

論文 偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断応力伝達機構に関する 3次元有限要素解析

福島 透^{*1}・後藤 康明^{*2}・城 攻^{*3}

要旨: RC(鉄筋コンクリート)造骨組で梁が偏心して取り付く柱梁接合部のせん断耐力は, 無偏心の接合部より低下することが指摘されている。本研究では, 偏心量をパラメータとした接合部せん断破壊先行型の内柱梁接合部試験体を対象に 3次元非線形有限要素解析を行った。その結果, 層せん断力 層間変形角関係において偏心量が大きくなるに従い最大耐力が低下することを示した。また, 無偏心試験体と偏心試験体のせん断応力伝達機構の違いについて検討を行った。

キーワード: 偏心, 柱梁接合部, 3次元有限要素解析, せん断破壊, せん断応力伝達機構

1. はじめに

兵庫県南部地震における RC 造柱梁接合部(以下, 接合部)の被害例のなかで, 梁が柱に偏心して取り付く偏心接合部の場合が多く見られたが, これは偏心の影響により相対的に接合部せん断耐力が低下していたと考えられる。日本建築学会の RC 規準式や靱性保証型耐震設計指針等の接合部せん断耐力提案式では, 偏心の影響を接合部有効幅を減少させることによって考慮し, 偏心によって生じる捩れモーメント等の影響を間接的に評価している。本研究では, 偏心量をパラメータとした接合部せん断破壊先行型の内柱梁接合部試験体を対象に 3次元有限要素解析を行い, 偏心が接合部のせん断挙動に与える影響について検討した。

×350mm である。本研究では偏心量をパラメータとした UM-0, UM-60, UM-125 の 3 試験体の解析を行った。偏心量はそれぞれ 0mm, 60mm, 125mm である。表 - 1 に試験体諸元, 表-2, 表-3 にコンクリート及び鉄筋の力学的特性をそれぞれ示す。試験体は接合部せん断破壊を確実にするため, 梁主筋に高強度鉄筋を使用し, 梁付け根コンクリートの曲げ圧壊を防ぐため軽量溝形鋼を上下に挟んだ補強金物を配した。実験では, 加力は柱の下端をピン支持, 梁をローラー支持として, コンクリートの圧縮強度 1/6 に相当

表 - 1 試験体諸元

試験体	梁主筋	柱		接合部補強筋
		主筋	補強筋	
UM-0	3-D22	14-D16	D6@50	6 @50 p _w (%)=0.25
UM-60			p _w (%)	
UM-125			=0.25	

表 - 2 鉄筋の力学的特性

鉄筋	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 (μ)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 E _s (GPa)
6 (SR295)	355	1780	432	200
D6(SD345)	495	2610	531	190
D16(SD345)	388	2460	574	158
D22(SD685)	697	5740	979	178

表 - 3 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 f _c (MPa)	強度時歪度 ε _c (μ)	割裂強度 f _t (MPa)	ヤング係数 E ₀ (GPa)
UM-0	24.0	2480	1.88	28.9
UM-60	24.6	2590	2.46	29.0
UM-125	25.2	2640	2.34	29.3

2. 解析概要

2.1 解析対象試験体

当研究室で行った中層建物の中間階内柱梁接合部試験体¹⁾を解析対象試験体とした。試験体は, 実寸の 1/2 に縮小した模型試験体で階高 1750mm, スパン 3000mm である(図 - 1)。また, 柱・梁部材の断面はそれぞれ 450mm × 300mm, 200mm

*1 日本中央競馬会

工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻

助教授 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻

教授 工博 (正会員)

する柱軸力を P- 効果が生じない方式で導入後、上柱反曲点位置に正負漸増繰返し水平方向強制変位を与えている。また、実構造物では柱反曲点位置では軸廻りの捩れ変形が生じないと考え、捩れ拘束装置を取り付けている。尚、実験での破壊モードは全て接合部せん断破壊である。

2.2 解析手法

図 - 2 に要素分割図及び支持条件を示す。コンクリートは 8 節点 6 面体要素を用い、梁主筋は 2 節点線材要素で表現し、梁主筋とコンクリートの付着はボンドインターフェイス要素を用い表現した。柱主筋・補強筋は埋め込み鉄筋要素で表現し完全付着とした。また、偏心試験体では実験の支持条件と整合するように完全に剛ではない捩れ拘束装置を梁要素・曲面シェル要素でモデル化し、上下の柱反曲点位置に配した。加力は、柱両端面に一定軸力導入後、梁両端に逆対称の鉛直変位を単調増加で与えた。尚、解析は汎用プログラム DIANA ver.7.2 を用いた。

