論文 幅広扁平梁柱接合部の張出部補強筋による構造性能への影響に関す る実験的研究

平田 延明^{*1}·太田 雄介^{*2}·中岡 章郎^{*2}

要旨:柱よりも幅の広い扁平梁柱接合部の張出部補強筋による構造性能への影響を把握するため,構造実験 を実施した。主な実験因子は,張出部に配筋される2種類の補強筋(拘束筋・コ形補強筋)の補強筋量とし た。実験結果から,各補強筋はいずれも張出部の補強として有効であることを確認した。また,各補強筋量 は破壊性状に対しては顕著な影響を及ぼさなかった。一方,補強筋量の少ない試験体では,張出部を介して 伝達されるねじりモーメントが低下した。特にコ形補強筋量は,伝達可能なねじりモーメントへの影響が大 きいことがわかった。

キーワード:幅広扁平梁,張出部,ねじりモーメント,補強筋

1. はじめに

柱より幅の広い扁平梁を用いた架構(以下,幅広扁平 梁架構と表す)は,耐力や剛性を保持しつつ,階高を上 げることなく,梁下の有効開口寸法を拡張可能な技術で ある。これまでも幅広扁平梁架構の構造性能に関する研 究^{例えば 1)}はなされており,その特性については一定の知 見が得られている。

幅広扁平梁架構の構造的な特徴の一つとして, 柱梁間 の応力伝達において, 柱梁接合部の柱から張り出した部 分(以下, 張出部と表す)にねじりモーメントが作用す ることがあげられる。張出部の補強方法については, 蛭 田らが, 張出部の補強筋量による張出部ねじり強度に及 ぼす影響を把握するため、柱前後面にスリットを設け、 張出部をねじり破壊させる実験を実施している²⁾。この 実験では、張出部に配筋される2種類の補強筋のうち、 上下の梁主筋を拘束する副帯筋状の補強筋(以下、拘束 筋と表す)の負担する応力は小さく、それらを減らして もねじり性状には影響を及ぼさないこと、また、張出部 側面から差し筋状に配筋される補強筋(以下、コ形補強 筋と表す)を減らすとねじり強度が低下することが示さ れた。

しかしながら,スリットの無い通常の幅広扁平梁柱接 合部を対象に,張出部の補強筋量の及ぼす影響を調べた 研究事例は少なく,張出部の補強方法,設計方法は未だ



^{*2} 株式会社 長谷工コーポレーション 技術研究所

確立されていない。

以上をふまえて、本研究では、通常の幅広扁平梁架構 において張出部の補強筋量が構造性能、特に張出部のね じり性状に及ぼす影響について実験的に調べることを目 的とする。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は表-1 に示す4体で,主な実験因子は,張出部の補強筋量,加工形状である。No.1 は既報³⁾の試験体 I-5 に対して,拘束筋量,コンクリートおよび柱梁の主筋強 度が異なる。No.2 は,No.1 に対して拘束筋のフック形状 が異なる。No.3 は,拘束筋量を No.2 の 1/2 程度とした。 No.5 は,コ形補強筋量を No.2 の 1/3 程度としたものであ る。なお,各試験体のコ形補強筋は,コの字形の上下水 平部分と垂直部分の3つに分割したものである。図-1 に 試験体の配筋図および補強筋の形状等を示す。

表-2 には鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を 示す。また,表-3 には試験体計画時の試験体の諸強度を 示す。諸強度の余裕度は,既報³⁾の試験体 I-5 と同程度で あり,梁降伏先行の破壊形式を想定した。

2.2 載荷方法

図-2に載荷方法を示す。載荷は試験体上下柱の反曲点 位置をピン・ローラー支持とし、柱に 672kN(軸力比 0.1)

NI-	汈	++	張出	拘束筋	
INO	*	선	コ形補強筋	拘束筋	フック
1	B×D(mm)	B×D(mm)		20-D6	両端135°
2	=1200×250 主笛·18-D16	=400×400 主笛·16-D16	6-D10 (SD295A)	(SD295A) pwc=0.4%	
3	(SD390) pt=1.4% 助筋:6-D6@60	(SD390) pg=2.0% 助筋:4-D6@75	pwh=0.86%	12-D6 (SD295A) pwc=0.2%	片端90° +
5	(SD295A) pw=0.3%	(SD295A) pw=0.4%	4-D6 (SD295A) pwb=0.26%	20-D6 (SD295A) pwc=0.4%	他

