

論文 鉄骨鉄筋コンクリート壁柱と埋込み鉄骨梁を主な耐震要素として外周に配置した架構の耐震性能に関する研究

佐川 隆之*1・前田 匡樹*2・石井 大吾*3・北岡 聡*4

要旨: 本研究では、SRC 壁柱および埋込み鉄骨梁を主要な耐震要素として外周に設けた架構の耐震性能の検証を目的とし、既往の部分架構実験において梁曲げ降伏型の履歴性状が得られた試験体を対象とし、接合部を含む部分架構の骨格曲線のモデル化に関する検討を行い、部分架構実験結果との比較を行った。さらに、架構モデルについて保有水平耐力計算法による静的増分解析を行い、塑性ヒンジの発生状況および層間変形角分布について鉄骨造架構との比較を行った。鉄骨造架構と比較し、提案する架構は 1 次設計時と保有水平耐力時の層間変形角を全層にわたって均一化できることを確認した。

キーワード: 混合構造, 柱梁接合部, 壁柱 SRC 梁 S, 保有水平耐力計算法, 静的増分解析

1. はじめに

外周に配置した鉄筋コンクリート造壁柱（以下、RC 壁柱と呼ぶ）の間を鉄骨梁により連結する構法の研究が進み、事務所建物等での適用事例が報告^{1)~3)}されている。地震時の各層の変形を一樣にする心棒の効果⁴⁾を期待するため、1 階壁柱は半剛接合柱脚とされる場合が多い。純ラーメンの鉄骨造では地震時に下層部に変形集中層が形成されることが多いが、これらの構法では壁柱により各層の層間変形角が平均化され、全層にわたり鉄骨梁がエネルギーを効率よく吸収できる利点がある（図-1）。

筆者らは鉄骨鉄筋コンクリート造（以下、SRC と呼ぶ）壁柱を用いた壁柱 SRC 梁 S 接合部および架構を想定した検討⁴⁾⁵⁾を行っている（図-2、図-3）。壁面内方向の想定接合部では SRC 壁柱と鉄骨梁との接合を梁埋込み部のコンクリートの支圧力による応力伝達機構により実現することによって、柱梁接合部の施工性向上も図ることができる。想定接合部について、鉄骨梁の埋込み長さをパラメータとした部分架構実験を行い、埋込み長さ/梁せい比を 1.44 倍とした試験体で梁降伏型の紡錘形の履歴性状が得られたことを報告している⁵⁾。

本報では、既往の部分架構実験で梁曲げ降伏型の履歴性状を示した試験体を対象とし、接合部のせん断変形の評価および部分架構の骨格曲線のモデル化に関する検討を行い、部分架構実験結果との比較を行った。さらに SRC 壁柱および埋込み鉄骨梁を主要な耐震要素として外周に設けた架構の耐震性能を検証するため、保有水平耐力計算法⁶⁾に基づき静的増分解析を行い、塑性ヒンジの発生状況および層間変形角について、鉄骨造架構（以下、純 S 架構と呼ぶ）との比較を行った。

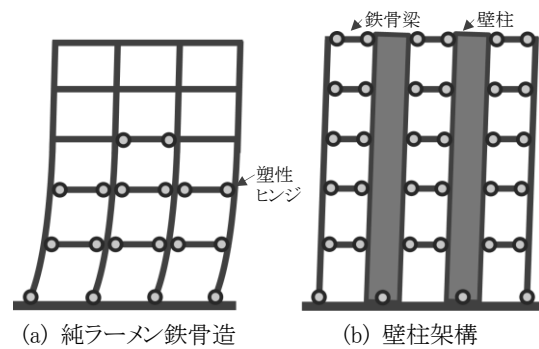


図-1 崩壊メカニズムのイメージ

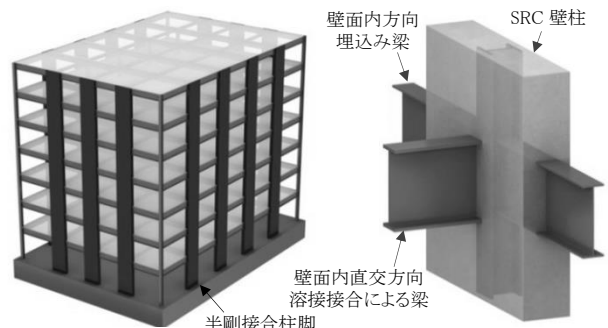


図-2 本研究で検討対象とする架構および接合部

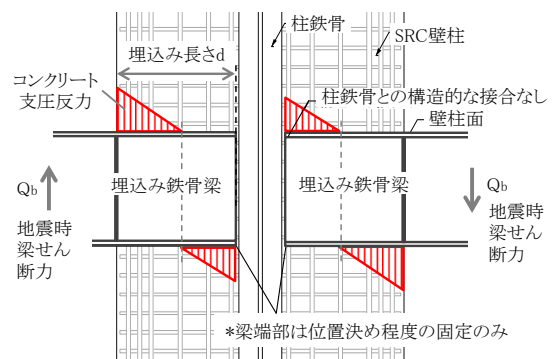


図-3 想定する接合部の支圧伝達機構

*1 清水建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻教授 博士(工学) (正会員)

