

報告

[2114] プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成される混合構造工法に関する研究開発

正会員○佐々木 仁 (フジタ技術研究所)
 正会員 三瓶 昭彦 (フジタ技術研究所)
 正会員 吉野 次彦 (フジタ技術研究所)
 正会員 松戸 正士 (フジタ技術研究所)

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 柱と鉄骨 (S) 梁で構成される混合構造形式において、柱をプレキャスト化した工法の開発を行っている。このような構造形式における十字形架構では、梁フランジにてこ作用に基づくコンクリートの支圧破壊が起こる [1]。しかし、柱頭、柱脚の外周をスラブ厚さ程度の幅の鉄骨 (鋼製) バンドプレートで拘束することにより、先の支圧破壊を防ぎ部材の耐力を十分に発揮させ、履歴性状を向上させることができる [2]。

本報告は、バンドプレートの効果を更に明瞭にすることを目的に、バンドプレートの厚さがト字形および十字形架構の力学的性状に及ぼす影響を実験的に検討したものである。

2. 試験体

表 1 に試験体諸元を、図 1 に試験体形状・寸法を示す。試験体は、実大のほぼ 1/2 模型でト字形架構が 4 体、十字形架

表 1 試験体諸元

試験体	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	NO. 5	NO. 6
骨組形状	ト字形				十字形	
バンドプレート	幅 (mm)	75				
	板厚 (mm)	9	12	9	12	
軸力 (kgf/cm ²)	$\sigma_o = 60$					
RC柱	断面 (mm)	450×450				
	主筋 P _g (%)	4-D22	P _g =0.76	12-D22	P _g =2.29	
	帯筋 P _w (%)	□-D10 @100	P _w =0.32	□-D10 @100	P _w =0.63	
	コンクリート (kgf/cm ²)	F _c =240				
S 梁	断面 (mm)	BH-400 x 150 x 9 x 14				
接合部	鉄骨 (mm)	ウェブ板厚 12				
	帯筋 P _w (%)	□-D10 @75 P _w =0.42				
スラブ (mm)	B×t= 870×75 スタッド φ13@100 縦筋 D6 @140 横筋 D6 @200					

