

論文 梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション梁の解析モデルの検討

赤井 冬来*1・小寺 直幸*1・金川 基*1・丸田 誠*2

要旨：本研究ではヒンジリロケーション（以下、HR）を適用した梁の解析モデルの構築とHRの有無が超高層RC骨組の性状に与える影響を把握することを目的に、解析的検討を行う。まず、既報のHRを適用した片持ち梁型実験および逆対称梁型実験を対象に、材軸で断面が変化する部材（以下、変断面）のたわみ曲線および菅野式に基づく骨格曲線を構築し、実験結果と比較検討する。次いで、構築した骨格曲線を一本部材とした材端剛塑性ばねモデルに適用し、履歴特性を武田モデルとした解析を実施し、実験結果と比較検討する。さらに、超高層RC骨組に対し、HRの有無をパラメータとした静的増分解析を実施し、その影響を把握する。

キーワード：ヒンジリロケーション、高強度鉄筋、骨格曲線、材端剛塑性ばねモデル、弾塑性解析

1. 序

鉄筋コンクリート（以下、RC）プレキャスト部材の接続に用いられる機械式継手は、一般的に梁端部の危険断面位置から梁せいD以上離れた位置（ヒンジ領域を避けた位置）に設ける必要がある。この場合、十字に梁が取付く内柱の柱梁接合部は、運搬上の制約からプレキャスト化が困難となることが多い¹⁾。

この課題に対して、筆者らは梁端部を高強度鉄筋等で補強してヒンジ位置を移動させる技術、いわゆるヒンジリロケーション（以下、HR）を活用して機械式継手を梁端部に設ける研究を行ってきた^{1), 2)}。

既報では図-1、図-2、図-3に示すHRを適用した片持ち梁型および逆対称梁型実験を実施し、機械式継手を柱面から0.1Dから0.3Dの位置に設ける場合、継手先端降伏時の梁端部モーメントに対する梁端部降伏時モーメントの比を1.1程度以上確保すれば、ヒンジ位置は継手先端部となること、曲げ強度、せん断強度および付着強度は既往の評価式^{3), 4)}を準用できる等の知見を得た。

本報ではHR梁の解析モデルの構築とHR技術が超高層RC造骨組の性状に与える影響を把握することを目的に、解析的検討を行う。まず、各部による剛性の違いを考慮するための材軸で断面が変化する部材（以下、変断面）のたわみ曲線および菅野式に基づくHR梁の骨格曲線を検討し、既報の実験結果との対応を確認する。次いで、HR梁の骨格曲線を一本の梁部材とした材端剛塑性ばねモデルに適用し、HRの有無の影響を確認する。さらに、超高層RC骨組に対し、HRの有無をパラメータとした静的増分解析を実施し、その影響を確認する。

