

論文 正負交番荷重を受けるプレキャスト RC 梁接合部のせん断伝達耐力に関する実験的検討

三倉 寛明*1・武田 篤史*2

要旨：正負繰り返し荷重を受けるプレキャスト RC 梁の部材接合部のせん断伝達特性は明らかとなっていない。そこで、せん断伝達耐力と曲げ変形性能の関係を確認するため、プレキャスト RC 梁の接合部の正負交番荷重実験を行った。その結果、曲げモーメントに対して相対的にせん断力が大きい場合は、部材接合部において軸方向鉄筋の伸び出しおよび直交するせん断面のずれ変位が卓越して曲げ変形性能が低下すること、現行のせん断伝達耐力式の第 2 項（交差する鉄筋に生じる軸方向力およびせん断力のせん断面方向成分）が荷重の計算値を上回る試験体は、一体打ちの RC 梁に期待する曲げ変形性能を保持することを確認した。

キーワード：プレキャスト RC 梁、部材接合部、正負交番荷重、せん断伝達耐力、曲げ変形性能

1. はじめに

RC ラーメン高架橋では、部材運搬や施工性を考慮して柱梁をプレキャスト部材に分割し、モルタル充填継手を用いてプレキャスト部材間にモルタルの目地を設けて部材を一体化する構造がある¹⁾。目地を有する部材接合部の構造特性は、梁試験体の静的荷重実験^{2), 3)}や柱試験体の正負交番荷重実験⁴⁾により曲げおよびせん断に対する構造性能が確認されているが、プレキャスト部材接合部のせん断伝達耐力について言及された報告は少ない。

鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁵⁾（以下、RC 標準と称す。）では、せん断伝達耐力 V_{cwd} を「コンクリートのせん断面における伝達力と、交差する鉄筋に生じる軸方向力およびせん断力のせん断面方向成分の和」とし、せん断面に曲げモーメントと軸力を受ける場合には、中立軸を境にせん断面の圧縮側および引張側で受け持つせん断伝達耐力の和とする算定式が示されている。本式をプレキャスト RC 部材の接合部または軸方向鉄筋が降伏するような大きい曲げモーメントが作用する場合に適用する際は、せん断面の開口による凹凸の噛み合い効果の低下や安全側の設計への配慮から、中立軸より圧縮側のせん断伝達耐力のみを考慮して設計することとされている。しかし、地震時のように、正負繰り返し荷重を受けて中立軸を境に圧縮側と引張側の領域が時々刻々と反転する場合のせん断伝達特性については明らかとなっていない。

本研究では、正負繰り返し荷重を受けるプレキャスト RC 梁の部材接合部の変形性能を担保するために必要なせん断伝達耐力を明らかにするため、モルタルの目地を設けてプレキャスト RC 部材の接合部を模擬した梁試験体を用いて正負交番荷重実験を実施し、正負繰り返し荷重を受ける接合部のせん断伝達耐力について考察した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、中央に荷重スタブを有する単純支持梁とし、せん断スパン比 a/d 、せん断キーの有無をパラメータとして 4 体製作した。表-1 に試験体ケース一覧、図-1 に試験体図を示す。梁の片側にプレキャスト梁接合部を模擬した厚さ 25mm のモルタル目地を設け、これを試験区間とした。反対側の梁は、荷重スタブと一体打ちした通常の RC 梁である。梁寸法は、断面幅 300mm、高さ 450mm、有効高さ 400mm とし、配筋は両側の梁で共通とした。鉄道高架橋の梁を想定し、軸方向鉄筋は上下段とも D19 を 4 本（引張鉄筋比 $p_t=0.955\%$ ）とし、試験体端部に設置した鋼板に溶接定着した。接合部のせん断伝達特性の確認を目的とするため、軸方向鉄筋に沿ったひびわれの進展を避けるために、帯鉄筋 1 組の引張降伏荷重が引張鉄筋（4-D19）のせん断降伏荷重以上となることを目安として、帯鉄筋比を $p_w=4.07\%$ （4-D16, $s=65\text{mm}$ ）とした。

