Japan Concrete Institute

論文　柱や柱・梁接合部のせん断終局性状に及ぼすねじりモーメントの影響

杉浦奈緒[*1]・香取慶一[*2]・林静雄[*3]

要旨：1995年の兵庫県南部地震において，柱及び柱・梁接合部がせん断破壊に対し十分な余裕度を持っていたにも関わらずせん断破壊をした建物が見られた。その原因として柱と梁の偏心接合によるねじりモーメントの影響が指摘されている。しかしスラブや梁（桁梁，直交梁）の影響等を含めて適切に解明されていないことから，現行の設計法においても言及されていないのが現実である。本論文は3次元有限要素法解析を行い，柱や柱・梁接合部のせん断性状に及ぼすねじりモーメントの影響を把握するものである。

キーワード：ねじりモーメント，ねじり剛性，偏心接合，3次元有限要素法解析

1.　はじめに

1995年の兵庫県南部地震で，比較的新しい中高層ラーメン構造による建物において柱及び接合部の顕著な被害例が認められ，被害状況から偏心接合によるねじりモーメントの影響が指摘されている。[1] また，鉄筋コンクリート造部材における過去の実験では，ねじりモーメントのない場合に比べて偏心している部材はせん断耐力が60%程度に低下するという結果も報告されている。[2)3)]

図－1のように梁が柱に偏心している架構（図中のスラブは省略）が水平力を受ける場合，梁の曲げモーメントによる力が接合部パネル及び柱の上下面に逆向きのねじりモーメントをもたらし、このねじりモーメントによって付加せん断力が発生することが考えられる。この付加せん断力によって柱及び接合部のせん断耐力が低下するとともに、ねじり剛性も低下することが報告されている。[4]このことから現行耐震規定で梁降伏先行型として設計される建物であっても、本来曲げ破壊に至るはずが脆性的な破壊になる可能性が出てくる。

また，実際にはスラブや直交梁によりねじり応力を拘束することも考えられるため、本研究ではねじりモーメントが柱や柱・梁接合部のせん断終局性状にどの程度，またどのように影響を及ぼすのかを3次元有限要素法解析を用いて解明するものである。

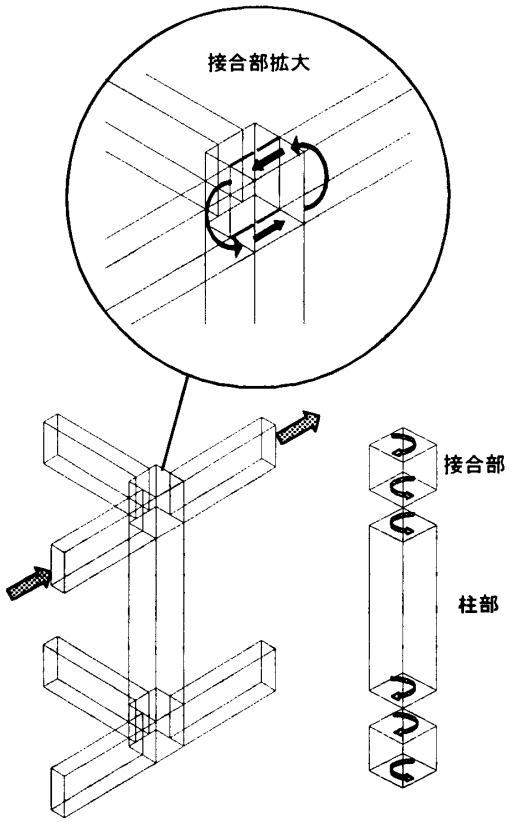


図-1　偏心接合の柱と接合部に働く応力概略図

＊1東京工業大学大学院　総合理工学研究科　（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）

NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute

2. 解析方法

2.1 解析概要

コンクリート要素は9個の非適合モードを有するアイソパラメトリック6面体要素を用い，応力ー歪み関係は圧縮域を非線型とし最大耐力以降の軟化域及び引っ張り域は線形とした。ひび割れ及び圧縮域はコンクリートの主応力が最大強度を超えたときに発生するものとする。鉄筋は線材とし応力歪み関係はbi-liner型で表現する。柱主筋および梁主筋とコンクリートとの付着はボンドリンクで表現し，付着ー滑り関係はbi-liner型で表現する。また柱補強筋，梁補強筋，スラブ筋はコンクリートと完全付着とした。