2.3 材料のモデル化

解析に必要な定数は表 - 2, 3 に示す実験時の材料試験結果を基本として用いた。

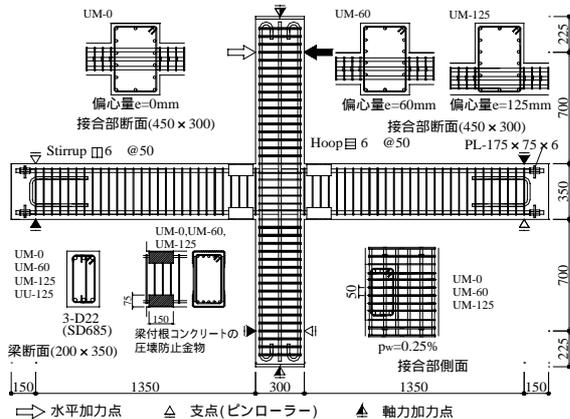


図 - 1 解析対象試験体

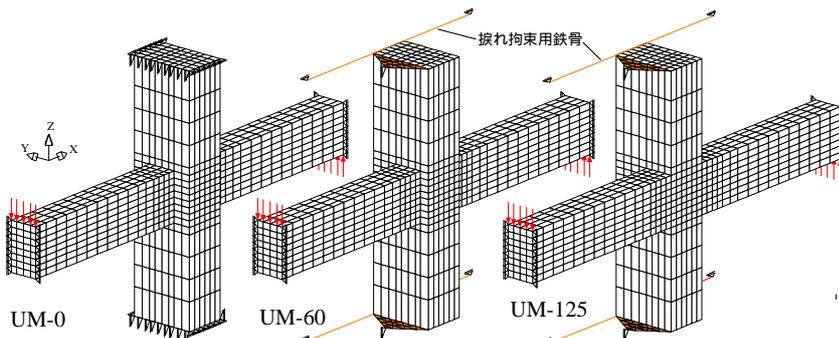


図 - 2 要素分割図

(1)コンクリート

等価 1 軸応力 歪構成関係を図 - 3 に示す。圧縮側上昇域には Saenz 式を用い、圧縮側下降域は圧縮破壊エネルギー G_{fc} を考慮し、直線でモデル化した。 G_{fc} の算定には Nakamura²⁾によって提案された式(1)を用いる。

$$G_{fc} = 8.8\sqrt{f_c} \quad (1)$$

ここで f_c (MPa)はコンクリートの圧縮強度である。尚、梁付け根コンクリートは実験後の切断面観察でも補強金物の拘束により圧壊していなかったことを考慮し、圧縮強度に達した後も応力低下が起きないモデルとした。破壊基準には Drucker-Prager の基準を用い、内部摩擦角は $10^\circ \sim 30^\circ$ で検討した結果 $=10$ 度とした³⁾。とした。ひび割れは多方向固定ひび割れモデルを用い、引張強度に達すると発生する。引張軟化には Hordijk らの提案式を 4 直線でモデル化を行った。また、ひび割れ発生後のせん断伝達は伝達係数 β をひび割れ歪度 ϵ_{cr} の関数で表現した Rots によるモデルを用いた(式(2))。

$$\beta = G_{cr}/G_0 = 1/(1+4447\epsilon_{cr}) \quad (2)$$

G_{cr} : ひび割れ後のせん断剛性

G_0 : 初期せん断剛性

(2)鉄筋

各鉄筋の応力 歪関係は、降伏棚が明確な D6 と D16 は tri-linear 型、明確でない D6 と D22 は bi-linear 型とした。降伏後の勾配は材料試験の結果から $\sigma - \epsilon$ 関係をモデル化したものよりそれぞれ求めた。