2.2 使用材料

表-2 に使用材料の材料試験結果を示す。最大粗骨材寸法 $G_{\max}$ は 13mm とした。目地およびせん断キーに充填するモルタルは、プレキャスト用モルタルスリーブ継手専用のプレミックス型の無収縮モルタルを用いた。

2.3 試験体の製作

試験体のコンクリートは、①目地無し側の梁および荷重スタブ、②目地モルタル、③目地有り側の梁の順に、それぞれ別日に打設した。平滑なプレキャスト部材接合面を再現するため、型枠には樹脂塗装した木製型枠を用い、脱型後は目粗し処理を行わず、脱型面に対して直接コンクリートおよび目地モルタルを打ち継いだ。

2.4 荷重方法

図-2 に荷重装置の概要を示す。梁試験体の両端部を

*1 ㈱大林組 土木本部 生産技術本部 設計第一部 修士（工学）（正会員）

*2 ㈱大林組 技術本部 技術研究所 構造技術研究部 博士（工学）（正会員）

試験体	せん断スパン比	せん断キー
No.1	1.00	無し
No.2	1.50	無し
No.3	3.50	無し
No.4	1.50	あり

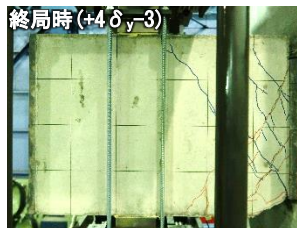
試験体	セメント ※	材齢 [日]	圧縮 強度 [MPa]	弾性 係数 [GPa]	引張 強度 [MPa]
No.1	N	44	28.1	25.3	1.83
No.2	N	52	28.1	26.2	1.74
No.3	N	31	28.4	25.4	1.93
No.4	N	38	29.0	25.2	2.06

試験体	セメント ※	材齢 [日]	圧縮 強度 [MPa]	弾性 係数 [GPa]	引張 強度 [MPa]
No.1	N	34	25.8	24.5	1.64
No.2	N	42	26.1	24.7	1.43
No.3	H	20	35.9	26.4	2.05
No.4	H	20	31.8	25.7	1.98

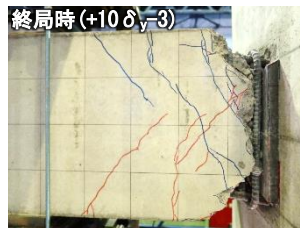
試験体	材齢 [日]	圧縮強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]	引張強度 [MPa]
No.1	37	121	38.0	3.51
No.2	45	124	38.5	3.64
No.3	24	101	35.1	4.43
No.4	31	103	35.4	4.13

試験体	仕様部位	径	材質	降伏点 [MPa]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
No.1	軸方向鉄筋	D19	SD345	370	543	188
No.2	せん断補強鉄筋	D16	SD345	361	536	184
No.3	軸方向鉄筋	D19	SD345	390	588	188
No.4	せん断補強鉄筋	D16	SD345	387	566	187