次に，ねじりモーメントの影響が大きいと考えられるコンクリートのせん断応力度を式(1)，式(2)[5]のように主応力方向のひび割れ発生とともに主応力方向のコンクリート歪みの増大に従いせん断剛性を減少させることで表現した。

$$\tau = G(\varepsilon)\gamma \qquad (1)$$

$$G(\varepsilon) = \eta G_0 \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{now}} \qquad (2)$$

$G(\varepsilon)$ ：せん断剛性
G_0 ：初期せん断剛性
ε_{cr} ： ひび割れ時主応力方向歪み
ε_{now} ：主応力方向歪み
η ：材料定数 (0.4)

なお，ひび割れは分散ひび割れモデルを採用している。

2.2 解析試験体

鉄筋コンクリート構造計算規準[6]の計算例に示されている3階建て建物の側柱を参考にして解析試験体とした。柱はB × D=600 × 600mm，2階桁梁（以下，梁）はb × D=400 × 750mm，2階直交梁（以下，直交梁）はb × D=350 × 750mm，柱内法高さは2850mm，スラブ厚は130mmとし，パラメータは梁の柱への取り付き位置（柱の外側，内側の側面に梁の側面を一致させた試験体を以下では外側偏心、内側偏心とする）と梁幅（400mm，250mm）と層（1層，2層）としている。図ー2に要素分割の一例を示す。（以下，座標軸はこの図に従う）加力は図ー2のとおり，試験体下の基礎梁を固定し，梁端部及びスラブ端部の中央部Z方向を固定し，直交方向の梁及びスラブの端部のY方向を固定し軸力を柱に加えた後2階梁の両端にX方向強制変位を与えることで行った。また，表ー1にコンクリートと鉄筋及びボンドリンクの使用材料特性を示す。

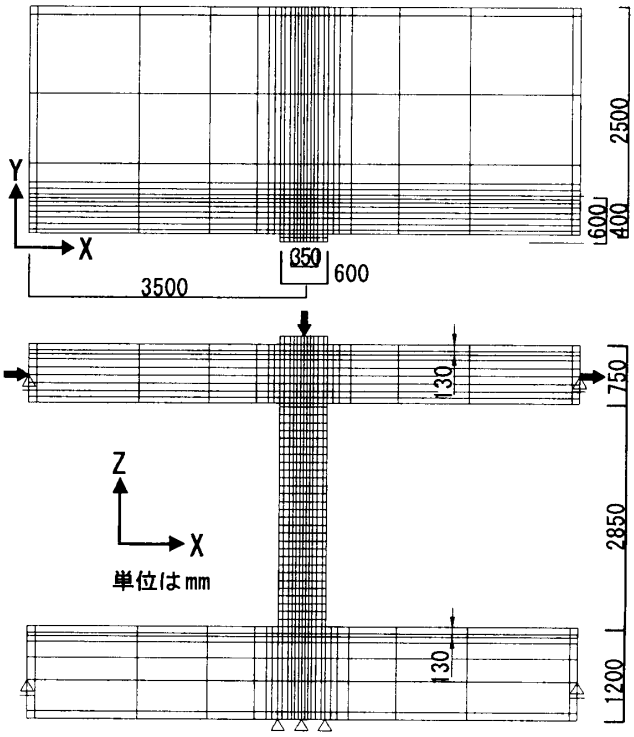


図-2 要素分割図 （偏心無の場合）

表-1 材料定数

① 鉄筋

	降伏強度	初期剛性	2次剛性
	σy (N/mm^2)	E_1 (N/mm^2)	E_2 (N/mm^2)
主筋	343.0	2.06×10^5	2.06×10^3
補強筋 スラブ筋	235.2	2.06×10^5	2.06×10^3

