# 論文 RC 扁平梁構法の隅柱への適用に関する実験研究

新保 貴志\*1·西村 康志郎\*2·大西 直毅\*3

要旨:扁平梁構法は眺望など建築計画上の利用価値があるため,鉄筋コンクリート造の集合住宅等に採用されている。しかし,扁平梁は梁主筋の定着や耐力評価など未解決な点があり,例えば隅柱のように,柱に2 方向から扁平梁が取り付く設計はなされていない。本研究では鉄筋コンクリート造ラーメンの隅柱における 扁平梁構法の適用について検討した。隅柱・扁平梁接合部立体試験体を2体作製し,構面の45°方向に正負 交番繰返し漸増変位を与えた。実験結果より,適用の可能性を示すとともに,課題を明らかにした。 キーワード:鉄筋コンクリート構造,隅柱梁接合部,扁平梁,定着

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC)造ラーメンで梁幅が 柱幅より広く梁せいが低い扁平梁を用いると,建物高さ を変えずに梁下有効せいを大きくできるため,眺望など 建築計画上の利用価値がある。集合住宅では,外周部に 扁平梁が適用された建物もあるが<sup>1)</sup>,隅柱の直交方向で は通常の梁が使用されている。

扁平梁構法の利点は、通常のラーメンの設計方法と同 じ方法が使用でき、そのまま梁断面を扁平梁に置換可能 なところにある。扁平梁の弾性剛性は通常の梁と同等に し、梁の曲げ強度は配筋による塑性ヒンジリロケーショ ンである程度の調整は可能である。梁主筋の定着や柱通 し筋の付着については実験で確認して用いられている<sup>20</sup>。 しかし、隅柱で2方向とも扁平梁にすると梁主筋を直交 する大梁に定着する場合が生じるが、仕口への定着とし て設計することの是非は不明である。また、直交する2 つの扁平梁が取り合っている入隅箇所での塑性ヒンジ位 置を決定する手段がない。通常の梁と同じ「仕口への定 着」で設計でき、塑性ヒンジ位置を明確にすることがで きれば、扁平梁の利点を活かすことができる。

本研究では RC 造ラーメンの隅柱における扁平梁構法 の適用について検討する。接合部周りの配筋が異なる 2 体の試験体を作製し,繰返し変位を与える。1 体は通常 の梁の配筋を梁幅方向に広げ,柱幅からはね出した部分 にせん断補強を施したものである。もう1体は,柱幅か らはね出した部分の梁主筋引張力を接合部へ円滑に伝達 されるように配筋を工夫し,さらに塑性ヒンジ位置を制 御するために梁端部の主筋量を増やした試験体である。

# 2. 試験体計画

### 2.1. 試験体概要

表-1に試験体諸元,表-2,表-3にコンクリートと 鉄筋の力学特性,表-4に構造特性,図-1に試験体概 要,図-2に接合部周りの配筋詳細を示す。試験体数は 2体で,試験体名はEXJ-DW1,EXJ-DW2とした。試験 体寸法は2体共通で(単位:mm),断面は梁 500×200,柱 300×300である。梁断面は,150x300mmで引張鉄筋4-

*1	北海道大学	大学院工学院	修士課程	(学生会	員)
*2	北海道大学	大学院工学研究	究院准教授	博(工)	)(正会員)
*3	北海道大学	大学院工学研究	的院助教 🕴	専(工)	(正会員)

D13 の通常の梁を扁平梁に置換する計画とした。断面寸 法は、コンクリート断面の曲げ剛性が等しくなるように し、梁せいが 2/3 倍となるので引張鉄筋量は 1.5 倍にし た。柱主筋は 12-D10 で 2 体共通とし、梁主筋は 12-D13 で EXJ-DW2 の方は梁端部で主筋量を増やして補強した。 柱-梁曲げ強度比を略算式で 1.15 倍程度、断面解析値で 1.5 倍程度になるように設計した。梁の曲げ終局モーメ ントは RC 規準 <sup>3</sup>の略算式を用い、柱の 45°方向の曲げ 終局モーメントは主軸の 0.85 倍として計算した<sup>4</sup>。

