

RC扁平梁工法の開発

渋市克彦 萩尾浩也
米澤健次 古島正博
(設計本部)

Development of RC Flat-Beam

Katsuhiko Shibuichi Hiroya Hagio
Kenji Yonezawa Masahiro Kojima

Abstract

A flat beam is a beam with a depth of approximately half that of conventional beams and a width larger than the column width. Because it can maintain the ceiling height without raising the floor height, this method improves the value of the building when used in spaces with many utilities. However, from a design viewpoint, it is necessary to confirm the effect of damage to orthogonal frames on the structural performance of a flat beam for safety because outer rebars are placed in the orthogonal beams. Therefore, we conducted a structural experiment and obtained the following conclusion: if the ratio of the width of the flat beam to the width of the column is ≤ 1.5 , structural performance can be evaluated using a conventional method.

概要

扁平梁とは、梁せいが通常の半分程度で、梁幅が柱幅よりも大きな梁である。鉄筋コンクリート（以降RC）造建物において設備配管等を多く配置する部分に扁平梁工法を用いれば、階高を大きくすることなく天井高を確保でき、室空間の価値を向上させるという観点から大きなメリットがある。RC扁平梁工法においては、扁平梁外側の主筋が直交架構の梁端部に配置される納まりであるため、直交架構の損傷により扁平梁の構造性能が低下することが懸念される他、せん断に寄与する有効幅なども不明である。そこで、直交架構の損傷の有無や大きさを変数とした曲げ性能確認実験や、扁平梁のせん断スパン等を変数としたせん断性能確認実験を実施した。実験の結果、扁平梁幅と柱幅の比が1.5以下であれば、概ね既往の設計法に準じて扁平梁の設計ができることを確認できた。これらの知見を活かし、魅力的な空間を提供できるRC扁平梁工法の普及に努めたい。

1. はじめに

一般に天井の高さは室空間の価値と密接な関係があると考えられ、例えば設備配管などで部分的に天井高が低くなると、圧迫感による居住性の低下を招く。一方天井高さを確保するために階高を上げると建設コストの増大につながるため、適切な階高の中で天井高さを確保する工夫が求められる。このようなニーズに対して、大林組はRC扁平梁工法（以降、本工法）を開発した。扁平梁とは、梁せいが通常の半分程度である一方、梁幅が柱幅よりも大きな梁である（なお、本論文では梁幅が柱幅を超えない通常の梁を「矩形梁」と呼ぶ）。建物の中で天井高を確保しにくい箇所では本工法を用いることにより、階高を大きくすることなく快適な室空間を提供することが可能となる。想定する本工法の適用例をFig. 1に示す。病院やホテルなどでは、廊下の天井下に多くのダクト幹線が通るケースが多いが、RC梁では多くのダクトを貫通孔を設けて対応することが困難であるため、梁下を通す場合が多い。そこで、廊下の梁のみを扁平梁とすることで、通常の梁を用いた場合よりも300~400mm程度天井高を大きくすることができる。

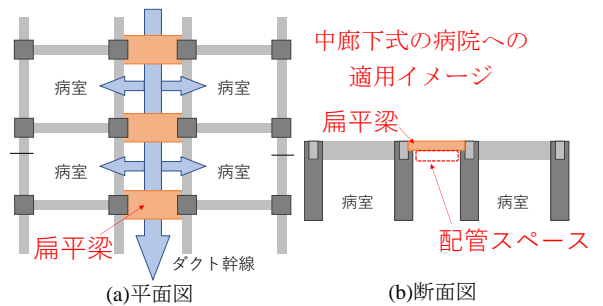


Fig. 1 想定する扁平梁工法の適用例

Application Example of Flat-Beam

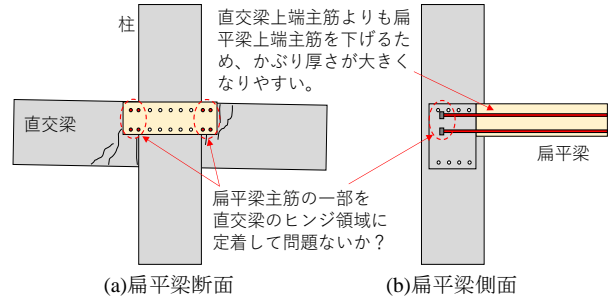


Fig. 2 扁平梁工法の課題
Problem of the Flat-Beam

扁平梁工法の課題をFig. 2に示す。扁平梁は柱幅よりも梁幅が大きいので、柱からはみ出た部分に配筋される扁平梁の主筋は直交架構の梁端部に機械式定着する納まりとなる。ここで、定着部を破壊させないための配慮として、扁平梁主筋の定着部は直交梁の上下主筋間に配置する必要があると考えられる。すなわち、扁平梁の上端主筋は直交梁の上端主筋よりも内側に配置されるので、扁平梁の上端主筋はかぶり厚さが大きくなりやすい。また通常の設計においては、各構面ごとに独立して構造性能を評価し、直交架構の損傷による影響を考慮しない場合が多い。しかし、扁平梁の場合は、大地震時に大きな損傷が想定される直交梁端部に扁平梁主筋の一部を定着するため、本工法においては直交架構の損傷の影響を無視できないものと考えられる。今まで、扁平梁に関しては、多くの既往研究事例¹⁾が発表されているが、直交架構の損傷が扁平梁の構造性能に与える影響に言及した研究例は見当たらない。そこで、本工法の開発にあたり、主に直交架構の損傷が扁平梁の曲げ性能に与える影響に着目した実験を行った。