② ボンドリンク

第1折点	初期剛性	2次剛性
τ_1 (N/mm^2)	E_0 (N/mm^2)	E_1 (N/mm^2)
1.96	88.2	5.88

③ コンクリート

ヤング係数	圧縮強度	圧縮強度時歪	終局強度	終局強度時歪	引張強度	ポアソン比
Ec (N/mm^2)	σc (N/mm^2)	εc	σu (N/mm^2)	εu	σt (N/mm^2)	ν
2.06×10^4	-20.6	-0.002	-2.06	0.012	2.06	0.178

NII-Electronic Library Service

3. 解析結果及び検討

3.1 柱及び接合部の変形性状

表－2に解析試験体一覧を，図－3にQ(荷重)－δ(変位)曲線を，図－4，図－5に柱及び2階接合部（以下接合部）におけるQ－θ(ねじり角：反時計回りを正とする)曲線を示す。ねじり角は柱及び接合部の上端部四隅の下端部に対する変位から計算した平均値である。偏心無の場合と比較して偏心の場合はねじり角度が顕著であり，ねじりの現象を確認できる。またせん断ひび割れ発生(約130kN)にともないねじり剛性が減少していることが図－4，5から分かる。

5体とも曲げひび割れはほぼ同荷重で発生しているが，せん断ひび割れは柱ではほぼ同程度であったが，接合部では表－2より外側偏心の場合が早期に発生しており，偏心接合によるねじりモーメントの影響と考えられる。なお，図－4，5から柱と接合部は逆向きのねじりモーメントを受けており，図－1における応力関係を確認できる。

更に，柱に対して接合部はねじりモーメントの影響を大きく受けていることが分かる。基本の外側偏心(400)と内側偏心(400)では逆向きのねじりモーメントを受けねじり角はほぼ同程度であるのに対して、外側偏心(250)や2層外側偏心(400)はねじり剛性は大きく減少しており，ねじりモーメントの影響が大きいことが確認できる。

なお，ひび割れ状況（図は省略）は接合部周辺にひび割れが集中しており，特に2層外側偏心(400)ではその傾向が顕著に見られた。また，ねじりによる典型的な斜め45度方向のせん断ひび割れが発生していることを確認した。梁の取りつき位置によりねじりモーメントの影響から梁からの圧縮力を受ける柱のコンクリートが圧壊している。

以下では荷重約50kNまでを弾性時，2層外側偏心(400)の梁の圧縮側コンクリートが圧壊する直前の荷重を230kN時とし，主に検討していくことにする。

表－2　解析試験体一覧

変動要因				解析結果
試験体名		層	梁(b×Dmm)	接合部せん断ひび割れ発生荷重 (kN)
基本	偏心無(400)	1	400×750	143.08
基本	外側偏心(400)	1	400×750	112.70
基本	内側偏心(400)	1	400×750	131.32
－	外側偏心(250)	1	250×750	98.00
－	2層外側偏心(400)	2	400×750	99.96

