# 梁端部で接合を可能とするヒンジリロケーション構法の開発 (その3)解析モデルの検討 Development of Hinge Relocation Construction Method in order to Joint at the End of Beams (Part3) A study on Analytical Model

赤井 冬来*	小寺 直幸**
Fuyuki Akai	Naoyuki Kodera
金川 基*	高橋 孝二***
Motoi Kanagawa	Koji Takahashi
飯塚 信一***	
Shinichi Iizuka	

# 要 約

鉄筋コンクリート造の柱梁接合部のプレキャスト化は、躯体工事の大きな省力化を期待できる. プレ キャスト部材の接続で一般的に用いられる機械式継手は、梁端部から梁せいの1.0 倍から1.5 倍程度離 した位置に設ける必要があるが、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.本構法は、機械式継手を梁端部近傍に設けるために、梁端部 を高強度鉄筋で補強してヒンジ位置を継手先端に移動させる技術(ヒンジリロケーション構法)である. 本報では、解析モデルの構築とヒンジリロケーションの有無が超高層 RC 造骨組みの性状に与える影 響を把握することを目的として実施した解析的検討の結果を報告する.

目 次

- §1. はじめに
- §2. 骨格曲線の検討
- §3. 逆対称梁の解析
- §4. 超高層 RC 造骨組みの静的増分解析
- §5. まとめ

# §1. はじめに

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以上離した位置(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<sup>1)</sup>.

この課題に対して,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

\* 技術研究所建築技術グループ

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<sup>1-3)</sup>.

既報では図-1~3 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,機械式継手を柱面より 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 1.05 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<sup>4,5)</sup>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,後述する各部による剛性 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 端剛塑性バネモデルに適用し,HR の有無の影響を確認 する.さらに,超高層 RC 造骨組に対し,HR の有無を変 動因子とした静的増分解析により,その影響を確認する.

 <sup>\*\*</sup> 技術研究所建築技術グループ
(現:関東建築(支)建築設計部構造課)
\*\*\* 技術研究所



図-1 片持ち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

#### §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 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

対象試験体は,既報の片持ち梁型実験<sup>1)</sup>の試験体 FB1, FB2 および逆対称梁型実験<sup>2)</sup>の試験体 SH1, SH2, SB3, SB7 の計 6 体とする. 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.

表一1 各試験体諸元

試験体		FB1	FB2	SH1	SH2	SB3	SB7
加力タイプ 片持ち型		ち型	逆対称型				
断面	З×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)			6-D19 (SD590)
	引張鉄筋比	1.34		2.13			1.54
	補強筋	4-S6@40 (SD785)		4-S6@30 (SD785)		4-S6@40 (SD785)	4-S6@30 (SD785)
	補強筋比	0.91		1.42 1.07		1.07	1.42
:75	主筋	6-D19 (SD390)	6-D16 (SD490)	8-D16 (SD490)		6-D16 (SD490)	
<b>^</b>	引張鉄筋比	1.34	0.93	1.47		1.07	
般 部	補強筋	4-S6@80 (SD785)		4-S6 (SD	3@50 785)	4-S6@200 (SD785)	2-S6@50 (SD785)
	補強筋比	0.46		0.85		0.21	1.07
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	曲げ降伏後の 付着割裂破壊
※単位はN, mm, %で示す。ただし、実験最大強度のみkNで示す。							

#### 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こと 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式(5)の RC 規準<sup>4)</sup>の式によ り算出する.

$$y_{02} = \frac{P}{EI_{02}} \left( \frac{x^3}{6} + C_1 x + C_2 \right) \ (0 \le x \le L_{02}) \tag{1}$$

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

$$c_{2} = \frac{EI_{02}}{6EI_{01}} (L_{02}^{3} - 3L_{0}^{2}L_{02} + 2L_{0}^{3}) - \frac{L_{02}^{3}}{6} - c_{1}L_{02}$$
(3)

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e \tag{5}$$

(4)

 $1/K_{m02} = 1/K_{m0} - 1/K_{m01}$ 



図-5 片持ち梁型の初期剛性算定モデル

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,  $K_m$ は各部の曲げ剛性,  $K_s$ は各部のせん断剛性,  $\sigma_B$ 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.数字の 01 は梁端部, 02 は梁一般部, 0 は片持ち梁全体を表す.

#### 2-4 剛性低下率・曲げ終局強度

ひび割れ後の剛性低下率 *a*, は式(6)の菅野式<sup>4)</sup>により算 出する. *a*, 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 *M*, は式(7)の RC 規準<sup>4)</sup>の略算式によ り算出する.

$$\alpha_{y} = \left(0.043 + 1.64np_{t} + 0.043\frac{\alpha}{D} + 0.33\eta_{0}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^{2}$$
(6)

$$M_y = 0.9a_t f_t d$$

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,  $\eta_0$ 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は概ね評価できた. 梁端部はひび割れ後の剛性を過大評価している.文献6) と同様に,せん断変形の非線形性や主筋の抜け出し変形 による影響であると考える.なお,全体変形から梁端部



の変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<sup>1,2)</sup>の主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<sup>1,2)</sup>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 *a*<sub>y</sub>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,*a*<sub>y</sub>の評価は概ね妥当であると考え る.なお、実験値の降伏変形角は正負の平均値とした.

