

論文 壁梁が偏心接合される鉄筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究

北野 博俊^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・小窪 博^{*3}

要旨：壁梁が偏心接合されるRC造柱の水平加力実験と弾塑性有限要素法解析を行った。その結果、実験で測定された柱のねじりモーメントは弾性範囲の有限要素解析値とほぼ一致する・柱の降伏ヒンジでは、せん断応力と垂直応力が曲げ圧縮域の壁梁幅位置に集中して、せん断補強筋が少ない柱では部分的なコンクリートの脆性破壊が生じ易くなる・窓台と底に相当するRC造補強板の設置により、偏心接合による柱のねじりモーメントを無視できる程度まで低減でき、柱の降伏ヒンジの応力集中を緩和させる、などが明らかになった。

キーワード：偏心接合、ねじりモーメント、鉄筋コンクリート、柱、壁梁、柱梁接合部

1. はじめに

1997年鹿児島県北西部地震で壁梁が偏心接合されたRC造校舎が大破し、そこでの柱の破壊状況は大きく2種類に分かれた。写真-1にその破壊状況を示す。写真-1(a)の柱は窓上側と窓下側の降伏ヒンジ領域で激しく破壊し、部分的な落階が生じた。写真-1(b)の柱は窓下と窓上にRC造の窓台と底が設けられたもので、降伏ヒンジでは曲げ圧縮破壊や主筋の座屈が生じたが、柱は鉛直支持能力を有していた。これらのことから壁梁が偏心接合されることにより柱の降伏ヒンジの回転性能を劣化させ、窓台と底が設けられることによりその劣化を抑制できることになる。²⁾

本研究は、壁梁が偏心接合される柱の弾塑性性状を明らかにし、その偏心接合による悪影響を改善する補強方法を提案することを目的としている。

本論文では、壁梁が偏心接合されるRC造柱の

水平加力実験と実験結果、そして三次元弾塑性有限要素解析の結果について述べる。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-1に試験体の形状と寸法を示す。試験体は被災した宮之城高校校舎を基に約1/4の縮尺にモデル化している。実験は、柱の性状を把握することを主目的としているため、上下の壁梁には梁変形を完全拘束できるようにスタブを設けている。試験体は、壁梁が偏心接合された試験体CWO、それに窓台・底に相当するRC造の補強板が設けられた試験体CWE、開口内法長さを柱長さとする試験体COO、の3体である。COOは柱だけの性能を調べる試験体である。壁梁が設けられた試験体CWOとCWEでは、壁梁の両外側に中央の柱と同じ断面の側柱を設けている。柱主筋と帯筋および壁筋は丸鋼とし、それ以外の鉄筋は異形鉄筋としている。柱の帯筋のフックは余長8dの90度フックとしている。

コンクリートには生コンクリートを用い、試験体は全て一体的に打設されている。表-1にコンクリートと鉄筋の力学的特性を示す。

2.2 加力方法

図-2に加力状況を示す。加力は柱中央高さに

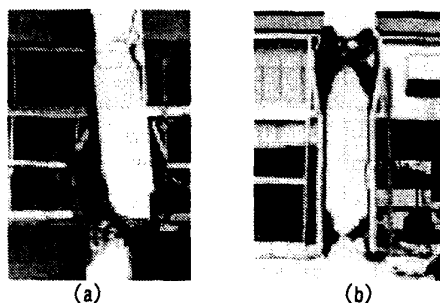


写真-1 被災した宮之城高校の柱

- | | |
|----------------------------------|-------|
| *1 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻 | (正会員) |
| *2 鹿児島大学工学部建築学科助教授・博士(工学) | (正会員) |
| *3 株式会社 富士通ビー・エス・シー(当時鹿児島大学大学院生) | 工修 |

反曲点が位置する逆対称モーメントの曲げせん断加力とし、一定の柱軸力を作用させている。上梁の構面外への変形が拘束されるように、上スタブと反力壁の間に材長が等しい2本の鋼管をピン接合して上スタブが平行移動するようにしている。

水平加力については、二台のオイルジャッキ(P_1, P_2)で上下のスタブに取り付けられた傾斜計の回転角が等しくなるように制御しながら、層間変形を漸増させる繰り返し加力とした。柱軸力については、いずれの試験体でも軸力比で0.1の軸力を作用させた。しかし、CWOでは最終変形まで曲げ破壊性状の安定した履歴特性を示し、地震により被災した柱の破壊性状と全く異なった。このためCWOでは最終変形($R_c=1.86 \times 10^{-2}$ rad.)で軸力を軸力比 η で0.15, 0.20, 0.25と段階的に増加させた場合の繰り返し加力を、一回ずつ行った。