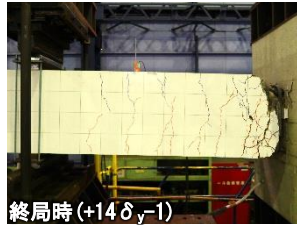
- 602 -



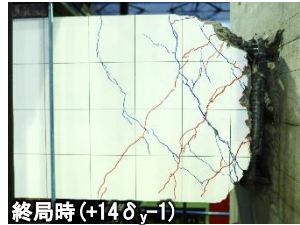
a) 試験体 No. 1



b) 試験体 No. 2

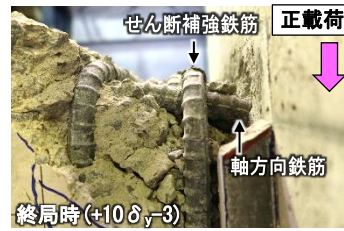


c) 試験体 No. 3



d) 試験体 No. 4

写真-1 試験体の損傷状況



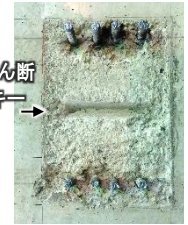
a) 上面側



a) 梁側



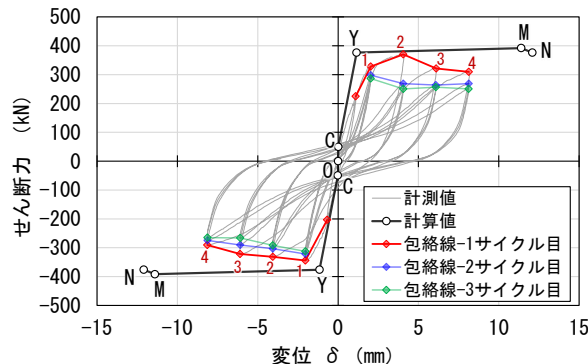
b) 下面側



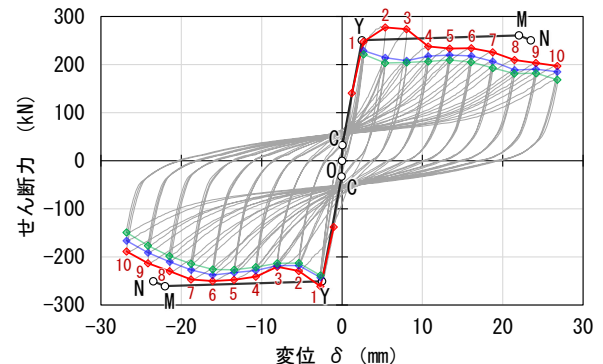
b) 荷重スタブ側

写真-2 試験体 No. 2 接合部

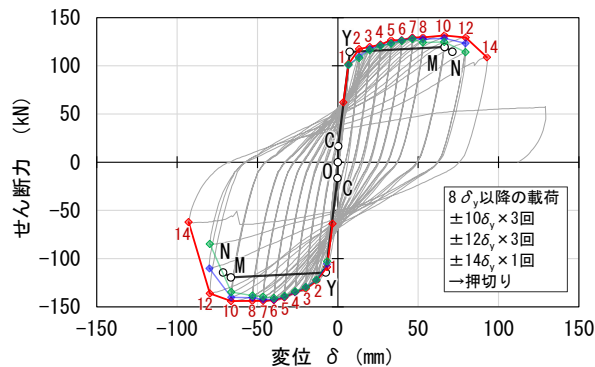
写真-3 試験体 No. 4 接合面



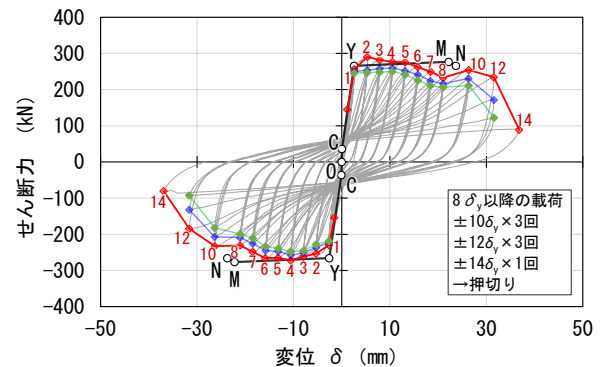
a) 試験体 No. 1



b) 試験体 No. 2



c) 試験体 No. 3



d) 試験体 No. 4

図-3 荷重-変位関係

が、その後開口は進展せず、No.1と同様に目地部の鉛直ひび割れと鉛直方向のずれが顕著となった。2 δ_y で上段の軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが生じたが、帯鉄筋は降伏には至らず、その後ひび割れが大きく進展することにはなかった。3 δ_y で基部のかぶりコンクリートに浮きが生じ、4 δ_y で剥落した。荷重は、正載荷は+2 δ_y で最大となり、以降は緩やかに低下した。負載荷は-1 δ_y で最大となり、-3 δ_y まで低下した後、-6 δ_y まで増加に転じたが、以降は緩やかに低下し、10 δ_y で荷重を終了した。変形は目地の鉛直ずれが顕著となり、これにより写真-2に示す軸方向鉄筋の局所的な曲げ変形が確認された。目地部での局所的な軸方向鉄筋の曲げ変形は、他の試験体にも同様に認

