では、規格断面に収斂させていることから、必ずしも全ての H 形鋼断面の部材ランクが C となる訳ではない。表 2 に 1 回目と 2 回目の最適化での断面寸法中の変数と定数を示す。

表 2 最適化変数の設定

断面寸法	1 回目	2 回目	下限	上限
D_c : 角形鋼管柱の柱幅	○	※	200	-
t_c : 角形鋼管柱の板厚	○	○	4	40
H_{ec} : H 形鋼柱の成	○	※	200	-
W_{fc} : H 形鋼柱のフランジ幅	○	※	200	-
t_{ec} : H 形鋼柱のウェブ板厚	○	※	8	40
t_{fc} : H 形鋼柱のフランジ板厚	○	○	12	40
H_w : H 形鋼梁の成	○	※	300	-
W_f : H 形鋼梁のフランジ幅	200mm	※	-	-
t_w : H 形鋼梁のウェブ板厚	$H_w/61$	※	-	-
t_f : H 形鋼梁のフランジ板厚	○	○	12	-
D_p : 鋼管プレースの直径	○	※	150	-
t_p : 鋼管プレースの板厚	○	○	4	40

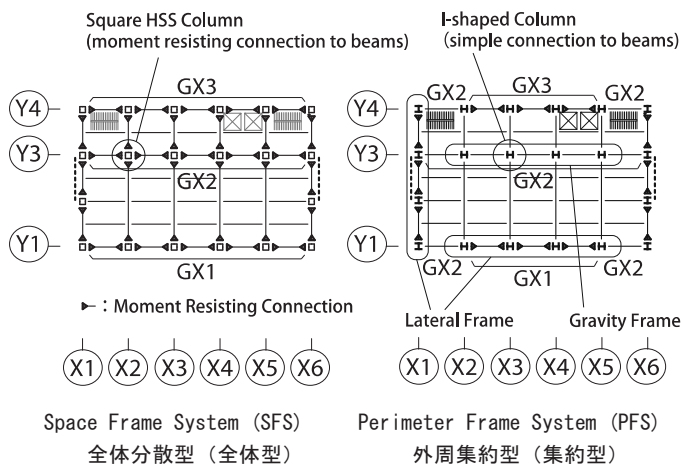
○: 設計変数 (○以外は全て非変数)

※: 1 回目結果を参考に、2 回目では規格寸法に固定

このような手順により求められる部材断面寸法の集合を優良設計解と呼ぶことにする。優良設計解は、与えられた設計条件下での厳密な意味での最適解ではない。ただし、個人の経験に基づく設計を解析と修正の反復により収斂させたものではなく、一定の論拠に基づく合理的な設計解である。図 3 のような柱梁接合方式配置の構造架構に対する優良設計解同士を比較することで、それらの特徴を分析することが本研究の目的である。従って、厳密な意味での最適解の算出を重視するものではない。

3.2 制約条件

最適化の制約条件を以下に整理する。なお、設計変数の記号の定義は表 2 の通りである。長期および短期荷重下での全ての部材の応力度 σ が「鋼構造設計規準」¹²⁾ が規定する許容応力度 σ_a 以下であるとした。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。柱とプレース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。板厚については 490N/mm² 級鋼材各断面の C ランク以上の幅厚比条件¹⁰⁾ を満足させる。規格断面の実状を参考に¹¹⁾、鋼管の径 D_p と板厚 t_p に関して $D_p/t_p \leq 60$ とする。(「鋼構造設計規準」の規定は $D_p/t_p \leq 72$ である。) また、柱梁耐力比の制限を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 倍を上回ることとする¹⁰⁾。そして、角形鋼管柱のダイアフラム高さを揃えるため、同一階の梁成を同じとする。ダイアフラム数を増やし、複数の梁成を設定する設計も考えられるが、加工手間を考慮して統一する。さらに、梁のフランジ板厚のウェブ板厚に対する比 t_f/t_w を 1.3 以上とする。これは、最適化では、H 形鋼



Y1 通りと Y4 通り架構の最も外側の梁を両端ピン接合とし、それらを Y3 通りの梁と同じ GX2 梁としてグループ化した。これにより、集約型の柱には 2 軸曲げが作用しないことから、H 形鋼を用いた。両端ピン接合とした図 1 と図 4 中の GX2、GY3、GY4 梁は実質的には小梁であるが、両型式の比較説明のため符号を揃えておく。

3. 全体型の設計条件と解析

3.1 設計方針

検討建物に対して我国の設計基準¹⁰⁾に準拠して設計用長期荷重と地震荷重下の許容応力度設計を行う。仮定した床構造の構成や重量の概要を Appendix に示す。地震荷重分布は A_1 分布とし、地域係数を 1.0、地盤を 2 種として、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ に相当する地震力を許容応力度設計用地震荷重とする。

最適化手法を用いて許容応力度設計制約下で目的関数である鋼材量を最小化する。連続設計変数を部材の断面寸法とする。得られた最適設計解における断面寸法を一般的に流通する規格断面¹¹⁾あるいは規格板厚の鋼板による組立断面 (以下では、これらを総じて「規格断面」と呼ぶ) の寸法に収斂させ、最適解近傍の設計解を得る。適切な規格断面寸法の選定のため、2 段階の最適化を行う。1 回目では、部材の大きさと板厚を変数とし、大きさを中心とする寸法を決定する。そして、2 回目で板厚などの残りの断面寸法を決定

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抑制を意図したものである。板厚の最大値を 40 mm とする。また、梁の長期たわみと地震荷重下の層間変形角の制限を設ける。制約条件を以下にまとめる。

- (1) $\sigma \leq \sigma_a$ 応力度の制約
- (2) $D_c/t_c \leq 40.8$ C ランク以上とする角形鋼管柱の幅厚比制約
- (3) $D_p/t_p \leq 60$ 鋼管の幅厚比制約
- (4) $\Sigma M_{pc} \geq \Sigma 1.5M_{pb}$ 各階の柱梁接合部耐力比制約
- (5) 同一階内の梁成統一
- (6) $t_f \leq 40$ かつ $t_f/t_w \geq 1.3$
- (7) 長期荷重時の梁のたわみ制約（スパンの 1/300 以下）
- (8) 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）

3.3 最適化結果

骨組解析および最適化には、汎用ソフトウェアの ABAQUS¹³⁾ および最適化ライブラリ SNOPT¹⁴⁾ を用いた。なお、ABAQUS を用いた理由は将来的に塑性崩壊や冗長性を考慮した設計に拡張することを意図したためである。骨組解析は弾性立体解析であり、モデルの概要は以下の通りである。