(3)付着

鉄筋とコンクリートの付着性状は、かぶり厚

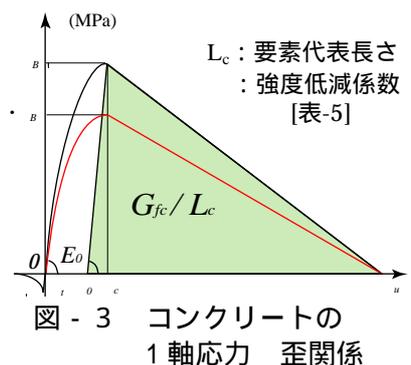


図 - 3 コンクリートの 1 軸応力 歪関係

さ、鉄筋の配置、周囲のコンクリートの状態等が影響する。地震動を受ける接合部周辺は一般的に図 - 4 のような力が働き、図 - 4 の で囲まれた範囲は圧縮応力が支配的となる。その際に、 の範囲の梁主筋は柱の曲げ圧縮力によって強い拘束力を受け付着強度も増大すると考えられる。対象とした実験でも鉄筋力の分布からこのような現象が見られたため、本研究では圧縮応力が支配的となる範囲では付着強度が大きくなるように、鉄筋軸方向の付着応力 滑り関係を CEB-FIP モデルコード⁴⁾の Bond Condition Good で、他の範囲では CEB-FIP モデルの Bond Condition All other でモデル化を行った(図 - 5)。各試験体の初期剛性 K_h 、付着強度 τ_{max} を表 - 4 に示す。

2.4 コンクリート要素の破壊の定義

3 軸応力状態のもとではコンクリート要素の主応力がコンクリートの 1 軸引張強度 f_t や圧縮強度 f_c に達してもそのコンクリート要素が破壊したことはない。また、コンクリート

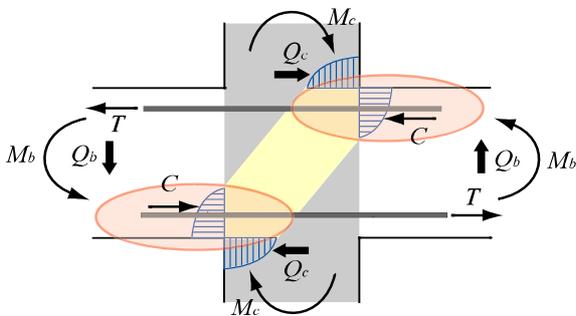


図 - 4 接合部応力状態

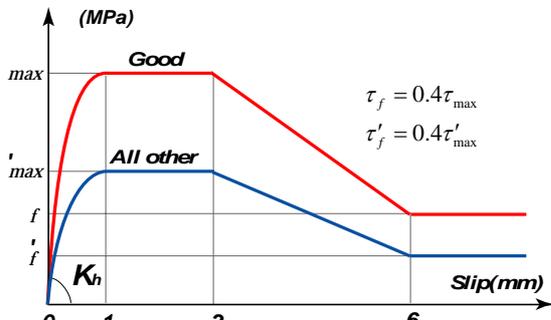


図 - 5 付着応力 滑り (τ - s) 関係

表 - 4 付着定数

	UM-0		UM-60		UM-125	
	Other	Good	Other	Good	Other	Good
K_h (MPa/mm)	37.2	74.2	36.6	73.2	38.4	76.6
τ_{max} (MPa)	6.15	12.30	6.07	12.14	6.35	12.70

Other: All other を表す

の 3 軸応力状態における破壊条件が一義的でなく、3 次元有限要素解析ではコンクリート要素の破壊をどのように定義するかが重要となってくる。そこで変位ステップごとに要素内の 8 積分点からそれぞれ得られる 3 主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) を Drucker-Prager の破壊基準式(式(3))に代入し、要素内の全ての積分点で $f=0$ になる時に、コンクリート要素が圧壊した(ピーク値に達し、場合により応力低下を示す)ものと定義する。

$$f(I_1, J_2) = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, k = \frac{6c \cdot \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

I_1 : 応力の第 1 不変量, J_2 : 偏差応力の第 2 不変量
 c : 粘着力 ϕ : 等価塑性歪

2.5 圧縮強度低減係数

せん断力を受ける RC 部材は、せん断ひび割れが発生した後、ひび割れに方向に生じる圧縮力をひび割れ間のコンクリート束(圧縮ストラット)で伝達することが知られている。また、野口等の実験⁵⁾によりひび割れたコンクリートの圧縮強度は無損傷のものより低下することが指摘され、その低減率を引張主歪 ϵ_{ave} の関数で表している。しかし、本研究で用いているプログラム標準の Drucker-Prager 基準では I_1, J_2 で破壊判定を行い主引張歪はパラメータに含まれていないため、コンクリートにひび割れ発生後の引張主歪の増大に伴う強度低減を考慮できない。そこで表 - 3 の定数を用い各解析モデルで一度