2.3 測定方法

荷重については、水平荷重と柱軸力用の鉛直荷重およびねじりモーメント拘束用の鋼管軸力をロードセルにより測定した。図-2中に変形の測定状況も示している。層間変形は試験体の表と裏でそれぞれ3カ所ずつ測定し、下側の曲げ危険断面位置の柱断面の変形状態を調べるため、6カ所の水平変位を測定した。その他、柱主筋と帯筋および壁横筋のひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係と破壊状況

図-3に 1.86×10^{-2} rad.の変形レベルでの繰り返し

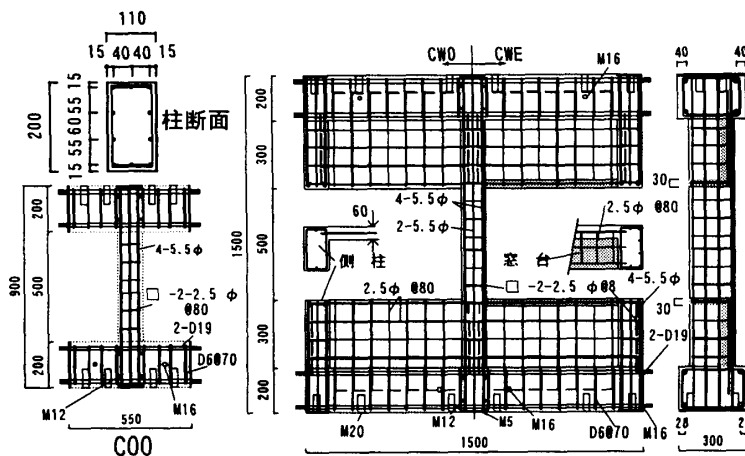


図-1 試験体の形状と寸法 (C00, CWO, CWE 単位:mm)

返し加力終了時のひび割れ状況を示す。ただし、CWOは軸力が軸力比で0.1である状態のものである。柱主筋が丸鋼のため付着劣化が生じやすく、いずれの試験体でも、曲げひび割れが曲げ危険断面位置に集中している。C00とCWEでは開口内法側だけに生じているのに対して、CWOでは壁梁が偏心接合していない側で壁梁内部に曲げひび割れが生じている。また、曲げ圧縮破壊の領域についても、同様の傾向が観られた。壁梁が偏心接合する柱の曲げ危険断面は、壁梁が付く側では壁梁高さの位置に近く、付かない側では壁梁の内部に位置する状態で材軸に対して傾くことになる。写真-2に 1.86×10^{-2} rad.の変形レベルで軸力を軸力比で0.25まで増加させて破壊したCWOの破壊状況を示す。窓下側のヒンジのコンクリートが爆裂破壊し、鉛直耐力が急激に低下した。この時、そのヒンジ近傍の柱部分は壁梁が付かない側の方向に構面外変形が生じた。この破壊状況は宮之城

表-1 コンクリートと鉄筋の力学的特性

Ec:コンクリートヤング係数, σ_g :圧縮強度, ϵ_g :圧縮強度時ひずみ度
Es:鉄筋のヤング係数, σ_y :降伏応力度, σ_g :引張強度
2.5φ, D6の降伏応力度は0.2% offsetで求めた

コンクリート		Ec ($\times 10^4$ N/mm ²)	σ_g (N/mm ²)	ϵ_g (%)
		2.31	26.4	0.23
鉄筋	種類	Es ($\times 10^4$ N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_g (N/mm ²)
	5.5φ	2.05	379	379
	2.5φ	1.93	569	569
	D6	1.65	359	506