*3 清水建設(株) 博士(工学)

*4 新日鉄住金(株) 博士(工学)

2. 部分架構実験を対象とした骨格曲線の評価

一般的に埋込み柱脚では、コンクリートの支圧力によって鉄骨部材の応力が伝達されるため、埋込み部分の鉄骨および周囲のコンクリートに支圧変形が生じ、柱は接合部フェイス位置での完全固定とはならないこと、さらに接合部のせん断変形が架構全体の剛性に影響を与えることが示唆されている⁷⁾。架構の耐震性を評価するにはこれらの変形の影響を考慮し、接合部の剛性をモデル化する必要があると考えられる。

中島ら^{7),8),9)}は、埋込み長さが部材せいの2倍以上の接合部では、埋込み始点から1.5倍程度の位置を剛接として接合部の剛性を評価できると報告している。しかし、本研究で対象としている埋込み長さが部材せいの1.5倍未満かつ簡易な埋込みディテールである鉄骨梁の埋込み接合部の変形および接合部の剛性が架構に与える影響については、明らかになっていない。とくに、SRC壁柱および埋込み鉄骨梁を耐震要素として外周に設けた架構においては、接合部の剛性を適切にモデル化した上で、各部材の剛性比を設定し、耐震性能を評価することが重要であると考えられる。

ここでは、壁柱SRC梁S接合部を含む架構の骨格曲線の評価を行うため、既往の実験⁵⁾から得られた部分架構の各部材(梁、パネルコンクリート、壁柱)の変形割合および実験で得られた骨格曲線について検討を行った。

2.1 壁柱SRC梁S接合部の部分架構実験

(1) 実験概要

部分架構実験の試験体は壁柱SRC梁S接合部の壁面内方向接合部をモデル化した1/2スケールの試験体とした。試験体一覧および試験体の破壊モードを表-1に、代表的な試験体形状寸法を図-4に示す。梁幅/壁柱幅比と埋込み長さ/梁せい比をパラメータとし、01d14試験体の鉄骨梁の埋込み長さは575mmとし、埋込み長さ/梁せい比は1.44である。02d10試験体は01d14試験体と同一の鉄骨梁を用い、埋込み長さを400mmと短くし、埋込み長さ/梁せい比を1.0とした。03d10試験体と04d10試験体は、02d10試験体の形状に対して、梁幅のみをそれぞれ100mm、75mmに変更し、梁幅/壁柱厚がコンクリートの支圧強度へ与える影響を検討した。05d11試験体は、01d14試験体の形状に対して、梁せいのみを500mmに変更し、埋込み長さ/梁せい比を1.15とした。なお、試験体の梁埋込み部の設計に関しては、鋼構造接合部設計指針⁹⁾の埋込み柱脚の終局曲げ耐力式を用い、接合部の終局曲げモーメントを算定した。

加力は壁柱の上下反曲点を想定した位置に水平反力を取り、梁端部の反曲点位置に鉛直ジャッキで逆対称の鉛直変位を与え、正負交番漸増繰り返し載荷を行った。図-5に加力サイクルを示す。梁降伏先行型とした01d14

表-1 試験体一覧

試験体	SRC 壁柱		鉄骨梁(SN490B)	梁埋込み長さ d (mm)	破壊形式
	柱鉄骨	RC 部			
01d14		1250x280 (Fc36)	H-400x125x9x12	575	梁曲げ降伏
02d10	H-175x175 x7.5x11 (SS400)	900x280 (Fc27)	H-400x125x9x12	400	接合部支圧破壊
03d10			H-400x100x9x19		
04d10			H-400x75x9x19		
05d11		1250x280 (Fc27)	H-500x125x9x22	575	

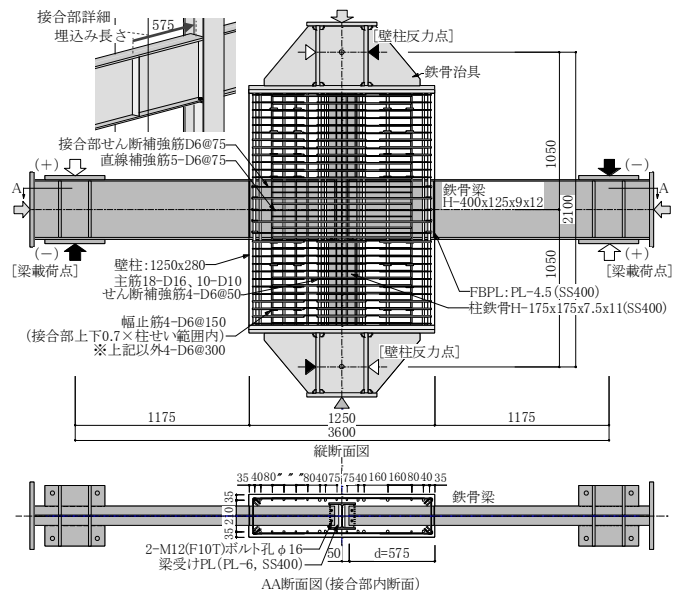


図-4 試験体形状 (01d14 試験体)