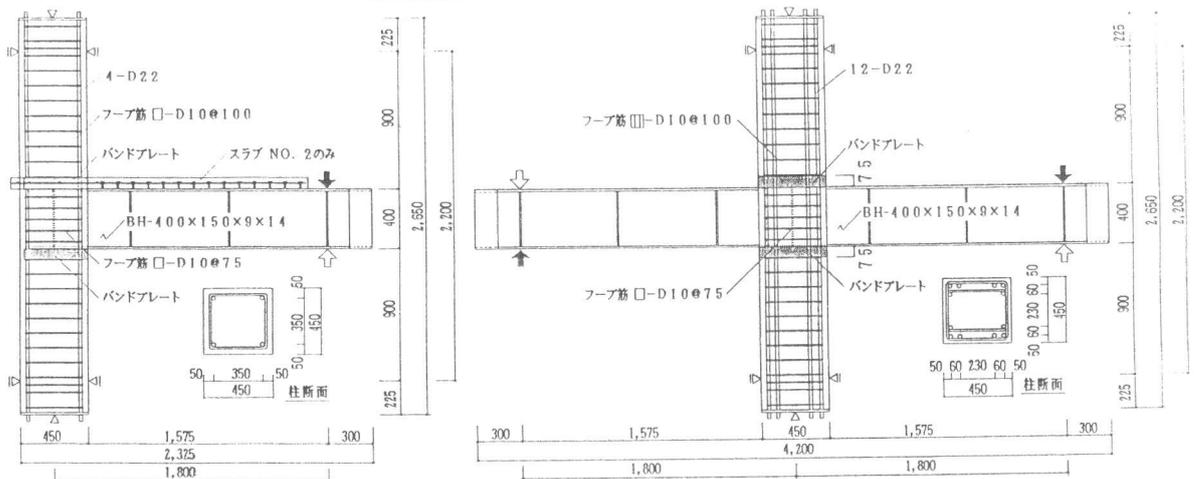


図 1 試験体形状・寸法

構が2体である。パラメータは、バンドプレートの板厚が9mm、12mmの2種類でその幅は75mmと一定にした。ト字形架構では、比較用にバンドプレートなし、バンドプレートの板厚9mmのものに有効幅870mm厚さ75mmのスラブ付きを用意した。バンドプレートは梁フランジに溶接した。また、試験体すべてに梁鉄骨と同じ形状寸法の直交梁を、柱主筋位置の梁鉄骨に鉛直スチフナーを取り付けた。設計にあたっては、梁端部にヒンジを設定し、梁部材の全塑性荷重に対して、柱部材の曲げ耐力および接合部パネルのせん断耐力が上回るように計画した[3][4][5]。スラブ付き合成梁の耐力は、スラブの協力幅を $0.1l$ (l :梁スパン)とした完全合成梁で算定した[6]。加力は、柱に $\sigma_0=60$ kgf/cm²を作用させた後、梁端にジャッキで荷重を加え静的な正負交番繰り返し載荷を行った。なお、測定方法は文献[2]を参照されたい。試験体に使用した材料の力学的性質を表2に示す。

3. 実験経過

表3に実験結果一覧を、図2に最終ひび割れ状況を示す。ト字形架構のうちバンドプレートのないNO.1は、梁フランジが $R=1/200$ rad.で降伏後、 $R=1/50$ rad.の繰り返し加力中に接合部パネルの直交梁取り付け面の外側部分にせん断ひび割れが生じ、また直交梁のフランジ面に沿って生じていたひび割れが、柱材軸方向へ急激に進展した。最終時では、接合部パネルのせん断ひび割れは、直交梁取り付け面の内側部分には殆ど発生していなく、外側部分に顕著に見られた。 $R=1/20$ rad.の最終時まで梁フランジのてこ作用によるコンクリートの支圧破壊は見られなかった。これは直交梁のウェブおよび鉛直スチフナーの存在により、その側面のコンクリートに支圧反力を生じさせ、梁部材の曲げに抵抗しているためと考えられる。NO.2, 3, 4は、いずれも梁フランジ降伏後、最終時まで接合部パネルのせ

表2 使用材料の力学的性質

鋼材	降伏点 σ_y	引張強さ σ_t	ヤング係数 E
R-9	2730	4130	1982
R-12	3243	4380	1673
R-14	3046	4330	1707
D 6	3347	4587	1678
D 10	3610	5180	1868
D 22	3760	5530	1832

コンクリート	圧縮強度 σ_c	割裂強度 σ_{ct}	ヤング係数 E
ト字形	25.7	24.2	213
十字形	26.6	23.5	228
スラブ	26.5	20.1	232

単位： $\sigma_y, \sigma_t, \sigma_c, \sigma_{ct}$ (kgf/cm²)、E (ton/cm²)

表3 実験結果一覧

単位：荷重 (ton)、変形 ($\times 10^{-3}$ rad.)

試験体	加力方向	接合部パネルせん断ひび割れ発生時		接合部パネルウェブ初降伏時		梁鉄骨フランジ初降伏時			最大荷重時						
		実験値		実		実験値			実験値		実				
		荷重	変形	計*1	荷重	変形	計*2	荷重	変形	計*3	荷重	変形	梁計*4	柱計*4	接計*4
NO.1	+	19.1	16.8	1.37	*	*	*	13.1	5.0	0.85	22.3	37.3	1.25	0.63	0.61
	-	18.5	11.7	1.33	*	*	*	13.9	4.0	0.90	22.4	36.1	1.26	0.64	0.61
NO.2	+	*	*	*	*	*	*	12.4	5.0	0.76	22.2	30.0	1.18	0.64	0.61
	-	22.0	9.2	1.58	*	*	*	12.4	3.0	0.64	28.2	50.0	1.07	0.81	0.77
NO.3	+	*	*	*	*	*	*	10.0	2.3	0.65	22.6	30.0	1.28	0.65	0.62
	-	21.7	15.6	1.56	*	*	*	11.4	2.4	0.74	22.7	30.0	1.28	0.65	0.62
NO.4	+	*	*	*	*	*	*	10.7	2.4	0.69	22.0	30.0	1.24	0.63	0.60
	-	*	*	*	*	*	*	12.3	2.8	0.79	22.4	30.0	1.26	0.64	0.61
NO.5	+	23.8	6.2	1.65	27.1	9.5	0.72	19.9	3.9	0.64	37.8	50.0	1.06	0.65	0.90
	-	23.0	5.0	1.60	26.8	7.7	0.71	22.5	5.0	0.73	38.5	30.0	1.08	0.66	0.92
NO.6	+	25.5	6.2	1.77	29.9	10.0	0.80	19.5	4.5	0.63	41.6	50.0	1.17	0.71	0.99
	-	19.7	4.5	1.37	29.2	7.6	0.79	17.5	3.3	0.57	40.5	30.0	1.14	0.69	0.96