- (1) 各部材は材軸方向に 3 ガウス積分点を有する梁要素とする
- (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) 梁とスラブの合成効果は無視する。
- (4) H 形断面のフィレット部分は無視する。
- (5) 部材耐力の確認は、軸力と曲げモーメントの組み合わせに対して、各積分点位置および材端で行う。

図 4 の 7 階建て全体型建物の代表部材の 1, 2 回目の最適化結果と優良設計解の規格断面を表 3 に示す。表中() 内に図 1 と図 4 の部材記号を示す。部材記号の前の数字は表 1 で定義した節の番号である。柱幅や梁成などの寸法は 1 回目結果から 50mm 単位で切り捨てあるいは切り上げて、2 回目での固定値 (=最終値) とした。表中、3 節の梁成では 1 回目最適化結果が 576 mm で最近傍の規格値は 600 mm であるが、2 回目最適化時の固定値は 550 mm とした。これは、600 mm とした場合、2 回目最適化で 3 節の梁のフランジ厚の多くが最小幅厚比で決定され、550 mm の場合よりも総鉄骨量が多くなったためである。同様の理由で 2 回目最適化時の固定値は必ずしも最も近い規格値とはなっていない。優良設計解の板厚は、2 回目最適化結果以上の最小規格寸法とした。

表 3 中の○印は 2 回目最適化時の変数を示す。1 節の GX1 梁のフランジ厚 t_f は 1 回目で変数の設定上限の 40 mm である。これを受けて、2 回目では、1 回目で 200 mm として固定していたフランジ幅 W_f を 300 mm とした。その結果、2 回目での t_f 値は 23.8 mm であり、最終選定値は 25mm である。他にも、2GX2 や 3GY3 梁の W_f 値を 2 回目で修正した。梁のウェブ厚については、1 回目では成の 1/61 とし、2 回目で固定した梁成に対して C ランクを満足する最小規格板厚を固定値とした。

このような解析手順によって得られた優良設計解を表 4 に示す。これらの部材断面に対して、汎用解析ソフトウェアの Midas¹⁵⁾ を用い

た立体弾性解析を別途行い、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。ここでの短期荷重時とは、固定荷重と地震用積載荷重による鉛直下方向荷重と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], [-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, -Y 方向の短期荷重時のいずれかであることを示す。

表 3 7 階建全体型の解析経過

断面寸法	1 回目最適化 結果 ^(*)1)	2 回目最適化 設定 ^(*)2)	2 回目最適化 結果	選定規格 寸法
D_c (C1)	440	450	—	450
t_c (1C1)	11.2	○	11.2	12
t_c (2C1)	10.8	○	11.0	12
t_c (3C1)	10.8	○	11.0	12
D_c (C3)	611	600	—	600
t_c (1C3)	15.6	○	15.3	16
t_c (2C3)	15.0	○	14.9	16
t_c (3C3)	15.0	○	14.7	16
D_c (C4)	588	600	—	600
t_c (1C4)	18.6	○	19.7	22
t_c (2C4)	14.4	○	14.7	16
t_c (3C4)	14.4	○	14.7	16
H_f (1 節)	712	700	—	700
W_f (1GX1)	[200]	300	—	300
t_f (1GX1)	11.7 (=Hw/61)	12	—	12
t_f (1GX1)	40	○	23.8	25
H_f (3 節)	581	550	—	550
W_f (3GY3)	[200]	250	—	250
t_f (3GY3)	23.7	○	20.5	22
D_b (2BR1)	353	355.6	—	355.6
t_b (2BR1)	5.9	○	5.9	6.4

(*)1: [] 内は 1 回目最適化中の固定値（非変数）であることを示す。
(*)2: ○印は 2 回目最適化での変数を、数値は固定値（非変数）を示す。

表 4 全体型の優良設計解（7 階建）

柱						ブレース
節	C1	C2	C3	C4	C5	BR1
3	BX-450x450x12 (0.45) [X]	BX-450x450x12 (0.42) [+Y]	BX-600x600x16 (0.52) [X]	BX-600x600x16 (0.41) [X]	BX-450x450x12 (0.53) [X]	P-318.5 x6.0 (0.61) [-+Y]
2	BX-450x450x12 (0.80) [X]	BX-450x450x16 (0.73) [+Y]	BX-600x600x16 (0.78) [X]	BX-600x600x16 (0.72) [X]	BX-450x450x12 (0.75) [X]	P-355.6 x6.4 (0.89) [-+Y]
1	BX-450x450x12 (0.92) [X]	BX-450x450x25 (0.74) [+Y]	BX-600x600x16 (0.93) [X]	BX-600x600x22 (0.88) [X]	BX-450x450x12 (0.79) [X]	P-355.6 x6.4 (0.89) [-+Y]

X 方向梁			Y 方向梁			
節	GX1	GX2	GX3	GY1= GY2	GY3	GY4
3	H-550x200x9x25 (0.69) [X]	H-550x200x9x12 (0.76) [X]	H-550x200x9x12 (0.65) [X]	H-550x200x9x16 (0.67) [+Y]	H-550x250x9x22 (0.99) [L]	H-550x200x9x12 (0.74) [-Y]
2	H-700x300x12x22 (0.66) [X]	H-700x200x12x22 (0.75) [X]	H-700x200x12x16 (0.61) [X]	H-700x200x12x16 (0.66) [+Y]	H-700x200x12x19 (0.94) [L]	H-700x200x12x16 (0.65) [-Y]
1	H-700x300x12x25 (0.60) [X]	H-700x250x12x36 (0.63) [X]	H-700x200x12x16 (0.59) [X]	H-700x200x12x16 (0.58) [+Y]	H-700x200x12x19 (0.95) [L]	H-700x200x12x16 (0.69) [-Y]

検定値はいずれも 1.0 以下である。比較的值が大きくなったのはブレース (BR1) の 0.61-0.89[Y], ロングスパン梁 (GY3) の 0.94-0.99 [L], 1 階柱の 0.74-0.93 などである。ブレース付帯柱 (C2) は Y 方向荷重時で検定値が大きいが、それ以外の柱では X 方向荷重時で大きい。層間変形角について、X 方向では 2 から 6 階で上限値の 0.5% (=1/200) に近く、Y 方向では 0.34% (5 階) が最大である (図 5a)。また、各層の柱耐力と ΣM_{pc} に対する梁耐力と ΣM_{pb} の比率 $\Sigma M_{pb}/\Sigma M_{pc}$ は、X 方向の 1, 2 節で下限値の 1.5 に近いのに対し、Y 方向では 2 節の 2.2 が最小である (図 5b)。