断面解析値は、コンクリート及び鉄筋の構成則にそれ ぞれ修正 Kent-Park モデル及び完全弾塑性モデルを用い、



表-4 構造特性

試験体名		EXJ-DW1				EXJ-DW2			
			負加力		正加力		負加力		
	263	250	263	250	389	389	389	389	
必要定着長[mm] *2		195		195		348		348	
梁終局曲げモーメント M <sub>bu</sub> [kN·m] (略算式,断面解析) <sup>*3</sup>	38.8	45.3	38.8	45.3	38.8	45.4	38.8	45.4	
柱終局曲げモーメント <i>M<sub>cu</sub></i> [kN·m] (略算式, 断面解析) <sup>*3</sup>	32.1	51.0	40.8	60.6	40.5	59.0	50.8	69.8	
柱面 $M_{bu}$ 時の柱せん断力 $_{c}V_{bu}$ [kN] (略算式,断面解析)	35.9	41.9	35.9	41.9	45.3	52.9	45.3	52.9	
梁面M <sub>cu</sub> 時の柱せん断力 <sub>c</sub> V <sub>cu</sub> [kN] (略算式,断面解析)	41.4	65.8	52.7	78.2	52.2	76.1	65.6	90.1	
柱—梁曲げ強度比 <sub>c</sub> V <sub>cu</sub> / <sub>c</sub> V <sub>bu</sub> (略算式,断面解析)	1.15	1.57	1.47	1.87	1.15	1.44	1.45	1.70	
接合部せん断強度 V <sub>ju</sub> [kN]		408		408		493		493	
柱面M <sub>bu</sub> (断面解析)時の接合部せん断力 V <sub>i</sub> [kN]		393		393		497		497	
接合部せん断余裕度 V <sub>ju</sub> /V <sub>j</sub>		1.04		1.04		0.99		0.99	
軸力 N [kN] (略算式,断面解析)		56.6	143.0	143.0	143.0	127.4	236.2	236.2	

\*1 梁主筋の定着長さは柱面からの距離

\*2 必要定着長はRC基準の算定式を用い,コア内以外での定着とし,鉄筋の短期許容応力度を用いて算出。

\*3 2本の梁の平均値



断面の圧縮縁コンクリートひずみが 0.003 の時を曲げ強 度とした。ここで,加力は上柱を一定軸力とし,梁せん 断力によって下柱が変動軸力を受ける方法とした。軸力 の小さい方の柱で曲げ強度を計算し,目標の柱-梁曲げ 強度比となるように上柱一定軸力を調整した。そのため, 柱-梁曲げ強度比は正加力よりも負加力の方が大きくな る。表-4 の軸力は,梁曲げ強度時の梁せん断力を考慮 し,上下柱で小さい方の軸力,つまり正加力では下柱軸 力,負加力では上柱軸力の値を示している。

EXJ-DW1 では,柱面で梁の塑性ヒンジが生じると仮 定して曲げ強度を計算した。EXJ-DW2 では,梁端部で 主筋を増やして補強するため,柱面から離れた位置で塑 性ヒンジが生じると仮定して曲げ強度を計算した。

接合部せん断余裕度は 1.00 程度とした。梁の斜めひ び割れによるテンションシフトが生じた場合に梁主筋の 付着や定着が確保できるか確認する必要がある。許容せ ん断力<sup>3)</sup>を用いたせん断余裕度は 1.0 程度を目標とし,2 体とも 4-D6@100 とした。柱のせん断補強筋は,接合部 も含め 2-D6@100 とした。

尚,既往実験に用いた通常梁のト形試験体 EXJ-S2<sup>5</sup>の 実験結果も考察に加える。

以下に、各試験体の接合部の配筋について述べる。

#### 2.2. 接合部補強の少ない試験体

EXJ-DW1 は、梁幅が柱幅より狭い梁の配筋をそのま ま梁幅方向に広げた試験体で、柱幅からはね出した部分 にはせん断補強のために D6 のコ字形補強筋を配置した。 梁主筋の定着は 90°折り曲げ定着で、表-4 の必要定着 長と柱せいの 3/4 倍の両方を満たすようにした。接合部 の出隅側のはね出し部にはコンクリート脱落防止のため の補強筋を配置した。