表-1 試験体一覧

pwh=Σ awh/(Dc · Db) pwc=Σ awc/(Ba·Dc)Σ awh:コ形補強筋水平部分の断面 積合計, Dc : 柱せい, Db: 梁せい, Σ awc : 拘束筋断面積合計, Ba: 張出部出幅

表-2 材料試験結果 コンクリート

1.0							
	試驗体	圧縮強度	ヤング係数	6 CO	引張強度		
	山河大平	N/mm ²	kN/mm ²	%	N/mm ²		
	No.1	38.1	30.2	0.22			
	No.2	41.9	31.0	0.23	2.2		
	No.3	41.4	32.6	0.23	3.3		
Ĩ	No 5	12.2	21.6	0.24			

ε co:圧縮強度時のひずみ,引張強度は3回の試験結果の平均値

呼75名	種別	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ	使用部位					
0.10.1	112/01	N/mm ²	N/mm ²	μ						
D16	SD390	477	651	2325	梁主筋、柱主筋					
D10	SD295A	344	471	1676	コ形補強筋					
DIU				1070	(No.1~No.3)					
	5 SD295A	375	507		コ形補強筋(No.5)					
D6				1831	拘束筋、柱帯筋、					
					梁肋筋					

降伏ひずみはε y=σ y/Esとした(σ y:降伏強度, Es=205kN/mm²)。

の一定軸力を作用させた状態で,油圧ジャッキにより左 右梁の反曲点位置を逆対称変形となるように,正負繰り 返し載荷を行った。載荷履歴は,層間変形角 R=1/400rad を1回, R=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25rad を各2回 ずつ繰り返した後, R=1/12rad まで載荷した。

3. 実験結果

各試験体の荷重一変形関係を図-3に、主な実験経過を 表-4に示す。写真-1には、梁端・張出部の破壊状況を示 す。また、図-4には No.2のひび割れ図を示す。

3.1 破壊性状

各試験体とも, R=1/400rad のサイクルにおいて, 梁端 部およびその近傍に曲げひび割れ(①, ○囲み数字は図 -4 中の数字に対応,以下同様)が発生した。また, R=1/400 ~1/200rad にかけて, 張出部上面には柱隅角部からの斜 めひび割れ(②)が発生した。

R=1/200~1/100rad のサイクルでは,梁上面に主筋に沿ったひび割れ(③)が発生し,梁端部から梁加力点の方向に伸展した。また,R=1/100rad のサイクル以降,柱を中心として放射状にひび割れ(④)が伸展し,R=1/100~1/50rad にかけて,張出部側面にも斜めひび割れ(⑤)が発生した。

各試験体とも R=1/33rad のサイクルで,梁端部が圧壊 し,最大耐力となった。最大耐力以降は,梁端部の曲げ ひび割れの拡大,梁端部や柱隅角部の圧壊のほか,張出



表-3 試験体計画時の諸強度計算値

		諸強度0	D計算值	梁曲げ強度時の応力に対す			
	梁	柱	接合部	る余裕度			
	曲げ	曲げ	せん断	ねじり	柱	接合部	張出部
	Qmu	cQmu	Vj	Mt	曲げ	せん断	ねじり
	kN	kN	kN	kN∙m			
本実験	276	317	2234	310	1.15	0.86	0.81
I-5 ³⁾	346	416	2840	368	1.20	0.87	0.77

コンクリート強度=42N/mm², 主筋強度=1.1×規格降伏点として算出, Qmu: RC 規準⁴(解8.21)式により梁全幅有効として算出, cQmu: 多段配筋柱の曲げ強度 略算式, Vj: 靱性指針式⁵⁾, Mt: RC規準(解11.17)式