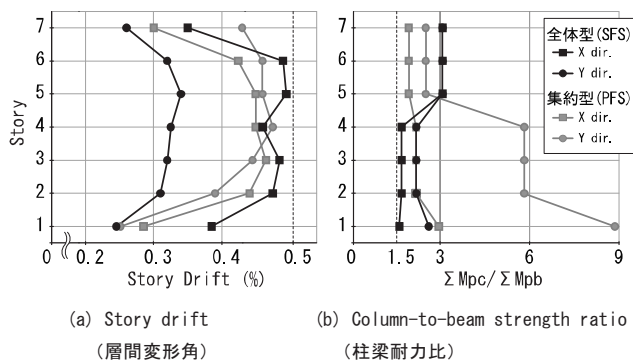


図5 7階建優良設計解の性状

以上から、各部材の断面決定において支配的な制約条件は次のように整理できる。

- (1) C2 以外の柱と X 方向梁では、X 方向荷重下の耐力と剛性の制約が支配的である。
- (2) 1 節の柱では耐力の制約が支配的となったが、その他では水平剛性（層間変形角）および柱梁耐力比の制約が支配的である。
- (3) ロングスパン梁（GY3）は長期荷重下の耐力、全節のブレース（BR1）と 1, 2 節の付帯柱（1C2）は Y 方向荷重下の耐力の制約が支配的である。
- (4) Y 方向荷重下での剛性と柱梁耐力比の制約は支配的ではない。
- (5) ロングスパン梁以外の Y 方向梁は、梁成統一条件と板厚比の制約により決定される。

ラーメン架構ではほとんどの柱梁部材が地震抵抗要素となる X 方向架構に対し、Y 方向架構ではブレースと付帯柱が大きく地震力に抵抗し、その他の部材は Y 方向荷重下で余裕がある。X1 と X6 の外側架構の Y 方向地震荷重の負担率は 1 架構あたり 36 % (3 階) から 25 % (7 階) であり、X2 から X5 の内側架構では、7 % (2, 3 階) から 14 % (7 階) である。

表 4 の設計に対応する鋼材量 (m³) を表 5 に示す。また、求めた部材の鋼材量とは別にダイヤフラムと小梁の鋼材量を示す。ダイヤフラムの大きさは、柱断面より片側 30mm ずつ合計 60mm 大きい正方形で、板厚を取り合う梁フランジの最大板厚の 2 サイズアップとする。小梁は、図 1 の平面図で柱に接続しない梁を指すこととし、それらを全て H-350x175x7x11 (断面積 A=6150mm²) とする。同断面の長期荷重に対する検定率は 0.91 である。算出したダイヤフラムと小梁の鋼材量はそれぞれ 2.42 m³ と 5.51 m³ であり、ダイヤフラム鋼材量は柱鋼材量の 15% である。これらを、柱、梁およびブレースの部材の鋼材量に加えると 46.80 m³ である。表中、部材の鋼材量を「合計」と表記し、ダイヤフラムと小梁を含む鋼材量を「総計」と表記した。以降の鋼材量に関する記述においても合計と総計を区別して用いる。鋼材の比重を 76.93kN/m³ (密度 7.85ton/m³) とし、鋼材量の総計を延床面積で除した単位面積当たりの鋼材量 W_A は 784N/m² (80.0kg/m²) である。さらに、これら主構造部材以外の雑鉄骨を主構造部材の 30% と仮定すると単位面積鋼材量 1.3W_A は 1019N/m² (104.0kg/m²) となる。同規模の鋼構造事務所建物における鋼材量は 1280N/m² (130.7kg/m²) 程度と考えられ¹⁶⁾、それよりも 21% 少ない。

当該規模の建物の設計では、保有水平耐力の検討が必要になるが、表 4 の優良設計解は、標準せん断力係数 C₀=0.2 の地震荷重に対する許容応力度設計解である。従って、ここでの数量比較は十分とは言えないが、後述の必要保有水平耐力を満足する設計解でも、鋼材量の増加は 10% 程度であり、鋼材量最小化による一定の成果が得られている。なお、同表には、後述の集約型および建物階数を 4 と 10 とした場合の優良設計解の鋼材量を併記した。

表 5 優良設計解の鋼材量 (m³)

型式	階数	柱 ^{*1)}	X 梁	Y 梁	ブレース	合計	ダイヤ ^{*2)}	小梁 ^{*3)}	総計	W _A (N/m ²)	1.3W _A ^{*4)} (N/m ²)
全体	7	16.46	10.23	11.27	0.90	38.87	2.42	5.51	46.80	784	1019 [0.79]
集約		15.00 [0.91]	8.34 [0.82]	11.41 [1.01]	1.57 [1.74]	36.31 [0.93]	1.15 [0.48]		42.97 [0.92]	720	936 [0.73]
全体	4	7.68	4.75	6.04	0.43	18.89	0.94	3.15	22.98	673	875 [0.85]
集約		5.64	4.19	6.35 [1.05]	0.65	16.82 [0.89]	0.39 [0.43]		20.36 [0.89]	597	776 [0.68]
全体	10	30.86	19.45	16.99	1.79	69.09	4.44	7.88	81.37	954	1241 [0.82]
集約		30.23	14.65	19.61 [1.16]	3.15	67.63 [0.98]	2.87 [0.65]		78.38 [0.96]	919	1195 [0.78]

*1) < >内は全体型に対する集約型の鋼材量の比率を示す。

*2) 柱のダイヤフラム（全体型）あるいはスチフナ（集約型）の鋼材量を示す。

*3) 断面を全て H-350x175x7x11 (A=61.5cm²) とした小梁の鋼材量を示す。

*4) []内は参考統計平均値に対する比率を示す。

4. 集約型の解析

4.1 設計方針と制約条件

集約型の平面架構は図 4 のとおりである。最適化の制約条件は、前節で示した全体型の場合にはば準じる。以下に相違点を整理する。

- (1) 梁成について、全体型では同一階内で統一したが、集約型では X 方向と Y 方向の耐震架構間で独立とし、同一階同一方向架構内で統一する。これは、1 つの柱に対して、直交 2 方向の梁が共に剛接合されることがない集約型の柱ではダイヤフラム位置による梁成の制約がなくなるためである。
- (2) X 方向について、地震時の平面的なねじれ変形は比較的小さいと考え、Y1 通りと Y4 通りの耐震架構を同じとする。すなわち、C3 柱と C5 柱、GX1 梁と GX3 梁とをそれぞれ同一断面とする。
- (3) 柱梁接合部耐力比の制約条件に関しては、X と Y のそれぞれの検討方向に対して、耐震架構内で柱の検討方向の曲げ耐力の総和が剛接合される梁の曲げ耐力の総和の 1.5 倍以上とする。H 形鋼柱に対しては、冷間成形角形鋼管同様の柱梁耐力比規定は存在しない¹⁰⁾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。
- (4) 全体型の角形鋼管柱は各節で柱幅を同じとしたが、集約型の H 形鋼柱では、成のみを全節同じとし、フランジ幅は独立とする。ただし、フランジ幅は成以下とする。H 形鋼柱のフランジ幅は梁の場合とは異なり 1 回目最適化時に変数とする。これは、柱フランジ幅は弱軸曲げ座屈に対する許容圧縮応力度に直接影響するためである。
- (5) H 形鋼柱に 490N/mm² 級鋼材の C ランク以上となる断面幅厚比の制約¹⁰⁾を設ける。
- (6) GX1 梁については、成が大きくなり、溶接組立材となることが予想されるため t_f/t_w ≥ 1.3 の制約を除外する。
- (7) 両端が柱にピン接合する図 4 の GX2, GY3, GY4 梁について、