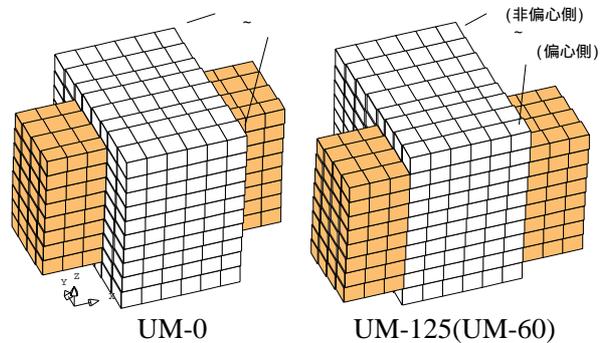


図 - 6 接合部切断面 (ZX 平面)

表 - 5 圧縮強度低減係数 ()

UM-0	0.59	0.61	0.60	0.59	0.59	0.60	0.61	0.59
UM-60	0.58	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.61	0.66
UM-125	0.56	0.58	0.60	0.61	0.61	0.62	0.67	0.78

解析を行い、その解析結果から図 - 6 に示す ~ の各 ZX 平面に生じる圧縮ストラットに含まれる要素の中で、最も引張主歪が大きくなる要素の最大荷重時の引張主歪を野口等の提案式に代入し強度低減係数を求め解析当初から使用した。各試験体各 ZX 平面の強度低減係数を表 - 5 に示す。

3. 解析結果及び考察

3.1 層せん断力 層間変形角関係

UM-0, UM-60, UM-125 の層せん断力 層間変形角 (Q_c - R) 関係を図 - 7 に示す。3 解析モデル共に初期剛性は実験値に対応しているが、剛性低下が実験よりも小さく、最大耐力も若干大きくなっている。これは、柱主筋を完全付着としたこと、横断面での観察で破壊領域が実験よりも広いことが原因としてあげられる。図 - 8 に 3 解析モデルの比較を示す。小変位域ではほぼ同一の挙動を示しているが、偏心量が大きいものが早く剛性低下を起し、最大耐力にも同じ傾向が見られ、UM-0 の最大耐力 $Q_c=180.3\text{kN}$ に対し UM-60, UM-125 の最大耐力はそれぞれ 4%, 14% 小さかった。また、最大耐力以降の耐力低下は偏心量が大きい方が少なかった。これは、後述するように UM-0 は接合部コンクリートの損傷が柱中央から表面まで達しているのに対し、偏心モデルでは非偏心側コンクリートに損傷が生じていない (図 - 13)。従って偏心モデルでは非偏心側コンクリートがせん断力を負担できるため耐力低下が少なかったと考えられる。尚、3 解析モデルの破壊モードは梁主筋の降伏がないこと、接合部コンクリートが圧壊していることより接合部せん断破壊であると判断した。

3.2 接合部せん断力 接合部せん断変形角関係

図 - 9 に接合部せん断力 接合部せん断変形角関係の比較を示す。接合部せん断力は、実験では応力中心距離を $j_b=7/8D_b$ とし Q_c より求め、解析値は接合部中央水平面に近い積分点より出力されたせん断応力成分を積分し求めた。また、せん断変形角は実験の計測方法と同様に偏心側

表面 (s), 中央部 (c), 非偏心側表面 (n) における、接合部対角線長さの伸縮量により算出した。図には偏心側・非偏心側を例示する。偏心側では、小変形時に実験値と解析値に若干差が見られるが、実験で見られる傾向と同様に偏心量が大きいほどせん断変形角は大きく推移し、非偏心側は偏心量が大きいほどせん断変形角は小さくなっている。また、UM-125 非偏心側では、実験と同様に捩り変形の影響を受け偏心

