

塑性ヒンジ発生位置を制御する「T-HR[®]構法」の適用拡大

杉山 智昭*¹・辰濃 達*²・脇田 拓弥*²・川岡 千里*²・高橋 智也*¹・
 阪井 由尚*³・渡辺 英義*¹・河本 慎一郎*²

Keywords : plastic hinge relocation method, beam, mechanical reinforcing bar splice, precast concrete, opening
 ヒンジリロケーション, 梁, 機械式継手, プレキャスト, 開口

1. はじめに

一般的なRC造建築物の構造設計では、耐震性を確保するため、梁の端部の塑性ヒンジの回転変形によって地震エネルギーを吸収する仕組みが適用されている。近年、大地震時に柱梁接合部降伏破壊が生じる可能性が指摘され、その防止から梁端の降伏ヒンジ発生位置を柱面から移動させる手法（以下HR構法とよぶ）に関する研究が多く行われている。当社では大成式ヒンジリロケーション構法「T-HR 構法」(図-1)について実験による性能検証を行い、開発²⁾・実施適用⁴⁾している。

T-HR 構法は、鉄筋コンクリート造梁の梁端主筋の強度を梁中央側よりも高めることで、塑性ヒンジ発生位置を柱面から梁中央側へ移動させる手法である。本構法の手法の一つとして、柱梁接合部および梁端区間の梁主筋を梁中央区間よりも太径や高強度とし、鉄筋継

手（モルタル充填式の機械式継手）を用いて梁中央区間側の主筋と接合することで梁の塑性ヒンジ位置を移動させる「スリーブタイプ」がある(図-2)。本手法において、適用外であった、短いスパンや梁端部までプレキャスト化する場合、および、梁端に設備スリーブなどの開口を設ける場合に対する適用拡大を目的に性能検証実験を実施した。ここでは適用拡大に対応して、接合する鉄筋鋼種・径差の差異や使用する機械式継手種類等を要因とした実大梁部材実験を実施し、構造性能を把握・評価した結果を報告する。

2. 実験計画概要

2.1 試験体

試験体形状図を図-3、試験体配筋の一例を図-4、試験体要因一覧を表-1 に示す。試験体は、片持ち形式の実大として梁幅 $b=600\text{mm}$ 、梁せい $D=950\text{mm}$ とし、総

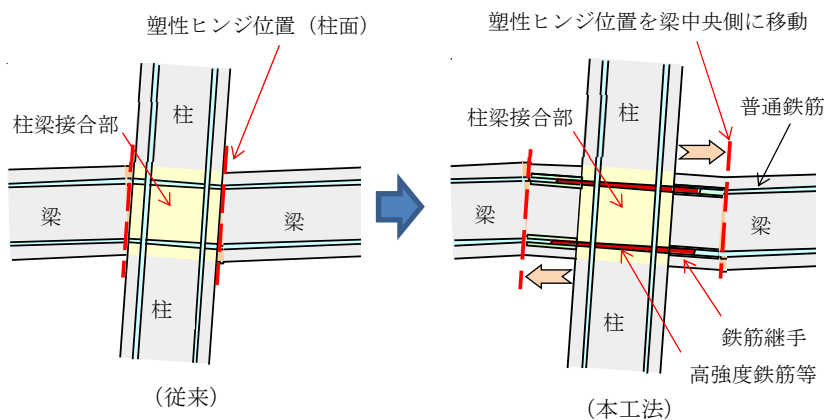


図-1 大地震時の変形状況

Fig.1 Deformation during a large earthquake

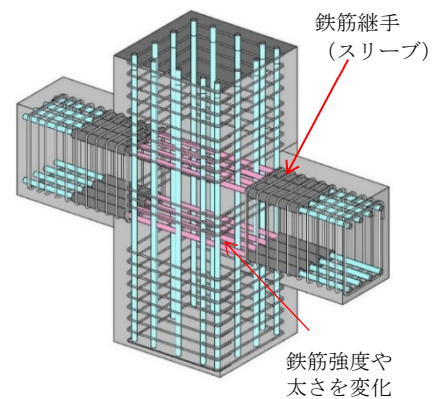


図-2 本構法（スリーブタイプ）の配筋例

Fig.2 Reinforcement arrangement of "sleeve type"

* 1 技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室
 * 2 設計本部 構造設計第三部
 * 3 関西支店 設計部

数 9 体を計画した。試験体のパラメーターは、①機械式継手で接合する主筋の鋼種・径差、②機械式継手種類（場所打ち・PCa 用）、③機械式継手内に充填するモルタル強度とし、試験体のコンクリート目標強度は、F_c30 : No.1~No.5 と F_c48 : No.6~No.9 の 2 種類に設定した。①の要因は、No.1 と No.6 を 1 鋼種 1 径差の基準試験体とし、No.2 を同鋼種 2 径差、No.3~4 と No.7~8 を 1 鋼種 2 径差とした。1 鋼種 1 径差および同鋼種 2 径差は一般的なスパン、1 鋼種 2 径差は短スパンでの適用を想定しており、試験体の a/D はそれぞれ 3.0 と 2.2 とした。②の要因は、No.1 と No.6 の基準試験体（場所打ち用）に対して No.5 と No.9 をプレキャスト（PCa）用の径の太い継手を使用する PCa 化した試験体とした。③の要因は、スリーブ径と鉄筋径の差が大きい試験体（1 鋼種 2 径差）で充填するモルタルを標準と高強度（No.3 と No.4, No.7 と No.8）に変えて設定した。