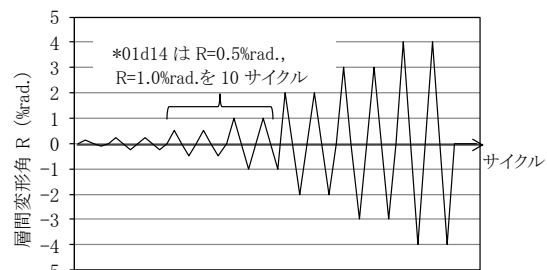


図-5 加力サイクル

試験体では層間変形角 $R=0.5\%rad$ および $R=1.0\%rad$ で10回ずつ繰り返し加力を行った。

梁の埋込み長さ/梁せい比を1.44とした試験体では、鉄骨梁の曲げ降伏が先行し、安定した履歴性状を示し梁降伏先行型の破壊モードとなった。埋込み長さ/梁せい比を1.0、1.15とした試験体は接合部の支圧破壊が進行し、接合部破壊に至った。

(2) 全体変形角における各部材の変形割合

接合部のせん断変形が部分架構の全体変形に与える影響を検証するため、全体変形角における各部材(梁、パネルコンクリート、壁柱)の変形割合を算出した。実験における壁柱SRC梁S接合部のパネルコンクリートの変位計測位置を図-6に、各部位の変形成分の定義および算出方法を図-7に示す。梁曲げ降伏型の01d14試験

体と接合部の支圧破壊型の 02d10 試験体について、梁せん断力と接合部せん断変形角および変形割合の推移を図-8 に示す。

01d14 試験体は、 $R=2.0\%$ rad.時においても接合部せん断変形および接合部せん断変形による変形角の割合は小さく、梁変形による変形角が全体変形角の大部分を占めていることがわかる。02d10 試験体は 01d14 試験体と比べると接合部のせん断変形は大きい、 $R=2.0\%$ rad.時においても梁変形による変形角が全体変形角の9割近くを占めている。いずれの試験体とも、接合部せん断変形が全体変形角に与える影響は梁変形による変形角と比べ、小さいことが確認された。

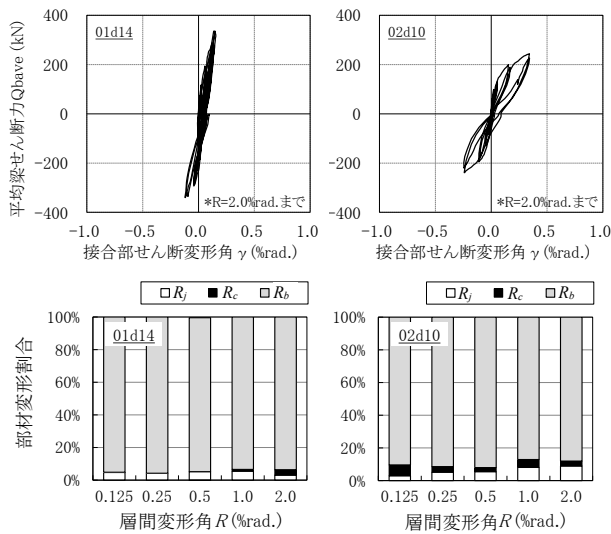


図-8 接合部せん断変形角および部材変形割合の推移

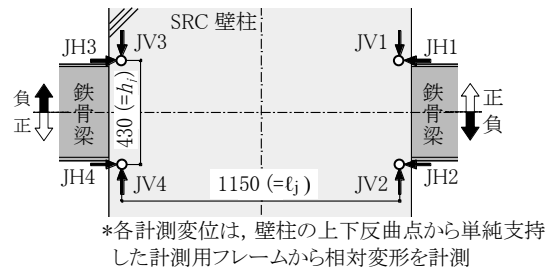
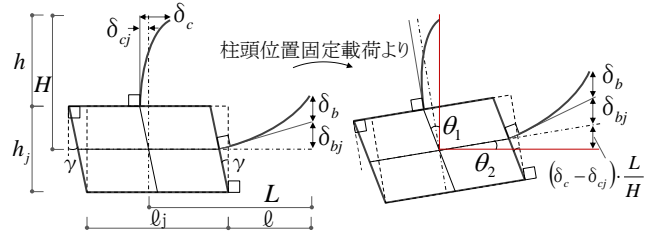