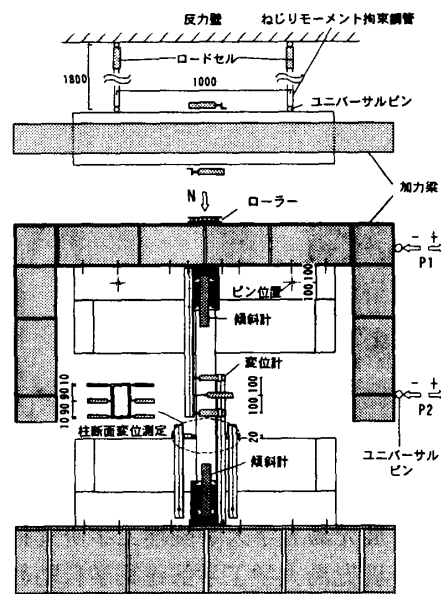


図-2 加力状況および測定状況

高校の被災した柱の破壊状況と極めて類似していたことから、被災した柱は、何らかの理由により柱の軸力が軸力比で0.25以上のレベルまで増加して、破壊した可能性が大きいと考えられる。

3.2 柱の水平せん断力-変形角関係

図-4に柱の水平せん断力-変形角関係を示す。横軸の部材角 R_c は層間変形 δ を壁梁付き柱の材長(1100mm)で除した値としている。図中には開口内法長さ h_o (500mm)で除した補助目盛りも挿入している。

主筋の降伏は ± 3 サイクルの $0.38 \times 10^{-2} \text{rad.}$ で開始し、 ± 4 サイクルの $0.92 \times 10^{-2} \text{rad.}$ までに全ての引張鉄筋が降伏した。これにより全ての試験体とも最大耐力が決定している。その後、 $1.89 \times 10^{-2} \text{rad.}$ でわずかに曲げ圧縮破壊が生じる程度で、安定した履歴特性を示している。図-4中にはそれぞれの他の試験体の包絡線も挿入している。COOに対してCWO, CWEの強度特性は小さくなっているが、 $0.88 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 以降では補強板が設けられたCWEはCWOほど強度低下が生じず、補強板の効果が確認される。図-5にCWOの軸力を増加させた場合の繰り返し加力の水平せん断力-変形角関係を示す。軸力の増加に伴い各サイクルの水平耐力が低下しているが、軸力比 η が0.2までのサイクルでは履歴性状や破壊性状は曲げ破壊形式の性状を示していた。しかし軸力比が0.25のサイクルでは+1.79 $\times 10^{-2} \text{rad.}$ でヒンジの爆裂破壊と同時に鉛直耐力と水平耐力を急激に失った。

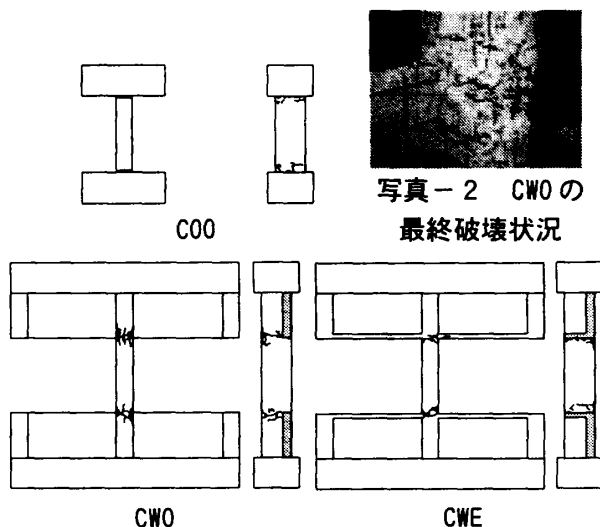


図-3 ひび割れ状況 ($R_c = 1.86 \times 10^{-2} \text{rad.}$)

3.3 ねじりモーメント

柱には、壁梁が偏心接合されることによりねじりモーメントが生じる。実験では2.3節で述べたように鋼管の軸力測定により柱のねじりモーメントを測定している。そのねじりモーメントを柱の水平せん断力で除すと、ねじり中心から水平力の作用線に対する垂線の距離が求められる。ここではそれを偏心距離 e とする。図-6に柱幅 B に対