また、扁平梁はせいが小さくせん断スパン比が大きくなるため曲げ破壊が先行しやすく、扁平梁のせん断耐力に着目した既往研究例も見当たらない。よって扁平梁のせん断性能を確認することを目的とした実験を行った。本論文では、これら一連の曲げせん断実験の概要と結果、および実験結果をもとに検討した扁平梁の設計法について述べる。

2. パイロット実験（実験シリーズ I）

直交架構の損傷が扁平梁の構造性能に与える影響を把握するために、直交梁の損傷の有無を変数としたパイロット実験を実施した。試験体は、扁平梁のある主架構がト形接合部、通常のRC梁によって構成される直交架構が十字形接合部となる柱梁接合部架構をモデル化し、同一諸元のもの2体製作した。このうち、1体目は扁平梁のみを載荷し、2体目は直交架構を層間変形角 $R=\pm 2.0\%$ まで載荷した後に扁平梁を載荷した。ここで、柱幅に対する扁平梁幅の比（以降、拡幅率）は3.0とした（試験体の詳細については、文献2を参照されたい）。

実験における試験体形状をFig. 3に、柱せん断力-層間変形角関係をFig. 4に、示す。ここで、Fig. 4に示す計算値は、全引張主筋を有効として後述の(2)式より求めた降伏曲げモーメントを梁せん断力に変換したものである。まず直交架構の損傷がない試験体において、直交梁に定着される外側の扁平梁主筋が降伏せず、実験値が計算値に達しなかった。このことより、拡幅率が大きいと、曲げ耐力に対して梁全幅が有効に寄与しないことを確認できた。また直交架構を損傷させた試験体については、損傷のない試験体に比べて、耐力および剛性がともに低下した。直交架構のみ載荷終了した時点の損傷状況をPhoto 1に示す。直交架構の載荷により、直交梁端部から扁平梁

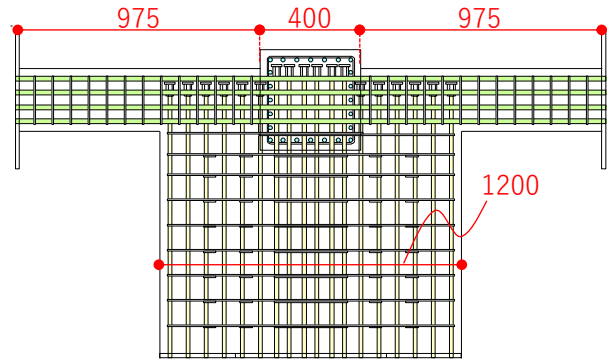


Fig. 3 試験体形状（実験シリーズ I）
Outline of the Specimen (Series I)

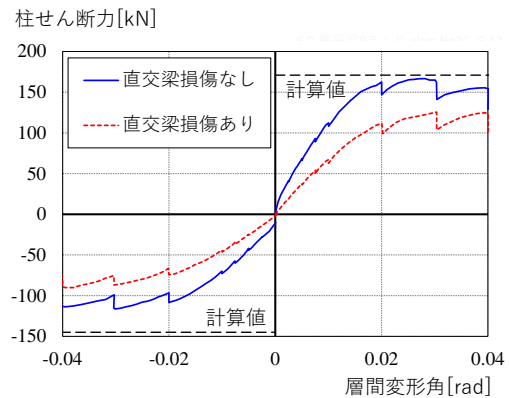


Fig. 4 柱せん断力-層間変形角関係
Relationship between Column Shear Force and Deformation Angle



Photo 1 直交架構のみ載荷終了した時点の損傷状況
Cracks after Loading of the Orthogonal Frame

Table 1 曲げ性能確認実験のパラメータ
Parameters of the Bending Experiment

(a)実験シリーズ II						
試験体名	No2-1	No2-2	No2-3	No2-4	No2-5	No2-6
主架構の接合部形状	ト形			十字形		
直交架構の損傷レベル	なし	R=2.0%	R=2.0%	なし	R=0.5%	R=2.0%
直交架構の柱梁曲げ強度比	2		1.5		2	
(b)実験シリーズ III						
試験体名	No3-1	No3-2	No3-3	No3-4		
主架構の接合部形状	ト形					
直交架構の損傷レベル	なし			R=2.0%		
材料強度	高い	低い	高い			
定着条件	通常			厳しい		

※R：層間変形角

材軸方向に顕著なひび割れが発生しており、このひび割れによって扁平梁が幅方向で分断され、耐力および剛性が著しく低下したものと推察される。以上の結果を受け、拡幅率3.0では安全性を確保しつつ実用的な設計をすることは困難であると判断した。

3. 曲げ性能確認実験（実験シリーズⅡ，Ⅲ）

3.1 試験体

実験シリーズⅠの結果を踏まえ、設計的に実用的な範囲も検討した上で、本工法の目標とする適用範囲を拡幅率1.5と設定し、曲げ性能確認実験を2シリーズに渡って実施した（実験シリーズⅡ，Ⅲ）。実験パラメータをTable 1に、試験体の諸元をTable 2に、代表的な試験体をFig. 5に、使用した材料試験結果一覧をTable 3に示す。