ヒンジ移動断面（HR 断面）位置は、650mm（≒ 0.68D）とし、フェイス断面の鉄筋径を D41（機械式継手を D41 用）、HR 断面で降伏させる主筋の材質を SD490 級とした。HR 断面の引張鉄筋比 p_t は、曲げ降伏時せん断応力度 τ_u が 0.05~0.06F_c 程度となるように、コンクリート強度とスパンに対応して 0.76~1.94% とした。柱フェイス断面の p_t は、フェイス断面の曲げ耐力が HR 断面降伏時のモーメントに対して 1.1 倍程度となるように 1.06~2.28% と設定した。

すべての試験体で HR 断面から柱フェイスまでの区間（以降、梁端区間）に開口（開口径 H=150 mm（実内径 157 mm）、H/D≒1/6）を柱フェイス位置から 400 mm の位置（≒0.42D）に設けた。せん断補強筋には、高強度せん断補強筋（SBPD1275/1420）を使用し、荒川 mean 式のせん断耐力で余裕度が 1.1 程度となるように F_c30 の No.1~5 で p_w=0.30%、F_c48 の No.6~9 で p_w=0.56% とした。HR 断面から開口部間のせん断補強筋は、HR 断面で 2 組、開口際で 2 組配筋し、開口補強

筋も配筋した。

場所打ち用の機械式継手を使用した試験体（No.1~No.4, No.6~No.8）では、実施工を模擬してモルタル注入口を 45 度横に傾けて充填作業を行い、柱と梁は同時にコンクリートを打込み製作した。PCa の試験体（No.5 および No.9）では、柱と梁を別部材で製作し、梁部材を柱部材に横方向に挿入した後、機械式継手と

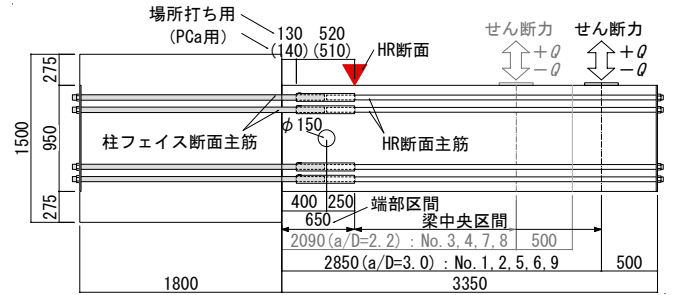
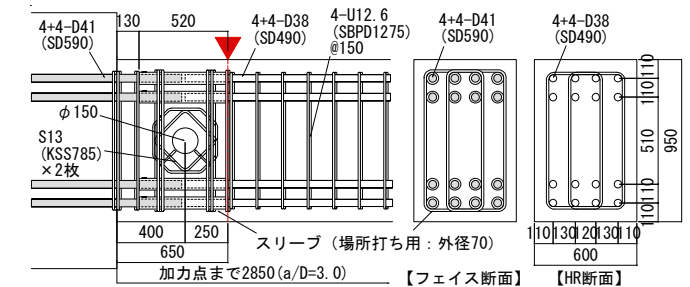
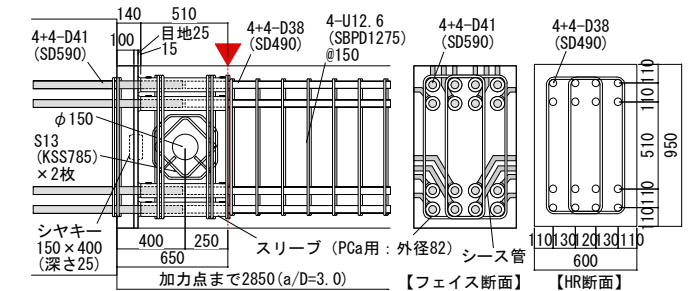


図-3 試験体形状図 (単位: mm)

Fig.3 Shape of specimen (unit: mm)



No. 6 : 場所打ち用 (標準モルタル) ・ 1 鋼種 1 径差



No. 9 : PCa用 (標準モルタル) ・ 1 鋼種 1 径差

図-4 試験体配筋図 (単位: mm)

Fig.4 Reinforcement diagram of specimen (unit: mm)

表-1 試験体要因一覧

Table 1 Specimen factors

No.	F _c ^{*1} N/mm ²	鉄筋継手(機械式継手)		スパン a/D ^{*3}	梁主筋			せん断補強筋	開口補強筋 H=150mm
		種別 ^{*2}	モルタル		接合	柱フェイス断面 : p _t	HR 断面 : p _t		
No.1	30	場所打ち用	標準	3.0	1 鋼種 1 径差	4+1-D41(SD590) : 1.37%	4+1-D38(SD490) : 1.16%	U10.7@200 p _w =0.30%	2-S10 (KSS785)
No.2			標準		同鋼種 2 径差	4+2-D41(SD490) : 1.67%	4+2-D35(SD490) : 1.19%		
No.3			標準	2.2	1 鋼種 2 径差	4-D41(SD590) : 1.06%	4-D35(SD490) : 0.76%		
No.4			高強度						
No.5	48	場所打ち用	標準	3.0	1 鋼種 1 径差	4+1-D41(SD590) : 1.37%	4+1-D38(SD490) : 1.16%	U12.6@150 p _w =0.56%	2-S13 (KSS785)
No.6			標準		1 鋼種 1 径差	4+4-D41(SD590) : 2.28%	4+4-D38(SD490) : 1.94%		
No.7			標準	2.2	1 鋼種 2 径差	4+2-D41(SD590) : 1.67%	4+2-D35(SD490) : 1.19%		
No.8			高強度						
No.9			標準	3.0	1 鋼種 1 径差	4+4-D41(SD590) : 2.28%	4+4-D38(SD490) : 1.94%		