注) 荷重は、柱せん断力に換算。 変形は、層間変形角を示す。 *印は、発生していない。

NO.5, NO.6の梁鉄骨フランジ初降伏時での上段は右梁、下段は左梁の値を示す。

計算値：
 *1 $JQ_{cr} = c \tau_{cr} \cdot cb \cdot mcd \cdot (1 + \beta)$ $c \tau_{cr} = 0.1 \sigma_B$ $\beta = 15 \cdot tw/cb$
 *2 $JM_y = cV_n \cdot (0.1 \sigma_B \cdot J \delta + P_w \cdot r_w \sigma_y) + sV_n \sigma_y / \sqrt{3}$
 $cV_n = cb/2 \cdot snd \cdot mcd$ $sV_n = Jtw \cdot mcd \cdot snd$ $J \delta = 2$ (ト字形) 3 (十字形)
 *3 $M_y = \kappa Z \cdot \sigma_y$ (NO.2はスラブを考慮)
 *4 梁 $M_u = sZ_n \cdot \sigma_y$ (NO.2はスラブを考慮)
 柱 $M_u = 0.8 \cdot r_a \cdot r \sigma_y + 0.5 \cdot N \cdot cd \cdot (1 - N / (cb \cdot cd \cdot \sigma_B))$
 接合部 $JM_u = cV_n \cdot (JF_n \cdot J \delta + wP \cdot r_w \sigma_y) + 1.2 \cdot sV_n \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$
 $JF_n = \min (0.12 \sigma_B, 18 + 3.6 \sigma_B / 100)$

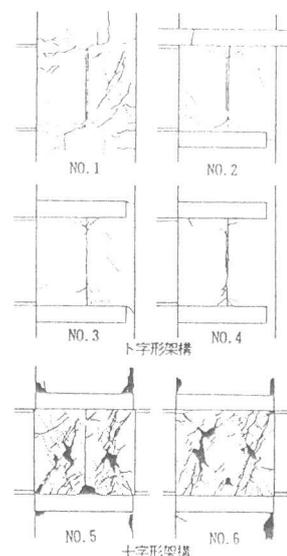


図2 最終ひび割れ状況

ん断ひび割れは殆ど見られなかった。ト字形架構の4体は、いずれも接合部パネルの鉄骨ウェブはせん断降伏はしていなかった。十字形架構のNO.5,6は、梁フランジ降伏後、接合部パネルにせん断ひび割れが生じ始め、 $R=1/100\text{rad.}$ の繰り返し加力で鉄骨パネルウェブがせん断降伏した。変形が増すにつれ、接合部パネルのせん断ひび割れが増加し、 $R=1/25\text{rad.}$ の繰り返しで接合部のかぶりコンクリートが一部剥落するものの、フープ筋の降伏は生じなかった。最終時には、柱材端部のバンドプレート直上でかぶりコンクリートの圧壊も見られた。また、ト字形架構、十字形架構とも柱主筋の降伏は発生しなかった。

4. 接合部パネルのせん断ひび割れ強度

表3中に示した計算値は、文献[4]の長期荷重時の設計式において、 $s_{cd}=m_{cd}$ とし算定した。この計算値に対する実験値の比は1.37~1.77の範囲にあり、計算値は安全側の評価を与えている。十字形架構について、接合部パネルのせん断ひび割れ強度は、コンクリートパネルと鉄骨ウェブパネルが一体として働き、ひび割れ発生時のコンクリートのせん断ひずみ度と鉄骨ウェブのせん断ひずみ度を等置した次式でひび割れが生じるときの $c\tau_{cr}$ の実験値を求める。

$$jQ_{cr} = c\tau_{cr} \cdot (cb \cdot m_{cd} + \frac{wG}{cG} \cdot jtw \cdot m_{cd}) \quad (1)$$