図-6 パネルコンクリートの変位計測位置



各部位の変形成分の定義

$$\theta_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_{JH1} - \Delta_{JH2} - \Delta_{JH3} - \Delta_{JH4}}{h_j} \right), \theta_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_{JV1} - \Delta_{JV3} - \Delta_{JV2} - \Delta_{JV4}}{\lambda_j} \right)$$

$$R = R_b + R_j + R_c, R_b = R - (R_j + R_c)$$

$$R_j = \frac{\delta_{bj}}{L} - \frac{\delta_{cj}}{H} = \frac{\lambda \cdot \gamma}{L} - \frac{h_j \cdot \gamma}{2 \cdot H} = \gamma \cdot \left(\frac{\lambda}{L} - \frac{h_j}{2H} \right)$$

$$R_c = \frac{\delta_c}{H} = \left\{ \frac{h_j}{2} \cdot \theta_1 + h \cdot \theta_2 \right\} \cdot \frac{1}{H}$$

ここで、
 R : 部分架構の全体変形角
 R_b : 全体変形角における梁変形による変形角
 R_j : 全体変形角における接合部せん断変形による変形角
 R_c : 全体変形角における壁柱変形による変形角
 γ : 接合部のせん断変形角 ($= \theta_1 - \theta_2$)
 $\Delta_{JH1-4}, \Delta_{JV1-4}$: 図-6 におけるパネルコンクリートの計測変位
 δ_{bj} : 接合部せん断変形による梁端部の変形
 δ_{cj} : 接合部せん断変形による壁柱端部の変形