No.	梁主筋降伏開始時期			티누파노		計算値*				梁曲げ強度の応力に対する			
	柱内 張出		出部			梁曲げ 柱曲げ		接合部	張出部	余裕度			
	Qy1	Ry1	Qy2	Ry2	Qmax	Rmax	強度	強度**	せん断	ねじり	柱	接合部	張出部
	kN	×10 ⁻³ rad	kN	×10 ⁻³ rad	kN	×10 ⁻³ rad	kN	kN	kN	kN∙m	曲げ	せん断	ねじり
1	215	14.6	243	19.3	256	30.2	307	338	2086	295	1.10	0.72	0.69
2	231	15.8	249	27.5	252	30.3	307	339	2230	310	1.11	0.77	0.73
3	220	15.8	241	27.5	245	30.5	307	339	2211	308	1.10	0.76	0.72
5	207	14.4	233	27.3	238	30.2	307	339	2245	311	1.11	0.78	0.73
H = 1													

*各強度は表-3と同じ評価式により算出。また、鉄筋、コンクリート強度は表-2の値による。**梁せん断力で表記。

部上下面で斜めひび割れの拡大、張出部下面では柱際の かぶりコンクリートの損傷などねじりの影響と考えられ る損傷が見られた。梁の曲げ破壊に加えて、ねじりモー メントによる損傷を伴う複合的な破壊が生じたと考えら れる。

各試験体とも、柱内に配筋される梁主筋は R=1/50rad 時に降伏し、張出部に配筋される梁主筋も最大耐力とな った R=1/33rad 時には、概ね降伏ひずみに達した。なお、 柱主筋も R=1/33rad 時に一部降伏した。



No.3 のみ, R=1/25rad を超える大変形時に, 張出部側 面で梁主筋に沿うひび割れが生じたが、その他は各試験 体の破壊経過に顕著な差異は見られなかった。

3.2 荷重---変形関係

図−5には各試験体の荷重─変形関係包絡線を示す。拘 束筋のフック形状のみ異なる No.1 と No.2 は、最大耐力 まではほぼ一致している。拘束筋量が異なる No.2 と No.3 を比較すると、拘束筋量を 1/2 程度に減らした No.3 の最 大耐力は約3%低下した。また、コ形補強筋量が異なる No.2 と No.5 を比較すると、コ形補強筋量を 1/3 程度まで 減らした No.5 の最大耐力は約6%低下した。これらのこ とから、拘束筋量とコ形補強筋量は最大耐力に影響を及 ぼすと考えられる。

なお,表-4に示した通り,最大耐力実験値は,梁曲げ 強度計算値を下回った。表-2の材料強度を用いて算出し た梁曲げ強度に対する柱曲げ強度の余裕度は約1.1,柱梁 接合部せん断余裕度と張出部のねじり強度の余裕度が 0.7~0.8 程度となり、柱曲げ、接合部せん断、張出部ね じりの各強度がいずれも不足していたと考えられる。こ のことが最大耐力が計算値を下回った一因と考えられる。 3.3 鉄筋のひずみ性状

(1) 梁主筋

図-6 には R=1/50rad 時について, 柱フェイス位置にお ける梁幅方向の梁主筋ひずみ分布を示す。各試験体とも,



柱内部に配筋される梁主筋の降伏が先行し, 張出部に配筋される梁主筋のひずみは, 柱内よりも小さい値を示した。また, No.1・No.2 よりも拘束筋やコ形補強筋を減らした No.3・No.5 は, 柱側面に近い主筋(図-6 中の主筋 3)のひずみがやや低下した。なお, 各試験体とも, 最大耐力となった R=1/33rad 時には, No.3・No.5 の一部を除き, 張出部の主筋も降伏ひずみに達した。

(2) 拘束筋

図-7には No.2・No.3 の拘束筋ひずみ分布を示す。両試 験体とも柱近傍の測定位置においては, R=1/100rad 時 に概ね降伏ひずみに達した。また,張出部中央付近の測 定位置においても,R=1/50~1/33rad にかけて降伏した。 No.1・No.5 も同様の傾向を示した。