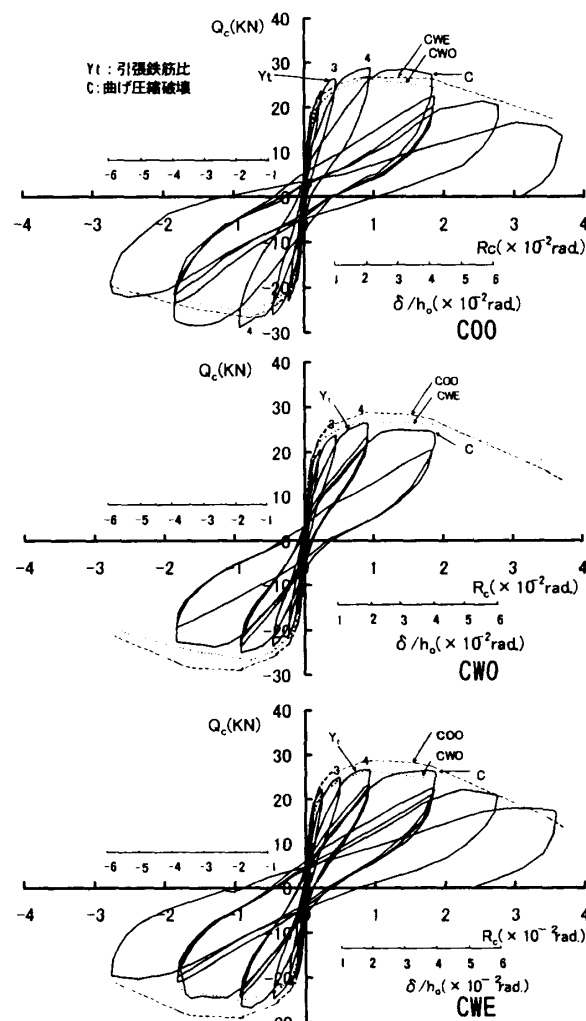


図-4 柱の水平せん断力-部材角関係

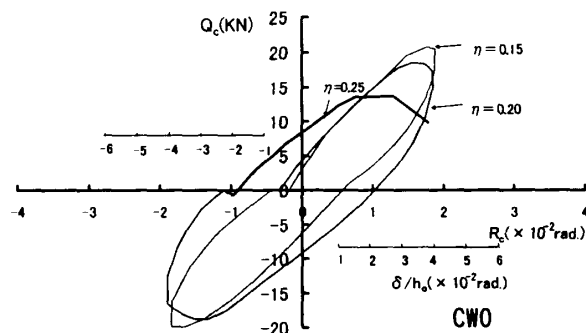


図-5 CWOの軸力を変化させたときの $Q_c - R_c$ 関係

する偏心距離 e の比 e/B と柱変形角の関係を CWO, CWE について示す。図中の実験値は各サイクルのピーク時の値を用いている。最大荷重を示す ± 4 サイクル時において、補強板が設けられた CWE は CWO に対して偏心距離 e が約 15% まで低減されており、補強板のねじりモーメントの抑制効果が確認される。

図中には後で述べられる FEM 解析値と、広沢³⁾の提案している評価式の値を水平線で示す。CWO では、最大荷重を示す 4 サイクルの正負の平均値に対して、FEM 解析値は一致するが、広沢の提案式による値は 1.5 倍となっている。

3.4 柱断面形状の崩れ

図-7 に窓下側の曲げ危険断面位置で測定された柱の水平変位分布を +1 サイクル、+4 サイクルのピーク時について示す。示した分布は CWO と CWE のものである。○、●の位置が変位計により測定されている。変位分布は、断面の左下の測定位置の変位に対する相対水平変位量で示している。CWO ではねじりモーメントの影響でいずれも断面形状の崩れが生じているのに対して、CWE では断面形状の崩れが低減されており、補強板のねじりモーメントの抑制効果が確認される。また後述される FEM 解析でも同じ効果が確認された。

3.5 強度式による柱耐力と破壊形式の検討

図-8 に柱の曲げ終局時せん断力とせん断終局強度に関する各種計算強度と軸力比の関係を示す。曲げ終局時せん断力については、多段筋を考慮した曲げ終局モーメントを用いたせん断力 c_1Q_{bu} と、最外縁の引張鉄筋だけを考慮する曲げ耐力式を考慮する曲げ終局モーメントを用いたせん断力 c_2Q_{bu} を示している。せん断終局強度については、

荒川博士の実験値の平均値を評価する式 $mean Q_{su}$ と、下限値を評価する式 $min Q_{su}$ 、および指針式 V_u による計算値をそれぞれ示している。柱の長さは、開口内法長さとしている。また、図中の $\eta=0.1$ の位置に各試験体の最大水平せん断力の実験値を水平線で示している。その実験値は正負加力時の平均値である。