図-7 各部位の変形成分の定義および算出方法

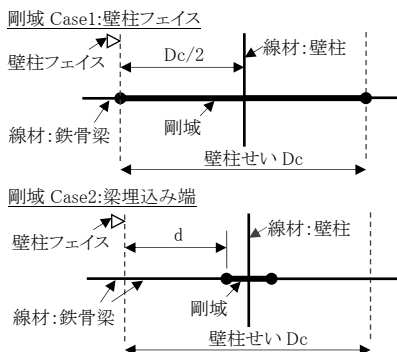


図-9 線材置換および剛性の定義

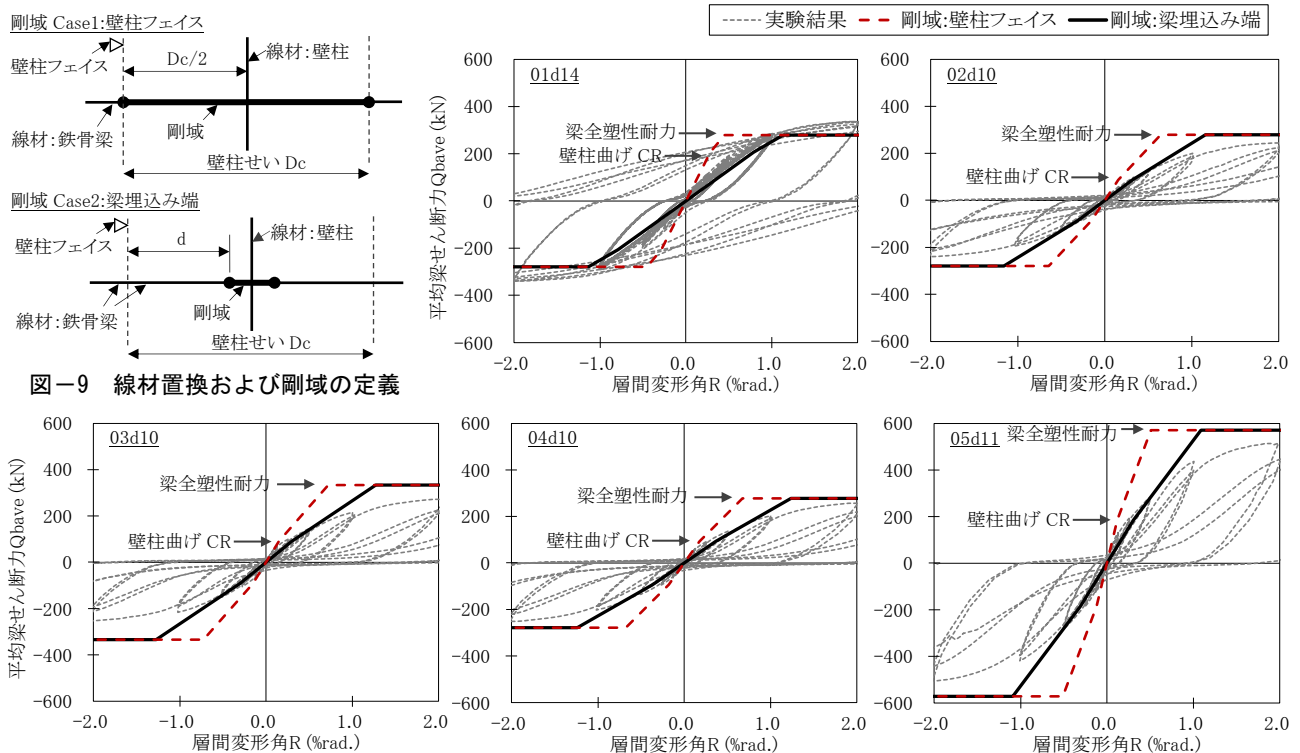


図-10 各試験体の平均梁せん断力-層間変形角関係と剛性計算値の比較

2.2 線材置換および剛域設定による部分架構の剛性評価

2.1 節で定義した全体変形角における梁変形による変形角には、埋込み部分の鉄骨梁周囲のコンクリートに生じる支圧変形⁷⁾による変形角成分（以下、支圧変形と呼ぶ）も含まれていると考えられる。ここでは、梁曲げ降伏型の01d14試験体の骨格曲線のモデル化にあたり、柱および梁部材を線材置換し接合部に剛域を設定することで、接合部のせん断変形および埋込み部分の支圧変形による影響を簡易的に考慮することとした。

壁柱SRC梁S接合部を含む部分架構の線材置換および剛域の定義を図-9に示す。壁柱内の鉄骨梁すべてを剛域とした場合と鉄骨梁の埋込み端部から壁柱芯までを剛域とした場合の2ケースについて骨格曲線を計算し、部分架構実験結果との比較検討を行った。各試験体の平均梁せん断力-層間変形角関係と骨格曲線の比較を図-10に示す。図中には、壁柱フェイス位置で計算した梁曲げ全塑性耐力と鉄骨梁フェイス位置で計算した壁柱の曲げひび割れ耐力を併せて示す。

剛域 Case1 による計算値は、01d14 試験体の梁降伏点近傍 ($R=\pm 1.0\%$ rad.) の剛性を過大評価している。一方、剛域 Case2 による計算値は01d14 試験体の梁降伏点近傍の剛性を安全側に評価していることがわかる。剛域 Case2 では、梁の埋込み部分を梁部材とみなすことによって、埋込み部の支圧変形により生じる部分架構全体の変形を間接的ではあるが、安全側に評価することができると考えられる。想定対象外ではあるが、接合部の支圧破壊型の試験体についても、接合部破壊が進行する前

の $R=\pm 0.5\%$ rad.程度までは、剛域 Case2 による計算値によって実験結果を概ね評価できることがわかる。

なお、物理モデルに基づいた埋込み部の支圧変形の詳細な算定方法については今後の検討課題とする。

3. 静的増分解析による架構の耐震性能の検証

3.1 解析モデル概要

解析モデルは7階建て延べ床面積 6,500mm²程度の事務所ビルを対象とし、前述したSRC壁柱および埋込み鉄骨梁を主要な耐震要素として外周に設けた提案架構と従来鉄骨造架構の2通りについて検討を行った。それぞれの架構寸法を図-11および図-12に示す。

構造計算は保有水平耐力計算法⁶⁾により行った。外力分布はAi分布とし、地震地域係数は1.0、第2種地盤、一次固有周期(0.03h, h:建物高さ)を用い計算した。標準せん断力係数 $C_0=0.2$ 相当の地震力を想定した1次設計時は、最大層間変形角が1/200rad.以下となるように設計クライテリアを設けた。保有水平耐力はいずれかの層の層間変形角が1/100rad.に達した時点の耐力とし、各モデルともベースシア係数0.35相当を確保するように設計した。提案架構では、1階のSRC壁柱の半剛接合柱脚は、SRC壁柱に内蔵された柱鉄骨のみを基礎梁に埋込み柱脚として接合するものと想定し、鋼構造接合部設計指針^{7),8),9)}の埋込み柱脚の剛性算定法を参考とし、脚部に回転バネを設定した。断面算定結果を表-3および表-4に示す。解析にはSNAPを用いた。

表-3 断面リスト:提案架構

		G1	G2	G3	G4	G5
梁断面	RF	H-600x200	H-600x200	H-500x200	H-900x250	H-700x250
	7F	x12x19	x12x19	x14x22	x19x28	x14x19
	6F					
	5F	H-700x250	H-700x250	H-600x300	H-900x300	H-800x250
	4F	x16x22	x16x22	x16x22	x19x36	x19x22
	3F	H-700x300	H-700x300	H-600x300	H-900x300	H-800x250
2F	x19x25	x19x25	x16x25	x19x36	x19x28	
柱断面		C1	C2	C3	C4	
	7F		H-438x427			
	6F	RC部	x40x40	□-600x19	RC部	
	5F	600x2700			600x2400	
	4F	+柱鉄骨			+柱鉄骨	
	3F	H-376x374	H-438x427	□-600x28	H-300x300	
	2F	x36x32	x40x40		x15x15	
1F		H-458x427	□-600x32			