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¹¹⁾として、それぞれ H-350x175x7x11, H-750x250x12x25, H-400x200x9x16 を用い、最適化変数から除外する。

4.2 最適化結果

分散型の優良設計解を表 6 に示す。また、対応する鋼材量を表 5 に追加する。表 5 中< >内は全体型の鋼材量に対する比率である。

Y1 と Y4 通りのラーメン架構を構成する柱 (C3=C5) と梁 (GX1) の成が大きいが X 方向梁の鋼材量の和は全体型よりも少なく、全体型の 82%である。柱についても鋼材量は減少し、全体型の 91%である。Y 方向架構では、梁の鋼材量はほぼ変わらず、ブレース鋼材量は 74%多い。部材の鋼材量の合計は、全体型より 7%少ない。柱鋼材量の減少に関しては、H 形鋼柱の強軸と弱軸それぞれの方向に対する断面性能が設計されることで、材料の使用効率が良くなったと考えられる。ブレース鋼材量が増えた理由は、Y 方向の内側架構 (X2-X5 架構) がすべてピン接合となり、X1 と X6 の耐震架構の負担水平力が増加したためである。1, 2 節のブレースの検定率は 0.85 と 0.93 であるが、3 節では 0.52 である。図 5a から確認できるように、集約型では上階で Y 方向地震時の水平剛性が支配的な制約条件となっており、耐力には余裕がある。また、3 節のブレース境界梁 (GY1) は下階より大きく、連層ブレース壁の曲げ変形に対する曲げ戻しに寄与している。全体型と同様に、部材の鋼材量に加えて、柱に取り合うスチフナと小梁の鋼材量を示す。スチフナについて、耐震架構内で H 形鋼柱に梁が剛接合される場合は板厚を取り合う梁フランジ厚の 1 サイズアップとし、長期架構内で柱に取り合う梁が全てピン接合される場合は 9mm とする。スチフナの鋼材量は 1.16m³ で、全体型のダイヤフラム鋼材量の約半分で柱鋼材量の約 8%である。部材の鋼材量にスチフナと小梁の鋼材量を加えた総計では、全体型よりも 8%少ない。総計に、その 30%と仮定した雑鉄骨の鋼材量を加えた単位床面積あたりの鋼材量は 936N/m² (95.5kg/m²) である (表 5)。

5. 全体型と集約型の比較

5.1 溶接量

両型式の優良設計解の溶接量を算出し、両者の加工手間を比較する。建築積算資料¹⁷⁾に準じて、4 階の全ての柱梁接合部の溶接量の合計を算出した。前出の図 3 は両型式の C4 柱と 4 階梁との接合詳細である。参照いただきたい。サイズ 6mm の隅肉溶接に換算した 4 階柱梁接合部の溶接長さは表 7 の通りである。表中「柱」の列は、全体型では角型鋼管に挿入するダイヤフラムへの柱の完全溶け込み溶接量であり、集約型では H 形鋼柱のフランジ間に挿入されるスチフナへの溶接量を示す。耐震架構内で H 形鋼柱に梁が剛接合される場合は、スチフナと柱フランジを完全溶け込み溶接、スチフナと柱ウェブを隅肉溶接とする。長期架構内で柱に取り合う梁が全てピン接合される場合は、スチフナと柱は全て隅肉溶接とする。表中の「剛接合梁」の列は、柱に剛接合される梁の溶接量を示し、梁フランジの完全溶け込み溶接とウェブの隅肉溶接の和である。ウェブの接合に関しては、図 3 のように、柱に溶接されたガセットプレートと梁ウェブが高力ボルト接合されるのが一般的であるが、ガセットプレートを梁ウェブと同厚同成と仮定して隅肉溶接長を算出する。「ピン接合梁」の列は柱にピン接合される梁のウェブ部分のみの溶接量を

表 6 集約型の優良設計解 (7 階建)

柱					ブレース
節	C1	C2	C3 (=C5)	C4	BR1
3	H-300x200 x9x16 (0.65) [+Y]	H-500x250 x16x16 (0.69) [+Y]	H-850x300 x22x19 (0.76) [X]	H-350x300 x9x12 (0.82) [L]	P-406.4 x9.5 (0.52) [+Y]
2	H-300x200 x9x16 (0.95) [L]	H-500x450 x16x36 (0.65) [+Y]	H-850x500 x22x22 (0.72) [X]	H-350x350 x9x19 (0.95) [L]	P-406.4 x7.9 (0.93) [+Y]
1	H-300x250 x9x16 (0.83) [L]	H-500x500 x16x40 (0.96) [+Y]	H-850x500 x22x36 (0.92) [X]	H-350x350 x9x25 (0.95) [L]	P-406.4 x9.5 (0.85) [+Y]

X 方向梁		Y 方向梁			
節	GX1 (=GX3)	GX2	GY1 (=GY2)	GY3	GY4
3	H-800x250 x14x19 (0.76) [X]	H-350x175 x7x11 (0.91) [L]	H-350x200 x9x12 (0.97) [+Y]	H-750x250 x12x25 (0.89) [L]	H-400x200 x9x16 (0.86) [L]
2	H-950x250 x16x19 (0.95) [X]		H-300x200 x9x16 (0.90) [+Y]		
1	H-950x250 x16x22 (0.91) [X]		H-300x200 x8x12 (0.84) [+Y]		

示し、剛接合の場合のウェブの溶接量と同様に算出する。なお、ブレースの取り合い部の溶接量は階全体の量に比べて小さいと考え無視する。

全体型と集約型の溶接量の合計はそれぞれ 1855m と 882m であり、全体型が集約型の 2.1 倍である。全体型の溶接量が多いことは自明であるが、それを定量的に示すことができた。全体型の溶接量の 76% が柱のダイヤフラム溶接である。梁の溶接量の和については、全体型は集約型の 1.77 倍である。

表 7 4 階柱梁接合部の換算溶接長さ (m)

