

論文 梁偏心接合が立体ラーメン骨組の耐震性能に及ぼす影響

篠田悟*1・香取慶一*2・林静雄*3

要旨: 梁が偏心して接合された骨組では、偏心により耐震性能が低下することが知られているが、ねじれによる拘束や梁曲げ耐力に及ぼすスラブの影響を正確にモデル化することが難しい為、各部材の相互関係が十分に把握されているとは言い難い。本研究は、縮小立体骨組による梁崩壊先行型実験を行ない、梁曲げ耐力やスラブの影響を検討した。また、同部材での有偏心実験から無偏心との相違を比較し、崩壊性状に及ぼす影響等の検証を行った。

キーワード: 梁偏心, スラブ拘束, 立体骨組, 梁崩壊系, ねじれ変形

1. 序

偏心梁を有する接合部に関する過去の研究において、スラブ付き梁やスラブ付き接合部を対象としたものは少なく、スラブの拘束状況やスラブ付きによる梁の偏心ねじれといった様々な要因が梁耐力や破壊性状に及ぼす影響について今だ不明確な点が少なくない。骨組の設計においても長方形断面を持つ梁についての解析を行っているが、他の部材と一体となって挙動する実構造建物の中の梁の挙動とは異なると考えられる。

本研究では、2層立体骨組の正負交番載荷実験を行い、梁曲げ耐力や破壊性状、スラブがもたらす影響を検討する。また、同試験体形状の有偏心骨組と比較することによりスラブを含めた周辺骨組による他部材への影響の大小を実験的に検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状および部材断面図を図-1に、試験体諸元を表-1に示す。計画した試験体は、実際の約1/7の2層2スパンラーメンを立体で製作し、梁を柱の軸心から内外40mm偏心(偏心率0.25)させたものを変動要因とした。柱と梁の主筋は通し筋とし、端部を鉄板で溶接して定着を確保

する。直交梁主筋は、施工上折り曲げ不能のため、また、加力方向により引抜きや割裂の恐れがないため直線定着とした。2層の加力梁は、十分な剛性を確保する。試験体に使用した鋼材およびコンクリートの材料特性を表-2に示す。立体試験体により3回に分けて打設したため試験区間で材料特性が多少異なる。測定は荷重の他、層間(1層2層の各接合部中間点)、柱、梁、接合部のねじれについて行い、破壊状況も観察した。

表-1 試験体諸元

		N01	N02	N03
試験体名		N-e00	I-e40	O-e40
全スパン×全階高		1820×1000		
柱スパン/梁スパン		400/730		
梁	梁幅×梁せい	60×100		
	かぶり厚	4~5		
	主筋 (SD295A)	2-D10		
	(pt上引/下引)	3.48/2.98		
せん断補強筋 <pw>		φ4.3@30 <0.8>		
柱	柱幅×柱せい	160×120		
	かぶり厚	5		
	主筋 (SD295A)	2-D10		
	せん断補強筋 <pw>	U5.0@30 <0.4>		
軸力		0		
柱と梁の偏心量 (偏心率 e/bc)		0	40 (0.25)	40 (0.25)
接合部	せん断補強筋 <pw>	U5.0@30 <0.4>		
スラブ	厚さ	28		
	スラブ筋	溶接金網 (φ3.2@50)		
加力梁	幅×成	100×100		
	かぶり厚	8		
	主筋	2-U12.6		
	せん断補強筋 <pw>	U5.0@20 <1.0>		
スラブ筋		U10.7@100		

<単位>長さ{mm} pt:引張鉄筋比{‰} pw:せん断補強筋比{‰}
備考:上引(スラブ筋考慮) 下引:(スラブ筋なし)

*1東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学創造専攻(正会員)

*2東京工業大学助手 建築物理センター 工博(正会員)

*3東京工業大学教授 建築物理センター 工博(正会員)