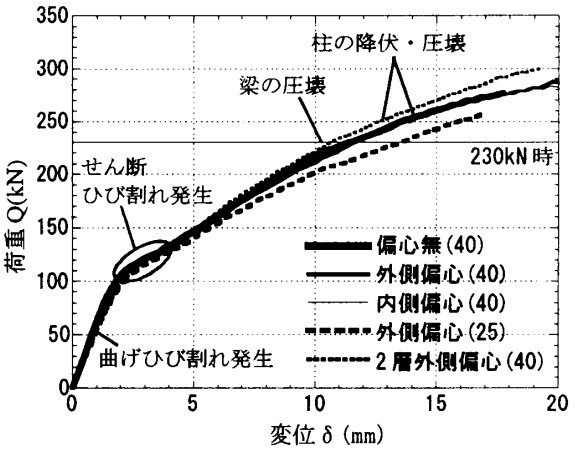
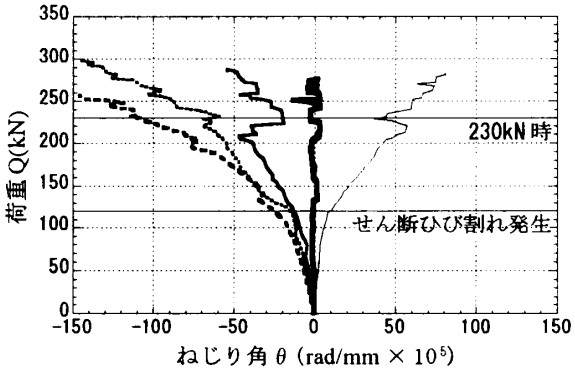


図-3　荷重－変位関係



図－4　荷重－ねじり角関係(柱・梁接合部)

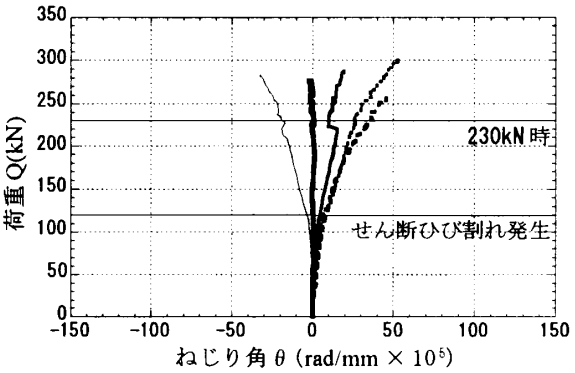


図-5　荷重－ねじり角関係(柱)

図－3，4，5の共通凡例

NII-Electronic Library Service

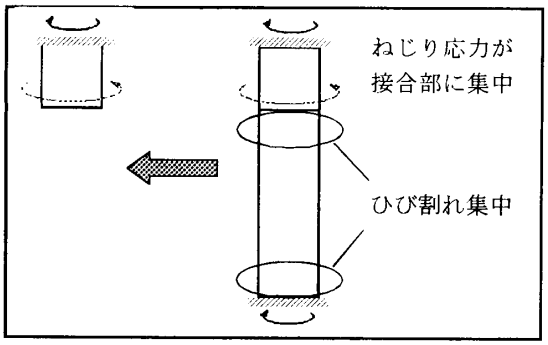
3．2　せん断応力度分布

図－6に柱中央部及び接合部中央部における断面の柱幅方向のxy断面に生じるせん断応力度τ分布（柱幅の中央部のみ採用）を，**図－7**に柱幅方向せん断応力度分布の模式図を示す。弾性時及び230kN時について検討する。

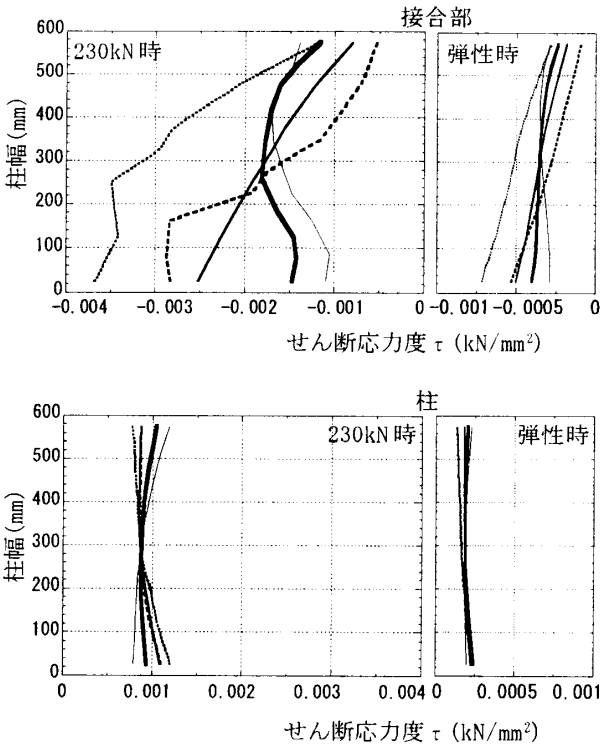
接合部において**図－6**より**図－7**のようにねじりによるせん断応力度が付加されることが確認できる。また，内側偏心の場合はせん断応力度が大きくなる側に直行梁が存在しているため付加せん断力が軽減されるのに対し，外側偏心の場合は小さい側は更に軽減されるが大きい側は軽減が期待できない状態になっていることが分かる。このため外側偏心(250)は内側と比較して外側のせん断応力度は5倍程度にまで増加している。