実験シリーズⅡの試験体は6体であり、比較的内法スパン

Table 2 曲げ性能確認実験の試験体諸元
Specimens Specifications of Bending Experiment

試験体諸元		実験シリーズⅡ	実験シリーズⅢ		
柱	断面	B×D=400mm×400mm			
	主筋	16-D16(SD345)	16-D16(SD390)		
	せん断補強筋	□-D6@50(SD345)			
	階高	1700mm	1350mm		
	軸応力	0.15×Fc			
主架構	扁平梁	断面	B×D=600mm×200mm		
		引張主筋	上下10-D16(SD345)	No3-2: 上下10-D16(SD390) 上記以外: 上下10-D16(SD490)	
		せん断補強筋	4-D6@80(SD345)		
	内法スパン	2250mm	1400mm		
		矩形梁	断面	B×D=280mm×400mm	
	引張主筋		上下4-D16(SD345)		
	せん断補強筋		2-D6@70(SD345)		
	内法スパン	2550mm			
	直交架構	直交梁	断面	B×D=280mm×400mm	B×D=260mm×400mm
			引張主筋	No2-3: 上下4+4-D16(SD390) 上記以外: 上下4+2-D16(SD390)	上下4+2-D16(SD390)
せん断補強筋		2-D6@70(SD345)			
内法スパン		2550mm	2850mm		
目標コンクリート強度Fc		36N/mm ²	No3-1, 3, 4: 42N/mm ² No3-2: 33N/mm ²		

ンや階高の大きい病院等の寸法を1/2.5に縮尺して、扁平梁を有する主架構とその直交架構をモデル化した形状である（以下、扁平梁を有する架構を「主架構」、主架構に直交方向の架構を「直交架構」と称す）。直交架構は全試験体とも十字形接合部形状としたが、主架構はト形および十字形の試験体を3体ずつ製作した。ここで、主架構が十字形の試験体は片側を通常断面の矩形梁とした。主架構がト形の試験体をNo.2-1～No.2-3、十字形の試験体をNo.2-4～No.2-6とし、それぞれ直交架構の損傷レベルを実験パラメータとして試験体を計画した。直交架構の損

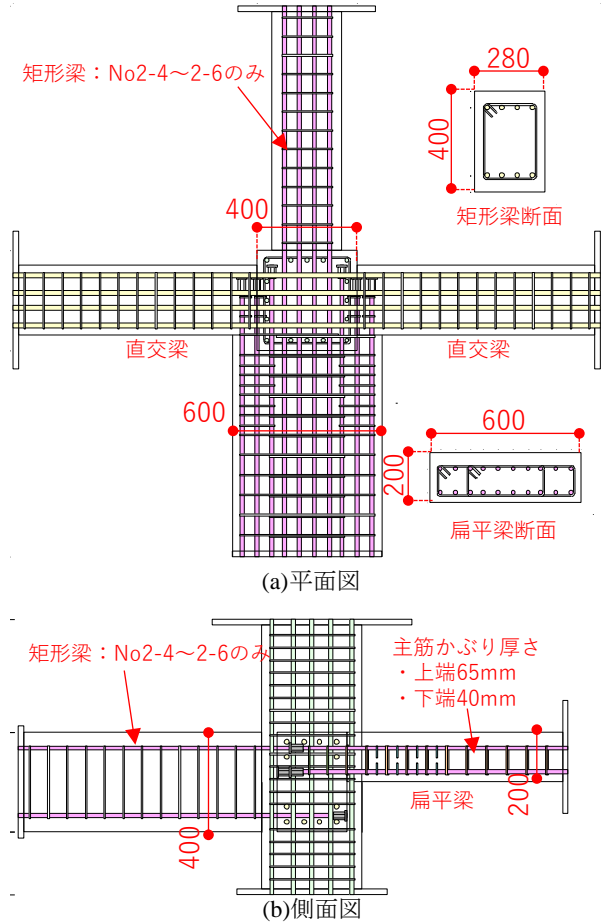


Fig. 5 試験体寸法の一例（No.2-4）
Example of Specimen Configuration (No.2-4)

Table 3 曲げ性能確認実験の材料試験結果
Material Specifications of Bending Experiment

(a)コンクリート				(b)鉄筋						
試験体	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	使用箇所	径	鋼種	引張強度 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	
No2-1	38.3	2.95	25.5	実験シリーズⅡ	各種の補強筋	D6	SD295	547	368	188
No2-2	38.6	2.93	26.2		主架構の主筋	D16ネジ	SD345	564	371	198
No2-3	39.6	3.32	25.0		柱主筋	D16	SD345	590	375	192
No2-4	42.9	3.40	26.8		直交架構主筋	D16	SD390	648	467	196
No2-5	44.0	3.05	25.4		各種の補強筋	D6	SD295	546	366	192
No2-6	42.5	3.09	25.3		実験シリーズⅢ	No3-2扁平梁主筋	D16	SD390	628	441
No3-1	52.1	3.30	29.1	柱主筋						
No3-2	32.7	2.43	23.9	直交梁主筋						
No3-3	51.3	3.02	27.9	No3-2以外の扁平梁主筋		D16	SD490	713	539	197
No3-4	49.2	3.07	27.3							

傷レベルは、一次設計レベルを想定した層間変形角 $R=0.5\%$ 、終局設計レベルを想定した $R=2.0\%$ とし、無損傷とする試験体と構造性能を比較した。No.2-3については、直交梁の主筋量を増やすことにより柱梁曲げ強度比を1.5程度に低下させた。これは、直交架構の損傷が梁端部に集中する場合と柱梁接合部に集中する場合で、主架構の構造性能への影響に違いが生じるかを検証することを目的としたものである。

実験シリーズⅢの試験体は4体であり、いずれも比較的内法スパンや階高の小さい集合住宅等の寸法を1/2.5縮尺でモデル化した。また扁平梁主筋の定着がより厳しい条件の場合における扁平梁の曲げ性能を確認することを目的として試験体を計画した。No.3-1が基準試験体であり、No.3-2はNo.3-1よりもコンクリートおよび鉄筋の材料強度を下げた試験体である。No.3-3およびNo.3-4は、直交梁の位置を扁平梁側に偏心させ、直交梁内に配置される扁平梁主筋の定着長を確保しにくくした試験体である。試験体の定着状況をFig. 6に示す。ここで定着長とは、扁平梁の柱フェース位置を危険断面と仮定して、そこから定着金物端部までの距離とする。定着金物を用いた場合の定着長は、各工法の指針類³⁾において柱せいの3/4以上かつ梁主筋径の12倍以上確保することとされている。これを参考として、No.3-3およびNo.3-4では、直交梁幅の3/4 (195mm) 以上かつ主筋径の12倍 (192mm) に対し、最低限満足するように定着長195mmとした。また、No.3-3は直交架構が無損傷の状態で加力するのに対し、No.3-4では直交架構を層間変形角 $R=\pm 2.0\%$ レベルまで損傷させた後で加力する計画とし、定着条件が厳しい条件において直交架構の損傷による構造性能への影響を検討した。