2. 骨格曲線の検討

本研究のHR梁の骨格曲線を梁端部と梁一般部で分離

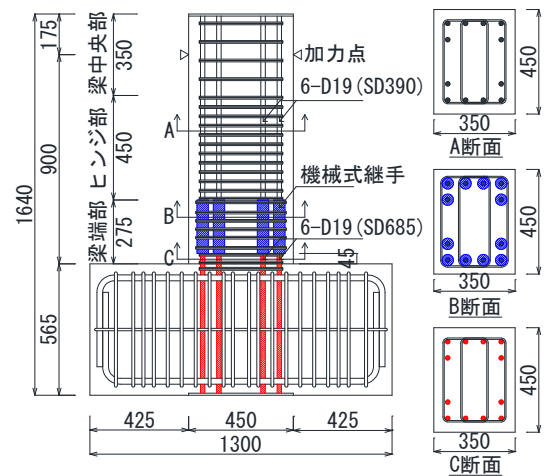


図-1 片持ち梁型試験体の形状および配筋例

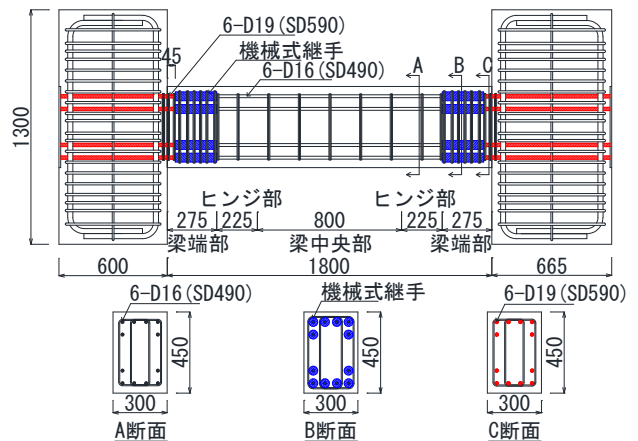


図-2 逆対称梁型試験体の形状および配筋例

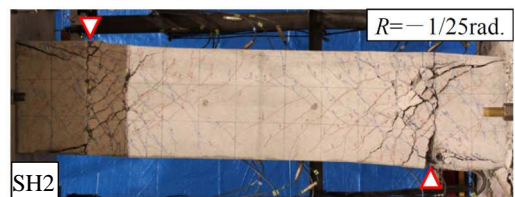


図-3 逆対称梁型試験体の破壊性状

*1 西松建設（株） 技術研究所 修士（工学） (正会員)

*2 静岡理科大学 理工学部建築学科 教授 博士（工学） (正会員)

したモデルで評価する。なお、本報では柱面（スタブ面）から継手先端までの区間を梁端部、梁端部以降を梁一般部と定義する。

2.1 対象試験体

既報の片持ち梁型実験¹⁾の試験体 FB1, FB2 および逆対称梁型実験²⁾の試験体 SH1, SH2, SB3, SB7 の計 6 体を対象とする。試験体形状および配筋例を図-1, 図-2 に、各試験体諸元を表-1 に示す。試験体の主な変動因子は、柱面から継手の距離 (FB1 と FB2)、継手長さ (SH1 と SH2)、破壊モード (SB3 と SB7) である。

2.2 計算モデル

HR 梁では継手部と梁一般部で配筋が異なり、剛性が異なる。そのため、HR 梁の骨格曲線の評価では各部の剛性の違いを適切に評価する必要がある。

図-4 に計算の骨格曲線算定モデルを示す。梁端部および梁一般部ともに弾塑性体とし、危険断面位置を柱面から継手先端位置まで移動したモデルである。

2.3 初期剛性・曲げひび割れ強度

図-5 に片持ち梁型試験体の初期剛性算定モデルを示す。初期剛性は曲げ剛性とせん断剛性を直列と仮定して算出する。ここで、曲げ剛性は式 (1) から式 (3) に示す変断面を有する梁部材として、たわみ曲線により算出することで、片持ち梁型の場合の部材全体および梁端部の剛性を算出する。さらに各部の剛性を直列と仮定した式 (4) により梁一般部の剛性を算出する。本研究の HR は機械式継手を柱面ではなく、柱面から 0.1D から 0.3D 離すため、梁端部の曲げ剛性に機械式継手は考慮しない。逆対称梁型の初期剛性は片持ち梁型の初期剛性を半分にする事で求める。

曲げひび割れは梁端部と梁一般部でそれぞれ生じると考える。曲げひび割れ強度は (5) 式の RC 規準³⁾の式により算出する。

$$y_{02} = \frac{P}{EI_{02}} \left(\frac{x^3}{6} + C_1x + C_2 \right) \quad (0 \leq x \leq L_{02}) \quad (1)$$

$$c_1 = \frac{EI_{02}}{2EI_{01}} (L_{02}^2 - L_0^2) - \frac{L_{02}^2}{2} \quad (2)$$

$$c_2 = \frac{EI_{02}}{6EI_{01}} (L_{02}^3 - 3L_0^2L_{02} + 2L_0^3) - \frac{L_{02}^3}{6} - c_1L_{02} \quad (3)$$

$$1/K_{m02} = 1/K_{m0} - 1/K_{m01} \quad (4)$$

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e \quad (5)$$

ここで、 E はコンクリートのヤング係数、 I は各部の鉄筋の影響を考慮した断面 2 次モーメント、 L は各部区間のスパン、 K は各部の初期剛性、 σ_B はコンクリート強度、 Z_e は鉄筋の影響を考慮した断面係数である。