また，偏心無の場合と比較して偏心の場合の最大せん断応力度に対する付加せん断応力度の占める割合は，**図－8**のようになり外側偏心(400)では20%程度の付加となり，更に外側偏心(250)では30%程度の付加となる。また，2層以上になると1層と比較して危険性が高まることが分かる。逆に内側偏心(400)ではせん断応力度が軽減されている。

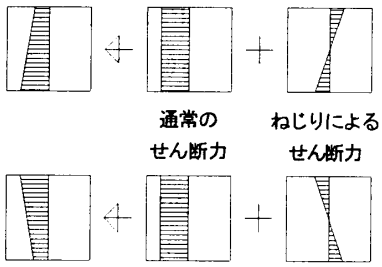
柱において**図－7**のような傾向はあるが顕著ではない。梁や直交梁，スラブがないためほぼ外側偏心(400)と内側偏心(400)は柱の軸心に対して線対称の分布をしている。これは**図－9**のように柱において柱頭・柱脚にひび割れが集中し，接合部がよりねじりモーメントの影響を受けることになると考えられる。



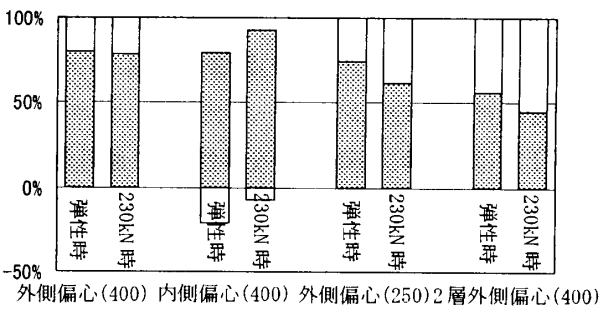
**図－9　柱と接合部に与える
ねじりモーメントの影響**



**図－6　接合部及び柱における
柱幅方向せん断応力度分布図**



図－7　柱幅方向せん断応力度分布の模式図



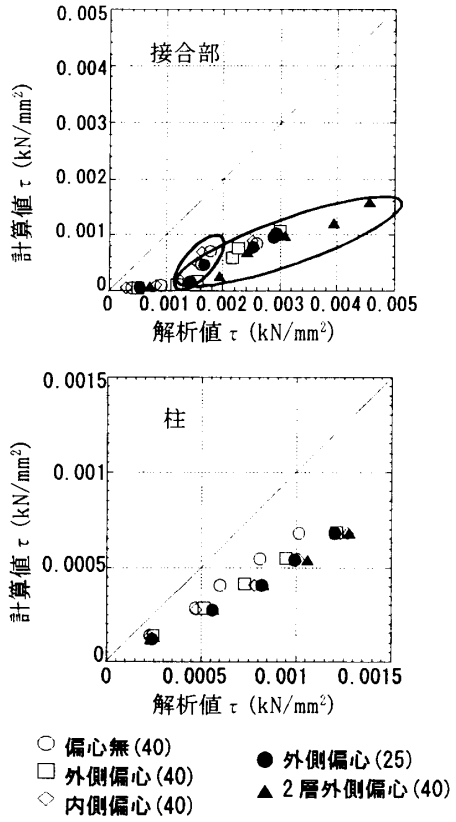
**図－8　偏心無に対する
最大せん断応力度の増加率**

NII-Electronic Library Service

3.3 解析結果と計算値の比較

図－10に解析結果のTとT'（接合部から梁への鉄筋の引張力）を用いた接合部と柱の柱幅方向の平均せん断応力度τの計算値（接合部：$(=(T+T')/Bj\cdot D)$　柱：$(=Q/B\cdot D)$　）[7]と接合部と柱の中央部断面におけるτの解析値（最大値）との関係を示す。なお，接合部は解析結果の鉄筋の引張力を用いているため，梁にひび割れが発生してから後の値（○印の部分）について検討する。