3.2 載荷計画

曲げ実験における載荷装置の例をFig. 7に示す。いずれの場合も、2台の鉛直アクチュエータで一定軸力を加えながら、水平アクチュエータの押し引きで柱頭に正負繰り返しの水平力を与えた。実験変数として直交架構の損傷がある試験体については、まず直交架構に対して所定の載荷をした後に、試験体を90度回転させて主架構の載荷を行った。載荷履歴は、主架構直交架構ともに層間変形角 $R=0.25\%$ 、 0.5% 、 0.75% 、 1.0% 、 2.0% 、 3.0% 、 4.0% をそれぞれ2回ずつ正負交番載荷する計画とした(ただし直交架構については所定の損傷レベルで載荷を終了した)。

3.3 実験結果

3.3.1 荷重-変形関係 主架構載荷時の柱せん断力-層間変形角関係をFig. 8に示す。全ての実験結果において、正側よりも負側の耐力が低いが、これは正負で有効せいが異なる(正加力時には下端引張となり、有効せいは160mm、負加力時には上端引張となり、有効せいは135mm)ためである。

直交架構の損傷がある試験体とない試験体(例えば、No.2-1とNo.2-2)を比較すると、いずれのケースにおいて

も履歴に大きな差異は見られなかった。よって実験を実施した範囲(拡幅率1.5以下)であれば、直交架構の損傷による扁平梁の構造性能への影響は軽微であり設計上考慮する必要はないものと推察される。

なお、いずれの試験体においても、正側については曲げ降伏後1回目のサイクルピーク時のせん断力と比較して、2回目のサイクルピーク時のせん断力が低下する傾向が見られた。これは、正加力時に圧縮側となる上端の扁平梁主筋のかぶり厚さが、梁せいに対して大きいことが原因であると推察される。検証のため、試験体と同じかぶり厚さの扁平梁についてファイバー解析を実施した。解析における曲げモーメント-回転角関係をFig. 9に、上端主筋の応力-ひずみ関係をFig. 10に示す。解析においても正側2回目のピーク時の荷重が低下している。上端主筋の応力とひずみの関係を見ると、正側1回目に引張応力と引張りひずみが生じていることがわかる。これは梁せいと比較して圧縮側主筋のかぶり厚さが大きいことで、中立軸が圧縮側主筋よりも外側となったためである。その後上端主筋は、負側の加力によって引張降伏して大きな塑性ひずみが生じる。さらにその後2回目の正側加力をする、Fig. 10に示すように、ひずみは1回目と同様に引張側であるが、生じる応力は圧縮側となる。このように、1回目と2回目の加力で上端主筋に生じる応力が変化することが、上記の耐力低下の原因と考えられる。

3.3.2 ひずみ 主架構加力時における柱フェース位置の扁平梁主筋の梁幅方向ひずみ分布の例として、定着条件の厳しいNo.3-3と、No.3-3と同諸元であり直交架構の損傷があるNo.3-4をFig. 11に示す。直交架構が無損傷で

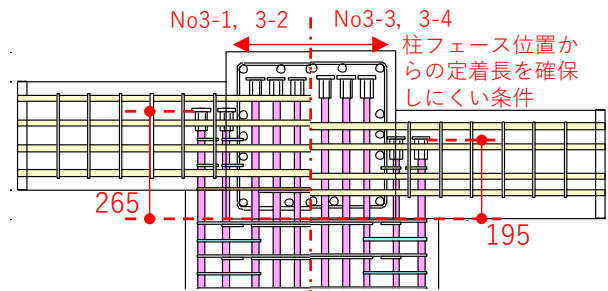


Fig. 6 No.3-3および3-4の定着状況
Anchor Condition of Main Rebar (No.3-3, 3-4)