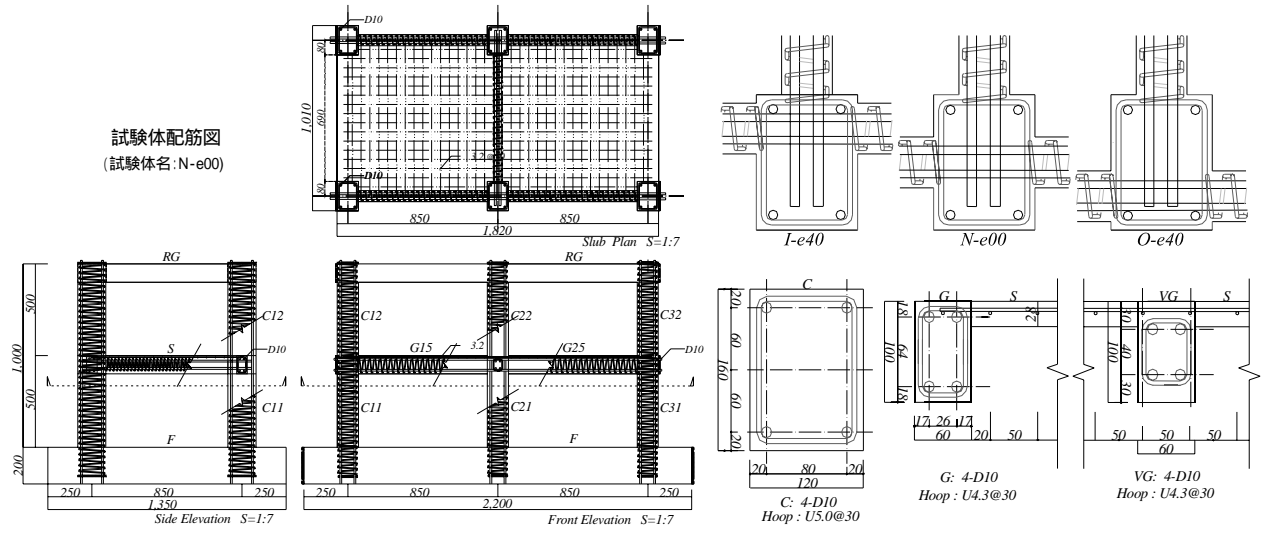


図 - 1 試験体形状および部材断面図

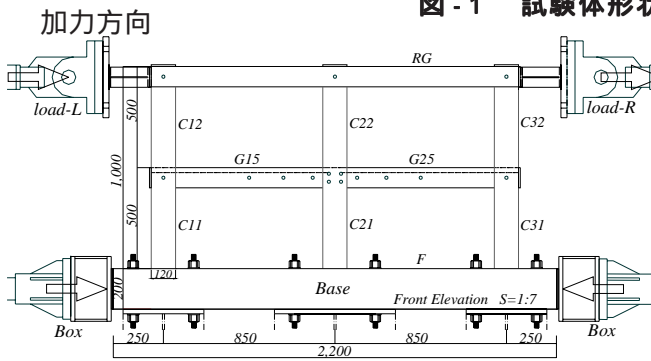


図 - 2 加力装置図

表 - 2 材料特性

試験体名	層	材料特性		
		b (MPa)	Ec (GPa)	鋼材
N-e00	2層	21.2	16.7	D10 344.8 486.2 179.8 4.3 1016.2 1098.4 175.3 3.2 530.3 576.6 208.6 U5.0 1270 - - U10.7 1270 - - U12.7 1270 - -
	1層	23.8	16.3	
	スタブ	42.9	21.7	
I-e40	2層	22.1	16.8	D10 344.8 486.2 179.8 4.3 1016.2 1098.4 175.3 3.2 530.3 576.6 208.6 U5.0 1270 - - U10.7 1270 - - U12.7 1270 - -
	1層	23.4	16.8	
	スタブ	42.5	22.5	
O-e40	2層	22.9	16.9	D10 344.8 486.2 179.8 4.3 1016.2 1098.4 175.3 3.2 530.3 576.6 208.6 U5.0 1270 - - U10.7 1270 - - U12.7 1270 - -
	1層	23.1	17.2	
	スタブ	42.0	23.4	

y: 鉄筋降伏強度 t: 鉄筋引張強度 Es: 鉄筋ヤング係数
(U: ウルボンは規格強度を利用)
B: コンクリート圧縮強度 Ec: コンクリートヤング係数
(B, Ecは各試験体の材齢で線形補完)