接合部は解析値が大きく計算値を上回っている。それに対して柱は解析値と計算値が近い傾向があり，ねじりモーメントの影響が接合部に大きく影響していることが分かる。また，○印の傾きから接合部において外側偏心の場合は更に解析値が計算値を上回り，偏心無や内側偏心と比較してねじりの影響が大きいことが確認できる。

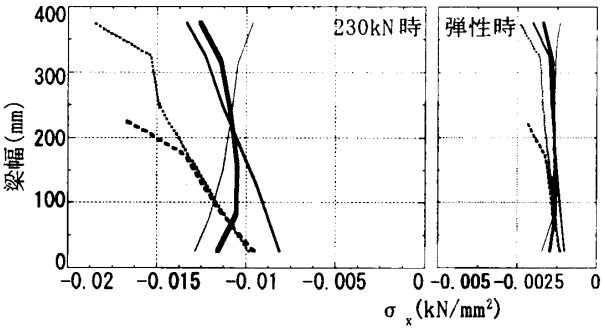


図－10　接合部及び柱せん断応力度の計算値と解析値との比較

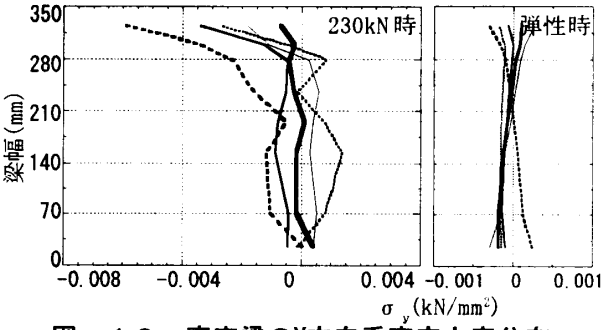
3.4 梁及び直交梁の影響

次に**図－11、図－12**に梁の下端筋位置における圧縮側x方向垂直応力度及び直交梁のy方向垂直応力度を示す。外側偏心の場合，柱の軸心に対して反時計回りのねじりが発生し，梁の内側の圧縮力が大きくなることが確認できる。外側偏心(400)と比較して，外側偏心(250)及び2層外側偏心(400)は分布の傾きが大きく，ねじりの影響が大きいことが確認できる。逆に内側偏心の場合は外側が大きくなると予想されるが，分布の傾きが小さく，スラブと直交梁によってねじりモーメントの影響が抑えられていると考えられる。なお，上端筋位置の圧縮側にも同様な傾向が生じている。

梁の垂直応力度の分布により柱の軸心までの偏心距離が小さくなりねじりモーメントの影響が軽減されると考えられるが，弾性時と比較して230kN時においても軽減されていないことが分かる。同時に直交梁においては，圧縮側の端部のみが大きな圧縮力を負担しているだけにとどまっていることが確認できる。