められた。

No.3は、せん断力18kNで目地の梁側にひび割れが発生し、その後は梁部に曲げひび割れが分散して生じた。6.62mmで軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したため、以降は $\delta_y=6.62\text{mm}$ を基準として荷重した。2 δ_y で軸方向鉄筋に沿った水平方向のひび割れが生じたが、大きく進展することにはなかった。5 δ_y で目地モルタルのかぶり範囲が剥落し、以降は $D/4$ (D =梁高450mm)の範囲のひび割れの開口が進展し、10 δ_y で基部のコンクリートかぶりが剥落し、荷重が低下に転じた。12 δ_y で正負交番荷重により損傷した梁のコンクリートおよび目地のモルタルが徐々に落下して荷重が低下し、-14 δ_y で上段の軸方向鉄筋が破断

して載荷を終了した。

No.4 は、せん断力 46kN で目地のスタブ側にひび割れが発生し、 $\delta_{0.5\sigma_y}$ で梁上下面に貫通した。 $\delta_{0.5\sigma_y}$ で梁部に鉛直方向の曲げひび割れが生じ、斜めひび割れに進展した。2.63mm で軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したため、以降は $\delta_y=2.63\text{mm}$ を基準として載荷した。その後の斜めひび割れの進展は No.2 と比べて緩やかであり、 $3\delta_y$ で載荷スタブに到達した。目地部のモルタルには、 $1\delta_y$ で軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れ、 $2\delta_y$ でせん断キーの位置に水平ひび割れがそれぞれ発生した。 $3\delta_y$ で梁のコンクリートにせん断キーの先端を起点とする鉛直方向のひび割れが発生し、 $4\delta_y$ でこのひび割れが梁の上下面に貫通した。 $5\delta_y$ で目地モルタルのかぶり範囲が剥落した後は、せん断キーの位置のモルタルの水平ひび割れおよびせん断キー先端部の梁コンクリートの鉛直ひび割れが進展し、正負交番載荷により損傷した梁のコンクリートおよび目地のモルタルが徐々に落下して荷重が低下し、 $-14\delta_y$ で上段の軸方向鉄筋が破断して載荷を終了した。写真-3 に試験後に軸方向鉄筋を切断して観察した接合面の損傷状況を示す。載荷スタブ側は比較的損傷が少なく、せん断キーの凹凸が確認できたが、梁側はコンクリートが大きく損傷し、せん断キーの形状は確認できなかった。

3.2 曲げ変形性能

図-3 に示す荷重-変位関係より、No.1 の計測値のせん断力は計算値を下回る結果となり、 $1\delta_y$ の割線剛性は計算値の 0.50 倍であった。No.2, No.4 は、 $1\delta_y$ の割線剛性は計算値と概ね同様となり、降伏後初期の荷重は 1 回目の載荷で計算値を上回ったが、2 回目以降は No.1 と同様に計測値の荷重が計算値を下回る結果となった。履歴ループはいずれもスリップ型の傾向を示しており、No.1, No.2, No.4 は接合部が無い一体打ち RC 梁に期待される曲げ変形性能が認められなかった。

No.3 は、 $1\delta_y$ の割線剛性は計算値と概ね同様となった。 $1\delta_y$ のせん断力は、計算値 114.4kN に対して 1 回目の計測値が 102.0kN(89%)となった。これは δ_y を軸方向鉄筋の引張試験で確認した降伏ひずみを基準としたためであり、曲げ引張を受ける実際の試験体の軸方向鉄筋の降伏は 108.8 kN(95%)で確認され、計算値と概ね同様となった。 $+2\delta_y$ では、1 回目は 117.4kN となり計算値 114.9kN を上回ったが、2 回目は 108.1kN、3 回目は 109.5kN となり、計算値の 95%程度に低下した。 $3\delta_y$ 以降は、N 点に至るまで包絡線が計算値を上回った。履歴ループは紡錘型の傾向を示した。これより、No.3 は、接合部が無い一体打ち RC 梁に期待される曲げ変形性能を保持していることを確認した。

