# 論文　梁が柱に偏心して接続するRC造十字型柱梁接合部の実験

東川　敬子[*1]・塩原　等[*2]・小谷　俊介[*3]

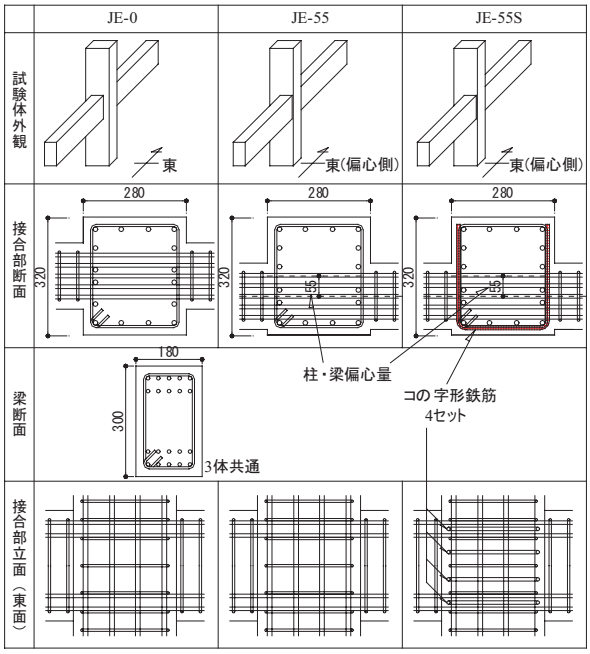
**要旨：**1/3 スケール 3 体の鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の静的漸増振幅正負繰り返し載荷実験を行い，柱心に対する梁心の面外への偏心の有無，接合部補強筋量の影響を調べた。特に，偏心が架構の剛性や変形能，接合部の変形状態と変形量に及ぼす影響を検討した。最大強度やひび割れ・破壊性状に偏心の影響が明確に現れ、また偏心接合部では加力に伴い面外変形していく様子が見られた。

**キーワード：**鉄筋コンクリート造，柱・梁接合部，偏心，接合部補強筋量

## 1. はじめに

柱心と梁心が偏心した鉄筋コンクリート造柱梁接合部では，柱や接合部が捩れモーメントの影響により脆性的な破壊形状になることが指摘されている[1), 2), 3)]。過去の実験では偏心しているもの数が少なく不明な点が多い。また，強度や靭性の定量的な評価もなされていない[4)]。そこで本研究では，偏心の影響を定量的に推定できる設計用のモデルを開発するため，柱梁接合部の強度・剛性や破壊機構に関する基礎的な実験データの収集を目的とした三体の 1/3 スケール平面柱梁接合部試験体の静的繰返し載荷実験を行った。本報告では実験結果の概要と結果の一部について報告する。

**表－１　試験体概要**　(単位：mm)




## ２．実験概要

### 2.1　試験体

試験体概要を**表－１**に，試験体諸元を**表－２**に示す。試験体は JE-0，JE-55，JE-55S の計 3 体で，実在建物の約 1/3 のスケールである。柱と梁の断面形状は，柱が 280 mm×320 mm，梁が 180 mm×300 mmで，3 体で共通である。柱と梁の配筋も 3 体で共通である。柱曲げ強度の梁曲げ強度に対する余裕度を約 1.3 倍に設定し梁降伏型になるよう設計した。梁主筋量を付着の規定の上限まで増加し，接合部入力せん断力を，靭性保証指針[1)]で許容している値とほぼ等しくなるように設定した。

JE-0 は偏心のない接合部であり，JE-55，JE-55S は梁が柱に対し東方向に 55mm（偏心率 0.17）偏心している。なお偏心量は 3 体の接合部有効幅が同じになるように定めた。JE-55S には，偏心面のひび割れの拡大の抑制のために，コの字形鉄筋（施工性を考慮し、余長を規準以上としたフックなしの形状とした）を 4 本配筋