※1 コンクリート目標強度

※2 場所打ち用 : 外径 70mm, 鉄筋挿入径 52 mm, PCa 用 : 外径 82 mm, 鉄筋挿入径 (広口 66 mm・狭口 51 mm)

※3 a/D=3.0 : a=2850mm, a/D=2.2 : a=2090mm

表-2 鉄筋試験結果一覧

Table 2 Rebar test results

使用箇所	径 (材種)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸び (%)
端部主筋	D41(SD590)	620	802	2.01	18.3
端部主筋	D41(SD490)	538	712	1.98	19.6
中央部(HR部)主筋	D38(SD490)	540	720	1.98	22.2
中央部(HR部)主筋	D35(SD490)	534	719	1.96	22.4
せん断補強筋*	U12.6(SBPD 1275/1420)	1363	1473	2.15	10.2
せん断補強筋*	U10.7(SBPD 1275/1420)	1353	1473	2.09	9.4
開口補強筋*	S13(KSS785)	904	1080	1.84	8.5
開口補強筋*	S10(KSS785)	931	1077	1.91	8.2

*降伏点は、0.2%オフセット耐力による値

表-3 コンクリート試験結果一覧

Table 3 Concrete test results

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング率 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比 ν_c	割裂強度 σ_{ct} (N/mm ²)
No.1	30.5	2.80	0.20	2.63
No.2	28.1	2.73	0.20	2.51
No.3	30.5	2.89	0.20	2.82
No.4	28.1	2.74	0.20	2.50
No.5	26.4	2.69	0.19	2.64
No.6	55.0	3.40	0.22	3.97
No.7	52.8	3.33	0.21	3.65
No.8	52.4	3.30	0.21	3.63
No.9	44.6	3.20	0.22	3.65

表-4 モルタル試験結果一覧

Table 4 Mortar test results

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング率 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比 ν_c
No.1,2,6 (標準)	127.0	4.36	0.23
No.3,7 (標準)	131.0	4.21	0.24
No.5,9 (標準)	132.7	4.10	0.24
No.4,8 (高強度)	150.7	4.85	0.24

表-5 耐力計算値一覧

Table 5 Calculated strength

	曲げ耐力			せん断応力 τ_u / σ_B	せん断耐力		せん断余裕度	
	HR Q_{mhu} (kN)	柱フェイス Q_{mfu} (kN)	Q_{mfu} / Q_{mhu}		荒川式 Q_{su1} (kN)	靱性 Q_{su2} (kN)	Q_{su1} / Q_{mfu}	Q_{su1} / Q_{mfu}
No.1	1030	1073	1.04	0.059	1178	2114	1.14	2.05
No.2	1008	1097	1.09	0.063	1137	1913	1.13	1.90
No.3	1073	1202	1.12	0.062	1251	2244	1.17	2.09
No.4	1073	1202	1.12	0.067	1225	2147	1.14	2.00
No.5	1030	1073	1.04	0.069	1138	1955	1.10	1.90
No.6	1582	1648	1.04	0.050	1716	3074	1.08	1.94
No.7	1540	1724	1.12	0.051	1752	3205	1.14	2.08
No.8	1540	1724	1.12	0.052	1747	3197	1.13	2.08
No.9	1582	1648	1.04	0.062	1608	2842	1.02	1.80

Q_{mhu} : HR 断面曲げ耐力, Q_{mfu} : 柱フェイス断面曲げ耐力, $\tau_u = Q_{mhu} / bD$, Q_{su1} : 荒川式 mean 式, Q_{su2} : 靱性指針・非靱性式

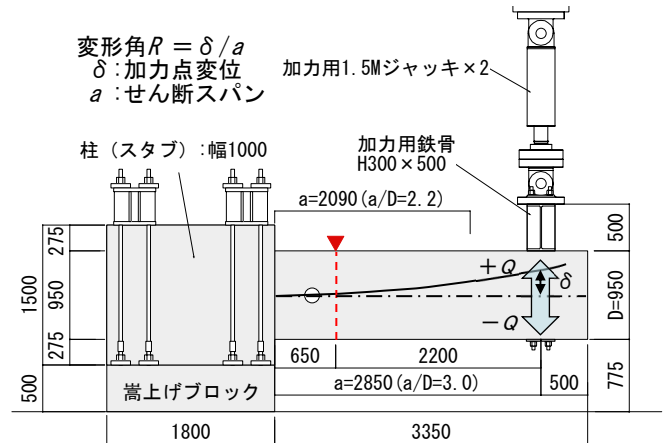


図-5 加力装置図 (単位: mm)

Fig.5 Loading setting (unit: mm)

示した。

試験体の破壊経過は、要因によらず同様であった。曲げひび割れは、柱フェイス断面からHR断面間(梁端区間)で $R=1/2000$ 前後で発生し、その後に梁スパン中央側(梁中央区間)にも発生した。孔際のひび割れは、曲げひび割れの発生直後に生じたが、曲げひび割れよりも損傷の程度が小さい傾向にある。せん断ひび割れは、 $R=1/500$ 前後において曲げひび割れから進展して発生した。主筋の降伏は、 $R=1/100$ 前後に HR 断面(図-6 中▼位置)で生じ、短スパン ($a/D=2.2$) の試験体 (No.3,4,7,8) は降伏時変形がやや小さい。2段筋の降伏は1段筋の降伏直後に生じている。すべての試験体で HR 断面近傍から梁中央区間側の長さ $0.5 \sim 1.0D$ 程度のヒンジ部において、曲げひび割れおよびせん断ひび割れが口開くことで塑性変形しており、ヒンジ位置の移動が確認された。破壊モードは曲げ降伏型でありすべての試験体で $R=1/25$ 以上の変形性能が得られている。短スパン ($a/D=2.2$) の試験体の一部では、 $R=1/25$ 以降にヒンジ部の損傷が大きくなりせん断破壊が生じて荷重低下した。また No.2 では、ヒンジ部のせん断補強筋(中子筋)がひずみゲージ貼付位置で破断して $R=1/25$ 過ぎで荷重低下した。