3.3 軸方向鉄筋の伸び出しに伴う荷重低下

図-4 に No.1, No.3 の載荷変位と測点 1, 測点 2 の平

均値で定義した梁基部の水平変位の関係を示す。特異な傾向として、図-3 より、正載荷 $+2\delta_y$ 以降の 1 回目から 2 回目にかけてせん断力の顕著な低下が認められた。これは、 $+2\delta_y$ 1 回目では梁上面の軸方向鉄筋が $-1\delta_y$ 載荷相当分しか伸び出しを経験していないが、 $+2\delta_y$ 2 回目では $-2\delta_y$ 1 回目の伸び出しを経験しており、 $+2\delta_y$ 2 回目でこの伸びを戻し切らず、さらに接合面の凹凸が少ないため圧縮域のコンクリートの接触が喪失し、摩擦力が低下したためと考えられる。せん断力の低下は、No.2, No.4 も同様に認められ、 a/d が小さいほど顕著であった。これより、せん断スパン比が小さい場合のプレキャスト部材接合部の設計において、留意する必要があると考えられる。

3.3 接合部の変形

図-5 a) に目地部の水平方向の伸び変位と鉛直方向のずれ変位の関係を示す。伸び変位は測点 1 と測点 2 の平均値、ずれ変位は測点 4 と測点 5 の変位を梁基部に外挿して算出した値である。いずれの試験体も、目地のモルタルと梁のコンクリートの接合面において、変位増加とともにずれ変位が増加し、せん断キーが無い No.1, No.2, No.3 では伸び変位とずれ変位に線形関係を示し、 a/d が大きいほどずれ変位が小さくなる傾向が認められた。せん断キーを有する No.4 は、 $5\delta_y$ まで No.2 と比べてずれ変位が小さく、伸び変位は No.3 に近い傾向を示したが、以降は伸び変位が進展せず、ずれ変位の増加が顕著となった。梁基部の損傷により実験途中で測点 1, 測点 2 の変位計測が不可となったため、参考として、図-5 b) に、No.2, No.4 の測点 3 の水平変位と梁基部の鉛直方向のずれ変位の関係を示す。No.4 の $8\delta_y$ 以降は載荷変位の増分が異なるため、破線表記とした。No.2 は $10\delta_y$ まで伸び変位とずれ変位に線形関係が認められるが、No.4 は $5\delta_y$ 以降でずれ変位が顕著に増加し、No.2 に漸近した。これは、せん断キーにより $5\delta_y$ までずれ変位が抑制されたが、以降はせん断キーおよび周辺部の損傷が進行し、せん断キーが無い No.2 の性状に近づいたためと考えられる。以上より、せん断キーは降伏後初期のずれ変位の抑制に寄与するものの、変形が大きいレベルでは交番載荷によりせん断キーおよび周辺部が損傷し、その効果が低下することがわかった。このことから、交番載荷時にせん断キーを考慮する設計を行う場合は、変形レベルに応じて安全率を考慮する必要があると考えられる。

3.4 せん断伝達耐力

(1) 現行のせん断伝達耐力式

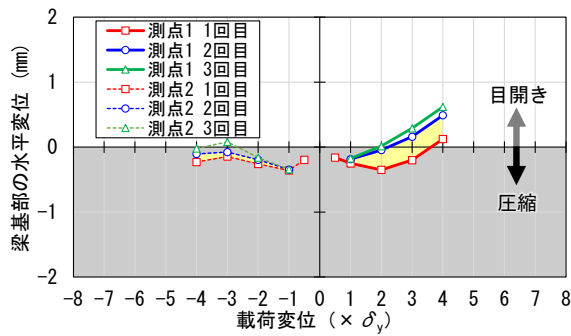
RC 標準では、せん断伝達耐力を式(1)としている。

$$V_{cnd} = \{(\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{syd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c + V_k\} / \gamma_b \quad (1)$$

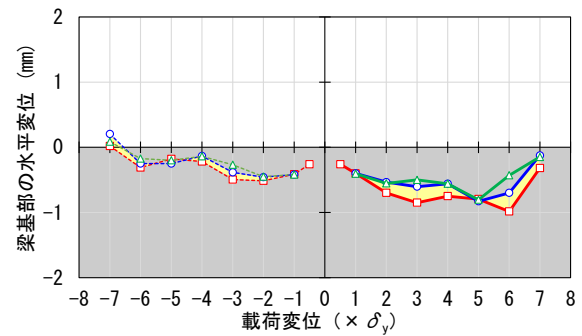
ここに、 $\tau_c = \mu \cdot f'_{cd} (\alpha \cdot p \cdot f_{syd} - \sigma_{nd})^{1-b}$

$$\tau_s = 0.08 f_{syd} / \alpha, \quad \alpha = 0.75 \{1 - 10(p - 1.7 \sigma_{nd} / f_{syd})\}$$