*1 東京大学大学院　　工学系研究科　修士課程　(正会員)
*2 東京大学大学院　　工学系研究科　助教授　工博　(正会員)
*3 東京大学大学院　　工学系研究科　教授　工博　Ph.D　(正会員)

**表－２　試験体諸元**

| 試験体名 | | JE-0 | JE-55 | JE-55S |
|---|---|---|---|---|
| 反曲点間長さ(柱×梁) [mm] | | 735×1350 | | |
| 梁 | 梁幅×梁せい[mm] | 180×300 | | |
| | 主筋 | 20-D10(SD345)　$p_t$=1.58% | | |
| | せん断補強筋 | D6@50(SD295)　$p_w$=0.71% | | |
| 柱 | 柱幅 bc×柱せい[mm] | 320×280 | | |
| | 主筋 | 16-D13(SD345)　$p_g$=2.27% | | |
| | せん断補強筋 | D6@50(SD295)　$p_w$=0.40% | | |
| | 軸力[kN] | 0 | | |
| 接合部 | せん断補強筋 | 3-□D6@74(SD295)　$p_w$=0.30% | | |
| | コの字形鉄筋 | --- | --- | 4-D10(SD295)<br>$p_w$*=1.19% |
| 柱と梁の偏心量 e[mm]<br>偏心率　e/bc | | 0<br>0 | 55<br>0.17 | 55<br>0.17 |
| 接合部有効幅[mm] | | 250 | 250 | 250 |

〈単位〉長さ[mm]　＊偏心面のみ

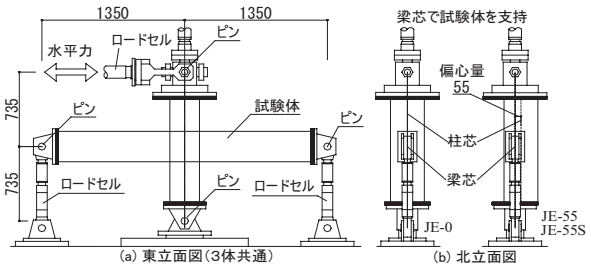
**表－３　コンクリートの材料特性**

| 圧縮強度<br>$\sigma_B$ (MPa) | 最大荷重時歪<br>ε(μ) | ヤング係数*<br>E(GPa) | 引張強度<br>$\sigma_B$ (MPa) |
|---|---|---|---|
| 27.0 ( σ=0.84) | 1650 | 28.7 | 2.38 |

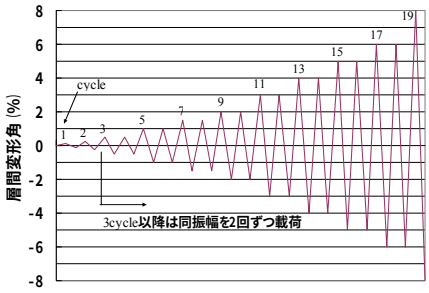
＊1/3 強度割線剛性

**表－４　鉄筋の材料特性**

| 径/呼び強度<br>(使用箇所) | 公称<br>断面積<br>($mm^2$) | ヤング<br>係数<br>E(GPa) | 降伏<br>強度<br>$f_y$(MPa) | 降伏歪<br>$\varepsilon_y$(μ) | 引張<br>強度<br>$f_u$(MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| D13SD345<br>(柱主筋) | 1.27 | 194 | 345 | 1780 | 485 |
| D10SD345<br>(梁主筋) | 0.71 | 193 | 387 | 2040 | 542 |
| D10SD295<br>(コの字筋) | 0.71 | 188 | 359 | 1940 | 502 |
| D6SD295<br>(横補強筋) | 0.32 | 182 | 364 | 2000 | 510 |




**図－１　加力装置図**




**図－２　載荷履歴**

している。これにより接合部の横補強筋比は，JE-0，JE-55 は最小配筋の 0.3%[1)]であるが，JE-55S の補強面（東側半分）においては 1.2%となっている。また，接合部の有効幅は 3 体共通で 250mm であり，計算上は接合部せん断強度に差がない。