2.2 崩壊形状の設定

表 - 3 に各部材耐力計算値を示す。スラブ付き梁の耐力計算値については引張鉄筋にスラブ筋を考慮し、柱は軸力0として耐力を計算した。これらの部材から、線材フレーム解析より降伏点と部材間モーメントを算出し、梁崩壊形を形成するように設定した。梁、柱部材共に曲げ/せん断余裕度を高く設定し、靱性能の高い曲げ変形を卓越させる。また、スラブ域(梁に取り付くスラブの有効領域)の影響を考え、柱曲げ/梁曲げ余裕度を約1.3倍に設定し、梁崩壊形を形成するように設計した。

2.3 加力方法

加力装置図を図 - 2 に示す。2層を剛性の高い加力梁とし、左右からピン支持ジャッキによる正負交番繰返し载荷を行った。また、下スタブと加力梁の相対水平変位を柱高さで除した値を層間変形角Rとして測定し、荷重9.8kNまで正負方向に荷重制御を1回、その後は変形角による変位

表 - 3 各部材耐力計算値

最大耐力計算値	cM y	cQ	cQsu	c および c p	せん断余裕度
	(kN・mm)	(kN)	(kN)	(N/mm ²)	
梁	曲げ耐力(下引)	3735.9	10.2	/	1.30
	曲げ耐力(上引)	4366.2	12.0	/	1.20
	せん断耐力	/	/	13.3	2.22
柱	曲げ耐力	4859.7	24.3	/	2.10
	せん断耐力	/	/	51.0	2.65
接合部	P算出<無偏心>	/	/	13.5	7.1
	P算出<有偏心>	/	/	12.9	7.1
フレーム耐力 仮想仕事法	/	110.3	/	/	/

<備考>cMy(梁): 終局強度略算式 cQsu(梁): 荒川MIN式
cMy(柱): 終局強度略算式 cQsu(柱): 修正荒川式
c p(接合部): 終局強度型耐震設計
c(柱・梁): せん断耐力から求めたせん断耐力

制御によって、R= ± 1/400, ± 1/200, を1回, ± 1/100からは、正負交番2回繰返しで载荷した。

3. 実験結果および考察

3.1 崩壊形と破壊性状

実験による骨組崩壊形の推移を図 - 3 に、最終破壊状況を図 - 4 に示す。図 - 3 の骨組崩壊形は、正荷重時(図 - 2 加力装置図の加力方向)とした。また、図 - 4 の最終破壊状況は、表側に変位測定治具を取り付けたため、対称となる裏側を同様の

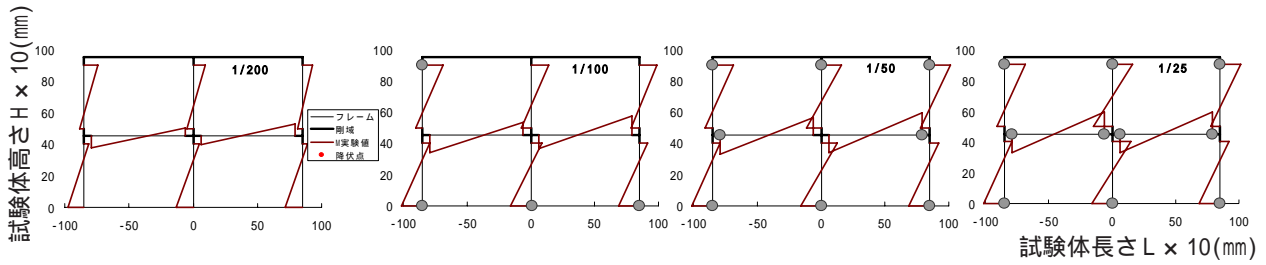


図-3 骨組崩壊形 - 実験値 (正荷重時)