(異形鉄筋の場合は $0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$)

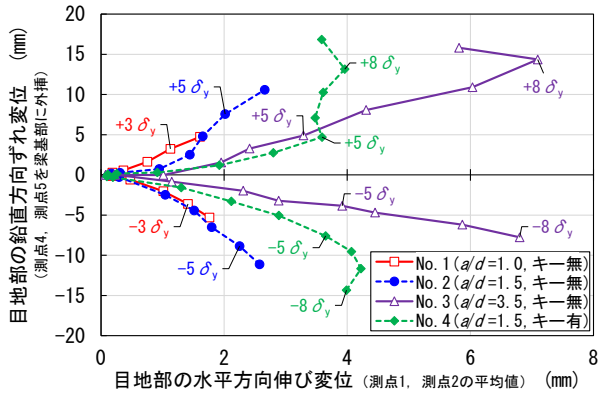


a) 試験体 No. 1 ($a/d=1.0$)

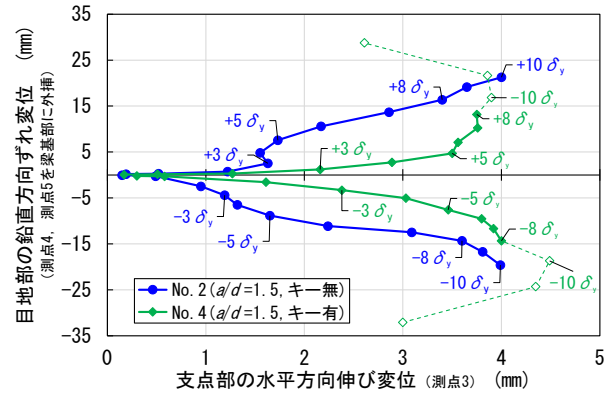


b) 試験体 No. 3 ($a/d=3.0$)

図-4 載荷変位と梁基部の水平変位の関係



a) 目地部 (1 回目载荷の包絡線)



b) 支点部 (1 回目载荷の包絡線)

図-5 水平方向変位と目地部の鉛直方向ずれ変位の関係

σ_{nd} : せん断面に垂直に生じる平均応力度

p : せん断面における鉄筋比, A_c : せん断面の面積

θ : せん断面と鉄筋のなす角度

V_k : せん断キーによるせん断耐力 ($V_k=0.1A_k \cdot f'_{cd}$)

A_k : せん断キーのせん断面の断面積

μ : 個体接触に関する平均摩擦係数 ($\mu=0.45$)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度, γ_b : 部材係数

b は面性状を表す係数 (0~1) である。第 1 項 ($\tau_c \cdot A_c / \gamma_b$) はコンクリートせん断面における伝達力 (摩擦力), 第 2 項 ($p \cdot \tau_c \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{syd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$) A_c / γ_b はせん断面に交差する鉄筋に生じる軸方向力およびせん断力のせん断面方向成分である。なお, せん断面に曲げモーメントと軸力を受ける場合のせん断伝達耐力 V_{cwd} は, 中立軸より圧縮側と引張側に分割してそれぞれのせん断伝達耐力を累加して算定することとされている。

(2) 梁試験体のせん断伝達耐力

図-6 に, 式(1)で算出したせん断伝達耐力 V_{cwd} と荷重-変位関係の計算値, 実験値の 1 サイクル目の包絡線を示す。正負繰り返し荷重を受ける梁部材の軸方向鉄筋が降伏すると, 塑性変形により伸び出しが生じ, 目地部が離間して徐々に摩擦が喪失すると考えられるため, V_{cwd} は摩擦ありの $\mu=0.45$ (第 1 項考慮), 完全に離間した状態の $\mu=0.00$ (第 1 項無視) の 2 ケースを示した。打継面はプレキャスト部材の滑面であるため面性状を表す係数は