コンクリートと鉄筋の材料特性をそれぞれ**表－３**と**表－４**に示す。コンクリートには圧縮強度 27MPa の普通コンクリートを，鉄筋には SD345，SD295 の普通強度鉄筋を用いた。柱・梁主筋は明瞭な降伏点を有する。明瞭な降伏棚のない横補強筋 D6SD295 の降伏点強度は 0.2%オフセット法により求めた。

### 2.2　加力方法

試験体には**図－１**に示す装置により，柱脚をピン支持，梁端をピン・ローラー支持とし，水平方向のアクチュエーターにより柱頭に変位制御の静的漸増載荷繰り返し加力を行った。このとき偏心試験体では，偏心接合部で発生したねじれモーメントが柱端に伝達するので，それを打消すようなモーメントを柱端で生じさせるために [6)]**図－１**の北立面図のように柱を梁芯と一致する位置で支持した。

なお，本実験では柱に軸力による偏心モーメントが生じないようにするため，また軸力が少ないほうが接合部変形が生じやすいことが確認されていることなどの理由により，鉛直力は与えなかった。

### 2.3　計測方法

水平方向アクチュエーターにより，水平力を加え水平変位を測定した。また，変位計により，柱・梁の曲げ変形量および軸変形量，接合部の東面（偏心側）および西面のせん断変形量，柱・梁の相対的な回転量を測定した。また，レーザー変位計により梁と柱フェイス間のひび割れ幅を測定した。歪ゲージにより，梁・柱の危険断面位置のすべての鉄筋の歪，および主要箇所の歪の測定も行なった。

載荷履歴を**図－２**に示す。層間変形角が±0.125%および±0.25%の加力を1回ずつおこなったあと，0.5%から2.0%まで0.5%ずつ振幅を増加させ，2.0%から6.0%までは1.0%ずつ振幅を増加させ，各々2回ずつ加力した。その後は，正方向および負方向に試験機の限界（層間変形角：約 8.0%）まで加力を行なった。ここで，層間変形角とは水平方向アクチュエーターのストロークを柱頭のピンから柱脚のピンまで高さ(1470mm)で除した値とする。

## ３．実験結果および考察

### 3.1　破壊性状

**図－３**に各試験体のひび割れ損傷状況を示す。各試験体のひび割れ図から，最大耐力前の層間変形角1.0%までは，コの字形鉄筋で補強されているJE-55Sの東面（偏心面）は，JE-0と同程度のひび割れ量に抑制された。3.0%時には，JE-55S と JE-55S に同程度のひび割れおよびコンクリート圧壊がみられた。このことから，接合部補強筋の増加は最大耐力前の小変形でのひび割れ抑制効果があるが，大変形ではその効果はないことが分かった。

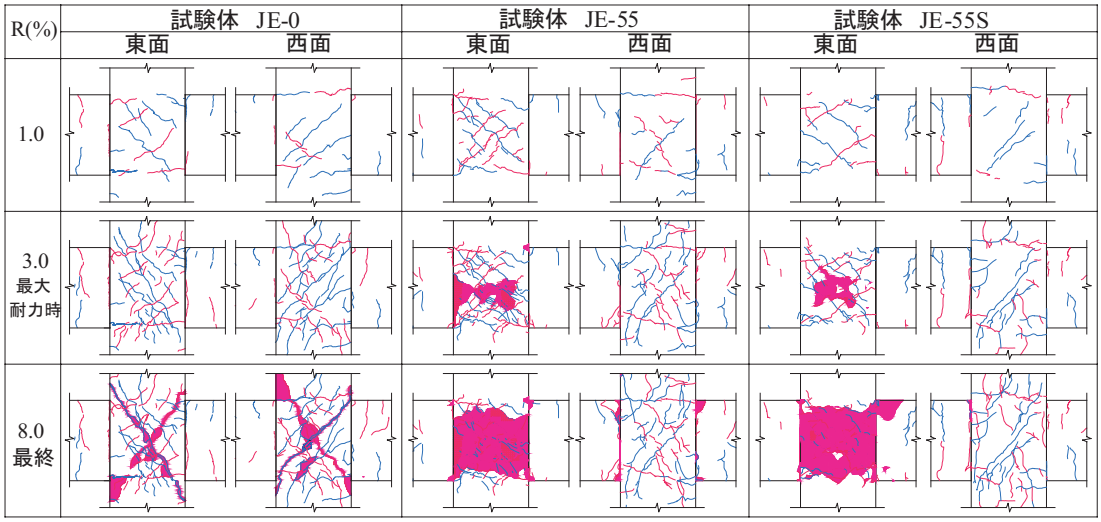
偏心試験体では偏心面で早くから中央部でのコンクリートの圧壊とかぶりコンクリートの剥落が始まったが，逆にその対面ではひび割れのみで最終サイクルでも圧壊は発生しなかった。