軸力比 η が 0.1 では、多段筋を考慮した曲げ終局時せん断耐力 c_1Q_{bu} が 3 体の最大耐力の実験値にほぼ等しい。 $mean Q_{su}$, $min Q_{su}$ は、その c_1Q_{bu} より大きくなっており、これによると曲げ破壊形式と判定されて実験結果と一致するが、 V_u によるとせん断破壊形式と判定され実験結果と一致しない。

CWO では $1.86 \times 10^{-2} \text{ rad}$ で軸力を軸力比 $\eta=0.25$ まで増加させて繰り返し加力を行っている。 $min Q_{su}$ の耐力によると η が 0.12 でせん断破壊形式になり η が 0.20 まで破壊しなかった実験結果と一致しない。 $mean Q_{su}$ と c_1Q_{bu} によると、軸力比 η が 0.25 まで曲げ破壊形式と判定されて実験結果と一致する。

広沢³⁾は壁梁が偏心接合される柱のせん断耐力の低下率 β を提案している。図中に各種せん断終局強度にその低下率 β を乗じた計算値を、それぞれ黒塗りの記号の線で示す。その低下率 β を用いると、 $mean Q_{su}$ によっても、 η が 0.1 の場合でもせ

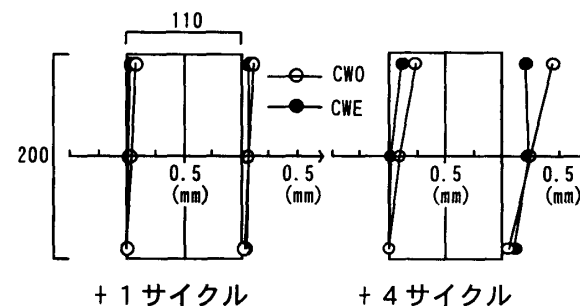


図-7 柱断面の変形状態

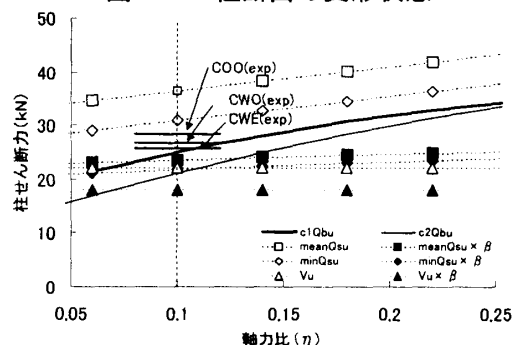


図-8 柱の終局強度-軸力比関係

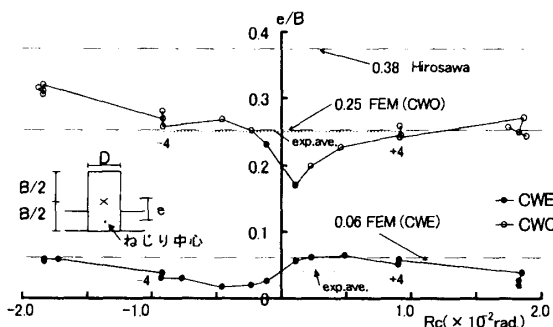
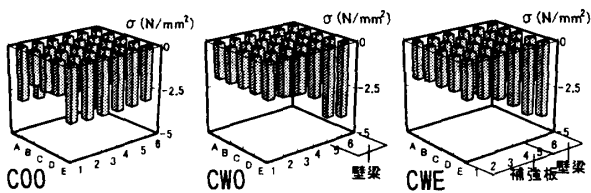