ここに、 jQ_{cr} はひび割れ発生時の接合部パネルせん断力、 wG および cG は、それぞれ鉄骨ウェブおよびコンクリートのせん断弾性係数、 cb は柱幅、 m_{cd} は柱主筋間距離、 jtw は鉄骨パネルウェブ厚である。式(1)で求めた $c\tau_{cr}$ をコンクリートの圧縮強度で無次元化した値を図3に示す。加えて、コンクリートのせん断ひび割れ強度に対して軸力を考慮した主応力度式(2)を用いて k の値を求めた結果も示した。

$$c\tau_{cr} = \sqrt{c\sigma_t^2 + c\sigma_t \cdot \sigma_o} \quad (2)$$

$$c\sigma_t = k\sqrt{\sigma_B}$$

この図によれば、本実験の範囲では、軸力が大きいほど、コンクリートパネルのせん断ひび割れ強度も大きくなっている。

5. 耐力

表3中に示したように、最大強度に関して、梁

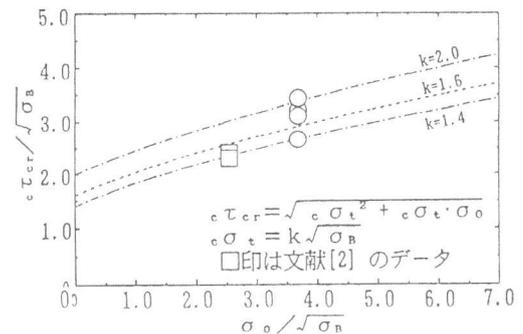
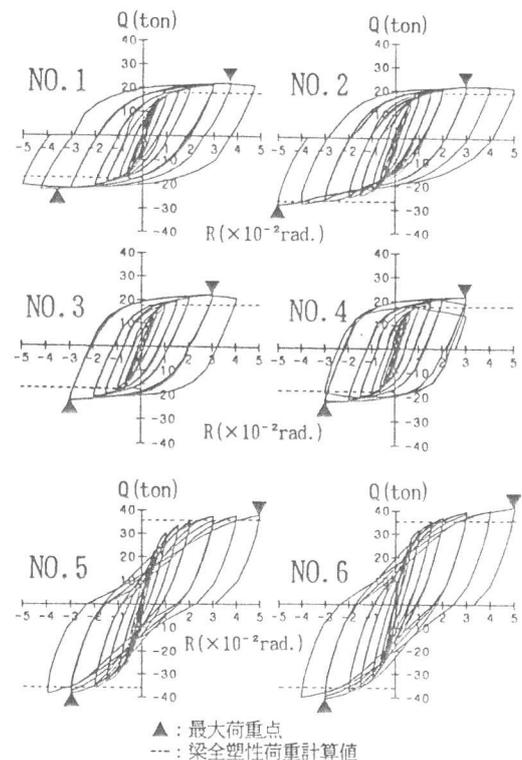


図3 コンクリートパネルのせん断ひび割れ強度 (十字形架構)



▲: 最大荷重点
---: 梁全塑性荷重計算値

図4 荷重変形曲線

全塑性荷重の計算値に対する実験値の比は、ト字形架構で1.07~1.28、十字形架構で1.06~1.17の範囲にある。最大強度の実験値に関し、ト字形架構ではバンドプレートの影響は特に見られず、十字形架構ではバンドプレートの剛性が高くなると、耐力はやや上昇する傾向が見られる。本実験で確認した範囲では、梁降伏先行型で、文献[5]による接合部の曲げ耐力 J_{Mu} と左右の梁材の曲げ耐力の和 $\Sigma_B M$ との関係が $J_{Mu}=1.18 \cdot \Sigma_B M / (1+\xi)$ (ξ :柱内のり高さに対する梁せいの比)であり、接合部のせん断破壊が生じなかったと考える。