### 3.2　変形性状および最大耐力

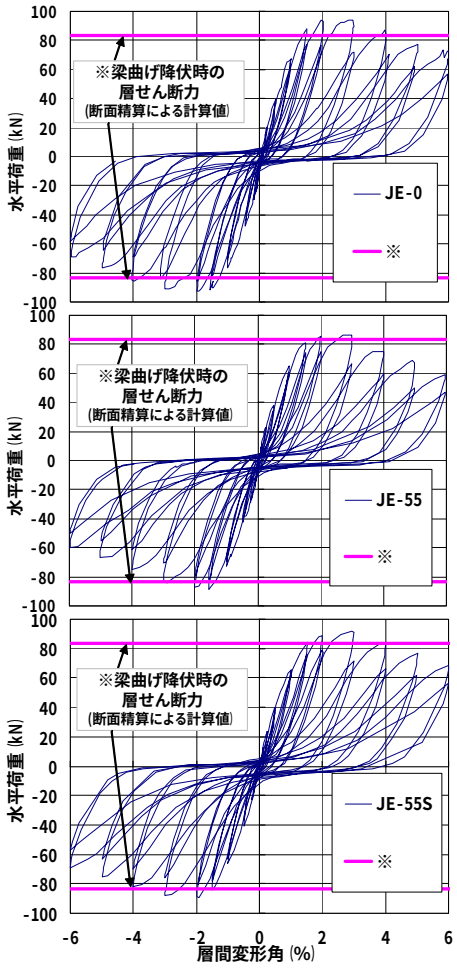
**図－４**に各試験体の水平荷重‐層間変形角関係を，**図－５**にその包絡線を示す。また**表－５**に各試験体の最大強度とそのサイクル，および曲げ耐力計算値[3)]との比較を示す。試験体架構の最大強度は，無偏心のJE-0に対して偏心を有するJE-55は約6%低下した。接合部の偏心面にコの字形鉄筋を配筋することにより最大強度は約3%低下に抑えられた。JE-55Sは，JE-55と比べてひび割れの抑止効果では最大耐力時のR=2.0%～3.0%時には既に効果が失われていたが，強度の面では耐力増加が顕著に現れた。最大耐力の実験値と計算値を比較すると，JE-55がわずかに上回る程度であるが3体とも計算値以上の強度が得られた。

### 3.3　梁主筋の降伏

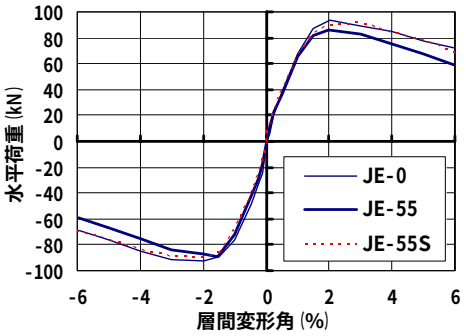
各試験体の梁断面において，最初に主筋降伏が見られた層せん断力と計算値（断面精算による）に対する割合を**表－６**に示す。梁主筋は補強なしのJE-55が計算値を下回る値で降伏した。これは、偏心接合部においては捩れ変形の影響で上端筋や下端筋が同時に降伏しなかったことが関係していると考えられる。