# 2.3. 接合部補強した試験体

EXJ-DW2 は梁端部の主筋量を 8-D13 だけ増やして塑 性ヒンジ位置を柱面から離した試験体である。梁端部で は 2 段配筋となっており,柱面から約 240mm の位置で 2 段目鉄筋をカットオフして 180°フックを設けた。折り 曲げ内法半径は 50mm である。ただし,梁せいが小さい ため,フックは水平に向けた。EXJ-DW2 では文献 2)と 同様に梁 2 段目筋のフック曲げ中心から端側へフック内 法半径の 2/3 倍の位置と想定して計算した。梁加力点か ら塑性ヒンジ想定位置までの距離は 833mm である。塑 性ヒンジ位置でのコンクリート拘束のため,柱面から 300mm の位置までせん断補強筋量を 2 倍にして 4-D6@50 とした。接合部の外側のはね出し部では,ねじ り応力の伝達のために 3 方向の補強筋が必要となる。直 交する 2 方向の梁主筋を交差させ,鉛直方向の中子筋を 加えることによってねじり応力が伝達されるように補強 した。尚,梁主筋定着は、必要定着長を満たすので直線 定着とした。この試験体は、折り曲げ定着ではフックが 収まらなかったが、鉄筋端にはフックを設ける方が望ま しいと考えている。

# 3. 加力及び計測方法

図-3 に加力及び測定概念図,図-4 に加力計画を示 す。加力は下柱の反曲点位置をローラー支持とし、上柱 の反曲点位置に正負漸増繰返し水平変位を与えた。梁下 の鋼製梁は上下方向移動と3方向回転が拘束されて水平 2 方向並進する装置で、この鋼製梁と梁をユニバーサル ジョイントで接合した。したがって、梁の支持点距離は 鋼製梁によって拘束されている。層間変形角は計測フレ ームを柱の支持点と加力点の位置でそれぞれピンとロー ラーで支持し、梁支持位置で変位を測定し、その平均を 梁の投影スパン 850mm で除した値とした。2 か所の梁 支持点では、梁幅方向にそれぞれ 2 点ずつ変位計で測定 しており、梁のねじれが測定できるようにした。加力サ イクルは 1~8 サイクルを層間変形角±0.005rad~±0.03rad の範囲で加力し、8 サイクルの負加力後、+0.05rad まで 加力し、最終破壊に至らせた。

柱の頂部と底部は球座を介して軸力導入装置と接続さ れており、軸力導入装置の底面は浮き上がらないように 反力床に取り付けてあり、ローラー支承となっている。 柱軸力は、軸力導入装置のアクチュエータについたロー ドセルの計測値で一定になるように制御したため、上柱 の軸力は一定で,下柱の軸力は正加力で減少して負加力 では増加する。

# 4. 実験結果

図-5,図-6にEXJ-DW1とEXJ-DW2の柱せん断力-層間変形角関係と曲げ強度計算値を示す。曲げ計算強度 は、梁が塑性ヒンジ想定位置で断面解析による終局曲げ モーメントとなる時の柱せん断力である。図-7に ±0.02rad 時の北梁側面と北梁下面のひび割れ図を示す。 矢印は梁せん断力を表し、上向きが正加力、下向きが負 加力である。写真-1、写真-2にEXJ-DW1とEXJ-DW2の梁上面および接合部周辺の最終破壊状況を示す。 最大耐力はEXJ-DW1が+0.02rad及び-0.01rad時に, EXJ-DW2が+0.05rad及び-0.02rad時に計測された。梁の 加力点では、梁の材軸まわりの回転はほとんど無かった。

EXJ-DW1 の最大荷重は計算強度よりも小さく, EXJ-DW2 では正加力のみ計算強度を発揮した。EXJ-DW2 は EXJ-DW1 に比べ,耐力と剛性は高く,繰り返し加力時 も耐力低下は少なかった。履歴曲線は共に加力開始から 加力終了まで紡錘型となった。試験体のひび割れ観測は 各サイクルピーク時に行った。

EXJ-DW1 は図-5 に示すように最大荷重後,変形を 大きくするにつれて耐力が低下している。一方, EXJ-DW2 は図-6 に示すように,各ピーク時柱せん断力は ほぼ横ばいで,耐力低下はあまり見られなかった。さら に繰返し加力時では,EXJ-DW2 はEXJ-DW1 に比べて耐 力低下は少なかった。履歴曲線より,接合部周りに配し

0.06

0.06





図-7 ひび割れ図(±0.02rad 時)



写真-1 最終破壊状況[EXJ-DW1]



写真-2 最終破壊状況[EXJ-DW2]