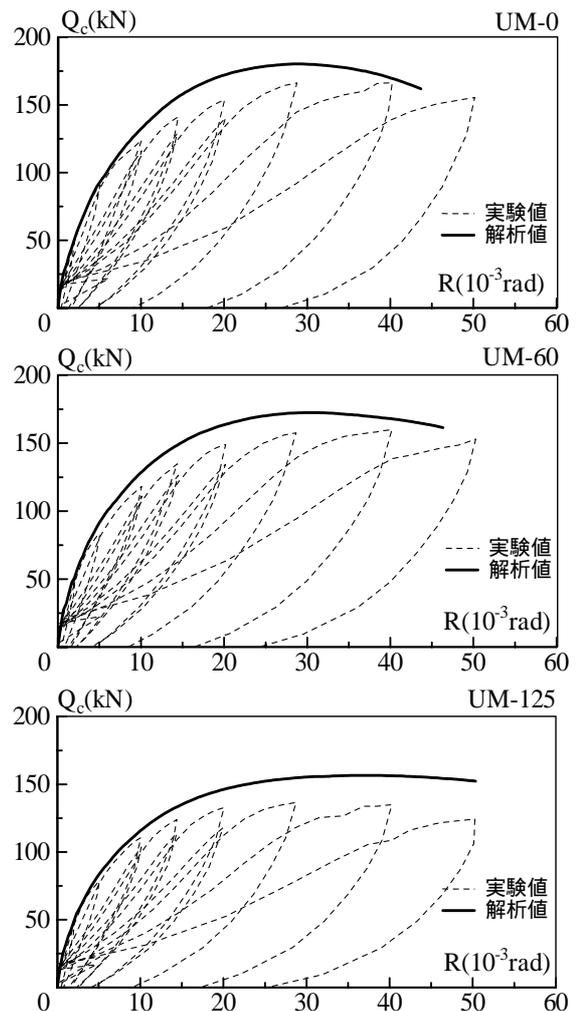


図 - 7 層せん断力 層間変形角関係 (実験値との比較)

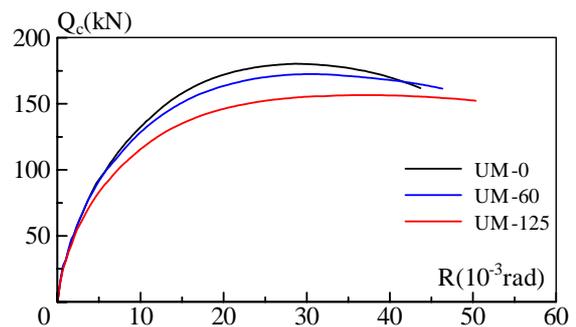


図 - 8 解析結果の比較

側で見られる変形と逆方向の変形が見られたが、接合部コンクリートの損傷が偏心側から非偏心側に広がってくることにより、非偏心側のせん断変形が大きくなり、偏心側の変形と同じ向きの変形となった。

3.3 捩れモーメント 接合部捩れ変形角関係

図 - 10 に捩れモーメント 接合部捩れ変形角関係を示す。捩れモーメントは接合部せん断力に偏心距離を乗じて求めた。また、捩れ変形角は実験と同様に接合部柱危険断面位置において偏心側と非偏心側の接合部中央上下端の相対水平変位から求めた。UM-0 は無偏心のため捩れモーメントが生じないので図中には掲載していない。UM-125 は UM-60 に比べ捩れモーメントが大きいので、捩れ変形角も大きく生じた。

3.4 接合部圧縮主応力分布

図 - 11 に変位 ($R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$) 時と最大耐力時の接合部コンクリート圧縮主応力分布を示す。図の ~ は図-6の ~ に対応している。ここでは、偏心の有無による影響を示すために、無偏心の UM-0 と偏心量が最も大きい UM-125 について比較する。尚、UM-0 は対称条件により ~ について示す。UM-0, UM-125 共に接合部対角線方向の圧縮応力が大きく、圧縮ストラ

ットが形成されているのがわかる。UM-0 では、接合部中央部から表面に向け一様にストラットが形成されているが、UM-125 では偏心側と非偏心側で圧縮主応力の差が見られる。これは、偏心することにより梁が取り付けられている偏心側に応力が集中したためである。また、最大耐力時には偏心側ではコンクリートが圧壊し応力が低下しているが、梁の取り付けしていない部分でストラットが形成され耐力を維持している。