表-4 断面リスト:純S架構

		G1	G2	G3	G4	G5
梁断面	RF	H-600x200	H-500x200	H-600x200	H-900x250	H-600x200
	7F	x14x22	x12x16	x14x22	x19x28	x14x22
	6F					
	5F	H-700x250	H-500x200	H-700x250	H-900x300	H-700x250
	4F	x14x25	x14x19	x14x25	x19x36	x14x25
	3F	H-700x250	H-500x200	H-700x250	H-900x300	H-700x250
2F	x14x25	x14x22	x14x25	x19x36	x14x25	
柱断面		C1	C2	C3	C4	
	7F					
	6F	□-550x16	□-550x19		□-500x16	
	5F					
	4F	□-550x22	□-550x25	□-450x22	□-500x19	
	3F					
	2F	□-550x25	□-550x28		□-500x22	
1F						

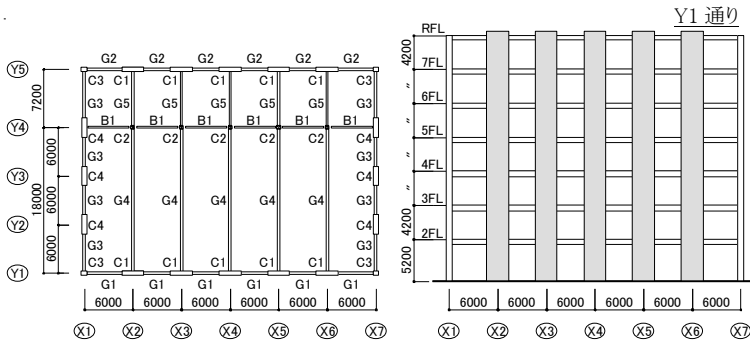


図-11 解析モデル:提案架構

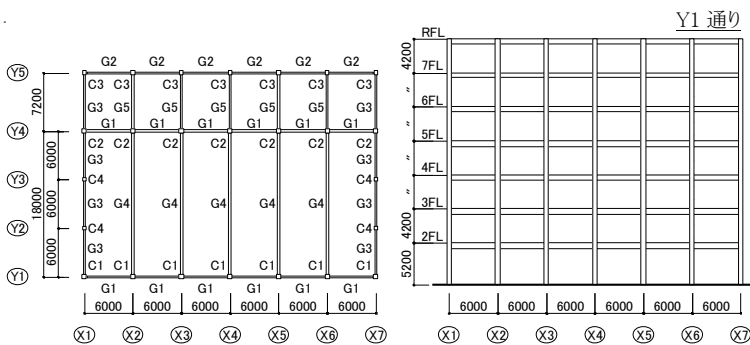


図-12 解析モデル:純S架構

鉄骨梁は材端弾塑性モデルとし、提案架構ではSRC壁柱フェイス位置を塑性ヒンジ発生位置とした。梁の埋込み長さは既往の部分架構実験⁹⁾を参考にし、埋込み長さ/梁せい比を1.44で共通とした。接合部内の剛域は2.2節で示した剛域 Case2に基づき設定し、塑性ヒンジ位置と剛域端は異なるモデルとした。SRC壁柱および鉄骨柱はMNモデルとし、柱の軸力変動の影響を考慮した。RC基礎梁は800mm×1,800mmで共通とし、弾性とした。基礎梁および壁柱のコンクリート設計基準強度はFc42とした。各モデルの部材断面に応じ算定した各階の質量を表-5に示す。

3.2 提案架構と純S架構の比較

(1) 荷重変形関係および塑性ヒンジ

静的増分解析により得られた各解析モデルのX方向とY方向の層せん断力と層間変形角関係を図-13に示す。図中には、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ 相当およびベースシア係数 0.35 相当の1層の層せん断力の値を併せて示す。保有水平耐力時のX方向の層間変形角は、提案架構では4層、純S架構では2層が最大であった。Y方向の層間変形角は、提案架構および純S架構ともに3層が最大であった。

保有水平耐力時の各解析モデルの代表的な構面の塑性ヒンジの発生状況を図-14に示す。提案架構については、2章で示した等価剛域の算出法に基づき計算した鉄骨梁の剛域も併せて示す。提案架構はX1通りとY1通りともに下層から最上層まで一様に鉄骨梁に塑性ヒンジが発生した。一方、純S架構はX1通りでは最上階を除きほぼ一様に塑性ヒンジが発生したが、Y1通りでは塑性ヒンジは下層～中層に集中し発生した。