6. 変形状

図4に荷重変形曲線を示す。縦軸は柱せん断力、横軸は層間変形角である。ト字形架構は、いづれも繰り返しによる耐力低下は殆ど認められず、 $R=1/33 \sim 1/20 \text{ rad.}$ で最大耐力に達した後も、梁全塑性荷重の計算値以上の耐力を保持し、安定した紡錘型の履歴曲線を示した。十字形架構のNO.5, NO.6も安定したループを示しているが、NO.6はNO.5に比べ繰り返しによる耐力低下がやや小さく、ループ面積の大きな履歴曲線となっている。これは、バンドプレートの剛性を増すと、梁部材端の固定度が上り梁自身の塑性変形が十分に行われたことで、エネルギー吸収能力の高い履歴性状へ向上したものと考えられる。

図5に層間変形に占める各部材の変形成分の割合を示す。ト字形架構は最終時まで層間変形の80%以上が梁部材で専らかせがれており、接合部の変形は1~5%程度であった。一方、十字形架構のNO.5およびNO.6は、最終 $R=1/20 \text{ rad.}$ 時まで接合部パネルの変形割合はほぼ同程度であるが、 $R=1/33 \text{ rad.}$ 以降梁の変形割合はNO.5はNO.6に比べやや大きくなっている。これは、バンドプレートの剛性は接合部パネルの変形には影響を与えないが、梁部材端部の固定度に影響するものと考えられる。

図6に縦軸は等価粘性減衰定数 h_e 、横軸は柱部材の曲げ耐力の和 cM と梁部材の曲げ耐力の和 B_M との比 cM/B_M との関係を示す。 h_e は $R=1/50 \text{ rad.}$ の繰り返しにおける正側の2回目のループ面積で評価したものである。図中の試験体は接合部パネルの破壊が梁部材の破壊に先行しないように設計されている。この図によれば単なる梁貫通形式の無補強に対し、柱頭、柱脚をバンドプレートで拘束することにより h_e が大きく影響され、バンドプレートの剛性が高いほど、

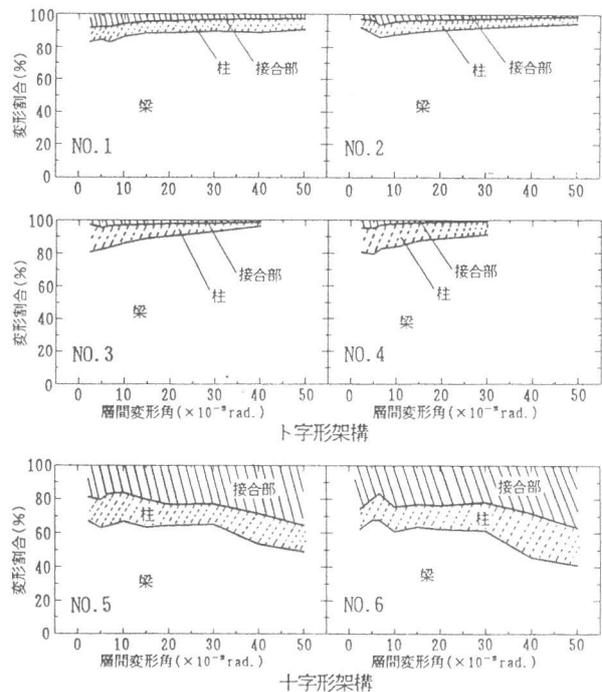


図5 変形成分

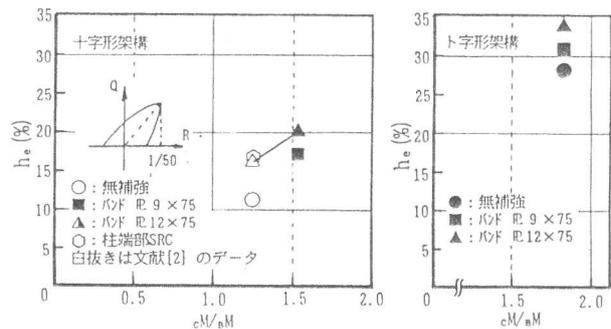


図6 バンドプレートの影響

cM/BM が大きいほど、 h_e の値は大きくエネルギー吸収能力の高いループ性状を示すことが分かる。履歴ループのふくらみ具合には、バンドプレートの剛性と cM/BM が影響するものと思われる。また、文献[2]の柱端部SRCの試験体は端部にH形鋼を柱鉄骨せいの2倍の長さを埋め込んだものである。文献[2]の柱端部SRCおよびバンド $\#12 \times 75$ とした試験体、本実験のバンド $\#9 \times 75$ とした試験体は、それぞれ $h_e=16.7\%$ 、 16.4% 、 17.3% となっている。バンドプレートでRC柱の材端を拘束することにより、 $\#9$ 、 $\#12$ 程度で柱SRCと同等のループ性状を示すことが分かる。