目地部のモルタルを同時に充填して一体化した。

使用鉄筋、コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-2~4に示す。表-5に示すように材料試験結果を用いた耐力計算値は、ほぼ設定した値となっている。

2.2 加力方法

加力装置図を図-5に示す。载荷は片持ち梁形式とし、せん断力は2台のジャッキを用いて加力用鉄骨を介して梁の先端に与え、正負交番の繰り返して载荷した。加力の制御は、载荷位置の変位 δ をせん断スパン $a=2850$ or 2090 mm で除した変形角 $R (= \delta / a)$ で制御し、 $R=1/1600$ と $1/800$ を1回、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ を各2回、 $1/25$ を1回、 $+1/20$ rad (正载荷) を1回実施した。

3. 実験結果

3.1 実験結果概要

試験体破壊状況一覧を図-6、せん断力 Q -変形角 R 関係を図-7に示す。図-7中の曲げ耐力計算値 (Q_{mhu}) は、試験体自重による曲げ抵抗分 ($a/D=3.0$ の試験体で約 26 kN, $a/D=2.2$ の試験体で約 22 kN) を正負で加減して

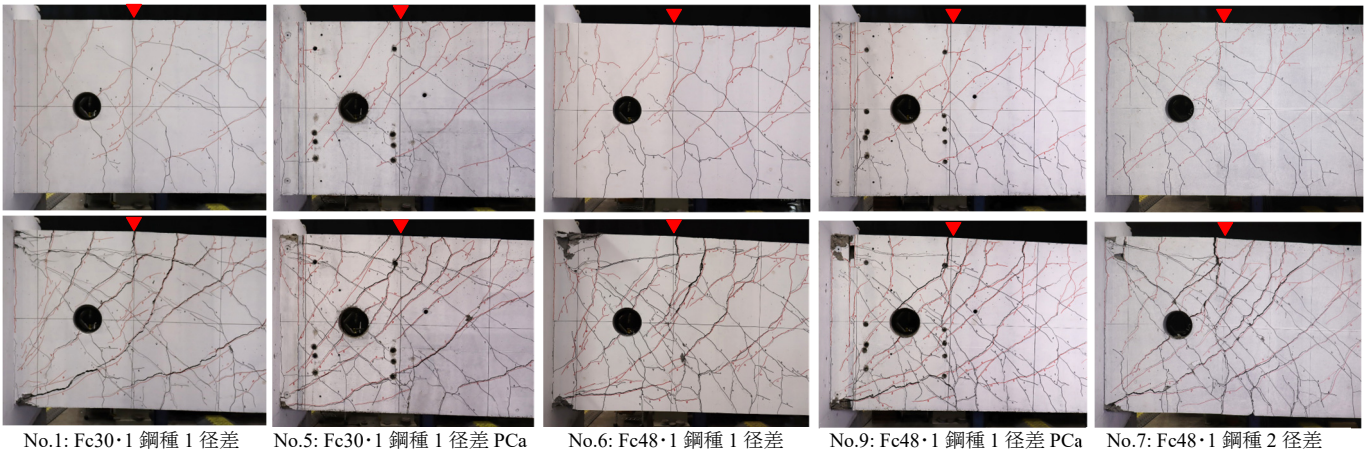


図-6 破壊状況 (上: $R=1/100rad$ 下: $R=1/33rad$)

Fig.6 Failure mode (Top: $R=1/100rad$ Bottom: $R=1/33rad$)