(2) 1次設計時・保有水平耐力時の層間変形角分布

1次設計時 (Q_s) および保有水平耐力時 (Q_u) の各層の層間変形角分布を図-15に示す。図には、層間変形角の設計クライテリアとした $R=1/200\text{rad}$ ($R=0.5\%\text{rad}$) および $R=1/100\text{rad}$ ($R=1.0\%\text{rad}$) を実線で示す。

1次設計時は、純S架構ではXY両方向とも最大層間変形角は $R=1/200\text{rad}$ 近傍に達しており、層間変形角は2層において最大となっている。一方、提案架構では、XY両方向とも最大層間変形角は $R=1/300\text{rad}$ 近傍となっていることがわかる。純S架構と比べ、提案架構は1層および最上層の変形角はほぼ同程度であるが、中間層の層間変形角が小さくほぼ一様となっている。

保有水平耐力時は、純S架構ではXY両方向とも1層および最上層の変形は小さく、2層および3層に変形が集中していることがみてとれる。一方、提案架構では、2層から6層にかけて層間変形角がほぼ均一となっていることがわかる。

今回検討した解析モデルの範囲において、提案架構は

表-5 各階の質量

階	階高 (mm)	提案架構 質量(t)	純S架構 質量(t)
RF	-	816	690
7F	4200	865	612
6F	4200	864	611
5F	4200	876	622
4F	4200	878	625
3F	4200	883	628
2F	4200	905	632
1F	5200	1776	1655

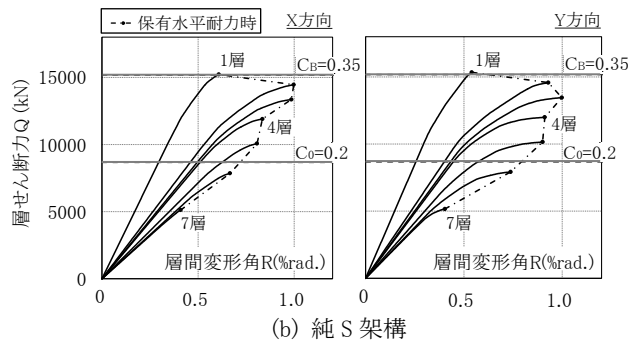
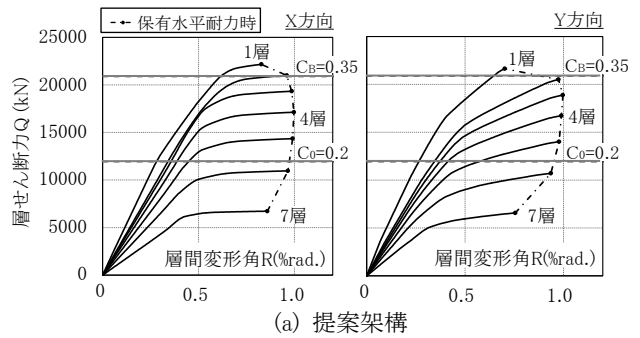


図-13 層せん断力層間変形角関係

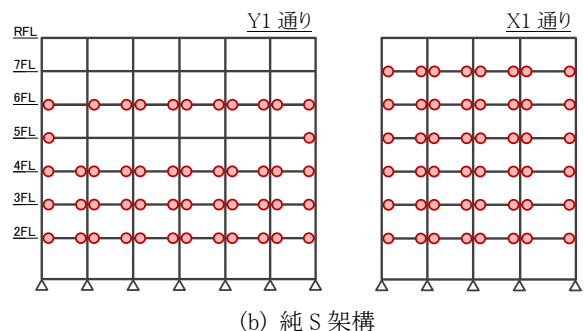
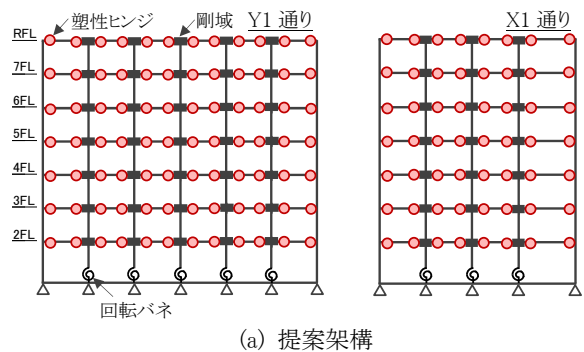


図-14 保有水平耐力時の塑性ヒンジ図の発生状況

純 S 造と比べ、1 次設計時および保有水平耐力時ともに各層の層間変形角分布を均一化できることを確認した。

なお、本検討では A_i 分布の算定に両架構とも同一の一次固有周期を用いた。しかし、架構モデルの固有値解析を行った結果、X 方向の 1 次固有周期は提案架構 1.006 秒、純 S 架構 1.153 秒、Y 方向の 1 次固有周期は提案架構 0.960 秒、純 S 架構 1.074 秒と 1 割以上異なることが確認された。より詳細な架構の耐震性能の検証には、固有振動数を考慮した地震応答解析により架構の応答性状を確認することが必要であると考えられる。これらの課題については今後検討を進める予定である。