表-1 各試験体諸元

試験体	FB1	FB2	SH1	SH2	SB3	SB7	
加力タイプ	片持ち型		逆対称型				
断面B×D	300×450						
せん断スパン	900		1000		900	1000	
せん断スパン比	2		2.2		2	2.2	
コンクリート強度	47.6	49.2	58.2	57.5	65.5	52	
柱面から継手の距離	45(0.1D)		135(0.3D)		45(0.1D)		
継手長さ	230		260	230	260		
梁端部	主筋		6-D16 (SD685)		8-D19 (SD590)		
	引張鉄筋比		1.34		2.13		
	補強筋		4-S6@40 (SD785)		4-S6@40 (SD785)		
梁一般部	主筋		6-D19 (SD390)		6-D16 (SD490)		
	引張鉄筋比		1.34		0.93		
	補強筋		4-S6@80 (SD785)		4-S6@200 (SD785)		
補強筋比		0.46		0.85		0.21	
梁端曲げ余裕度	1.07	1.10	1.18	1.13	1.21	1.13	
実験最大強度	425.3	425.0	459.1	466.8	458.9	367.6	
破壊モード	曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ降伏後のせん断破壊		

※単位はN, mm, %で示す。ただし、実験最大強度のみkNで示す。

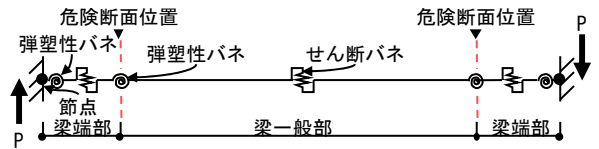


図-4 計算の骨格曲線算定モデル (手計算)