各試験体とも、図-7に示す測定位置の大半で最大耐力 時までに拘束筋が降伏しており、拘束筋は張出部の補強



として有効と考えられる。なお、文献²⁾ではねじり強度 時においても、拘束筋は降伏ひずみに達していないと報 告されており、本実験各試験体と文献²⁾のスリット付試 験体では、張出部の応力分布が異なると考えられる。

(3) コ形補強筋

図−8 には No.2・No.5 について,柱側面入隅部における 張出部コ形補強筋のひずみ分布を示す。コ形補強筋は, 上下面それぞれに一枚ずつひずみゲージを貼付した。

両試験体とも、R=1/50rad 以降,梁端部に近い測定位 置から降伏した。また、No.2 においては、柱中心近傍の 測定位置では、上下面のひずみがほぼ同等であるのに対 して、梁端部に近い測定位置では、上下面でひずみの大 きさが異なる傾向が見られた(図-8 中の〇囲み部)。張 出部に生じるねじり変形の影響で、コ形補強筋に曲げ変 形が生じたと考えられる。No.1・No.3 も No.2 と同様の傾 向を示した。

4. 張出部のねじりモーメントーねじり変形角関係 4.1 算定方法

梁端部に生じる曲げモーメントのうち, 張出部に接合 する領域の負担する曲げモーメントは, 張出部を介して ねじりモーメントとして柱に伝達される。梁主筋のひず み測定値を用いて, 以下の方法により, 柱に伝達される ねじりモーメントの実験値を推定した。

梁主筋の応力―ひずみ関係をバイリニアと仮定し、
梁主筋のひずみ測定値から応力σtを算出し、σtを用い



0



500



(2)

て柱フェイス位置における,柱内を通る梁主筋の曲げ抵 抗によるモーメント Mfi を次式により求める。

 $Mfi=0.9 \cdot ati \cdot \sigma t \cdot d \tag{1}$

ati: 柱内を通る梁主筋の断面積, d: 梁有効せい
2) 次式により Mfi から, 柱幅の範囲に接合する領域に
て伝達される, 柱芯位置でのモーメントを算出する。

Min=Mfi×L∕a

L:梁全長, a:梁せん断スパン

3) 梁柱間の全伝達モーメント Mo から, Min を差し引 いた残りを, 張出部を介して伝達されるねじりモーメン ト実験値 Mt_exp とする。Mt_exp は次式で表される。

 $Mt_exp = Mo - Min = Q \times L - Mfi \times L / a$ (3)

張出部に生じるねじり変形は、文献²⁾と同様に、柱側 面に取付けた変位計の値から算出した張出部上面の回転 角をねじり変形角とし、これを柱側面から変位計までの 距離で除した単位長さあたりのねじり変形角(以下、単 にねじり変形角と表す)により評価した。図-9にねじり 変形角の測定方法を示す。

4.2 ねじりモーメントーねじり変形角関係

4.1 に示す方法で算出したねじりモーメントーねじり 変形角関係を図-10 に示す。図中には式(4)に示す RC 規 準⁴⁰の解 (11.17) 式によるねじり強度計算値(以下,計 算値1と表す),文献⁶⁰の提案式による計算値(以下,計 算値2と表す)も示す。

> Mt= $\tau_{uu}(d/2)^2 \cdot \{(Dc+d)-d/3\} \cdot 2$ (4) $\tau_{uu}: \neg 2 \rightarrow 0$ リートのねじりせん断強度(=6 τ_{u}), Dc:柱せい、 $\tau_{u}: \neg 2 \rightarrow 0$ リートの直接せん断強度

(=0.335 $\sqrt{\sigma_B}$), σ_B :コンクリートの圧縮強度

No.1 と No.2 のねじりモーメント―ねじり変形角関係 は、ほぼ同等となった。一方、拘束筋を減らした No.3、 コ形補強筋を減らした No.5 における最大耐力時 (R=1/33rad 時)のねじりモーメントは No.1, No.2 より低 く、No.3 は No.1 に対して 9%, No.5 においては 13%低 下した。このことは、No.3 と No.5 の最大耐力が No.1 や No.2 より低下したことの一因と考えられる。なお,文献 ²⁾のスリット付試験体では,拘束筋量によるねじりモー メントーねじり変形角関係への影響は見られず,本実験 はこれとは異なる結果となった。