型式	柱	剛接合梁	ピン接合梁	合計
全体型	1409.5	445.2	0.0	1854.6
集約型	630.4	218.2	33.4	882.1

5.2 建築利用上の考察

両型式の優良設計解を建築利用の視点で比較する。Y3 通りの内側 (X2-X5) 架構の C4 柱は全体型では BX-600x600 であるのに対し、集約型では H-350x350 (1, 2 節) と小さく、Y1 通りの C3 柱は全体型で BX-600x600 が、集約型で H-850x500 (1, 2 節) となった。C3 柱では成は大きくなるもののフランジ幅は全体型の角形鋼管柱幅よりも小さく、内部空間の利用上は集約型が有利と考えられる。一方、集約型のロングスパン梁 (GY3) の成は 750mm であり、全体型での 700mm (1 節) から 550mm (3 節) よりも大きい。梁成が居室の天井高を圧迫することから、当該ロングスパン梁の成を 650mm まで小さくして必要断面性能を確保すると H-650x300x12x32 となる。これによって、集約型の鋼材量の合計は 1.91m³ 増えて 38.22m³ となり、全体型の鋼材量の 98%となる。一方、本研究では梁のスラブとの合成効果は考慮していないが、諸外国では梁に固定荷重時のたわみ程度のむくりを設けた上で、合成効果を積極的に評価して設計することも多い。単純支持梁などで長期荷重下のたわみで断面が決定される場合は特に合成効果を考慮することによる鉄骨断面の縮小の程度が大きい。GY3 について、スラブ厚を 150mm として合成効果を考慮した場合、むくりを設けずに長期荷重下のたわみ制約を満足する最小規格断面は H-700x250x12x22 である^{11, 18)}。優良設計解の同梁に比べて鋼材量は 90.3%であり、梁にピン接合を多用する場合の合成効果を考慮することによる経済性と空間利用上の利点が認識できる。

X方向耐震架構(Y1とY4)のGX1梁について、全体型では、成が700mm(1節)から550mm(3節)であるのに対し、集約型では950mm(1-2節)から800mm(3節)である。ただし、外周架構にある同梁の成は、開口設計上の配慮が必要になるものの、天井高への影響は比較的小さいと考えられる。

5.3 保有水平耐力

優良設計解は、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の設計用地震荷重に対する設計解である。一方、7階建の検討対象建物の構造設計では、弾性解析による許容応力度設計の検討に加えて部材の塑性変形能力を考慮した保有水平耐力の検討が必要である¹⁰⁾。そこで本項では、前節で求めた全体型と集約型の優良設計解について、弾塑性静的増分解析を行い、保有水平耐力 Q_0 を算出し必要保有水平耐力 Q_{un} との比較を行う。地震荷重分布は A_1 分布とし、柱と梁の端部に塑性回転ばねを設ける。塑性回転ばねは、全塑性曲げモーメント M_p で降伏するバイリニア型とし、塑性後の回転剛性を部材の弾性曲げ剛性の1/100とする。 M_p はF値の1.1倍と塑性断面係数の積とする。ブレースについては、1要素の弾性トラス材とし、軸力が終局座屈耐力に達した時点で建物が保有水平耐力に至ったと判断する。図6にX方向とY方向の1階と3階の層間変形角と層せん断力 Q の関係を示す。解析には汎用解析ソフトウェアのMidas¹⁵⁾を用いた。

全体型と集約型のX方向について述べる。全体型では3階で最初に層間変形角が1/80に達し、この時の各階層せん断力を保有水平耐力 Q_0 とする。保有水平耐力時の1階の層せん断力係数 C_{qul} は0.418であり、この時に発生しているY1通り架構の塑性ヒンジは図7の通りである。柱梁耐力比の制約を設けたことによる梁降伏型のメカニズムにほぼ達していることが確認できる。保有水平耐力時の柱の負担せん断力と部材ランクから算出される D_s 値は全ての階で0.35である。Cランク以上となる幅厚比を断面寸法最適化の制約条件としたため、多くの部材はCランクとなり、フレームとしてのランクも全階でCランクとなった。これが、ラーメン構造の D_s 値としてはやや大きい理由である。建物は比較的整形で各階の形状特性係数 F_{es} は1.0であり、優良設計解はX方向の必要保有水平耐力 Q_{un} を確保している。一方、集約型でも3階で最初に層間変形角が1/80に達し、 C_{qul} は0.324である。 D_s 値は全体型同様全ての階で0.35であり、 F_{es} は1.0であることから、 Q_0 は Q_{un} を7%下回る。表4と表6を比較すると、集約型のX方向の梁(GX1とGX3)の検定値は全体型のX方向梁の値よりも高い。これらの梁の降伏が層の水平耐力低下に影響し、集約型の Q_0 は全体型の Q_0 より小さく、 Q_{un} を下回ったと考えられる。

一方、Y方向の荷重変形関係を図6bに示す。図中の×印は、いずれかの階のブレースが終局座屈耐力に達した時点を示し、それ以降の荷重変形関係を点線で示す。ここで、終局座屈耐力は短期許容圧縮応力度の1.1倍と部材断面積の積である。ブレースの座屈後挙動の精査は行わず、座屈発生時の層せん断力をY方向の保有水平耐力 Q_0 とする。座屈拘束ブレースの使用により、ブレースの座屈が必ずしも保有水平耐力の決定要因とならない可能性もあるが、本研究では特殊な部材や装置などを用いない範囲を想定して検討を進める。全体型のY方向の保有水平耐力時の1階層せん断力係数は0.249であり、集約型では0.238である。それぞれ1階と2階のブレースが最初に座屈した。

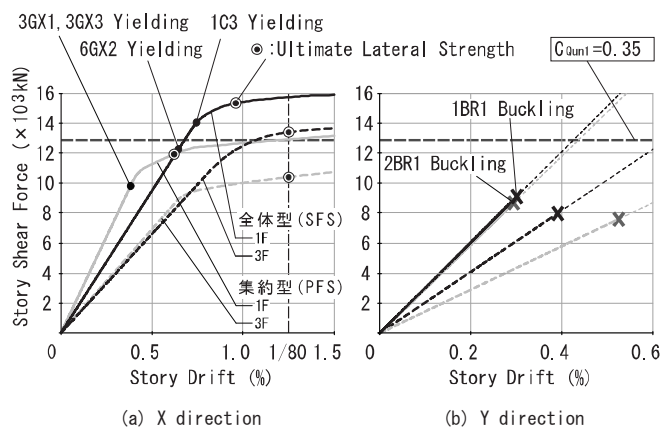


図6 優良設計解の荷重-変形関係

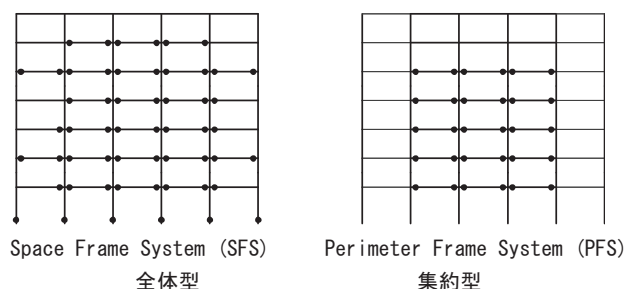


図7 保有耐力時ヒンジ図(Y1架構)