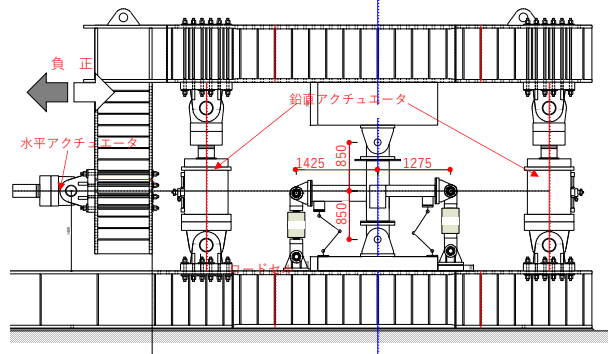


Fig. 7 載荷装置の一例
Example of Loading Equipment

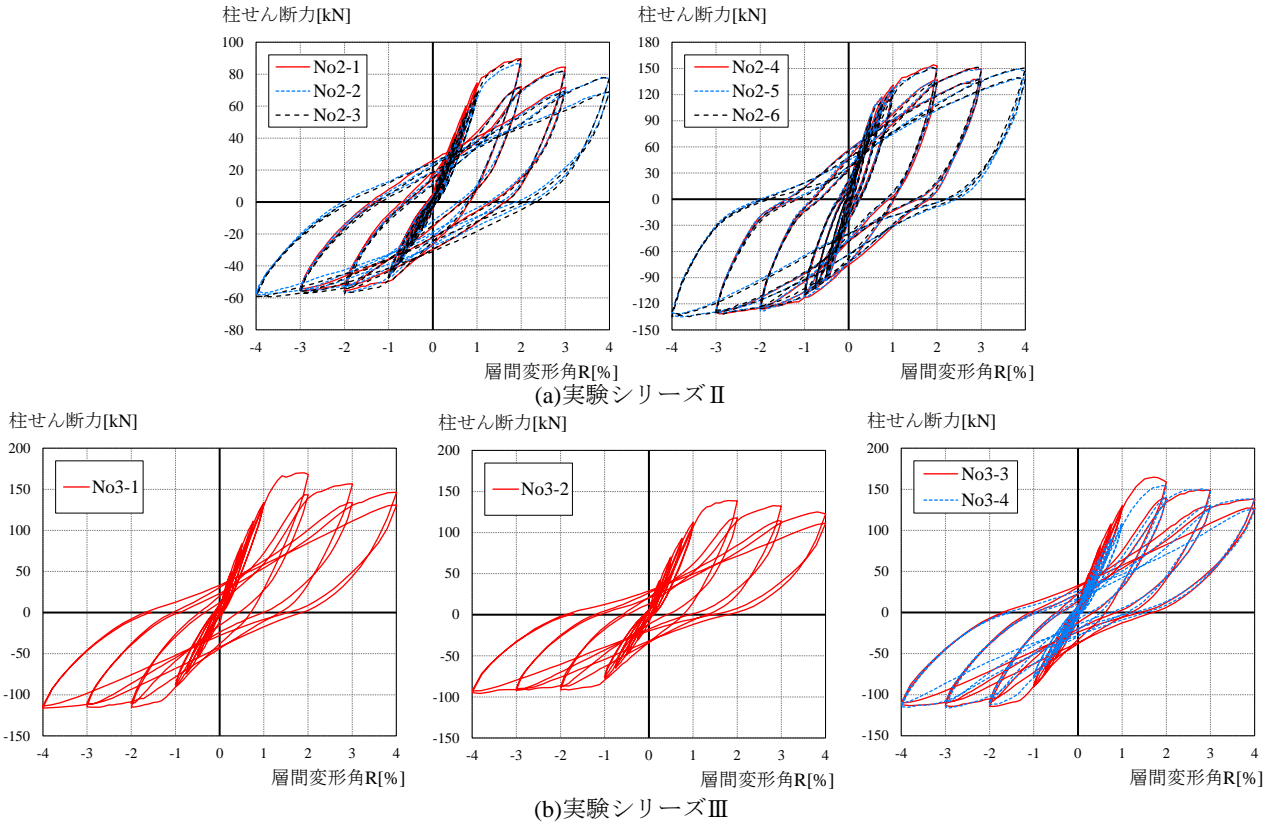


Fig. 8 柱せん断力-層間変形角関係 (主架構)

Relationships between Column Shear Force and Deformation Angle

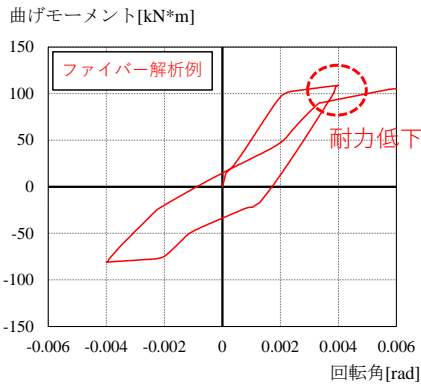


Fig. 9 曲げモーメント-回転角関係

Relationships between Moment and Angle

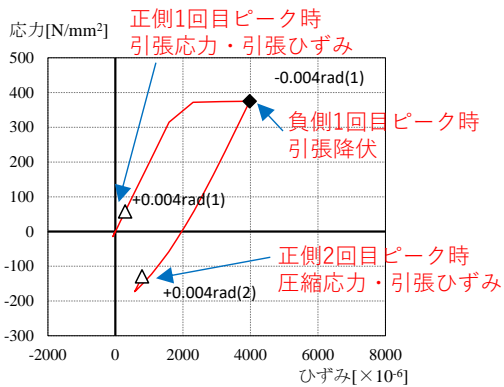


Fig. 10 上端主筋の応力-ひずみ関係
Relationships between Stress and Strain

あるNo.3-3では、直交梁に定着される主筋も含めてほぼ均一なひずみ分布となった。一方、直交架構に損傷があるNo.3-4は、柱内に定着された主筋と比較して、直交梁に定着される外側の主筋のひずみがやや小さくなる傾向が見られた。ただし、図に示す通りR=±2~3%の時点では、全ての主筋が降伏していることから、終局時には直交梁に定着される主筋も含めて、すべての引張主筋が耐力に寄与するものと考えられる。

3.4 曲げ性能の評価法

扁平梁のせん断力は、梁端クレビスに接続したロードセルの計測値による。ただし実験開始時において、梁端クレビスの重量や扁平梁の自重が上端引張力としてロードセルに作用していることを考慮して、その分の荷重を正負ともに上端引張側に加える補正を行った。ここで補正した荷重は、実験シリーズIIでは5.4kN、実験シリーズIIIでは4.9kNである。扁平梁の変形については、せん断変形成分は微小であると仮定し、梁上下の材軸方向に配置した曲率変位計計測値より算出した曲げ変形を用いることとした。

RC梁の曲げ性能を検討する際には、(1)~(4)式およびFig. 12により算定される復元力特性を設定するのが一般的である⁴⁾。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \tag{1}$$