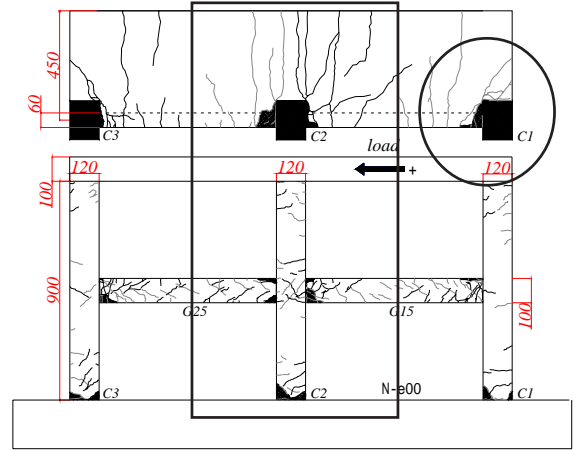
変形をすると仮定し、ひび割れを観察した。

無偏心の試験体 N-e00 は、層間変形角 $R=1/400$ に各部材端に曲げひび割れが入り、その後せん断ひび割れを確認した。十字型接合部では $R=1/100$ 、フレーム荷重 $Q=80.4\text{kN}$ 時にせん断ひび割れが発生した。その後、1 層柱脚 2 層柱頭主筋が降伏、水平力による崩壊形が形成し始める。次いで、ト型接合部側の梁端が曲げ降伏した後、梁主筋の歪が増大し $R=1/33$ において十字型接合部側の梁下端筋が降伏すると共に梁端圧縮側コンクリートが圧壊・剥落した。 $R=1/25$ において梁上端筋が降伏、梁曲げ崩壊形を形成した。線材フレーム解析においては、梁が両端同時に降伏するはずが、実験ではト型側の梁端が先に降伏してしまった原因として、最終破壊状況から分かるように梁曲げひび割れがスラブを伝わりスラブ筋の拘束を受け付けない方向に流れてしまったため、梁耐力の増加が期待できなかったと考えられる。

有偏心試験体 I-e40、O-e40 に関しても N-e00 と同様な崩壊形を形成するが、十字型接合部のせん断ひび割れ発生荷重に偏心による差が大きく現れた。I-e40 では $Q=93.2\text{kN}$ ($R=1/67$)、O-e40 では $Q=56.9\text{kN}$ ($R=1/200$) にせん断ひび割れが発生。また、N-e00 と比べ I-e40 は十字型接合部側の梁曲げ降伏が早まり、O-e40 では遅くなることを確認している。全ての試験体において、梁端部の圧壊によってかぶりコンクリートが剥落しているが、直交梁方向にも大変形時にスラブ上側かぶりコンクリートが圧壊・剥落しているのが見られる。

3.2 変形性状および最大耐力

図-5 に荷重 - 部材角曲線の包絡線を示す。測定位置は、試験体中柱 (C21) 1 層であり、曲げ崩壊形に進展するにしたがい、耐力上昇率が低下し、



実線: 正荷重 点線: 負荷重

<備考>

2 スパンフレーム内のスラブ筋の配筋は、十字型接合部において機能を果たすが、両側の梁に対しては、ひび割れがスラブ筋のない方向に進展してしまい、梁耐力増加が期待できなかった。

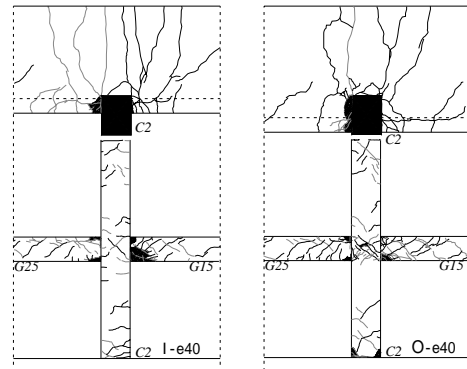
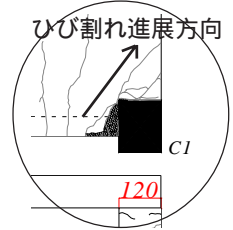