$b=0.00$ とし, RC 標準に従って中立軸より圧縮側の V_{cwd} を考慮し, 引張側は無視した。部材係数は $\gamma_b=1.0$ とした。No.4 では, せん断キーによるせん断耐力 V_k を考慮した。

接合部が無い一体打ち RC 梁に期待される曲げ変形性能が認められなかった No.1, No.2 は, 第 1 項を無視し, 第 2 項のみ考慮したせん断伝達耐力 V_{cwd} ($\mu=0.00$) が荷重の計算値を下回った。No.2 にせん断キーを追加した No.4 は, せん断キーの V_k 分だけ V_{cwd} が増加し, Y 点において V_{cwd} ($\mu=0.00$) が計算値の 89% で計算値を下回ったが, 変位が大きい範囲では荷重の計算値を上回った。図-5 より, No.4 のずれ変位は No.2 と比べて $5\delta_y$ まで小さく抑えられ, 図-3 b), d) より, No.4 は No.2 に対して荷重の低下が緩やかとなり曲げ変形性能の向上が認められたが, 降伏後 $+5\delta_y$ までの 1 サイクル目以外は荷重が計算値を下回り, 所定の曲げ変形性能は認められなかった。No.1, No.2, No.4 はせん断伝達耐力不足によりせん断力が低下したと考えると, 所定の曲げ変形性能を保持できなかった実験結果と整合する結果となった。

一方, V_{cwd} ($\mu=0.00$) が荷重の計算値を上回る No.3 は, N 点に至るまで荷重低下は認められず, 十分なせん断伝達耐力を有していたと考えると, 一体打ちの RC 梁に期待される曲げ変形性能を保持できた実験結果と整合する結果となった。このことから, 第 2 項のみで評価したせん断伝達耐力 V_{cwd} ($\mu=0.00$) が荷重の計算値を上回る梁部材は, 所定の曲げ変形性能を保持できることを確認した。

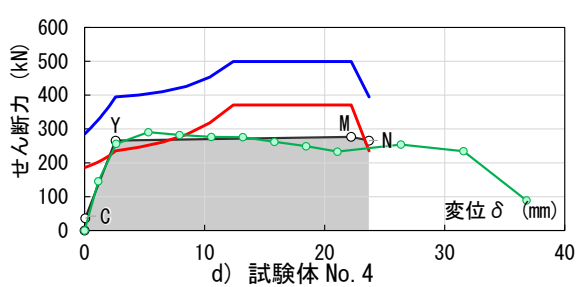
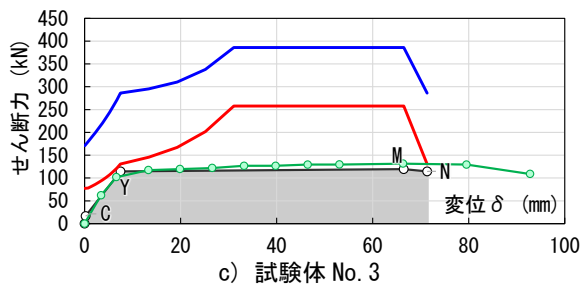
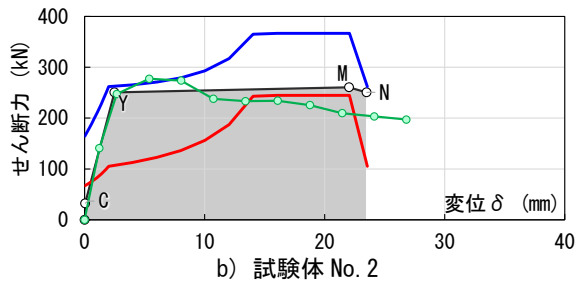
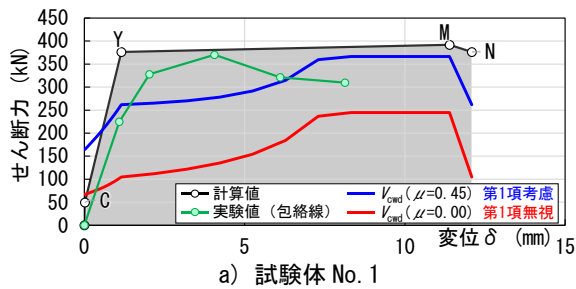