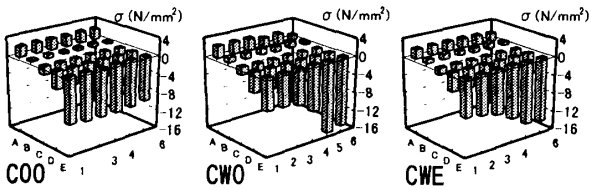
図-6 偏心距離 e/B - 柱変形角関係

影響と考えられる。これらの軸力の分布性状は、弾性範囲であれば水平力が加えられても同じであった。

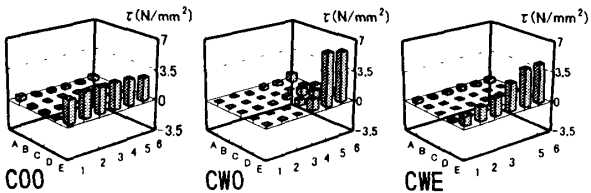
図-11(b)~(d)の白塗りの記号の分布は、水平加力により塑性化が進行した時($Q_c=15\text{kN}$)の $\bar{N}_i/\bar{N}$, $\bar{Q}_i/\bar{Q}$, $\bar{M}_i/\bar{M}$ の分布である。CWOではそれらの3種類の断面内力とも壁梁が取り付く幅の要素列の値が大きくなっている。この傾向はCWOが最も顕著で、壁梁が取り付く幅での $\bar{N}_i/\bar{N}$, $\bar{Q}_i/\bar{Q}$, $\bar{M}_i/\bar{M}$



(a) 柱断面の垂直応力分布 ($N=58\text{kN}$, $Q_c=0$)

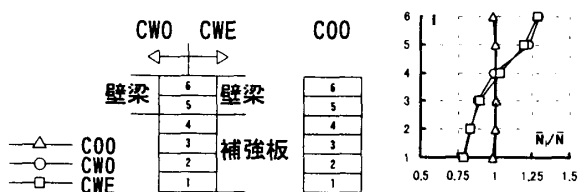


(b) 柱断面の垂直応力分布 ($N=58\text{kN}$, $Q_c=15\text{kN}$)



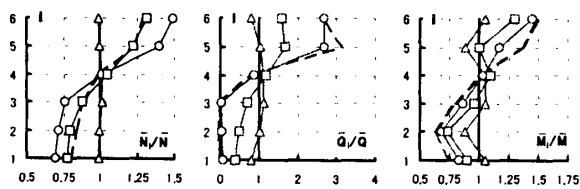
(c) 柱断面のせん断応力分布 ($N=58\text{kN}$, $Q_c=15\text{kN}$)

図10 柱断面内の応力分布



(a) 軸力作用時の

$\bar{N}_i/\bar{N}$ 分布



(b) $Q_c=15\text{kN}$ 時の $\bar{N}_i/\bar{N}$ 分布

$\bar{Q}_i/\bar{Q}$ 分布

$\bar{M}_i/\bar{M}$ 分布

図-11 柱断面内の要素列の単位幅あたりの断面内力分布

$\bar{M}$ の値は、それぞれ1.49, 2.68, 1.45となり、特にせん断力が顕著である。これに対し補強板が設けられたCWEでは、それぞれの値が1.31, 1.68, 1.30と小さくなり、壁梁の偏心接合により生じる柱断面内の内力の集中化を緩和させる効果が確認される。同図中にはCWOの弾性範囲時の分布を黒塗りの破線で示す。塑性化が進行すると、軸力は壁梁が取り付く幅の要素列により集中し、せん断力と曲げモーメントはその集中化が緩和される状態になっている。この傾向は他の試験体でも同じであったが、C00とCWEではその変化量は極めて小さくなっていた。

5 まとめ

壁梁が偏心接合されたRC造柱の水平加力実験と三次元弾塑性有限要素解析の結果、つぎのようことが明らかになった。

- 1) 被災したRC造柱は、高軸力にして加力を行った柱の破壊状況と同様となり、何らかの理由により軸力が変動して高軸力の状態で破壊した可能性がある。
- 2) 窓台と底に相当するRC補強板を設けることにより偏心接合による柱のねじりモーメントを無視できる程度まで低減できる。
- 3) 柱の降伏ヒンジ領域内では、材軸方向の垂直応力と加力方向のせん断応力が、曲げ圧縮域で壁梁が取り付く範囲に集中し、応力が不均一な状態になる。これによりせん断補強筋が少ない柱では降伏ヒンジ領域内で部分的なコンクリートの脆性破壊が先行して部材の変形性能が劣化する可能性が大きい。

参考文献

- 1) 徳弘育夫ほか：1997年鹿児島県北西部地震災害調査報告，日本建築学会九州支部，pp.171-172, 1998年3月
- 2) 塩屋晋一：壁梁の偏心接合されるRC造柱のねじりモーメント低減方法に関する解析的研究－弾性三次元有限要素解析，日本建築学会・学術講演梗概集・C-2, IV, pp.997-998(1999,9)
- 3) 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.349-357, 1998年10月
- 4) 黒木康博ほか：コンクリート内部の圧縮応力分布の測定方法に関する解析的検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, pp.349-354, 2001