図-4 最終破壊状況

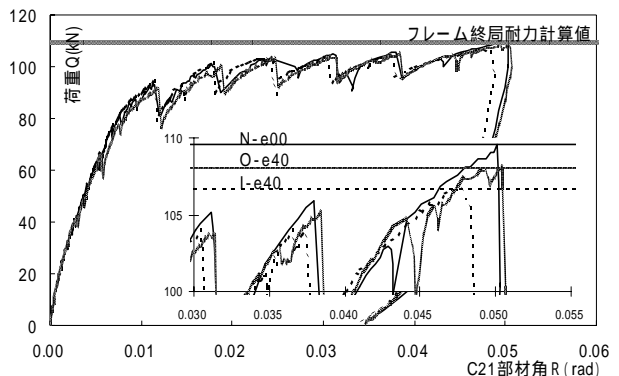


図-5 荷重 - 部材角曲線の包絡線

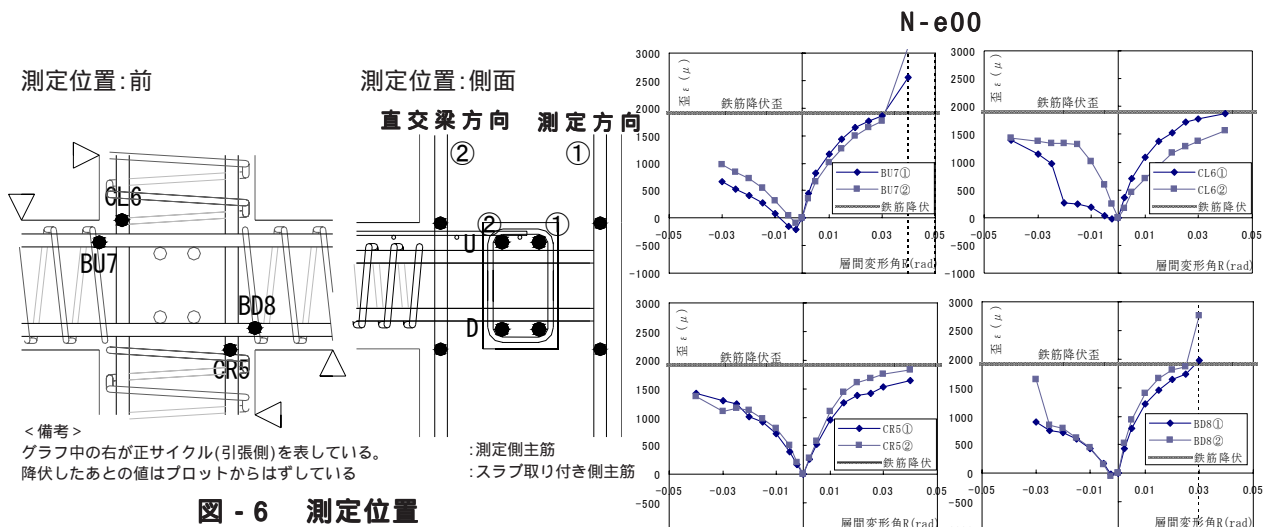


図 - 6 測定位置

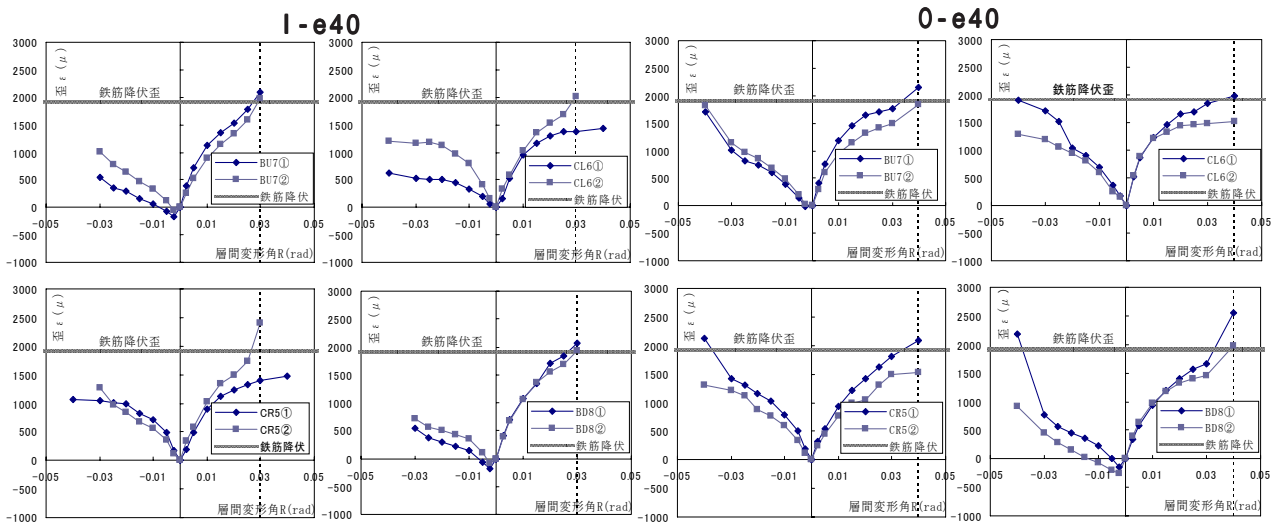


図 - 7 危険断面歪分布 (正荷重時)