7. バンドプレートのひずみ分布

図7にはト字形架構のNO.4を、図8は十字形架構のNO.5のバンドプレートのひずみ分布を示す。バンドプレートのひずみは、正加力時における柱脚側のバンドプレートのみについて示した。ひずみゲージは、水平方向に貼付している。図7に示したト字形架構のNO.4は、直交梁取り付け面の内側のプレートは、中板が梁フランジからの曲げ引張力に抵抗するために、プレート外面中央部が圧縮ひずみとなり、外側にふくらむ方向に変形していることが分かる。一方、直交梁取り付け面の外側のプレートおよび梁フランジに平行なプレートは、殆どひずみが生じていなく梁フランジからの曲げ引張力には抵抗していないことが推測される。図8に示した十字形架構のNO.5は、梁フランジに引張力が作用する側のプレートはNO.4と同様な傾向を示す。一方、それと反対の圧縮力が作用する側のプレートは、内・外面のひずみ分布からフランジからの曲げ圧縮力により柱材端のコンクリートに支圧反力を生じさせる働きよりも、プレートが軸方向に引張力を受けているものと思われる。また、梁フランジに平行なプレートは、内・外面とも引張ひずみが生じている。バンドプレートは梁フランジからの曲げに抵抗するよりも、むしろ柱端部のコンクリートの拘束効果が大きいものと考えられる。このとき、バンドプレートはコンクリートの圧縮力における水平方向の反力となる引張力が生じる。したがって、バンドプレートは、梁鉄骨のてこ作用に基づくフランジ上面のコンクリートの支圧強度を増大させる効果があるものと考えられる。

8. 応力伝達機構

図9に接合部パネルの応力伝達機構を示す。柱および梁の曲げモーメント・せん断力は、接合部内において

てこ作用に基づくコンクリートと鉄骨の支圧力および摩擦力により相互に伝達される。柱材のコンクリート圧縮力は、図9に示すような接合部内対角方向のコン

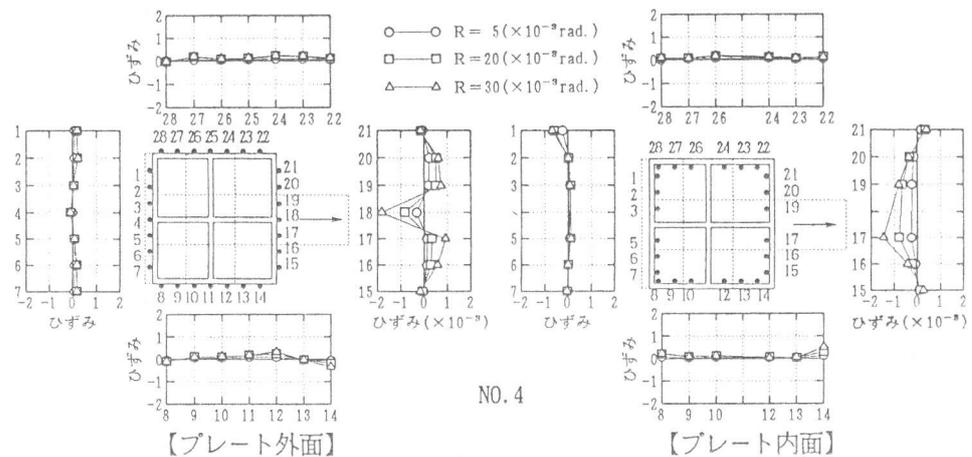


図7 バンドプレートのひずみ分布 (NO.4)