3.5 接合部せん断応力分布

図 - 12 に UM-0, UM-125 の接合部中央水平断面の水平方向せん断応力分布を示す。UM-0 は接合部中央部から接合部表面にせん断力が広がっているのがわかる。また、柱(梁)心を境にせん断応力が対称に分布している。UM-125 は圧縮主応力の分布形状と同様に小変位時ではせん断応力が偏心側に集中している。変形が進むにしたがって非偏心側にもせん断応力を負担する範

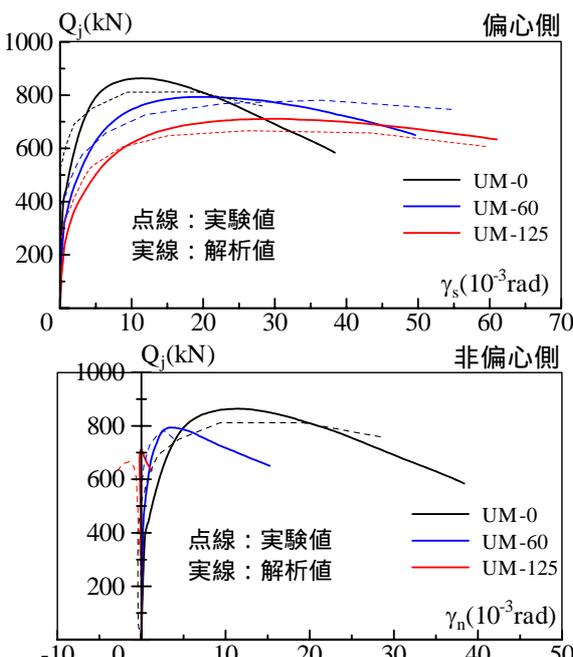


図 - 9 接合部せん断力 接合部せん断変形角関係

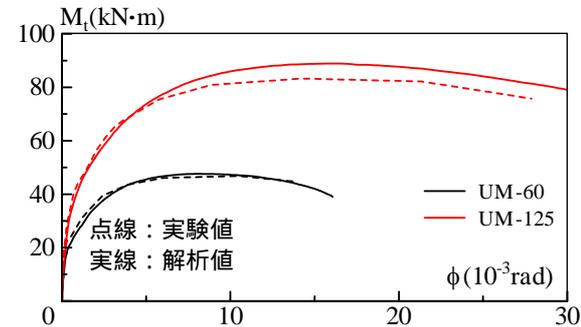


図 - 10 捩れモーメント 接合部捩れ変形角関係

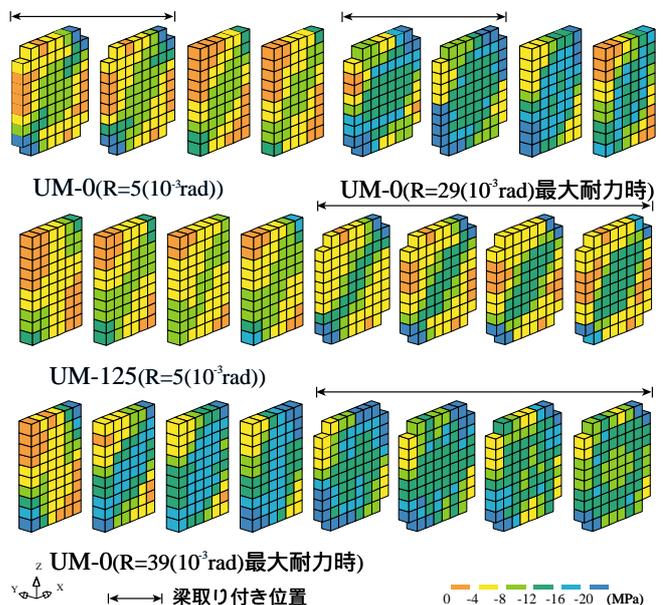


図 - 11 接合部圧縮主応力分布

囲が広がり，大変形時には，偏心側中央のコンクリートが圧壊するので負担せん断応力が減少するが，非偏心側コンクリートのせん断応力の負担割合が大きくなっている。せん断応力分布においても圧縮主応力分布と同様に偏心の影響により分布形状に違いが見られた。