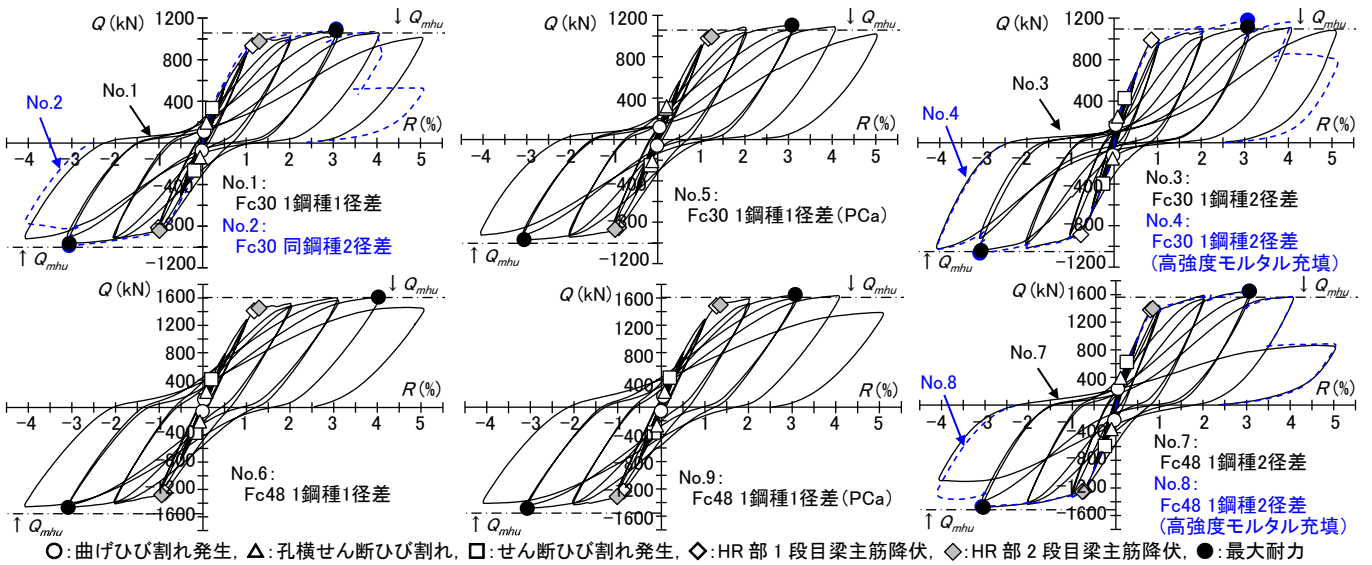


図-7 せん断力 Q - 変形角 R 関係

Fig.7 Shear load Q - Deformation angle R relationship

要因による傾向は下記であった。①接合鉄筋：接合鉄筋が同鋼種 2 径差 (No.2) や 1 鋼種 2 径差 (No.3,4,7,8) の場合も 1 鋼種 1 径差 (No.1,6) と変わらずヒンジ位置を移動させることが可能であり、曲げ降伏型の性能が得られる。②機械式継手：径の太い PCa 用の機械式継手を使用した試験体 (No.5,9) でも場所打ち用の継手を使用した試験体 (No.1,6) と同等の性能が得られており、継手種類と PCa 化の影響は少ない。③充填モルタル強度：標準強度モルタルを使用した試験体 (No.3,7) と高強度モルタルを使用した試験体 (No.4,8) で差異が見られず、有意な差が認められなかった。なお、全試験体で梁端区間に設置した開口近傍のせん断ひび割れは抑制されている。

3.2 ひび割れに係る損傷性能

図-8(a)に載荷時の最大ひび割れ幅と変形角の関係、図-8 (b)に残留 (除荷時) 最大ひび割れ幅と経験変形角の関係を示す。両図ともに左側が曲げひび割れ、右側

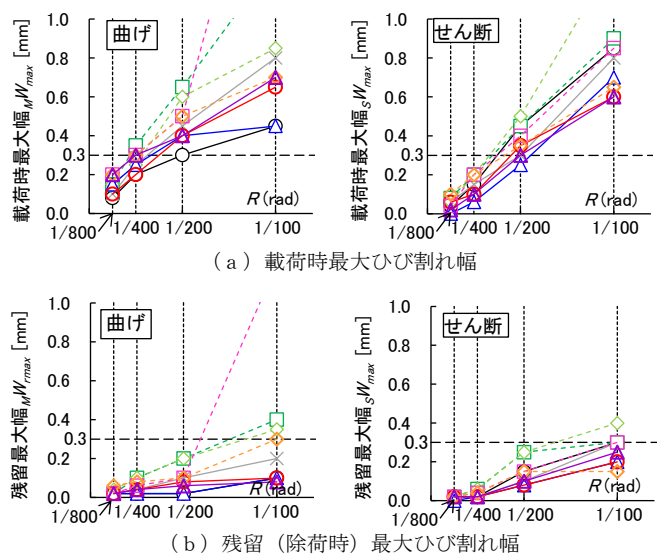


図-8 ひび割れ幅 (左: 曲げ, 右: せん断)
Fig.8 Crack width (left: bending, right: shear)

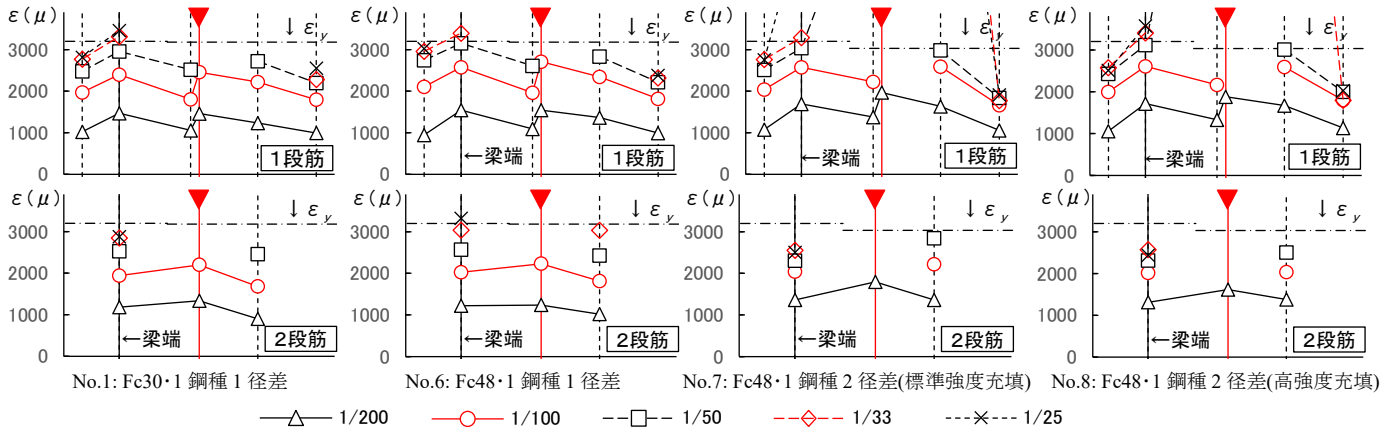


図-9 主筋ひずみ分布 (正載荷)

Fig.9 Strain distribution of main bars (positive loading)