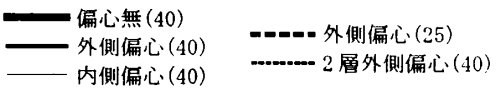


図－11　梁のX方向垂直応力度分布



図－12　直交梁のY方向垂直応力度分布

図－11，12の共通凡例



NII-Electronic Library Service

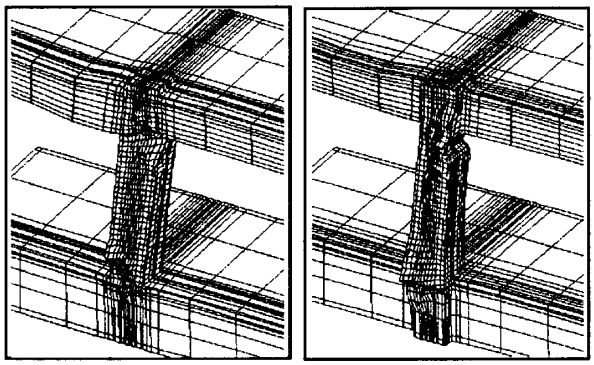
Japan Concrete Institute

３．５　変形性状

図－１３に偏心した試験体の最大耐力時の変形図（各節点のｙ方向の変位を100倍している）を示す。**図－１**で示したとおり，接合部と柱は逆向きのねじりモーメントを受けており，接合部及び柱の柱頭及び柱脚にねじりが集中していることが確認できる。また外側偏心の場合，接合部の－ｘ側の梁が－ｙ方向に膨らみ，内側偏心の場合も外側偏心と逆向きのねじりモーメントを受けているにも関わらず同様の傾向がある。

弾性範囲においてはほぼ柱の軸心を中心にねじりモーメントが発生しているが，せん断ひびが発生し変形が進むと接合部が架構からずれ出てくる変形過程等からねじりモーメントの定量的な大きさは柱の軸心と梁の軸心の距離だけに依存するものではないと考えられる。

これは**３．２節，３．４節**において荷重の増加にともないねじりモーメントの影響が軽減されると予想したことに反して，付加せん断力が弾性範囲以後も増加していくことや直交梁端部にのみ圧縮力が集中していることを裏付けている。



外側偏心(400)　　内側偏心(400)

図－１３　変形図

４．　まとめ

本論では梁が柱に偏心接合している架構についてスラブや直交梁も含めて３次元FEM解析を行い，外側偏心及び内側偏心の場合の柱及び柱・梁接合部のせん断性状に対してねじりモーメントが与える影響について検討した。

(1)　偏心している架構ではねじりモーメントが発生し，そのために柱及び接合部におけるせん断力が付加されることが確認できた。またせん断ひび割れにともないねじり剛性が減少することを確認でした。

(2)　梁幅が小さい場合は，付加せん断力が大きいことを確認した。更に多層では1層の時よりも危険度が増すことが分かった。

(3)　内側偏心の場合はスラブや直交梁によって拘束されねじりモーメントの影響は外側偏心の場合に比べて小さいことを確認した。

(4)　柱におけるねじりモーメントの影響は初期の段階で柱頭及び柱脚にひび割れが集中することによって，柱と比較して接合部においてねじりモーメントの影響を大きく受けることが分かった。

(5)　ねじりモーメントの大きさは柱の軸心と梁の軸心の距離だけに依存するものではないことを確認した。

参考文献

1) 寺岡勝，広沢雅也ほか：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計，日本建築学会，pp. 185-359, 1998. 10

2) 森田司郎：柱・梁の部分曲げせん断強さについての実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1970. 9

3) 森田司郎：柱・梁が偏心している場合の接合部耐力についての実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1971. 11

4) 鈴木茂，飯島宣章，狩野芳一：ねじりを受ける縁ばりの曲げとせん断に対する耐力と靭性について　その3追加実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 87-88, 1987. 10

5) Joseph Y. R. Rashid and Robert A. Dameron: FINITE ELEMENT ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE IN BRIDGE SEISMIC DESIGN PRACTICE , SEMINER ON POST-PEAK BEHAVIOR OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC LOADS , 1999. 10

6) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，日本建築学会，pp. 300-364, 1991

7) 鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針(案)・同解説，pp. 241-277, 1997. 7

NII-Electronic Library Service