3.6 破壊性状

図 - 13 に最大耐力時の接合部コンクリートの圧壊状況を示す。赤く塗りつぶしている要素が先の破壊の定義を満たしている要素である。尚，図中の ~ は図 - 6 の ~ に対応している。UM-0 は接合部中央よりコンクリートの圧壊が始まり，最大耐力時には，梁が取り付けられている部分で激しく，接合部表面まで達している。偏心モデルでは，応力が集中する偏心側から圧壊が起こり，最大耐力時には UM-0 と同様に梁が

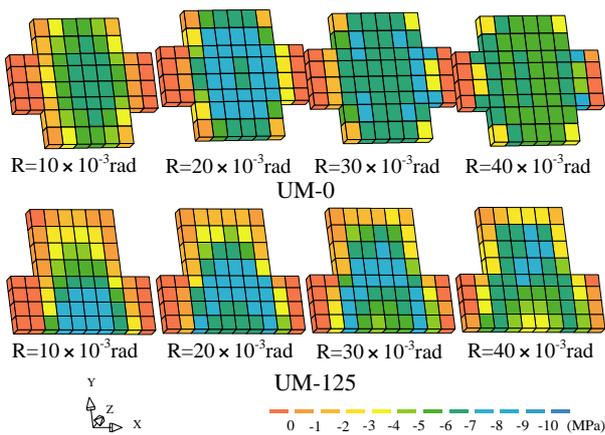


図 - 12 接合部中央水平面せん断応力分布

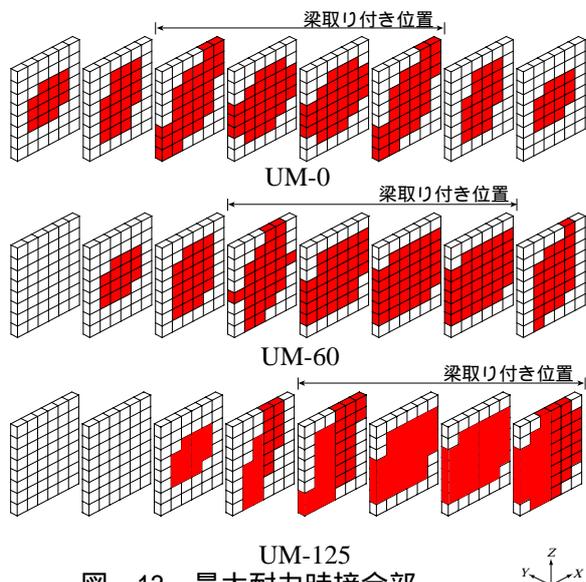


図 - 13 最大耐力時接合部
コンクリート圧壊状況

取り付けられている部分で激しくなる，また，非偏心側表面では圧壊した要素は見られなかった。

4. まとめ

偏心を有する内柱梁接合部を対象として 3 次元非線形有限要素解析を行い以下の知見を得た。

- 1) 偏心を有する柱梁接合部終局せん断耐力は，偏心することにより低下し，偏心量の増大と共に低下率も大きくなる。
- 2) 偏心量が大きいほど柱の軸廻り捩れモーメント増大の影響を受け接合部偏心側に応力が集中するので，コンクリートの損傷を早く受けるため Q_c-R 関係上で剛性低下が早く起こる。
- 3) 偏心することにより，接合部では偏心側と非偏心側で破壊状況が異なり，無偏心のものより破壊領域の幅は狭くなる。

謝辞

本研究は日本学術振興会の科研費(No.13650612 代表者：後藤康明)の助成を得た。また、一部は東工大建築物理研究センターの共同利用研究として行った。

参考文献

- 1) 辻哲郎 ほか：偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学論文報告集，Vol.25，No.2，pp.529-534，2003
- 2) H.Nakamura et al：Compressive fracture energy and fracture zone length of Concrete，seminar on Post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads，JCI-C51E，Vol.2，pp.259-272，1999.10
- 3) 白井伸明 ほか：RC 造柱・梁接合部の破壊モードと変形状態に関する 2-D および 3-D 解析(その 1～その 3)，日本建築学会学術講演梗概集，pp.445-450，2003.9
- 4) CEB：CEB-FIP Model Code 1990 Design Code，Thomas Telford Service Ltd，1993
- 5) 野口博ほか：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.397-398，1988