ブレースとフレームのランクおよび保有水平耐力時の部材の負担せん断力から算出した D_s 値は全体型と集約型の全ての階で0.35である。ブレースのランクは全てBであり、水平力の負担率は50%を超える。 $F_{es}=1.0$ を考慮して算出される各階の Q_{un} は Q_0 の1.41倍(全体型)と1.47倍(集約型)である。

集約型のX方向と両型式のY方向の設計用地震荷重を1.05× Q_{un}/Q_0 倍して得られた優良設計解の Q_0 は Q_{un} の1.07倍(集約型X方向)、1.05倍(全体型Y方向)、1.00倍(集約型Y方向)といずれも Q_{un} 以上となった。これらの設計解では全体型と集約型共にブレースおよび付帯柱(C2柱)のほか、上層階(3節)の境界梁(GY1=GY2)の断面が増大した。鋼材量の合計の増分は11.4%(全体型)と10.9%(集約型)である。

ブレースの座屈後挙動を含めた建物の靱性評価は一般的な実務設計では行われないが、我国では、柱梁接合部のほぼ全てを剛接合とした全体型の方が、ピン接合を多用した集約型よりも靱性あるいは冗長性が高いと考えられる傾向がある。一方、塑性化を伴う成形材に完全溶け込み溶接を多用した角形鋼管柱を用いた全体型よりも柱の弱軸方向の耐力を無視して全体型と同じ柱梁耐力比を確保した集約型の方が、層崩壊を回避する上での信頼性が高いことも考えられる。両者の靱性あるいは冗長性の評価については今後の課題としたい。

6. 建物階数の影響

前述の7階建の検討建物に対し、図4の平面架構は変更せず、階数を4と10にした場合の検討を行い、建物階数の影響を考察する。節の構成は、7階建を基本として、10階建と4階建とでそれぞれ3階分の1節ずつ増減させる。各部材が所属する節は表1の通りであ

表 8 全体型の優良設計解（4 階建）

柱						ブレース
節	C1	C2	C3	C4	C5	BR1
2	BX-400x400x12 (0.57) [X]	BX-300x300x9 (0.76) [X]	BX-550x550x16 (0.60) [X]	BX-500x500x16 (0.53) [X]	BX-450x450x12 (0.52) [X]	P-267.4 x6.0 (0.80) [+Y]
1	BX-400x400x12 (0.71) [X]	BX-300x300x16 (0.63) [Y]	BX-550x550x16 (0.80) [X]	BX-500x500x16 (0.79) [X]	BX-450x450x12 (0.71) [X]	P-267.4 x7.0 (0.85) [+Y]

X 方向梁				Y 方向梁		
節	GX1	GX2	GX3	GY1= GY2	GY3	GY4
2	H-550x250 x9x22 (0.55) [X]	H-550x200 x9x12 (0.61) [X]	H-550x200 x9x12 (0.57) [X]	H-550x200 x9x12 (0.53) [+Y]	H-550x300 x9x19 (0.94) [L]	H-550x200 x9x12 (0.67) [L]
1	H-600x300 x12x19 (0.57) [X]	H-600x200 x12x16 (0.62) [X]	H-600x200 x12x16 (0.54) [X]	H-600x200 x12x16 (0.40) [+Y]	H-600x250 x12x22 (0.84) [L]	H-600x200 x12x16 (0.57) [-Y]

表 10 全体型の優良設計解（10 階建）

柱						ブレース
節	C1	C2	C3	C4	C5	BR1
4	BX-450x450x12 (0.51) [X]	BX-500x500x16 (0.39) [-Y]	BX-650x650x16 (0.56) [X]	BX-600x600x16 (0.47) [X]	BX-500x500x16 (0.45) [X]	P-355.6 x7.9 (0.43) [-Y]
3	BX-450x450x16 (0.75) [X]	BX-500x500x16 (0.67) [+Y]	BX-650x650x19 (0.74) [X]	BX-600x600x16 (0.73) [X]	BX-500x500x16 (0.63) [X]	P-318.5 x7.9 (0.79) [-Y]
2	BX-450x450x19 (0.91) [X]	BX-500x500x22 (0.81) [-Y]	BX-650x650x19 (0.87) [X]	BX-600x600x16 (0.90) [X]	BX-500x500x16 (0.75) [X]	P-406.4 x7.9 (0.92) [-Y]
1	BX-450x450x22 (0.92) [X]	BX-500x500x40 (0.77) [-Y]	BX-650x650x22 (0.95) [X]	BX-600x600x25 (0.88) [X]	BX-500x500x19 (0.78) [X]	P-406.4 x7.9 (0.85) [-Y]

X 方向梁				Y 方向梁			
節	GX1	GX2	GX3	GY1= GY2	GY3	GY4	
4	H-600x300 x12x25 (0.57) [X]	H-600x200 x12x16 (0.68) [X]	H-600x200 x12x16 (0.57) [X]	H-600x200 x12x16 (0.83) [+Y]	H-600x250 x12x19 (0.99) [L]	H-600x200 x12x16 (0.71) [+Y]	
3	H-700x300 x12x36 (0.64) [X]	H-700x200 x12x25 (0.78) [X]	H-700x200 x12x16 (0.70) [X]	H-700x200 x12x19 (0.90) [+Y]	H-700x200 x12x19 (0.98) [-Y]	H-700x200 x12x16 (0.81) [+Y]	
2	H-750x300 x12x40 (0.63) [X]	H-750x300 x12x19 (0.79) [X]	H-750x200 x12x19 (0.73) [X]	H-750x200 x12x16 (0.93) [+Y]	H-750x200 x12x16 (0.98) [-Y]	H-750x200 x12x16 (0.77) [+Y]	
1	H-750x300 x12x40 (0.62) [X]	H-750x300 x12x25 (0.78) [X]	H-750x300 x12x19 (0.61) [X]	H-750x200 x12x19 (0.68) [+Y]	H-750x200 x12x16 (0.95) [L]	H-750x200 x12x16 (0.74) [-Y]	