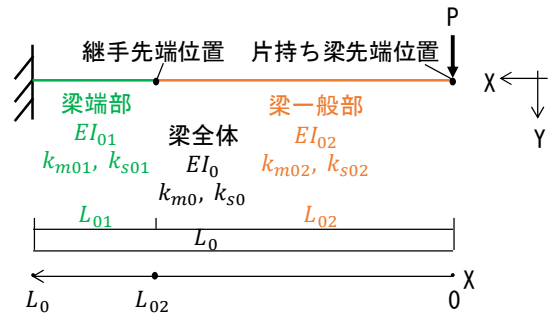


図-5 片持ち梁型の初期剛性算定モデル

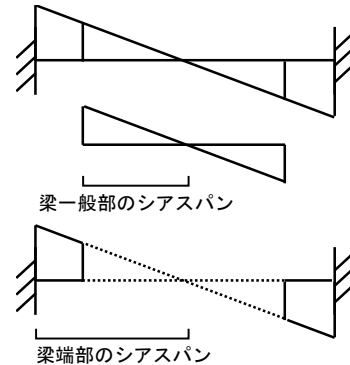


図-6 各部のシアスパン

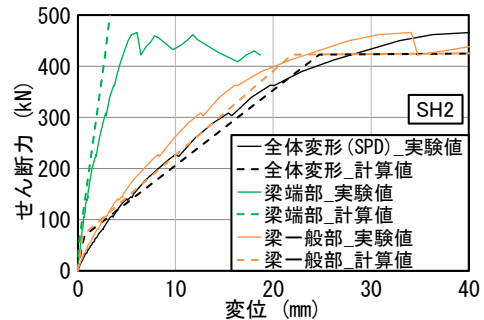


図-7 実験値と計算値の骨格曲線の比較

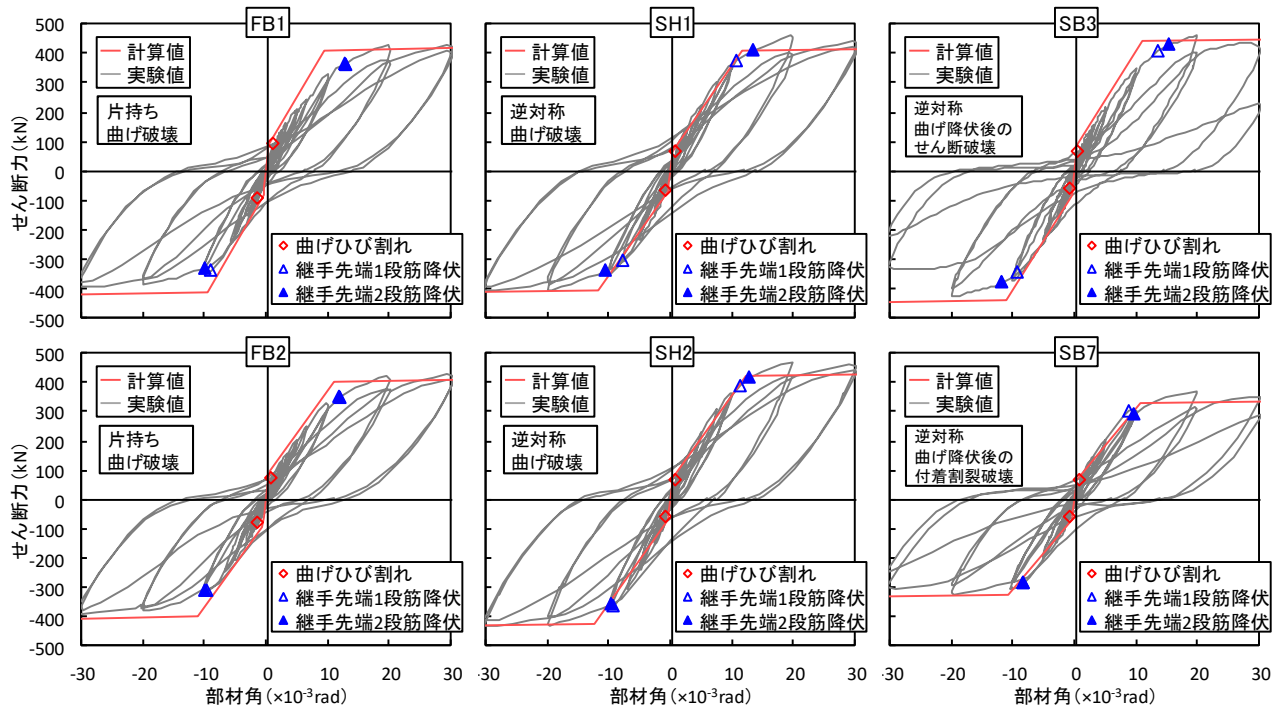


図-8 実験値の履歴ループと計算値の比較

2.4 剛性低下率・曲げ終局強度

ひび割れ後の剛性低下率 α_y は式 (6) の菅野式³⁾ により算出する。 α_y 算出における各部のシアスパンは図-6 に示すようにモーメントゼロの点から各部の端までの長さとした。曲げ終局強度は式 (7) の RC 規準³⁾ の略算式により算出する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (3)$$

$$M_y = 0.9a_t f_t d \quad (4)$$

ここで、 n はヤング係数比、 p_t は引張鉄筋比、 a はシアスパン、 D は梁せい、 η_0 は軸力比、 d は有効せい、 a_t は引張側鉄筋断面積、 f_t は梁一般部の降伏強度である。

2.5 実験値と計算値の比較

実験値は材軸方向に測定した曲率分布から継手部および梁一般部の曲げ変形を算定する。全体変形から曲げ変形を差し引いたものをせん断変形とし、各部のせん断変形は区間長さに比例するものとして算出する。各部変形は各部の曲げ変形とせん断変形を累加したものとする。

図-7にSH2の実験値の骨格曲線と計算値の比較を示す。全体変形および各部変形ともに、計算値は初期ひび割れを考慮していないため、実験値の初期剛性を高く評価したが、2次剛性および降伏耐力を概ね評価できた。梁端部はひび割れ後の剛性を過大評価している。文献5)と同様に、せん断変形の非線形性や主筋の抜け出し変形による影響だと考える。なお、全体変形から梁端部の変

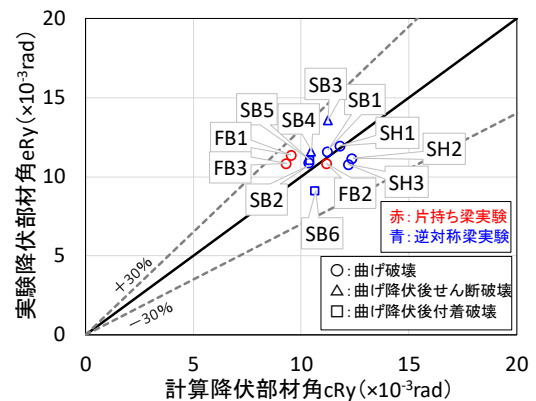


図-9 実験値と計算値の降伏変形角

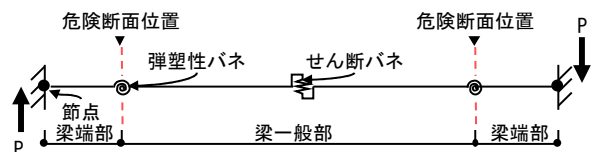


図-10 HR 梁の材端剛塑性ばねモデル (解析)

形を差し引いたものを梁一般部の変形とし、部材角は変位を内法スパンで除したものとした。

図-8に既報^{1), 2)}の主要な実験値の履歴ループと計算値の比較を示す。柱面から継手の距離、継手長さ、破壊モードによらず、いずれも計算値は実験値の初期剛性を高めに評価したが、2次剛性および降伏耐力を概ね評価できた。