た補強筋の効果により、良好な復元力特性を得られたと 考えられる。

EXJ-DW1 は層間変形角 0.005rad 時に梁曲げひび割れ, 0.01rad 時に梁せん断ひび割れと柱曲げひび割れ, 0.02rad 時に柱梁接合部せん断ひび割れが発生した。上 下柱の付根東側には剥落が生じた。梁側面では柱面から 200mm までの位置にひび割れが集中し,主に梁付根近 傍の曲げひび割れが拡幅した。

EXJ-DW2 は層間変形角 0.005rad 時に梁曲げひび割れ, 0.01rad 時に梁せん断及び柱梁接合部せん断ひび割れが 発生した。柱にひび割れは発生しなかったが,梁側面で は柱面から 300mm までの位置にひび割れが集中し,特 にこの位置付近の曲げひび割れが拡幅した。

EXJ-DW1 は柱面から梁付根までに大きな曲げひび割 れが発生しており,主に拡幅したひび割れも梁付根近傍 に多かった。一方,EXJ-DW2 は柱面から 250mm-300mm 間の位置および梁 2 段目筋の端部近傍に大きな曲げひ び割れが発生しており,その位置のひび割れがその後, 拡幅した。写真-1,2 における試験体の損傷状況及び主 筋の歪より,EXJ-DW1 に比べ EXJ-DW2 では塑性ヒンジ の形成位置を柱面から離すことが出来たと言え,これは 接合部周りの補強筋の効果だと考えられる。正確なヒン ジ位置の検討は後述する。また,図-7 より,はね出し 部側面に生じている斜めひび割れは,梁反曲点側と接合 部側で逆向きになっており,接合部の梁はね出し部では 柱からの応力が伝達されていることがわかる。

# 5. 考察

# 5.1. 等価粘性減衰定数

図-8 に EXJ-DW1, EXJ-DW2 及び, EXJ-S2<sup>5)</sup>の繰り 返し履歴ループの等価粘性減衰定数を示す。弾性ひずみ エネルギーは正負の平均とした。EXJ-S2 は過年度に行 った実験で使用した試験体で, 隅柱梁接合部ではなく, 梁を 1 つ有するト形接合部試験体である。梁断面は 150×300mm でせいが大きく,幅が狭い一般的な断面で, 実験では梁曲げ降伏型の復元力特性を示した。3 体を比 較すると EXJ-DW1, EXJ-DW2 は EXJ-S2 に比べ等価粘 性減衰定数が高く, EXJ-S2 と同等以上のエネルギー消 費能力を確保出来た。次に EXJ-DW1 と EXJ-DW2 を比 較すると、履歴ループの消費エネルギーは EXJ-DW2 の 方が大きかったが、等価粘性減衰定数は図-8 に示すよ うに EXJ-DW1 の方が大きい。EXJ-DW1 は大変形時に柱 の入隅部で圧壊するなど、梁だけでなく柱や接合部にも 損傷がみられた一方で, EXJ-DW2 では塑性ヒンジ位置 を柱面から離したために損傷が梁に集中し、柱や接合部 付近の損傷は EXJ-DW1 に比べ少なかった。EXJ-DW2 は EXJ-DW1 に比べ、梁端部補強の効果で耐力が上昇した ために履歴ループの消費エネルギーは増大したが、損傷 範囲が梁に集中したため、等価粘性減衰定数は若干小さ くなったものと考えられる。





図-9 +3 サイクルピーク梁主筋応力[EXJ-DW2]



図-11 +5 サイクルピーク梁主筋応力[EXJ-DW2]



図-13 ひずみゲージ貼付位置[EXJ-DW2]

## 5.2. 耐力評価

図-9~12 に試験体 EXJ-DW2 の主筋応力を示す。そ れぞれ、3 サイクル目(0.01rad)の正加力と負加力のピ ーク、5 サイクル目(0.02rad)の正加力と負加力のピー クについて示しており、ひずみゲージの位置は図-13 の通りである。鉄筋の降伏時のひずみは約 1840µである。 主筋応力は、2000µの範囲の繰返し変形に対しては応力 - ひずみ関係を完全弾塑性と仮定し、2000µを超えてか らは、経験ひずみを超えた時のみ降伏応力とし、それ以 外の繰返し歪データからは応力への換算は行っていない。