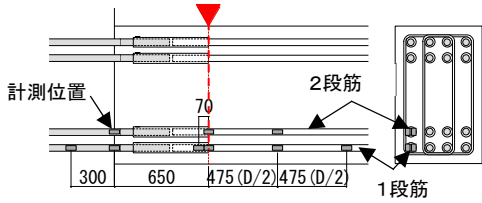


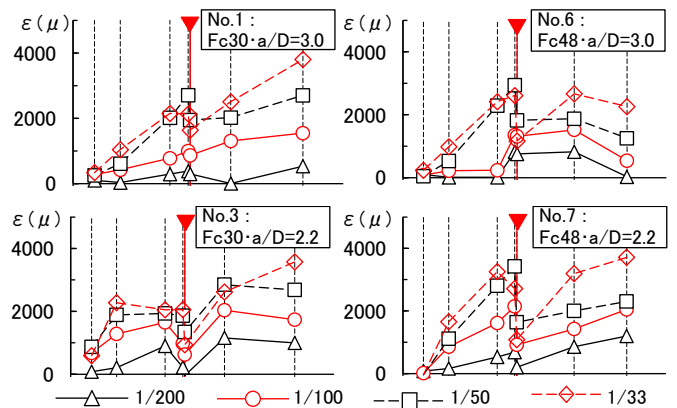
図-10 主筋ひずみ計測位置 (単位: mm)

Fig.10 Strain measurement position of the main bar (unit: mm)

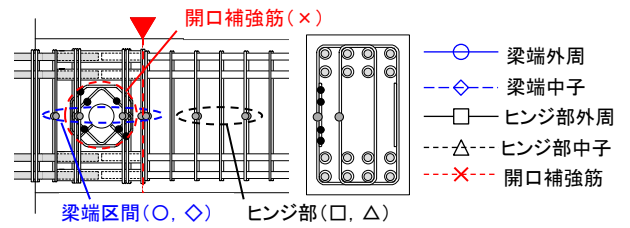
がせん断ひび割れであり正載荷を示している。両ひび割れはともに $R=1/800\sim 1/100$ でせん断力に変形角に比例して増加しているため、最大ひび割れ幅も線形的に増加している。図中に破線で示した短スパン試験体 (No.3,4,7,8) は、同一変形角時のせん断応力度が大きいことから他の試験体よりもひび割れ幅が大きい傾向にあり、Fc30 の No.3,4 でより顕著であった。 $R=1/200\sim 1/100$ の残留最大ひび割れ幅は、曲げひび割れの一部で主筋降伏により大きい値となっているが、曲げおよびせん断の両者で概ね 0.3 mm 以下にあり、許容荷重の範囲では損傷が抑制されている。

3.3 梁主筋ひずみ分布

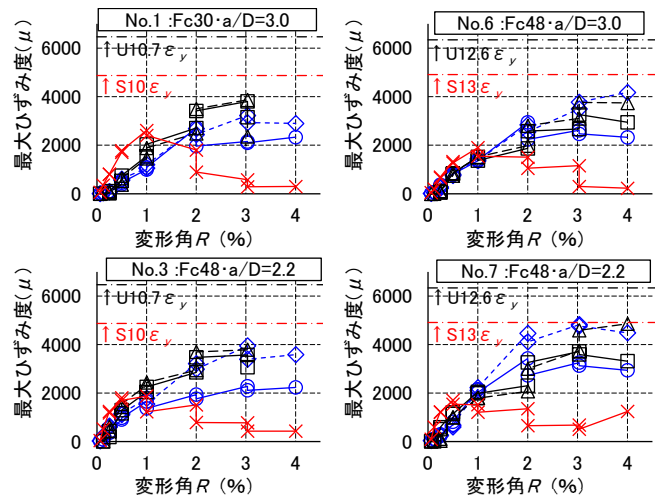
代表的な試験体の主筋ひずみ分布を図-9 に、主筋のひずみ計測位置例を図-10 に示す。図-9 は、コンクリート強度 (No.1 と No.6)、機械式継手の接合鉄筋 (No.6 と No.7) と充填グラウト (No.7 と No.8) の比較であり、上の図が 1 段筋、下の図が 2 段筋であり、横軸は図-10 の位置に対応している。梁主筋は、要因によらずヒンジ移動断面 (HR 断面: ▼) で $R=1/100$ 前後で降伏しており、スリーブ内 (HR 断面から 70mm) のひずみも要因によらず同様の値となっている。その後 $R=1/33$ (◇) では HR 断面から梁中央区間側 $D/2$ の位置でも降伏し、塑性変形領域が広がっている。一方、柱フェイス断面では変形角の増加に伴いひずみがやや上昇するが、 $R=1/25$ (×) においても、降伏ひずみをやや超えている計測点があるものの、大部分が降伏ひずみ以下



(a) せん断補強筋 (外周筋) ひずみ分布



(b) せん断補強筋・開口補強筋計測位置図



(c) ひずみ度-変形角関係

図-11 せん断補強筋・開口補強筋ひずみ
Fig.11 Strain of stirrups and opening reinforcements

の弾性範囲であり、梁端の損傷が抑えられている。

3.4 せん断補強筋の挙動

図-11(a)にせん断補強筋のひずみ分布を示す。横軸のひずみ計測位置は図-11(b)に示す箇所であり、外周筋の正載荷について示した。ひずみ分布は、試験体要因の差異によらずほぼ同様の挙動である。ひずみが最も大きい位置は、ヒンジ移動断面位置(▼)の集中補強筋であり、変形角 R が $1/50$ (□)~ $1/33$ (◇)と大きくなるにつれて、孔近傍と梁スパン中央側のひずみが大きくなる傾向もみられる。