図-9に既報^{1), 2)}の曲げ降伏先行型全試験体の実験値と計算値の降伏変形角の比較を示す。ひび割れ後の剛性低下率 α_y の評価方法の妥当性を確認する。計算値は正

側では+21%，負側では-25%以内となった。いずれも±30%以内に収まり、 α_y の評価は概ね妥当であると考えられる。なお、実験値の降伏変形角は正負の平均値である。

3. 逆対称梁の解析

前章で示した計算のモデルを建物の構造設計で広く用いられる材端剛塑性バネモデルに適用し、繰り返し载荷を実施し、実験結果と比較検討する。さらに HR の有無の影響を確認する。

3.1 解析モデルおよび解析ケース

図-10 に HR 梁の材端剛塑性バネモデルを示す。梁端部は弾性とし、梁一般部は弾塑性体とする。図-4 とは梁端部の剛塑性バネがないことが異なる。危険断面位置を柱面から継手先端位置まで移動させたモデルである。一般的に用いられる構造解析プログラムでは1つの梁を3部材で分割して構築すると、剛性考慮時のモーメント分布を各区間で逆対称モーメント分布と仮定してしまう。部材全体としての逆対称曲げモーメントの仮定が成立せず、見かけの剛性が增大してしまい、実現象に対応しない⁶⁾。そのため、一本の梁部材でモデル化する。本解析では初期剛性および2次剛性は前章で構築した計算値の骨格曲線を基に設定する。履歴特性は武田モデル⁷⁾とする。なお、係数 γ は0.4、 ξ は1.0とする。

図-11 に示すように使用する解析プログラムではひび割れ点は一つしか入力できないため、初期剛性とひび割れ後の剛性の線の交点をひび割れ点として扱う。

解析は HR を適用しない従来の RC 梁の場合 (N)，危険断面位置を移動して HR 技術を適用する場合 (HR)，降伏強度を同等とした場合の HR の有無の影響を把握するために HR した上でケース N のヒンジ形成時の梁のせん断力と同等になるように主筋の降伏強度を下げた場合 (HRd) の計3ケースについて行う。なお、解析には立体フレーム解析プログラム SNAP Ver.7.0.1.5⁸⁾を用いる。

3.2 解析結果

図-12 に SH2 の実験と解析ケース HR の履歴ループの比較を示す。解析結果は実験結果の履歴性状を概ね評価できた。

図-13 に変形角 1/100rad および 1/50rad の2サイクル目の履歴ループの比較を示す。1/100rad では耐力および剛性を若干高めだが、概ね評価できた。1/50rad では概ね評価できた。

図-14 に SH2 の各解析ケースの骨格曲線の比較を示す。ケース HR はケース N と比較して危険断面位置間の距離が短くなるため、シアスパンが小さくなり曲げ終局耐力は増大した。ケース HRd は、降伏強度を調整しケース N と同等の耐力とした。文献9) では HR の適用により、他の区間と比較してコンクリート強度が大きく、主