る。また、最適化における制約条件は 7 階建の場合と同じである。各優良設計解を表 8-11 に示す。それぞれの鋼材量は表 5 の通りである。鋼材量の合計を比較すると、全体型に対して集約型は 89%（4 階建）、93%（7 階建）、98%（10 階建）であり、階数が大きくなるほど差が小さい。この理由として、4 階建では、同一階同一梁成とする全体型では、X 方向のラーメン架構で必要な梁成と 12.8m のロングスパン梁の成を同じとすることが比較的大きな制約になっていたのに対し、階数が増えて地震力に対する必要梁断面が大きくなると、同一階同一梁成制約の影響が相対的に小さくなったためと考えられる。また、10 階建の集約型では、Y 方向地震荷重下で連層ブレースの曲げ変形が顕著になり、それを拘束する GY1 境界梁（=GY2）の断面が大きくなった。全体型について、7 階建以下では同一階同一梁成での境界梁断面には余裕があったのに対し、10 階建では境界梁が成を有効に活用できていると考えられる。

7. まとめ

本研究では、鋼構造事務所建物の耐震架構配置に着目し、ほぼ全ての柱梁接合部を剛接合として全体を耐震架構とする設計（全体型）と外周に耐震架構を限定する設計（集約型）の構造的性状を比較した。我国で一般的に設計される全体型の建物は、諸外国での集約型建物

表 9 集約型の優良設計解（4 階建）

柱					ブレース
節	C1	C2	C3 (=C5)	C4	BR1
2	H-200x200 x8x12 (0.93) [L]	H-300x300 x9x16 (0.62) [+Y]	H-750x250 x19x19 (0.78) [X]	H-300x250 x9x19 (0.85) [L]	P-355.6 x6.4 (0.71) [+Y]
1	H-200x200 x9x16 (0.89) [L]	H-300x300 x9x25 (0.88) [+Y]	H-750x400 x19x22 (0.89) [X]	H-300x300 x9x19 (0.87) [L]	P-406.4 x7.9 (0.66) [+Y]

X 方向梁			Y 方向梁		
節	GX1 (=GX3)	GX2	GY1 (=GY2)	GY3	GY4
2	H-700x200 x12x19 (0.78) [X]	H-350x175 x7x11 (0.91) [L]	H-300x200 x8x12 (0.73) [+Y]	H-750x250 x12x25 (0.89) [L]	H-400x200 x9x16 (0.86) [L]
1	H-800x300 x14x25 (0.65) [X]		H-300x200 x8x12 (0.70) [+Y]		

表 11 集約型の優良設計解（10 階建）

柱					ブレース
節	C1	C2	C3 (=C5)	C4	BR1
4	H-650x300 x16x16 (0.64) [+Y]	H-700x250 x19x16 (0.62) [+Y]	H-950x350 x25x19 (0.63) [X]	H-400x300 x12x12 (0.73) [L]	P-355.6 x12.7 (0.32) [+Y]
3	H-650x450 x16x25 (0.64) [+Y]	H-700x400 x19x19 (0.71) [+Y]	H-950x450 x25x25 (0.74) [X]	H-400x350 x12x19 (0.88) [L]	P-406.4 x16.0 (0.44) [-Y]
2	H-650x400 x16x19 (0.75) [+Y]	H-700x550 x19x36 (0.67) [+Y]	H-950x650 x25x28 (0.73) [X]	H-400x400 x12x25 (0.91) [L]	P-406.4 x12.0 (0.88) [+Y]
1	H-650x650 x16x28 (0.64) [+Y]	H-700x700 x19x40 (0.96) [+Y]	H-950x700 x25x40 (0.92) [X]	H-400x400 x12x28 (0.98) [L]	P-406.4 x9.5 (0.85) [+Y]

X 方向梁			Y 方向梁		
節	GX1 (=GX3)	GX2	GY1 (=GY2)	GY3	GY4
4	H-700x300 x12x28 (0.72) [X]	H-350x175 x7x11 (0.91) [L]	H-650x200 x12x19 (0.91) [+Y]	H-750x250 x12x25 (0.89) [L]	H-400x200 x9x16 (0.86) [L]
3	H-950x300 x16x25 (0.89) [X]		H-900x250 x16x19 (0.94) [+Y]		
2	H-1100x300 x19x22 (0.95) [X]		H-650x200 x12x19 (0.95) [+Y]		
1	H-950x300 x16x22 (0.89) [X]		H-350x200 x9x12 (0.78) [+Y]		

よりも鋼材量が多くなる可能性がある。

検討対象は標準的な 7 階建建物とし、桁行方向（X 方向）はラーメン構造、張間方向（Y 方向）はブレース架構（全体型ではブレース架構とロングスパン梁を含むラーメン架構）である。全体型では柱を角形鋼管、集約型では H 形鋼とした。両型式の建物の骨組に対して、部材断面寸法を設計変数とし、許容応力度設計の条件を満足させることを制約条件とした鋼材量最小化を行った。得られた断面寸法を規格寸法に収斂させ、優良設計解を得た。両型式の優良設計解同士を比較して、耐震架構配置が鋼構造事務所建物の構造的性状に及ぼす影響を比較分析した。最適化を用いたことにより、異なる耐震架構配置の設計解の比較において客観性を確保できた。また、設計を決定づける支配的な制約条件が分析できた。本研究で、得られた知見は以下の通りである。

- (1) 最適化により、全体型の X 方向の柱梁部材断面は主として層間変形角と 1, 2 節の柱梁耐力比の制約で決定され、1 階の柱については耐力の制約が支配的である。Y 方向の部材断面については、ロングスパン梁で長期荷重下の耐力、ブレースおよび 1 階の付帯柱で Y 方向荷重下の耐力が支配的である。2, 3 節の付帯柱およびその他の梁については、幅厚比制約下の最小断面とな

り、耐力には余裕がある。また、Y方向の層間変形角の制約にも余裕がある。一方、集約型では、全体型ほど柱梁耐力比は支配的ではない。X方向部材では変形角と耐力の両方が支配的であり、Y方向部材では、1, 2節のブレースと付帯柱で耐力、2, 3節で層間変形角の制約が支配的である。3節のブレース耐力には余裕がある一方、2, 3節の境界梁が曲げ戻しに寄与し、耐力が支配的である。耐震架構の柱梁断面は全体型より大きい、長期架構ではロングスパン梁を除き断面が小さい。