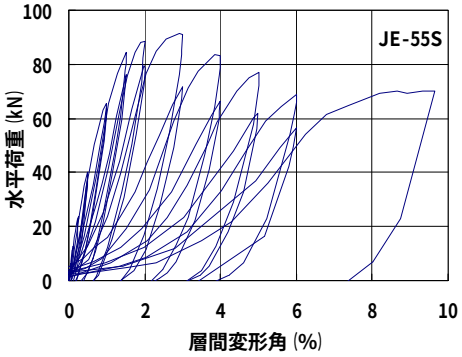

**図－３　ひび割れ損傷状況　（R：層間変形角）**




**図－４　水平荷重－層間変形角関係**




**図－５　荷重変形角曲線包絡線**




**図－６　大変形時の水平荷重－層間変形角関係**

**表－５　最大強度時のサイクルと強度および計算値との比較**

| | JE-0 | JE-55 | JE-55S |
|---|---|---|---|
| 最大強度時サイクル | +9/-9 | +9/-7 | ＋11/-9 |
| 層間変形角(%) | 2.0/-2.0 | 2.0/-1.5 | 3.0/2.0 |
| 最大強度(kN) | 93/-93 | 86/-89 | 91/-89 |
| 梁の曲げ強度時層せん断力の計算値 | 83.2kN | | |
| 計算値に対する実験値の割合 | 1.12/1.12 | 1.02/1.07 | 1.08/1.07 |

※プラスサイクル時/マイナスサイクル時

**表－６　梁主筋の初降伏時の層せん断力**

| | JE-0 | JE-55 | JE-55S |
|---|---|---|---|
| 梁主筋降伏時層せん断力[kN] | 90 | 75 | 84 |
| 計算値 | 83.2 | | |
| 実験値／計算値 | 1.08 | 0.90 | 1.01 |

※計算値は部材降伏強度を断面清算により求め，それを層せん断力に置換した。

### 3.4　大変形時の耐力

大変形時の荷重変形関係について、3 体に似たような傾向が見られたため、代表して JE-55S の大変形時の荷重変形関係を**図６**に示す。3 体の梁曲げ降伏後の耐力低下は穏やかであり，層間変形角 8.0%の時点においてもすべての試験体が最大耐力の約 7 割を維持していた。最終の±19 サイクルの加力時（層間変形角 8%まで載荷）では，3 体いずれの試験体でも，18 回の正負繰り返し載荷を受け，とくに偏心を有する試験体においては接合部に相当の損傷を受けているにも拘らずさらに耐力が増加する様子が確認された。（**図－４**参照）

本実験では軸力が無いことによる影響を考慮しなければならないが，一般的な形状の接合部では外部の損傷が相当著しくなるのは，架構としてきわめて大きな変形に達した場合であり，それでもかなりの耐力を維持している場合があると予想される。

## ４．実験結果の検討

### 4.1　梁主筋および柱主筋の歪度

偏心試験体の梁危険断面において，東面に比べて西面のほうが若干歪度が高めになる傾向が見られた（**図－７**参照）。

また，接合部と柱の境界面における柱主筋の歪分布には偏心の影響が顕著に現れた（**図－８**参照）。JE-0 は大変形時もおおよそ柱主筋の降伏強度以上に増加しなかったが，偏心試験体では 3.0%頃から梁が偏心して取付く側の歪がかなりの値まで増加した。