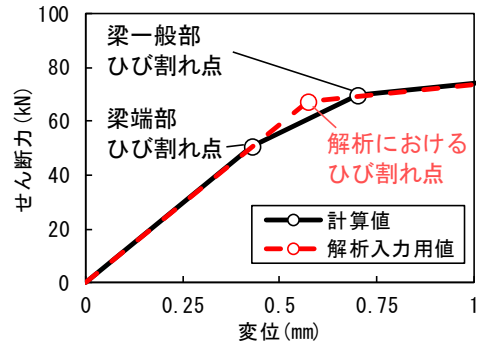


図-11 解析における曲げひび割れ点

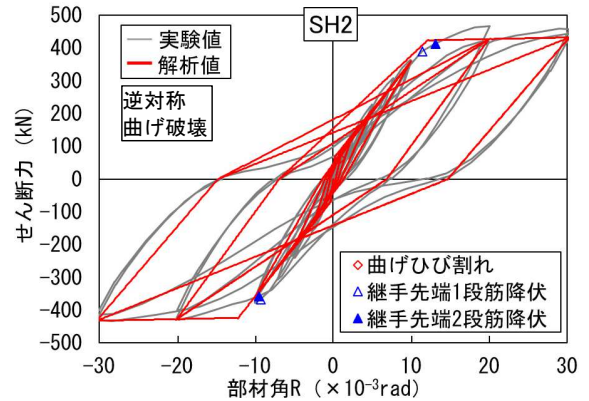


図-12 実験と解析の履歴ループの比較

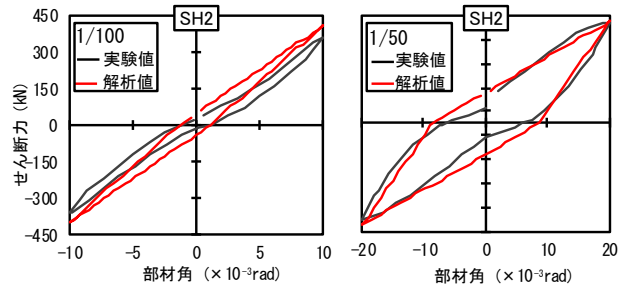


図-13 各履歴ループの比較

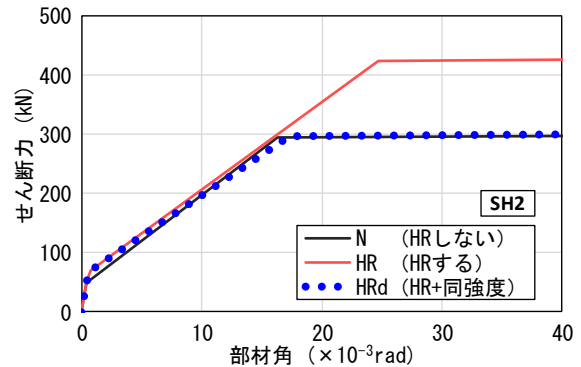


図-14 各解析ケースの骨格曲線の比較

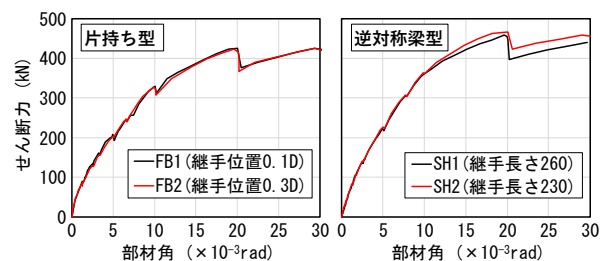


図-15 実験値の骨格曲線の比較

筋の本数が多く、剛性の大きい梁端部区間が長くなったことで、部材全体の剛性が增大しているが、本解析では各部の剛性を同値としていることから、HRの有無により2次剛性に大差は生じていない。

なお、図-15に示すように片持ち梁型¹⁾の柱面から継手までの距離が異なるが曲げ終局強度を同程度とした実験結果 (FB1 と FB2) および逆対称梁型²⁾の継手長さが異なるもの (SH1 と SH2) においても2次剛性に大差は生じていないことを確認した。

4. 超高層 RC 造骨組の静的増分解析

HR が超高層 RC 造骨組の性状に与える影響を検討する為、前章で構築した梁の解析モデルおよび履歴特性を用いて静的増分解析を実施する。

4.1 建物概要

解析対象建物は RC 造地上 30 階建ての純ラーメン構造である。図-16に平面図、軸組図および立体フレームモデルを示す。表-2に柱部材の諸元、表-3にHRを適用する梁部材の諸元を示す。対象建物のスパンは X 方向および Y 方向ともに 7.0m×4 とし、構造階高は 1 階が 6.0m でその他は 3.4m とする。単位面積当たりの各層地震用重量 W_i/A は 15~17kN/m² とする。地震層せん断力分布は、レベル 1 (最大速度 25cm/s) 予備応答解析に基づいて設定し、短期許容応力度設計を満足するように設計した。梁降伏先行の全体崩壊となるように設計した。

4.2 解析モデルおよび解析ケース

HR を適用する場合は柱梁接合部のフルプレキャスト化を想定しており、中柱に取りつく一部の梁を対象とする。危険断面位置は柱面から一律 700mm とする。柱および梁部材は単軸バネモデルを採用し、柱部材では M-N インタラクションを材端剛塑性ばねで考慮する。柱梁接合部の剛域の入り長さは材端から部材せいの 1/4 とする。床は剛床仮定とする。HR を適用した場合の設計用外力分布は HR を適用しない場合の予備応答解析により決定したものをを用いる。