- (2) 優良設計解の柱、梁、ブレースの鋼材量を比較すると、集約型は全体型よりも7%少ない。X方向梁の鋼材量で18%少なく、ブレース鋼材量で74%多い。全体型のダイヤフラム鋼材量は、柱鋼材量の15%である。部材鋼材量に、小梁、全体型のダイヤフラムあるいは集約型の柱スチフナ分を加え、それらの30%と仮定した雑鉄骨分を加えた総鉄骨量は単位面積あたり1019N/m²（全体型）と936N/m²（集約型）であり、既往研究による同規模同用途建物の推定鉄骨量の79%と73%である。最適化により鋼材量が低減できていることを確認した。
- (3) 両型式の加工手間を比較するため、4階部分の柱梁仕口の換算溶接量を算出した。全体型の溶接量は集約型の2.1倍であり、全体型の換算溶接量の76%がダイヤフラムの加工によるものである。両型式の加工手間には大きな差があることを定量的に確認した。
- (4) 保有水平耐力の検討を行った。全体型のX方向については、優良設計解がの保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} を上回ったが、集約型のX方向と、両型式のY方向については、 Q_u は Q_{un} 以下となった。 $Q_u \geq Q_{un}$ となるよう地震荷重を割増しして求めた優良設計解の部材鋼材量の増分は、全体型で11.4%、集約型で10.9%である。鋼材量の増分は両型式でほぼ等しく、許容応力度設計を制約条件とした優良設計解同士の比較で、保有水平耐力の検討を含めた型式の比較ができたと考えられる。
- (5) 検討建物の階数が7の場合に加えて、4と10の場合の優良設計解を算出した。全体型に対する集約型の鋼材量は89%(4階建)、93%(7階建)、98%(10階建)であり、階数が大きくなるほど差が小さく、いずれも集約型の方が少ない。

Appendix

検討建物の仮定床構造と重量は次の通りである。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まで床が延長すると仮定する。従って、各階床面積は656m²である。固定荷重の設定に関しては既往の設計例⁹⁾を参考にした。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入力としては、Y方向架構の支配幅（内側6.4m、外側3.2m）に対して床重量を等分布荷重で載荷した上で、外周部の壁重量を等分布荷重あるいは節点荷重で与える。最上階重量は、基準階重量よりも大きくなるのが一般的であるが、モデルを単純化して基準階重量と同じとする。

謝辞

本研究の方針策定にあたり和田章東京工業大学名誉教授およびGregory G. Deierlein Stanford 大学教授より貴重なご助言をいただいた。また、解析作業の一部を石川栞氏（首都大学東京大学院生）に担当いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 長谷川隆ほか：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, pp903-908, 1998. 9
- 2) 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, pp761-762, 2008. 9
- 3) 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, pp1035-1036, 2012. 9
- 4) 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, pp943-944, 2005. 9
- 5) James O. Malley: Post-Northridge Research Efforts to Improve Steel Frame Building Performance, 11 WCEE, paper No. 2140, 1996. 6.
- 6) 澤田樹一郎, 清水斉, 松尾彰：鉄骨工場製作コストを考慮した最小コスト骨組と最小重量骨組の設計解と地震応答の比較研究, 日本建築学会構造系論文集, 第679号, pp1413-1420, 2012. 9
- 7) L. Pavlovčič, A. Krajnc, D. Beg: Cost function analysis in the structural optimization of steel frames, Structural and Multidisciplinary Optimization, 28(4), pp286-295, 2004. 8
- 8) Min Liua, Y.K. Wenb, Scott A. Burnsc: Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with risk-taking preference, Engineering Structures, 26(10), pp1407-1421, 2004. 8
- 9) 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
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2008. 6
- 11) 新日鉄住金株式会社：建設用資材ハンドブック, 2012. 10
- 12) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法, 2007. 7
- 13) ABAQUS Ver 6.13, Dassault Systemes, 2014.
- 14) SNOPT Ver 7.2, Stanford Business Software Inc., 2014
- 15) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology, 2014
- 16) 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, pp1217-1218, 2008. 9
- 17) 日本建築積算協会：建築積算, 第6版, 2013. 11
- 18) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・解説, 2010. 11

COMPARISON OF STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF STEEL OFFICE BUILDINGS COMPOSED OF SPACE AND PERIMETER FRAME SYSTEMS

Jiro TAKAGI and Makoto OHSAKI***

* Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.

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

Structural characteristics of standard steel office buildings are investigated. Buildings are designed in two types of lateral resisting systems, which are space frame system (SFS) and perimeter frame system (PFS). Moment resisting connections are used in most of beam-column connections in SFS, where the columns are typically square hollow structural sections (HSS) subject to bi-axial bending moment under lateral forces. Contrarily, the moment resisting connections are limitedly used in the perimeter frames in PFS, where the columns are I-shaped sections and simple connections are used for beams connecting perpendicular to the lateral frames. The standard office buildings investigated in this paper consist of braced frames in Y-direction (transverse direction), but not in X-direction (longitudinal direction). Most of the column spacing is 6.4m; however, 12.8m long beams exist in Y-direction.

Steel quantity is minimized complying with the Japanese allowable stress design requirements, which include constraints on stresses under long and short term loads, width-thickness ratios, column-to-beam strength ratios, lateral drift under earthquake loads, and beam sagging under gravity load. For SFS design, height of beams on a floor is assumed to be the same, because the height is restricted by vertical locations of the diaphragms.

The design variables are the section sizes. The optimized section sizes are rounded up to standard sizes to obtain decent design solutions (DDS). Findings in this study are summarized as follows:

- (1) For the seven story building, dominating constraints for the design of the frames in X direction are primarily column-to-beam strength ratio and lateral drifts. On the other hand, those for Y direction are stress limitations of the braces and connecting columns as well as deformation of the 12.8m long-span beams. The constraint of story drift also controls design for Y direction for PFS.
- (2) Steel quantities of the DDSs of the SFS and PFS are both smaller than statistical average of existing buildings, which is estimated with respect to the building story and floor area. The optimization process certainly reduces the steel quantity.
- (3) Total welding length in the DDS of the SFS is 2.1 times as large as that of the PFS. The welding length of CJP groove weld between square HSS columns and diaphragms is 76% of the entire welding length in the SFS. This implies that the labor cost in the SFS is significantly greater than that in the PFS.
- (4) Static pushover analyses are conducted for the DDSs of the SFS and PFS. Their ultimate lateral strengths are smaller than the required lateral strength by Japanese design standard, except in X-direction of the SFS. In order to meet this requirement, additional 11% of steel is needed for the SFS and PFS design solutions; however, their steel quantities are still smaller than the statistic average.
- (5) DDSs of the SFS and PFS are obtained for four, seven and ten story standard office buildings. The steel quantities of the PFSs are 89%, 93% and 98% of those of the SFSs, for the four, seven and ten story buildings, respectively. The difference is greater in low-rise buildings. The constraint of uniform beam height in SFS may primarily lead to the increase of the steel quantity in low-rise buildings due to larger difference in the strength and stiffness of lateral resisting and long-span beams.

(2014年12月9日原稿受理, 2015年5月22日採用決定)