## §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、繰り返しモデ ルを検討し、実験結果と比較する. 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,梁一般部は弾塑性とする.図-4の梁端 部の剛塑性バネがないことが異なり,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

(7)



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、 見かけの剛性が増大してしまい、実現象に対応しない<sup>70</sup>. 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<sup>80</sup>とする.な お、係数yは 0.4、ぐは 1.0 とする.

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), HR した上でケース N のヒンジ形成時の梁のせん断力と 同等になるように梁一般部主筋の実験時の降伏強度を 570 N/mm<sup>2</sup> から 400 N/mm<sup>2</sup>に下げた場合(HRd)の計 3 ケースについて行う.ケース N は構造設計当初に建物 全体の大まかな挙動を把握するための HR を適用しない 超高層 RC 造骨組みの梁を想定し,ケース HRd はケース N から HR を適用するが建物全体の挙動は適用前後でほ ぽ一致させることを想定したものである.

なお, 解析には立体フレーム解析プログラム SNAP Ver.7.0.1.5<sup>9)</sup> を用いた.

#### 3-2 解析結果

図ー11 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模 擬できた.

図-12 に変形角 1/100 rad および 1/50 rad の 2 サイ クル目の履歴ループの比較を示す. 1/100 rad では耐力お よび剛性が若干高めだが, 概ね評価できた. 1/50 rad で は概ね評価できた.

図-13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、シアスパンが短くなり曲げ終局耐 力は 129 kN 大きい.ケース HRd は、降伏強度を調整し ケース N と同等の耐力にすることで、ケース N の復元 力特性を概ね模擬することを確認した.

#### §4. 超高層 RC 造骨組みの静的増分解析

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 用いて立体フレームモデルの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-14 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 7.0 m×4 とし,構造階高は1 階が 6.0 m でその他は 3.4 m とする. 単位面積当たりの各層地 震用重量 Wi/A は 15~17 kN/m<sup>2</sup> とする. 地震層せん断 力分布は,レベル 1 (最大速度 25 cm/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 700 mm とする. 柱お



表一2 柱部材主要諸元

柱断面				
階	Fc (N/mm)	B × D (mm)	主筋	芯鉄筋
1階	60	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	16-D41 (SD685)
2階~ 4階	60	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	9-D41 (SD685)
5階~ 7階	60	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	4-D41 (SD685)
8階~10階	60	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	-
11階~20階	54	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	-
21階~30階	36	1100 × 1100	16-D41 (SD490)	-

表一3 HRを適用する梁部材諸元(ケース N)

梁断面(G3)				
階	Fc (N/mmů)	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	$600 \times 900$	4-D38 (SD490)	

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バネで考慮する. 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-15 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. 立体フレームモデルの解析結果も 逆対称梁と同様の傾向を示し,10 階および20 階におい てケース HR はケース N と比較し,層せん断力が大きい.

図-16 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.初めて任意の層の層間変形角が 1/50 rad に達した時のものであり,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バネモデルの回転変位より 算出し, 塑性率が1になる点は図-13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.よって、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.

# §5. まとめ

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行った結果,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バネの逆対称梁の解析により、

実験の履歴ループを概ね模擬できた.

- (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, 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、シアスパンが短くなり曲げ 終局耐力は大きくなること、ケース HRd は、降伏強 度を調整しケースNと同等の耐力にすることのみ で、ケースNの復元力特性を概ね模擬するを確認し た.
- (4) 立体フレームモデルにケース N, ケース HR およ びケース 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 では塑性率がケー スNと比べて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.

謝辞、本報は、静岡理工科大学の丸田誠教授との共同研 究成果の一部である<sup>11)</sup>.また、鉄筋・機械式継手の材料 手配および施工にあたっては、東京鐵鋼株式会社にご協 力頂いた. ここに記し, 関係各位に深い謝意を表します.



図-15 静的増分解析の層せん断カー層間変形角関係



図-16 静的増分解析のヒンジ図と塑性率



# 参考文献

- 小寺直幸,他: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,他: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
- 小寺直幸,他:梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション十字形骨組の実験的研究,コンクリート工学年次論文集,pp. 283-288, Vol. 42, No. 2, 2020
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2018
- 5)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・同解説,1999
- 6) 永井覚,他: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

- 7)角友太郎,他:材端剛塑性バネ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
- 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
- 9)構造システム:SNAP Ver.7テクニカルマニュアル
- 10)山本裕太,他: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
- 11) 赤井冬来,他: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,コンクリ ート工学年次論文集,pp. 67-72, Vol. 42, No. 2, 2020