解析ケースは 3.1 節と同様である。

4.3 静的増分解析の結果

図-17 に各解析ケースでの 10 階および 20 階の静的増分解析結果を示す。10 階および 20 階において初期剛性および 2 次剛性に大差は生じなかった。ケース HR はケース N と比較し、層せん断力が大きい。

図-18 に各解析ケースの静的増分解析のヒンジ図と塑性率を示す。初めてある層の層間変形角が 1/50rad のものであり、図中には塑性率を併記した。塑性率は危険断面位置の弾塑性ばねモデルの回転変位より算出し、塑性率が 1 になる点は図-14における第 2 折れ点である。10FL の梁の最大塑性率は、ケース N では 2.21、ケ

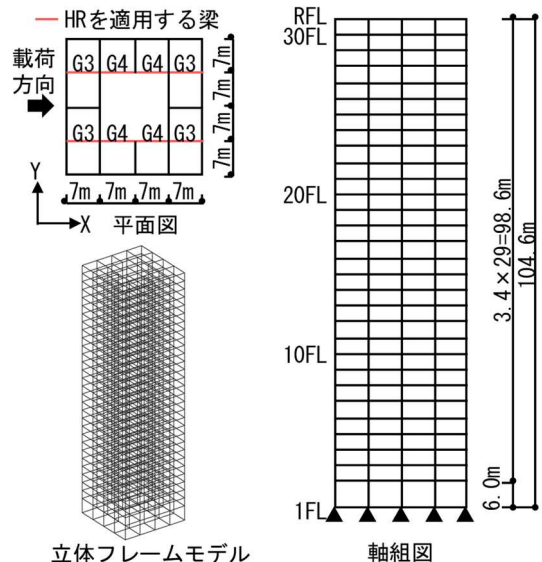


図-16 解析対象建物

表-2 柱部材主要諸元

柱断面				
階	Fc (N/mm ²)	B×D (mm)	主筋	芯鉄筋
1階	60	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	4, 4-D41 (SD685)
2階~4階	60	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	3, 3-D41 (SD685)
5階~7階	60	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	2, 2-D41 (SD685)
8階~10階	60	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	-
11階~20階	54	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	-
21階~30階	36	1100×1100	4, 4-D41 (SD490)	-

表-3 HR を適用する梁部材諸元 (ケース N)

梁断面 (G3)			
階	Fc (N/mm ²)	B×D (mm)	主筋
1FL	48	1300×4300	6+3-D41 (SD490)
2FL~3FL	48	850×1050	6+3-D41 (SD490)
4FL~17FL	48	850×950	6+3-D41 (SD490)
18FL~21FL	42	750×950	6-D41 (SD490)
22FL~26FL	36	750×950	4-D38 (SD490)
27FL~31FL	36	600×900	4-D38 (SD490)