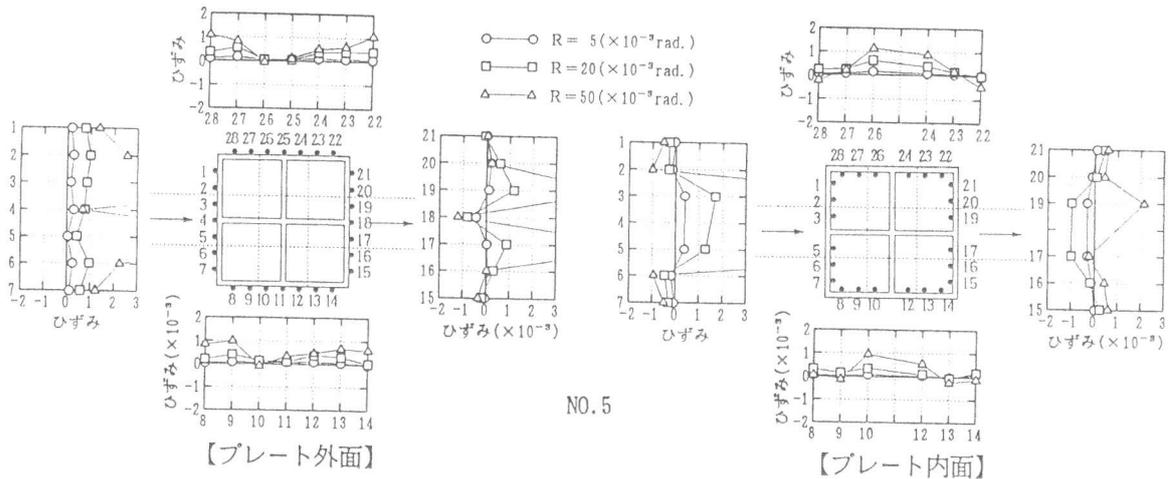


図8 バンドプレートのひずみ分布 (NO.5)

クリート圧縮ストラット (a) と直交梁、鉛直スチフナーおよび梁フランジに囲まれた部分におけるコンクリート圧縮ストラット (b) を形成し梁フランジおよび鉛直スチフナーを介して梁材に伝達される。(a)のストラットは直交梁フランジ内側から対角方向の梁フランジ内側に伝達され、フランジを押し広げることにより、接合部ウェブにせん断力を生じさせる。さらに、この押し広げる力はフープ筋によって拘束される。(b)のストラットは梁フランジ内側と梁フランジ外との部分(柱幅)から接合部対角方向の梁フランジ内側に伝達され、鉄骨フランジ面の摩擦力により梁材に伝達される。しかし、終局の状態を考えるとコンクリートは支圧破壊し、鉄骨フランジ面の摩擦力は完全に喪失する。この状態にあるコンクリートは外へ逃げようとしバンドプレートは引張材として抵抗する。また、(b)のストラットの内梁フランジ外の部分は、フープ筋に水平方向成分の引張反力を生じさせる。なお、主筋の引張力および圧縮力はコンクリートの圧縮ストラットに加算されるものとする。

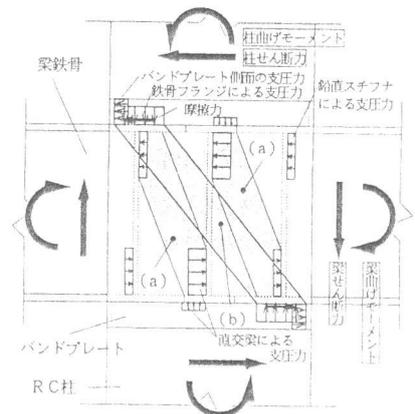


図9 応力伝達機構

9. まとめ

以上、本実験の検討より、次の結果を得た。

- ①バンドプレートは、その剛性が高いほど、エネルギー吸収能力の大きい履歴性状へ向上する。
- ②柱材端部をバンドプレートとで拘束することは、てこ作用に基づくコンクリートの支圧強度を増大させる。
- ③柱端部をバンドプレートで拘束することは、柱SRCと同等の履歴性状を示す。
- ④接合部パネルが完全剛に近いと、架構の変形性能が劣る場合がある。

【参考文献】

- [1]西村泰志・南宏一：はりS・柱RCで構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構、日本建築学会構造系論文報告集、第401号、1989.7
- [2]三瓶昭彦・吉野次彦・佐々木仁・山本哲夫：プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成された混合構造工法に関する研究開発(その1)～(その3)、日本建築学会大会学術講演集、pp.1199-1204、1990.10
- [3]日本建築学会：鋼構造塑性設計規準・同解説
- [4]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982年版
- [5]日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982年版
- [6]日本建築学会：合成はり構造設計施工指針・同解説、1975年版