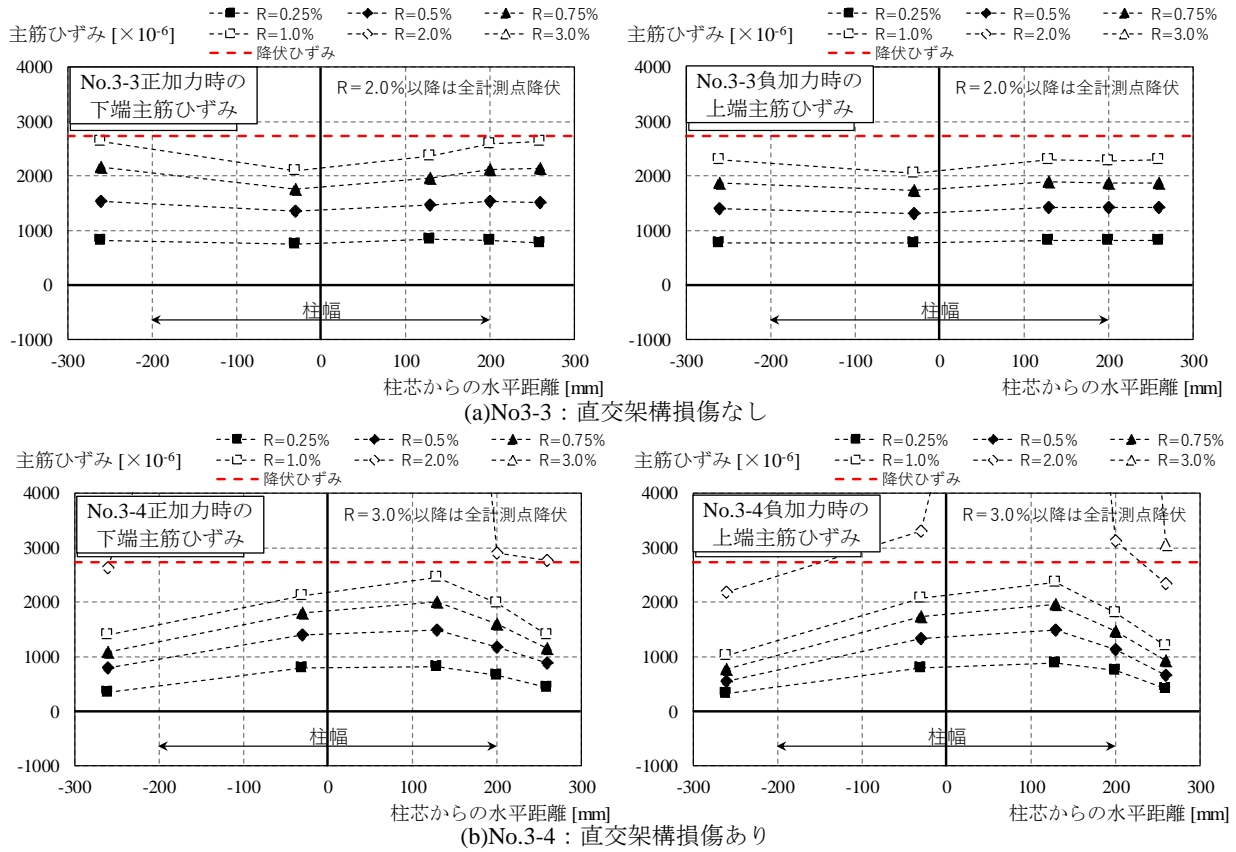


Fig. 11 主架構加力時における柱フェース位置の扁平梁主筋の梁幅方向ひずみ分布の例
Strain Distribution of Main Bars of Flat Beam at Column Face

$$M_y = (7/8) \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

$$S = \frac{3E \cdot I_e}{L} \quad (3)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{a}{D} \right) \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (4)$$

ここで、 M_{cr} ：曲げひび割れモーメント[N*mm]， M_y ：曲げ降伏モーメント[N*mm]， σ_b ：コンクリート圧縮強度[N/mm²]， Z_e ：断面係数[mm³]， a_t ：引張主筋の全断面積[mm²]， σ_y ：主筋の降伏強度[N/mm²]， d ：有効せい[m]， S ：初期剛性[N*mm]， D ：梁せい[mm]， E ：コンクリートのヤング係数[N/mm²]， I_e ：鉄筋を考慮した断面二次モーメント[mm⁴]， L ：柱フェース位置～反曲点間距離[m]， n ：ヤング係数比， p_t ：主筋比 (a_t/bD)， a ：せん断スパン [mm]

復元力特性の計算値と実験結果の比較をFig. 13に示す。ここで、実験値の荷重は前述の補正を行った値である。直交架構に損傷がある試験体を含め、すべて実験値と計算値は精度よく対応していることが確認できる。よって、本実験で確認した範囲であれば、直交梁に定着した主筋を含めすべての引張鉄筋を有効とした既往の設計法で曲げ性能を評価することができるものと考えられる。

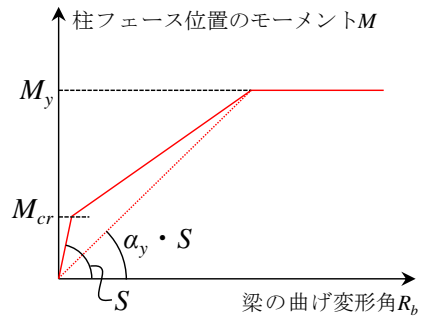


Fig. 12 復元力モデル
Restoring Force Characteristics

4. せん断性能確認実験（実験シリーズIV）

4.1 実験方法

扁平梁のせん断性能を確認することを目的として、実験シリーズIVを実施した。試験体の形状をFig. 14に、試験体諸元をTable 4に、使用材料の諸元をTable 5に、扁平梁の断面図をFig. 15に示す。実験で梁の全スパンに渡って損傷状況を確認できるように、試験体はいずれも両端スタブ付きの梁型試験体とし、実大に対し3/4スケールとして寸法を定めた。スタブを柱形と見做し、梁幅をスタブ幅よりも大きくすることで、柱幅を超える扁平梁の納ま