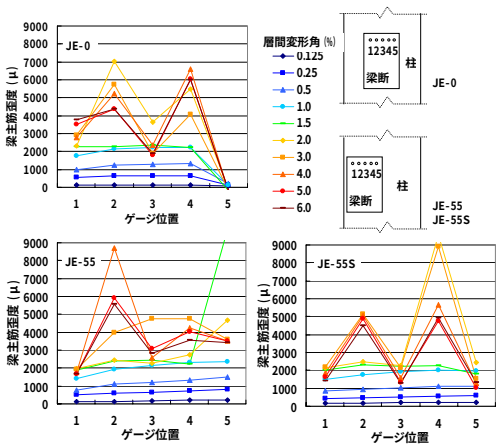
これらは，偏心接合部の東面の変形角が大きい分，柱東側により大きな応力が発生し，一方，東側の梁は接合部のせん断変形量が大きい分，梁の変形量が抑えられたと考えられる。

なお，無偏心接合部の大変形時に東面と西面で約２倍の歪差を生じているのは、実験装置の不具合によるものである。

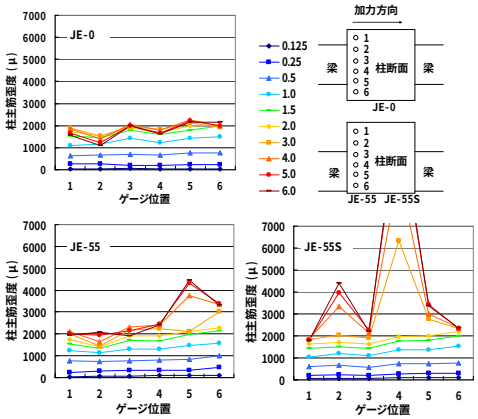
### 4.2　接合部横補強筋およびコの字形鉄筋の歪度

各々の試験体の接合部横補強筋およびコの字形鉄筋において，**図－９**に示す位置で歪を計測した。それぞれ横補強筋は 3 セット，コの字形鉄筋は 4 セットの平均の値をとり，それを層間変形角ごとにグラフにあらわした。

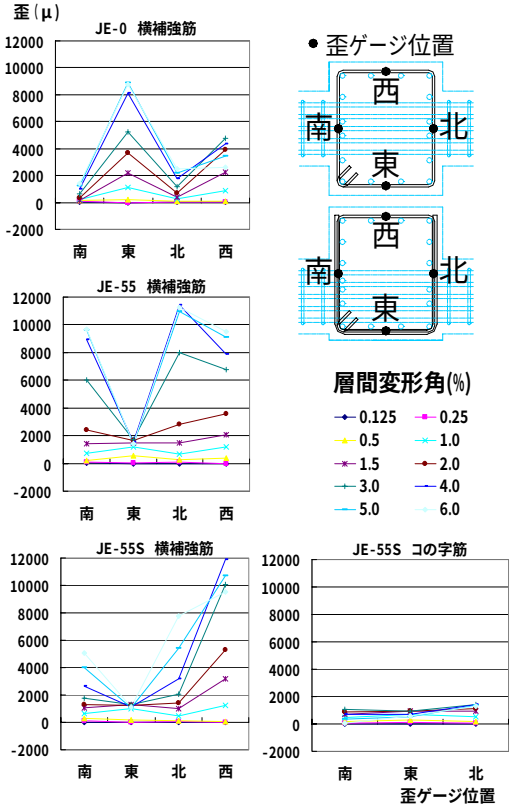
**図－９**に示すように，無偏心の接合部 JE-0 では，まず層間変形角 1.5%で東面位置と西面位置の横補強筋が降伏し，その後もそれら面の歪度が増加した。偏心接合部 JE-55 は，東面の歪は小変形域ではわずかに増加するものの，3.0%以降は歪度がほとんど増加せず,逆に東面以外の歪度が増加した。JE-55S は，コの字形鉄筋の効果により偏心面である東面の歪や南北面の歪が JE-55 に比べて低く抑えられた。しかし，コの字形鉄筋が配筋されていない西面においては，逆に JE-55 よりも歪度を増大させる結果となった。コの字形鉄筋においては大変形時においても鉄筋の降伏は見られなかった。