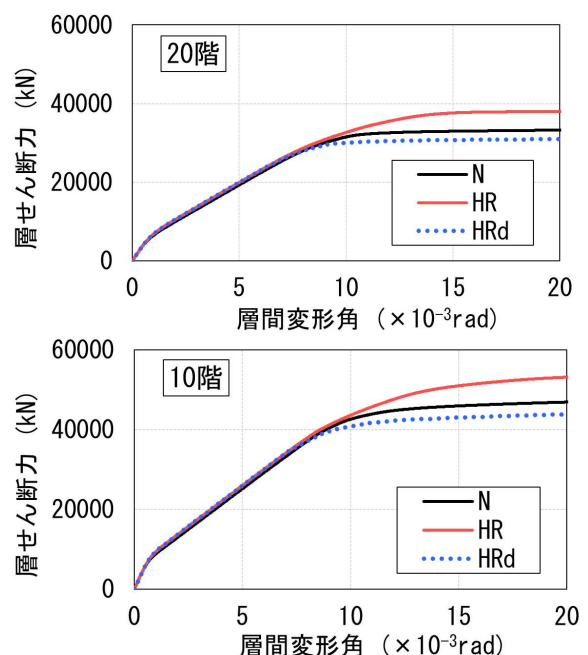


図-17 静的増分解析の層せん断力-層間変形角関係

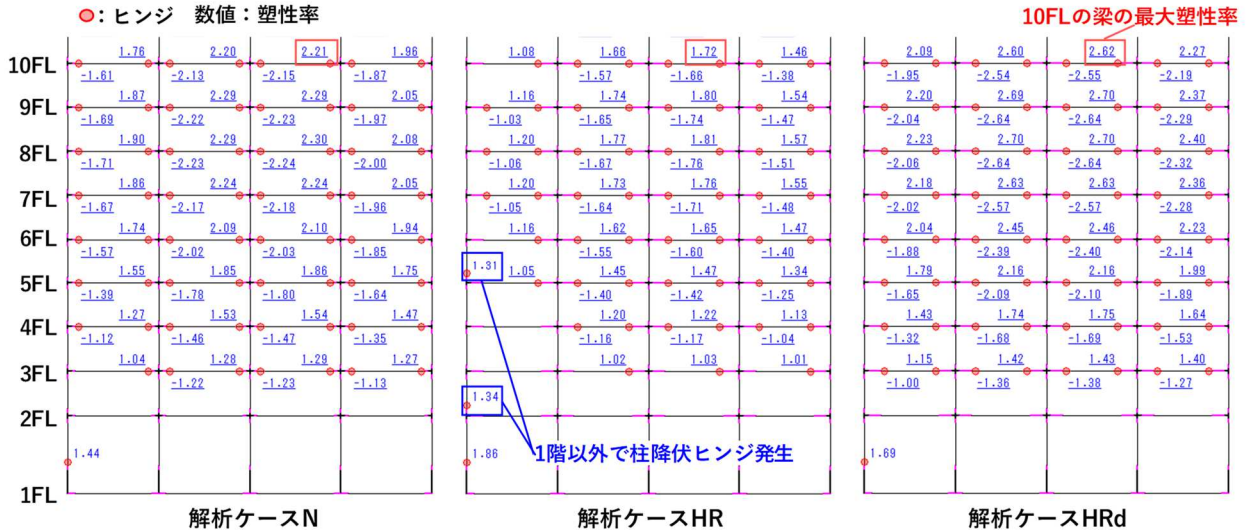


図-18 静的増分解析のヒンジ図と塑性率

ケース HR では 1.72、ケース HRd では 2.62 である。本解析ではケース HR ではシアスパンが短くなり、梁の見かけ上の曲げ耐力が増大し、1 階柱脚以外に降伏ヒンジが形成され、崩壊形が変化する可能性があることを確認した。設計上留意する必要があると考える。梁のヒンジ形成時のせん断力をケース N と同程度としたケース HRd では、ケース N と同様の崩壊形となった。シアスパンが短くなり、塑性率が増大したと考える。

6. 結

既報の実験を対象とした HR の骨格曲線の構築を試みた。さらに、HR を部分的に適用した立体フレームモデルに対し静的増分解析を実施した結果、以下の知見を得た。

- 1) 変断面のたわみ曲線および菅野式に基づく HR 梁の骨格曲線は、実験値の降伏変形角と比較して、その差が 30% 以内に収まり、計算値は実験値の骨格曲線を概ね評価できた。
- 2) 構築した骨格曲線を適用し、履歴特性を武田モデルとした材端剛塑性ばねの逆対称梁の解析により、実験の履歴ループを概ね評価できた。
- 3) HR しない場合 (N)、HR する場合 (HR)、HR した上でケース N とヒンジ形成時の梁のせん断力を同等とした場合 (HRd) を逆対称梁で解析した結果、いずれも初期剛性および 2 次剛性に大差は生じなかった。
- 4) 立体フレームモデルにケース N、HR、HRd を部分的に適用し、静的増分解析を実施した結果、ケース HR は層せん断力が増大する傾向を確認した。また、ケース HRd では塑性率が増大する傾向を確認した。

今後、超高層 RC 造骨組の立体フレームモデルに対する時刻歴応答解析を実施し、地震応答性状を確認する。

参考文献

- 1) 小寺直幸ほか：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション梁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，pp.205-210，Vol.41，No.2，2019
- 2) 安田有輝ほか：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション接合部に関する研究（その 3）～（その 5），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.425-430，2019
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 永井覚ほか：梁端部でスリーブ継手補強された主筋を有する梁部材の構造性能，コンクリート工学年次論文集，pp.1753-1758，Vol.29，No.3，2007
- 6) 角友太郎ほか：材端剛塑性ばね法を適用した構造解析モデルに関する検討 その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.219-222，2017
- 7) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, MN., Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 8) 構造システム：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル
- 9) 山本裕太ほか：ヒンジ発生位置が異なる梁端ヒンジリロケーション梁を用いた超高層 RC 造骨組の地震時変形，コンクリート工学年次論文集，pp.817-822，Vol.41，No.2，2019