フレーム終局耐力計算値に漸近する。また、変形が進むにつれ偏心した試験体の耐力が減少した。

3.4 危険断面における鉄筋の歪分布

図 - 6 に測定位置、図 - 7 に 3 試験体の十字型接合部の柱梁危険断面の歪分布を示す。図はすべて正方向荷重時に引張側となる鉄筋の歪分布である。N-e00 は、下端梁主筋が降伏($R=0.04(1/33)$)したあと上端主筋が降伏($R=0.05(1/25)$)しており、スラブ柱取り付け領域の増加が梁耐力増加を促していることがわかる。I-e40 は、下端梁主筋と上端梁主筋とが同じ変形角時($R=0.04(1/33)$)に降伏し、N-e00 と比較すると梁上端曲げ耐力が低下しておりスラブの影響が顕著に現れなかったと考えられる。また、梁の上端筋と下端筋の鉄筋歪から鉄筋間隔を除することで梁部材の曲率分布を推定したところ、I-e40 と N-e00 はほぼ同様の勾配

を示していた。一方、O-e40 は、下端梁主筋と上端梁主筋とが変形角($R=0.05(1/25)$)に降伏し、N-e00 と比較するとスラブ柱取り付け領域の増加に伴い引張側の梁曲げ耐力が増加しており、そのスラブ取り付け領域が大きいほど引張側になる主筋歪の降伏時期が遅くなる傾向がある。また、同様に曲率分布を推定したところ、N-e00 や I-e40 に比べ勾配が小さく梁変形性能が小さいことが分かる。このことからスラブ取り付け領域が増加すると、曲率の小さい範囲でコンクリートが圧壊に至ることがわかる。また、N-e00 において柱主筋が降伏しなかったものの、偏心した試験体 I-e40、O-e40 は梁が取りついた位置の柱引張主筋歪に大きく影響を与え、梁が降伏する前に柱主筋歪が降伏歪に達してしまい、図 - 5 の包絡線において耐力が低下したと思われる。

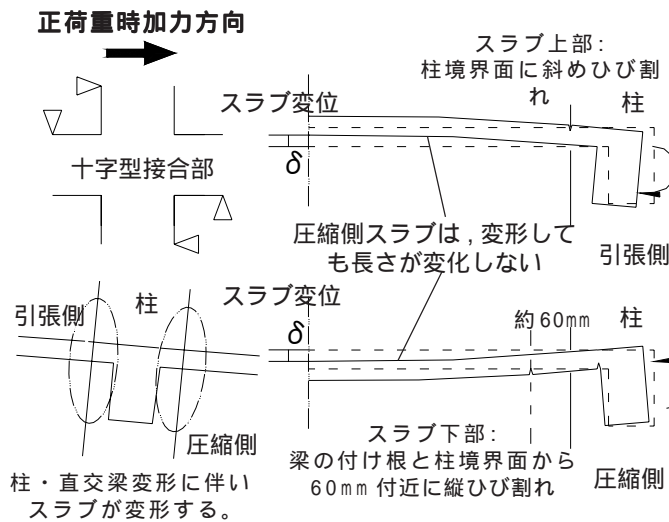


図 - 9 L 型梁概略図

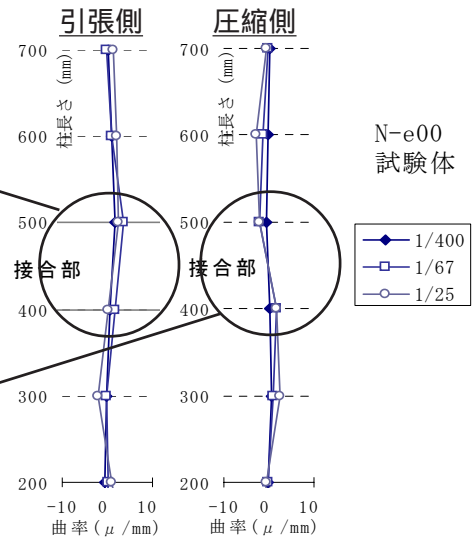
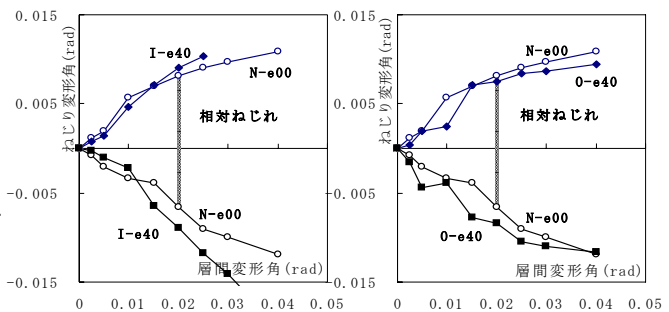