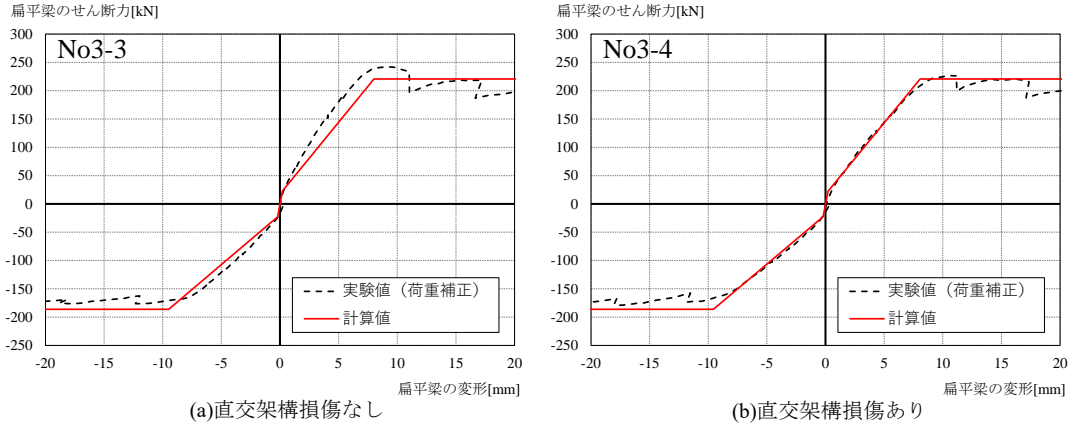


Fig. 13 復元力モデルの既往式と実験結果の比較
Comparison of Experimental and Calculated Values

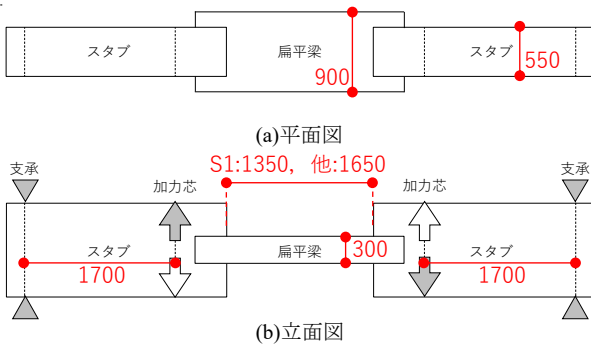


Fig. 14 せん断性能確認実験の試験体形状
Outline of Specimens of Shear Experiment

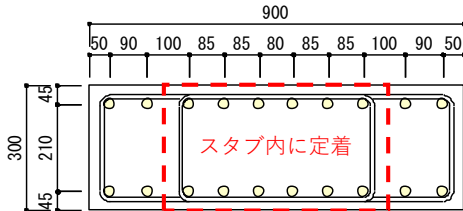


Fig. 15 せん断性能確認実験の扁平梁断面
Flat-Beam Section of Shear Experiment

りをモデル化した。試験体数は4体であり、いずれもせん断破壊が先行するように計画した。基準試験体L1に対してL2はコンクリート強度を高く、L3はせん断補強筋ピッチを細かく、S1は内法スパンを短くした。

加力装置をFig. 16に示す。実験においては、試験体両端のスタブをピン支承に緊結し、両側スタブを平行に維持しながら2台のアクチュエータを上下逆方向に動かすことで扁平梁に逆対称曲げを作用させた。いずれの試験体も支承～加力芯距離は1700mm、加力芯間距離は2800mmである。

4.2 実験結果

せん断力-変形角関係をFig. 17に示す。いずれの試験体もR=1.0%のサイクルにおいてせん断ひび割れが生じ、その後正側R=2.0%のサイクル中に最大耐力を発揮した。

Table 4 せん断性能確認実験の試験体諸元
Specimens Specifications of Shear Experiment

試験体名	L1	L2	L3	S1
扁平梁	断面	幅900mm×せい300mm		
	主筋	上下10-D25 (SD490)		
	せん断補強筋	4-D10 (SD295)		
	補強筋ピッチ	@150	@150	@100
	内法スパン[mm]	1650	1650	1350
スタブ	目標CON強度 [N/mm ²]	24	42	24
	断面	幅550mm×せい1050mm		
	主筋	上下4-D35 (SD490)		
	せん断補強筋	4-D13 (SD295) @100		

Table 5 せん断性能確認実験の材料試験結果
Material Specifications of Shear Experiment

(a)コンクリート

試験体	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
L1	37.0	2.55	21.4
L2	66.1	3.45	28.7
L3	31.5	2.36	20.0
S1	31.6	2.56	21.7

(b)鉄筋

試験体	引張強度 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
せん断補強筋	489	342	192
主筋	689	511	199