図-6 梁試験体の荷重-変位関係と V_{cwd} の比較

(3) 柱試験体のせん断伝達耐力

ここで、図-7 に示す光森ら⁴⁾の正負交番荷重実験の No.2 試験体を対象として、柱基部に目地を有するプレキャスト柱接合部のせん断伝達特性を検証した。試験体は、 $\square 600 \times 600 \text{mm}$, $p=1.11\%$, $p_w=0.793\%$, $a/d=3.39$, 柱基部にモルタル目地を設けてスタブとプレキャスト柱を一体化、接合面はせん断キーの無い滑面である。図-8 に、せん断伝達耐力 V_{cwd} と荷重-変位関係の計算値、実験値の正載荷の包絡線を示す。図より、 $V_{cwd}(\mu=0.00)$ と実験値の包絡線は計算値を上回っている。これより、柱部材についても、第1項を無視し、第2項のみで評価したせん断伝達耐力 $V_{cwd}(\mu=0.00)$ が計算値を上回る場合は、所定の曲げ変形性能を保持できることを確認した。

4. まとめ

プレキャスト RC 梁の接合部の正負交番荷重実験および既往の柱実験⁴⁾の検証を行い、以下の知見を得た。

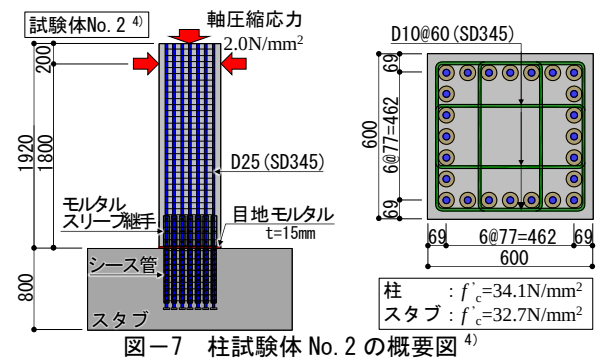


図-7 柱試験体 No.2 の概要図⁴⁾

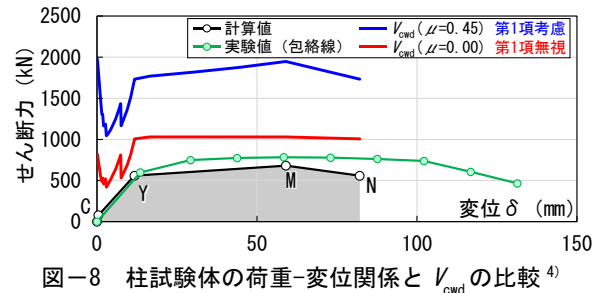


図-8 柱試験体の荷重-変位関係と V_{cwd} の比較⁴⁾

- (1) 現行のせん断伝達耐力式の第2項のみで評価したせん断伝達耐力が荷重の計算値を上回る試験体(梁、柱)は、所定の曲げ変形性能を保持できる。
- (2) せん断キーは、降伏後初期のずれ変位抑制に寄与するが、変形とともに周辺部が損傷し、ずれ変位抑制効果が低下するため、せん断伝達耐力に考慮する場合は変形レベルに応じて安全率を考慮する必要がある。
- (3) せん断スパン比が小さく、接合面が滑面のプレキャスト部材接合部では、軸方向鉄筋の降伏による伸び出しにより同一変位の2回目の繰り返し載荷で荷重が大きく低下するため、設計で留意が必要である。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：モルタルスリーブ継手を用いたプレキャストラーメン高架橋の設計・施工指針，2015.12
- 2) 森敬倫，中村拓郎，松本智夫，二羽淳一郎：接合目地とモルタル充てん継手を有する RC はりのせん断性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，2017
- 3) 西尾悠吾，中田裕喜，渡辺健，田所敏弥：接合面およびせん断補強鉄筋量が単純支持 RC はりのせん断耐荷機構に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，2021
- 4) 光森章，松浦光佑，仁平達也，三倉寛明：シース管とモルタルスリーブ継手を用いた鉄道 RC プレキャストラーメン高架橋柱の正負交番荷重実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，2016
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)，2004.4