次に, No.1 や No.2 においては、ねじりモーメントの 最大値は計算値1と同程度となった。各試験体とも梁主 筋の降伏が先行しており、ねじりモーメントの最大値は 梁曲げ降伏により決まったと考えられる。そのため, No.1 や No.2 は, 計算値1と同等以上のねじり強度を有すると 考えられる。また, No.5 のねじりモーメント最大値が低 下したことから,計算値1と同等またはそれ以上のねじ りモーメントを伝達するには、一定以上のコ形補強筋を 配筋して、ねじりモーメントの算定断面である柱際断面 を補強する必要があると考えられる。なお、各試験体と もねじりモーメント最大値は、計算値2の1.4~1.5倍程 度となった。文献 ⁶提案式はスリット付き試験体の張出 部ねじり強度に対しては妥当な評価となることが確認さ れている。しかしながら,スリット無しの場合,張出部 端部には梁端部による拘束が加わるため,計算値2を上 回るねじりモーメントの伝達が可能になると考えられる。

最後に、図-4のひび割れ分布から、張出部外縁から柱 側面までの領域について、図-11 に示すひび割れ面と応 力分布を仮定する。ここでは張出部の柱芯位置に生じる ねじりモーメント Mt を、RC 規準⁴⁾の解説図 11.10 を参 考に、鉛直・水平の2組の等価な偶力(V1・H1)に置換して いる。このとき、ひび割れ面の片側の要素における鉛直 方向の力の釣合から、Quo+Tc=V1(Quo:張出部端部のせん 断力、Tc:拘束筋が負担する引張力)が成立する。したが って、拘束筋量が少なく、Tc が低下すると、伝達できる 鉛直力 V1 も低下、すなわち伝達可能なねじりモーメン トも低下する。これは、拘束筋量を減らした No.3 のねじ りモーメントが、No.2 よりも低下したこととも対応する。 よって、拘束筋はねじり強度の算定位置である柱際断面 を直接補強するものではないが、張出部におけるねじり



図-11 張出部の応力分布(上段:ひび割れ面の仮定,下 段:ひび割れ面左側の自由体に作用する力)

it∙cotθ

モーメントの伝達に寄与すると考えられる。なお,図-11 のモデルの妥当性,本モデルに基づく必要な拘束筋量の 検討は、今後の課題とする。

5. まとめ

トの負担する圧縮力

幅広扁平梁架構における張出部の拘束筋, コ形補強筋 の補強筋量による構造性能への影響を把握するための構 造実験を実施した。本実験の結果は以下にまとめられる。

- (1) 張出部の補強筋(拘束筋およびコ形補強筋)の量や形 状は,破壊性状には顕著な影響を及ぼさなかった。
- (2)各試験体とも最大耐力は、梁の曲げ強度計算値を下回った。柱の曲げ強度、柱梁接合部せん断強度および張出部ねじり強度が不足したことによると考えられる。
- (3) 拘束筋、コ形補強筋ともに、最大耐力までに降伏し ており、張出部の補強筋として有効と考えられる。
- (4) 拘束筋を約 1/2 に減らした試験体は 3%程度, コ形補 強筋を約 1/3 に減らした試験体は 6%程度最大耐力が

参考文献

西村康志郎ほか:鉄筋コンクリート扁平梁構法の開発研究,日本建築学会構造系論文集,第 616 号,

- pp.179-186, 2007.6 2) 蛭田 駿,中村聡宏,勅使川原正臣,平田延明:扁
- 平梁-柱接合部におけるねじりモーメントによる 応力伝達に関する実験的研究, コンクリート工学年 次論文集, Vol.37, No.2, pp.325-330, 2015.7
- 足立将人,室 重行,平田延明,入江貴弘,中岡章 郎:幅広扁平梁架構の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2,構造 VI, pp.399-404, 2014.9
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説 2010, 2010.2
- 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,1999.8
- 6) 蛭田 駿,中村聡宏,勅使川原正臣:扁平梁一柱接 合部における張出部のねじれ耐力に関する研究,日 本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,構造 VI, pp.209-210, 2015.9