図 - 8 柱部材曲率分布 (面外方向)

4. 骨組周辺部材のねじり挙動

4.1 スラブ付きL型梁のねじれ

本試験体の梁は、外周フレームをモデル化して計画したため、スラブが偏心して梁に取り付いている。このことから、曲げに対して梁はねじれて変形していくものの、左右対称にフレームを組み上げたため、フレーム全体としては偏心を起こさない挙動を確認できた。その点を踏まえた上で、骨組内の部材相互ねじれ関係を考察した。図-8にN-e00の柱部材曲率関係を示す。図の2つのグラフは、面外方向側の柱曲率分布(直交梁側と測定側の差を鉄筋歪測定点を鉄筋間隔で除した値)を表しており、加力方向により引張側(十字型接合部の加力方向側面から見た柱曲率)と圧縮側(引張側と同方向透視図)が存在し、図-9にそれぞれ対応する。柱が接合部内において梁と共にねじられ、その挙動が左右で異なっているのが確認できる。また、I-e40やO-e40にも同様の曲率が確認できた。偏心接合部における梁のねじれは最大荷重時以降(ここでは梁曲げ降伏)に顕著に現れると言われており、それ以外の場合のねじれをL型スラブの影響であるとする。梁端部における面外変位を2点で測定し、骨組柱中点からの相対変位で比較したところ、梁はスラブの曲げ変形に伴い直交梁方面に引き込まれている現象がみられた。梁がねじれ



< 備考 >

図中(前)で、接合部上側2つの相対変形角と下側2つの相対変形角によりねじれを評価する。接合部の上側ねじれがグラフ中の上側に相当する。また、時計と逆回転を正と仮定する。
I-e40において層間変形角0.03より正しく測定できなかったため省いてあります。

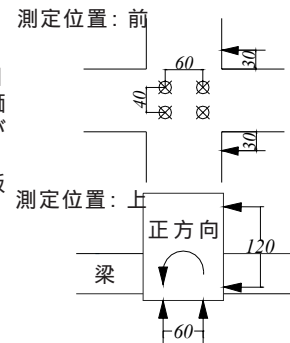


図 - 10 接合部面外ねじれ

ているのは実験中の目視でも確認できるため、考えられる全体変形の概略図を図-9に示す。総合的に見て、3試験体共に梁のねじれは曲げひび割れ発生後、梁端部でのせん断ひび割れ発生に伴いねじれにつながっていくという破壊の過程が見受けられた。

4.2 接合部・柱ねじれ

接合部における面外ねじれを図-10に、部材各部のねじりモーメントを評価するためのモデルを図-11に示す。図-10より、すべての試験体において上端、下端共に同じような逆対称ねじれ現象