**図－７　梁危険断面の梁主筋の歪度分布**




**図－８　接合部境界面における柱主筋の歪度分布**




**図－９　接合部横補強筋および**
**コの字形鉄筋の歪度分布**

### 4.3　梁の面外変形

偏心梁を有する試験体 JE-55 および JE-55S において，梁が面外に変形していく様子が観察された。**図－10** に梁の面外方向変形角 $\theta$ - 層間変形角関係を示す。本実験において上柱に対する左右の梁の相対変位 $x_1$，$x_2$ を測定しており，$\theta_1$ と $\theta_2$ の和を梁の面外方向変形角 $\theta$ と定義した（**図－11** 参照）。偏心接合部試験体 JE-55 および JE-55S の梁が, 変形が進むにつれて徐々に面外に変形した。また層間変形角の増加に伴い，東面接合部せい（**図－11**）は，初めは 3 体とも増加していくが，JE-55 と JE-55S は 3 サイクル頃をピークにその接合部せいが減少していった。

これらのことから，梁がスラブなどで拘束されていない平面十字形の偏心を有する柱梁接合部においては，偏心面のかぶりコンクリート部分には，特に大きな圧縮力が働き，大変形時にはかぶりコンクリートの激しい剥落が見られるが，偏心面の引張補強筋には大きな力が作用しない。逆に，偏心の反対面では，梁の面外変形の影響により，特に大変形時に内部の接合部横補強筋にかなり大きな引張歪が生じている。従って，実構造物におけるスラブによる拘束効果の影響は今後の重要な検討課題となろう。

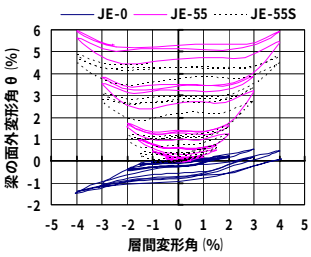



**図-10** R-**梁の面外変形角関係**

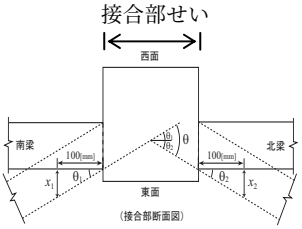



**図-11 梁の面外変形角の定義**

## 5．結論

梁が柱に偏心して取り付く梁曲げ降伏型の柱梁接合部 3 体の静的漸増載荷実験を行い，以下の結論を得た。

(1)偏心接合部の最大強度は，無偏心接合部に比べて約 6%低下した。接合部の偏心面にコの字形鉄筋を配筋することにより最大強度は約 3%低下に抑えられた。

(2)偏心面のひび割れに対してはコの字形鉄筋による偏心面の補強により，構降伏前の小変形では無偏心接合部程度の抑制効果があったが, それ以降の大変形ではその効果はほとんどなかった。

(3)スラブのない平面十字形の偏心接合部においては，接合部の偏心側面が水平方向に圧縮変形して, 梁が面外に変形する傾向が見られた。この影響で，偏心を有する接合部の偏心側の接合部横補強筋の歪度は，大変形時にも非常に低い値にとどまった。よって実構造の性能評価においては，スラブの拘束効果を考慮することが重要であり，今後の検討を要する。


## 謝辞

本研究は，平成 13 年度芝浦工業大学卒業の卒論生井上寛之君，水上学君の協力の下行われた共同研究です。ここに記して謝意を表します。


### 参考文献


1) 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，日本建築学会，1999.8.
2) 服部高重，大野和男，柴田拓二：1968 年十勝沖地震における鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する一考察，日本建築学会論文報告集，第 168 号，pp.31-39，1970.2.
3) 新井組技術本部技術研究部：平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震被災調査報告書ージュネス六甲ー，新井組技術研究報告書，第 8 号，1995.10.
4) 山崎慎介，後藤康明，北野敦則，城　攻：偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部せん断入力量と破壊形式の関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.379-384，2002.6.
5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1999.11.
6) 松本聡裕，丸山樹基，林　静雄，上村智彦：梁が柱に偏心接合する場合の内部梁・柱接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.385-390，2002.6.