4. まとめ

SRC 壁柱および埋込み鉄骨梁を主要な耐震要素として外周に設けた架構の耐震性能を検証するため、既往の部分架構実験において梁曲げ降伏型の履歴性状が得られた試験体を対象とし、接合部のせん断変形および接合部を含む部分架構の骨格曲線のモデル化に関する検討を行い、部分架構実験結果との比較を行った。さらに、架構モデルを設定し、保有水平耐力計算法による静的増分解析を行い、塑性ヒンジの発生状況および層間変形角分布について鉄骨造架構との比較を行った。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 既往の部分架構実験で得られた梁曲げ降伏型の試験体について、接合部のせん断変形が架構全体の剛性に与える影響を検証するため、全体変形角における梁、パネルコンクリート、壁柱の変形による全体変形角割合を算出した。全体変形角における接合部せん断変形による変形角の割合は小さく、梁変形による変形角が大部分を占めていることを確認した。
- 2) 既往の部分架構実験で得られた梁曲げ降伏型の試験体の骨格曲線のモデル化にあたり、柱および梁部材を線材置換し接合部内に剛域を設定した。接合部内の鉄骨梁の埋込み端部から壁柱芯までを剛域としたモデルにより骨格曲線を計算し、部分架構実験結果との比較を行った結果、梁曲げ降伏型の試験体の梁降伏点近傍の剛性を安全側に評価できることを確認した。
- 3) 提案架構と純 S 架構の解析モデルを作成し、保有水平耐力計算法に基づき静的増分解析を行った。提案架構は純 S 架構と比較し、1 次設計時および保有水平耐力時ともに各層の層間変形角分布を均一化できることを確認した。保有水平耐力時の塑性ヒンジを比較した結果、純 S 架構は下層から中層に塑性ヒンジが集中する傾向がみられたが、提案架構は下層から最上層まで一様に鉄骨梁に塑性ヒンジが発生した。

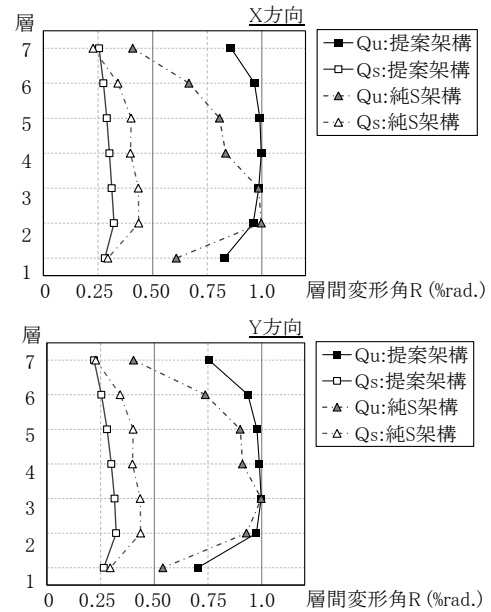


図-15 層間変形角分布の比較

参考文献

- 1) 篠崎洋三, 小室努, 藤野宏道他: エネルギー吸収集約型制振システムの開発と建築物への適用, 日本建築学会技術報告集, 第 14 巻第 28 号, pp453-458, 2008.10
- 2) 征矢克彦, 佐藤英祐, 小室努他: RC 柱 S 梁混合構造における柱梁偏心接合部の構造性能 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造Ⅲ, pp1307-1308, 2010.7
- 3) 和田章研究室, 元結正次郎研究室, 坂田弘安研究室他: 東京工業大学すずかけ台キャンパス G3 棟レトロフィット, 月刊建築技術, pp34-51, 2010.8
- 4) 北岡聡, 寺沢太沖, 金子悦三: 厚肉ウェブ H 形鋼の利用技術開発 その 7 ノンスチフナ形式柱 SRC・梁 S 接合部の梁端曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造Ⅲ, pp1143-1144, 2007.7
- 5) 坂本眞一, 一戸康生, 中川健太郎他: 壁柱 SRC-梁 S ハイブリッド外殻構造の開発 その 1~その 6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp1481-1492, 2013.7
- 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
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 2001
- 8) 中島 茂壽, 五十嵐 定義: 曲げモーメントとせん断力をうける角形鋼管柱の埋込み形式中柱柱脚部における力学性状 その 1 実験計画と荷重-変形関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 366 号, pp106-118, 1986.8
- 9) 中島 茂壽, 五十嵐 定義: 曲げモーメントとせん断力をうける角形鋼管柱の埋込み形式中柱柱脚部における力学性状 その 2 初期剛性と終局耐力および応力伝達機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 374 号, pp63-76, 1987.4
- 10) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2008