図-11(c)にせん断補強筋の最大ひずみと変形角 R の関係を示す。せん断補強筋のひずみは図-11(b)に示すように、梁端区間(○・◇)、ヒンジ部(梁中央区間:□・△)および開口補強筋(×)を比較して示している。梁端区間およびヒンジ部は外周筋(◇・△)と中子筋(○・□)に分けて示した。ひずみは、曲げ降伏前の $R=1/200$ ~ $1/100$ 程度まで開口補強筋が大きく、開口補

強筋が開口周辺のひび割れに抵抗していることがわかる。曲げ降伏後の $R=1/100$ 以降、開口補強筋のひずみが小さくなる一方、梁端・ヒンジ部のひずみが大きくなり、ヒンジ部の塑性変形に対する抵抗が見られる。なお、各部のひずみは、計測可能な範囲では $R=1/25$ まで降伏が認められず、曲げ降伏後のせん断破壊を防止しているといえる。梁端区間では主筋とともにせん断補強筋も弾性領域にあるため、ヒンジ位置の移動で梁端の損傷は抑制されるといえる。

4. 実験結果の考察および検討

4.1 変形成分の推移と分布

4.1.1 変形成分算出方法

梁の各区間における変形成分の推移や分布について検討を行うため図-12(a)に示す変位計測を行い、文献2)と同様に端部の回転変形 δ_R 、曲げ変形 δ_M 、せん断変

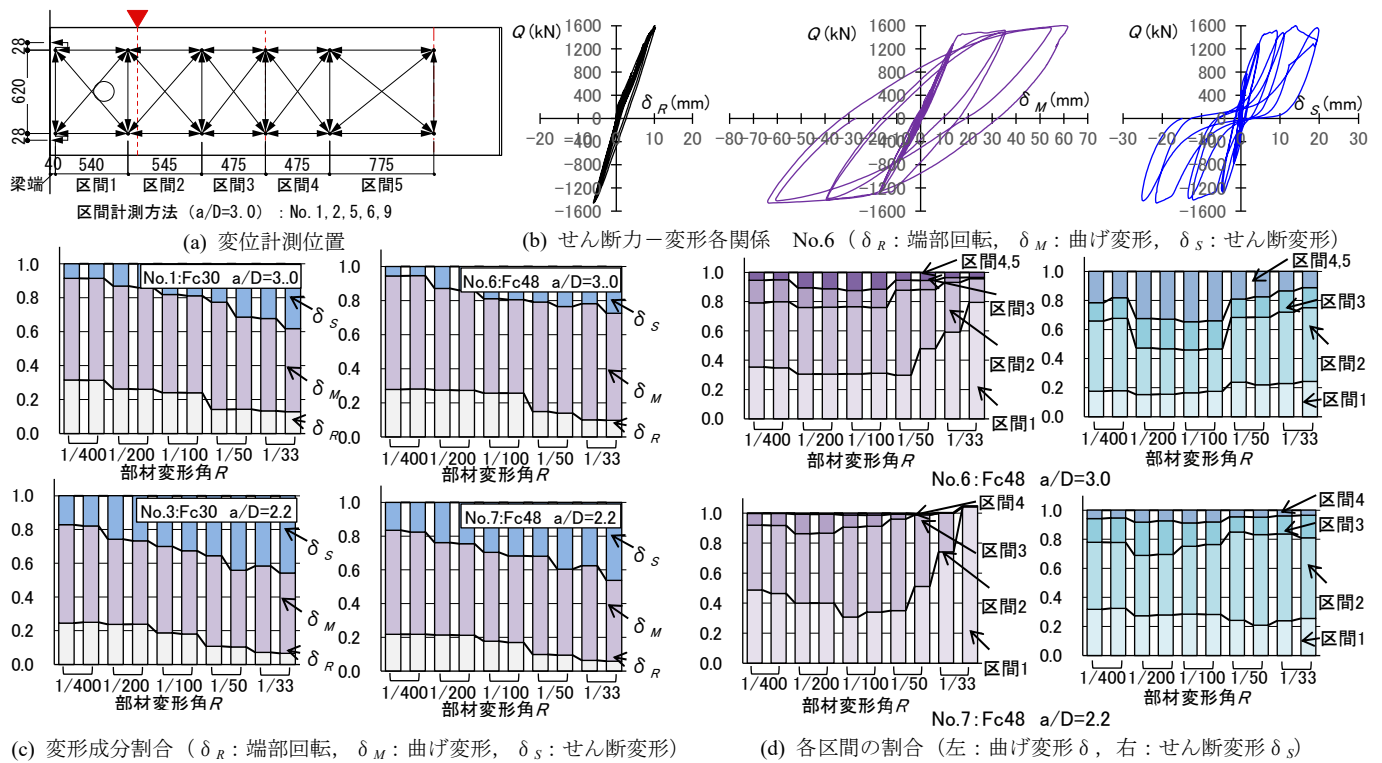
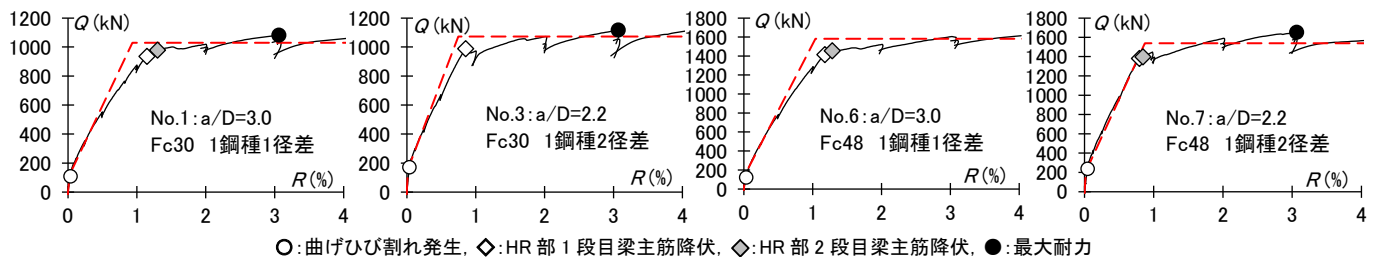