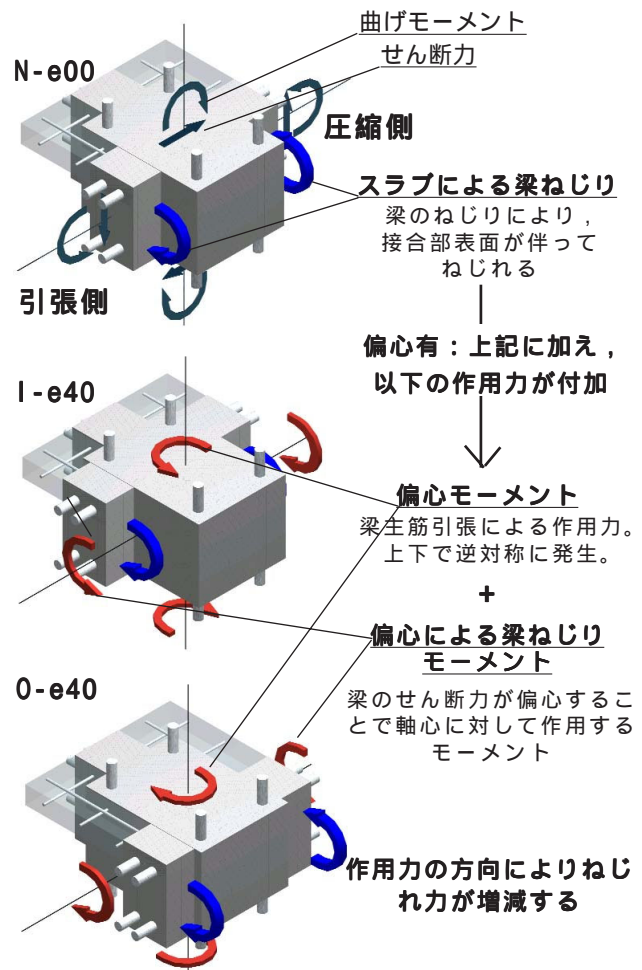
が見られる。これは、無偏心 N-e00 にもあらわれており、梁のねじれ変形が、接合部の中心を基点として発生し、接合部表面にまでねじれの影響を与えていることがわかる。I-e40 において N-e00 と比べ早期のねじれは微少ながら、下端のねじれが梁曲げ降伏に近づくにつれて顕著に現れた。O-e40 は、上端はスラブにより拘束されており大きく変形せず下端も変形が進展するにつれ、ねじれ変形角の勾配が緩やかになり、偏心による逆方向ねじれを受けたためと推測できる。上下回転による相対ねじれを図中の差で表しているが N-e00 に比べ I-e00 では変形が進むにつれ増大し、この増加分が偏心取り付きのねじれの影響であることがわかる。O-e40 については、N-e00 とさほど変わらないが、減少していることがわかる。この現象は柱においても同様に現れ、スラブ取り付け側のねじれ変形は減少し、取り付け側でない側は、幾分大きくなねじれ変形が生じているのが確認できた。以上より、スラブは柱と接合部の境界に拘束力を生じさせ、接合部の変形に伴う柱と梁のねじれを抑制する効果がある。しかし、内側に偏心し、柱に対するスラブ拘束が薄い場合は、偏心ねじれの影響を大きく受けることになる。

5. まとめ

フレーム耐力計算値と実験値とでは良い対応を示していた。偏心することで、取り付け位置側の柱主筋応力が降伏歪に達してしまい、大変形時において耐力が低下する。軸力が加味されれば、より大きな耐力低下が引き起こされると考えられる。

圧縮側スラブが存在すると、そのスラブの柱取り付け領域が大きい外側偏心ほど引張側主筋降伏時期が遅くなる傾向がある。これは梁の圧縮に存在するスラブに座屈防止的な役割が働いていると推測できる。また、実験中の目視によると降伏モーメント時に対してスラブは全断面有効と思われるが、梁曲げ耐力にどこまで考慮すべきかは、なお検討が必要である。

梁が内側に偏心して、柱におけるスラブ拘束が期待できない場合、各部材にねじれの影響を及ぼすことになる。しかし、スラブが付くことでねじれを抑制できる。



< 備考 >

図中 (N-e00) での、曲げモーメントとせん断力は、以下の偏心試験体にも同様に作用するものとする。偏心試験体には、その他の付加力として偏心モーメントが作用する。

図 - 11 各部材ねじりモーメント評価モデル

[参考文献]

- 1) 畑中, 梁川: スラブの効果を受ける RC 梁の塑性変形挙動に関する研究, JCI 年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 293-298, 1991
- 2) 林, 狩野, 寺岡, Mollick: 梁芯が柱芯に偏心接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究, JCI 年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 507-512, 1991

謝辞: 大阪大学の中塚信先生, 芝浦工業大学の上村智彦先生, フジタ技研の皆様方に多くのご指導いただきありがとうございます。また、試験体の材料を提供していただきました高周波熱練の方々にも感謝の意を表します。本研究は、東京工業大学建築物理研究センター共同利用研究の一貫として行われたものであり、文部科学省科学研究費補助金を受けております。関係者各位にお礼申し上げます。