正加力では,例えば断面3や断面4のように,引張鉄筋の応力は増大しており,荷重の増大は降伏した引張鉄筋が増加したためと言える。一方,負加力では,引張鉄









筋が3サイクルピークよりも5サイクルピークの方が増 大しているにもかかわらず、荷重は3サイクルピークと 5サイクルピークでほぼ同じであった。ここで負加力時 の圧縮鉄筋応力を見ると、3サイクルピークよりも5サ イクルピークの方が圧縮へ応力が増大している。正加力 では図-9、11に示すように圧縮鉄筋も変形が進むにつ れて応力が引張になっているが、これは中立軸位置の関 係で、平面保持に類似した挙動である。負加力での圧縮 鉄筋の挙動は、正加力での曲げひび割れの拡幅により、 負加力での圧縮鉄筋の応力負担分が大きくなり、応力中 心距離が狭くなったためと考えられる。このように、応 力中心距離が狭くなる現象は通常の梁でも考えられるが、 扁平梁はせいが低いため耐力に与える影響が大きい。 実験結果より危険断面を考える。危険断面は,梁の曲 ば応力が最大となる断面で、コンクリートの圧縮縁の応 力が最大となる位置は、曲げひび割れが集まる点と考え られる。図-7 のひび割れ図より、EXJ-DW2 では正加 力と負加力のいずれも、斜めひび割れが柱面から約 200mmの位置に向かっており、この点の圧縮応力が最 大と考えられる。写真-2 より、梁の曲げひび割れは材 軸とほぼ直交しており、EXJ-DW2 の危険断面は柱面か ら約 200mmの位置と判断できる。一方、写真-1 より EXJ-DW1 では梁の曲げひび割れは材軸と直交しておら ず、梁の損傷も入隅側と出隅側で異なっていたため、危 険断面は材軸と直交していないと判断できる。

EXJ-DW2 について, 危険断面位置と負加力側の応力 中心距離の減少を考慮して耐力を再評価する。梁の終局 曲げモーメントは, 正加力側は表-4 の断面解析値, 負 加力側では応力中心距離を主筋間距離 137mm として計 算した。塑性ヒンジ位置は, 正加力と負加力のいずれも 柱面から 200mm (梁支持点から 850mm) とした。図-6 に示すように, 再評価した曲げ強度計算値は実験結果と 良く対応している。

文献 2)では、塑性ヒンジ位置を梁端部補強筋のカット オフ位置付近と仮定した計算値と実験値がほぼ一致して いた。本実験の EXJ-DW2 では梁端部補強筋のカットオ フ位置から曲げせん断ひび割れが発生したため、図-14 に示すように、危険断面がやや柱寄りになったと考えら れる。図-2 に示すように EXJ-DW1 では梁端部補強筋 の 180°フックを梁幅へ向けたが、文献 2)の試験体では 180°フックを梁せいに向けたため、余長部分の鉄筋が斜 めひび割れを抑制したものと考えられる。

#### 6. まとめ

RC 隅柱・扁平梁接合部試験体を 2 体作製し, 正負交

番繰返し漸増変位を与えた。その結果,通常の梁と同じ 方法で定着長さを確保した試験体でも,接合部周りを補 強し,塑性ヒンジ位置を柱面から離すために梁端部の梁 主筋を増やすことで,曲げ降伏型の復元力特性で,良好 なエネルギー消費能力を示した。ただし,梁曲げ終局モ ーメントの算出では繰返し加力における応力中心距離の 減少,危険断面位置の決定では梁端部補強筋端からの斜 めひび割れを考慮する必要がある。

#### 謝辞

本研究の実施にあたり,科学研究費助成事業(学術研 究助成基金助成金(若手研究(B))(課題番号:2376051 9,研究代表者:西村康志郎))の補助を受けた。

## 参考文献

- 小板橋裕一,中西規夫,西村康志郎,瀧口克己,堀 田久人,増井靖:コンクリート複合構造扁平梁構法の開発,コンクリート工学,テクニカルレポート, Vol. 46, No. 8, pp.18-25, 2008
- 西村康志郎,瀧口克己,堀田久人,増井靖,常木康弘, 小板橋裕一,中西規夫: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,No.616, pp.179-186,2007
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説,1999
- 5) 西村康志郎他:鉄筋コンクリート外柱梁接合部材の 耐震性能に梁主筋量と接合部横補強筋量が与える影 響に関する実験,その1,その2,日本建築学会大会 学術講演梗概集,構造 IV, pp.481-484, 2012.9