図-12 変形成分
Fig.12 Deformation ratio



○:曲げひび割れ発生, ◇:HR部1段目梁主筋降伏, ◇:HR部2段目梁主筋降伏, ●:最大耐力
図-13 骨格曲線実験値-計算値比較 (実線:実験値, 破線:計算値)

Fig.13 Skeleton curve experimental value - calculated value comparison

形 δ_s の各変形を算出し変形分離を行った。なお、図-12 (a)は $a/D=3.0$ の試験体を示しているが、 $a/D=2.2$ の試験体は区間4の範囲まで計測した。

4.1.2 部材全体の变形

せん断力 Q と回転 δ_R 、曲げ δ_M 、せん断 δ_s 関係の一例を図-12 (b)に示す。図-12 (b)のように梁端の回転 δ_R は曲げ降伏後も弾性状態にあり、部材の曲げ δ_M およびせん断 δ_s は曲げ降伏後にヒンジ部の回転により増加している。

全体変形に占める各変形成分の比率の推移を図-12(c)に示す。図-12 (c)は $R=\pm 1/33$ の2回目の繰り返し載荷までの結果であり、正負の各サイクルピーク時の平均を示した。また、図-12 (c)の試験体は、目標コンクリート強度 Fc30 と Fc48 のそれぞれで $a/D=3.0$ の代表として No.1 および No.6、 $a/D=2.2$ の代表として No.3 および No.7 を示している。

図-12 (c)のように $R=1/400$ では端部回転 δ_R と曲げ δ_M の両変形成分の和が 80%程度を占めているが、 $R=1/200$ 以降はせん断ひび割れの発生に伴って次第にせん断 δ_s の割合が増加している。曲げ降伏した $R=1/50$ 以降は、塑性ヒンジ発生位置を移動させているため端部回転の割合は増加せずに減少に転じ、せん断変形成分が増加する傾向にあり、塑性ヒンジにより大きな回転が生じていると考えられる。なお、短スパン ($a/D=2.2$) の No.3 および No.7 では、せん断変形成分が大きい傾向にある。

4.1.3 各区間の割合

さらに詳細に現象を把握するため、各区間での曲げ変形とせん断変形の分布および推移を検討する。図-12 (d)に No.6 および No.7 を代表例とし、曲げ変形およびせん断変形に対する各区間の割合を示した。曲げ降伏後の $R=1/50$ 以降は、区間1では曲げ変形が、区間2ではせん断変形の割合が増加する傾向にある。曲げ変形は、移動したヒンジ部から梁端区間に伸びる曲げせん断ひび割れが大きく開くため区間1の比率が大きく、せん断変形は、ヒンジ部が区間2に位置するため、区間2の比率が大きくなったと推測される。これらの現象は、文献2)と同様であり、実大における本実験の要因の範囲でも既往の T-HR 構法と同様の性状が示されていると推測される。

4.2 骨格曲線の評価

骨格曲線について曲げひび割れ時と曲げ終局時を直線で結んだ3折れ線モデルを用いて検討した。ここで弾性剛性と降伏点剛性の算出は、文献2)と同様に塑性ヒンジの発生位置を移動させた影響を考慮した。具体

的には、弾性剛性は、ヒンジ移動断面の外側とスパン中央側を直列接続した曲げ剛性とせん断剛性から求め、曲げひび割れ強度は柱フェイス断面で通常の梁と同様に計算した。降伏点剛性の算出は、RC 規準⁴⁾と同様に降伏点剛性低下率 α_y の評価式(菅野式)の $a/D \geq 2.0$ の式によって行い、式中の d と n_p にはヒンジ移動断面の値を、 a/D にはヒンジ移動断面間の内法長さによる値を用いた。図-13に示すように a/D の違いによって適合性は多少異なるが、本実験の範囲内では上記の方法によって概ね評価可能といえる。

5. まとめ

大成式ヒンジリロケーション構法「T-HR 構法」の適用拡大を目的に構造実験を実施した。短いスパンや梁端部までプレキャスト化する場合、および、梁端に設備スリーブなどの開口を設ける場合への適用拡大を目標として、鉄筋接合種別、使用機械式継手等を要因とする実大梁部材実験より以下の知見を得た。

- 1) 本実験の範囲においても塑性ヒンジ断面を梁中央側に移動することが可能であり、変形角 $R=1/25$ (塑性率4) 以上の変形性能の確保が可能である。
- 2) 各部の変形状態は、既往の HR 構法と同様の性状であり、移動した塑性ヒンジ部の変形成分が大きな割合を占める。
- 3) 荷重-変形関係の骨格曲線は、既往の文献で提案している方法により評価可能である。

今後も様々な規模や用途の建築物に対して本構法の適用を推進し、安全安心で耐震性に優れた高品質な RC 造建築物を提供していく。

参考文献

- 1) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.631，pp.1641-1648，2008.09.
- 2) 渡辺英義ほか：降伏ヒンジ発生位置を制御した鉄筋コンクリート梁の構造性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.789，pp.1519-1528，2021.11.
- 3) 阪井由尚ほか：梁塑性ヒンジ発生位置を制御した鉄筋コンクリート十字形部分架構の構造性能その1～その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.383-388，2021.7.
- 4) 辰濃 達ほか：北海道内最高高さの超高層 RC 建物の設計と施工～さつきた 8・1～，セメント・コンクリート，No.912，2023.2.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.