最大耐力時にはせん断補強筋の降伏が確認され、最大耐力以降は、荷重が顕著に低下したことから、いずれの試験体も破壊モードはせん断破壊であったと判断した。

4.3 せん断耐力の評価法

一般的なせん断耐力の下限式として、(5)式が知られている⁴⁾(以降、(5)式をmin式、(5)式中の係数0.053を0.068とした式をmean式と呼ぶ)。

$$Q_{su_min} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (5)$$

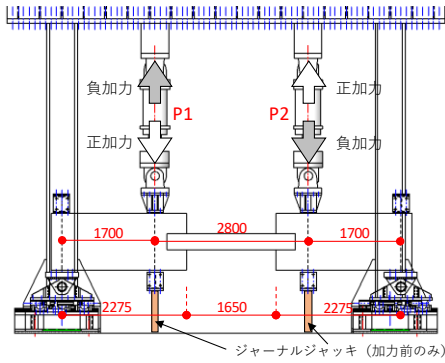


Fig. 16 せん断性能確認実験の荷装置
Lording Equipment of Shear Experiment

Table 6 実験値と計算値の比較
Comparison of Experimental and Calculated Values

試験体		L1	L2	L3	S1	
実験値		400	468	441	413	
計算値	b=900	min式	370 (1.08)	489 (0.96)	380 (1.16)	374 (1.10)
		mean式	434 (0.92)	586 (0.80)	437 (1.01)	439 (0.94)
	b=725	min式	298 (1.34)	394 (1.19)	306 (1.44)	301 (1.37)
		mean式	349 (1.15)	472 (0.99)	352 (1.25)	353 (1.17)

※単位: [kN], 括弧内の数値は実験値との比

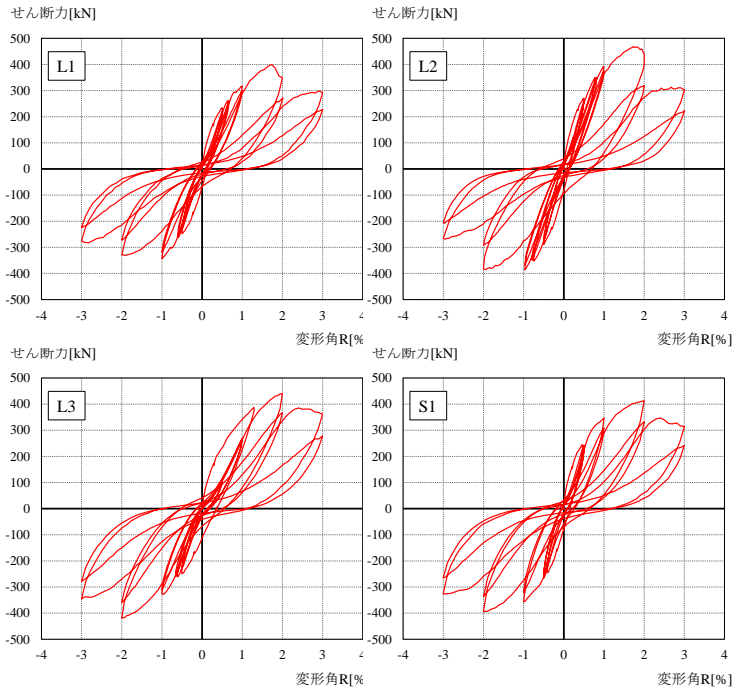


Fig. 17 せん断力-変形角関係
Relationship between Shear Force and Deformation Angle

ここで、 Q_{su} : せん断終局強度 [N], p_t : 引張鉄筋比 [%], σ_B : コンクリート強度 [N/mm²], M/Qd : せん断スパン比 ($3.0 \geq M/Qd$), p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 [N/mm²], b : 梁幅 [mm], j : 応力中心間距離 [mm]
まず、梁幅 b を扁平梁幅 (900mm) として計算した計算値と実験値の比較をした結果を Table 6 に示す。全体的に mean 式の計算値よりも実験の最大耐力が低めであり、L2 については min 式による計算値よりも実験値が低い結果となった。本工法が通常の RC 梁と比較して特殊である点は、柱より外側に張出した領域が存在することである。よって、実験値が全幅有効とした計算値を下回るのは、張出した領域のせん断寄与が小さくなっているためと考えられる。すなわち、本実験において扁平梁のせん断耐力に寄与する有効幅は、梁幅 900mm よりも狭くなっているものと推察される。

そこでせん断有効幅 b を、スタブ幅 550mm と全幅 900mm の平均 725mm と仮定して再計算し、実験値と比較した結果を Table 6 に示す。いずれの試験体も min 式の計算値を下回ることなく、有効幅を 725mm とすることで本実験結果を安全に評価できることを確認した。

なお、本実験においては直交梁をモデル化しておらず、扁平梁の外側がフリーの状態である。もし直交梁があれば扁平梁の拘束力が高まり、せん断における有効幅が全幅に近くなった可能性も考えられる。

4. まとめ

扁平梁架構の構造性能を検証することを目的として実

験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 拡幅率 1.5 以下であれば、直交架構の損傷を考慮した上でも、柱外側に定着される扁平梁主筋も含め全引張主筋が降伏に至り、概ね既往の手法により扁平梁の曲げ性能を評価できる。
- 2) せん断終局強度は、扁平梁全幅として既往の方法で計算した場合は実験値を過大評価する試験体があったが、柱幅と扁平梁幅の平均を有効幅として算定すれば、適切に評価できる。

上記の知見により、RC 扁平梁工法の構造性能を適切に考慮した設計が可能になるものと考えられる。本工法の活用により、構造安全性を確保しつつ、より魅力的な価値のある室空間を提供できるものと期待できる。

参考文献

- 1) 曾我裕, 他: 扁平梁架構の耐震性能に関する検討: その1. 実験概要, 日本建築学会学術講演会, pp. 735-736, 2013
- 2) 洪市克彦, 他: 直交架構の損傷が扁平梁の構造性能に及ぼす影響に関する実験的研究 その1. 実験概要, 日本建築学会学術講演会, pp. 111-112, 2019
- 3) 東京鉄鋼株式会社: プレートナット工法設計施工指針, 2009
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018