

RC 系建物における柱梁接合部破壊の重要性に対する認識について

広沢 雅也
(工学院大学 工学部 建築学科)

(はじめに)

1995 年兵庫県南部地震では木造住宅をはじめ、各種の建築物に膨大な数の被害を生じたが、これらの被害については構造の種別を問わず建設年次の古い建物に被害が多かったことが明らかにされている。これらの古い建物を中心とした被害の中で数十棟の新しい中高層 RC 系集合住宅を中心に、柱梁接合部に顕著な損傷が生じ、非構造材に及ぶ著しい被害のために大半が解体撤去され関係者の注目を集めた¹⁾。

この被害経験から、センター指針²⁾や学会 RC 規準³⁾でも、これまで設計を行わなかった柱梁接合部の耐震設計が規定されるに至っている。

しかしながら、観察された接合部被害の分析結果や最近の実験研究によれば、現行の設計規定は、柱と梁の偏心接合やスケールイフェクトなどの影響により、一般的な建物の柱梁接合部について適切な安全性の確保が難しいことが明らかにされつつある。

ここでは関連する資料を紹介し、柱梁接合部の耐震性能が過大評価になっているという問題の重要性を訴えたい。

1. 1995 年兵庫県南部地震による RC 系建物の接合部被害とその分析(写真 1~4 参照)

1982 年の耐震規定の改正では、大地震動に対する建築物の安全性の確保のために、各種構造の靱性の改善を目的とした種々の規定が強化された。RC 造建物についても、柱、梁や耐震壁など主要構造部材について脆性的なせん断破壊を防止するための設計指針が規定されたが、柱梁接合部については、同種の規定はされず、問題の指摘もなかった。

一方では、建物の高層化や使用材料の高強度化、更には柱 RC・梁 S によるハイブリット構造の実用化など柱梁接合部の安全性の低下要因が増える中で、1994 年には新耐震規定による建物などにおける接合部被害の顕在化を懸念する指摘もなされた⁴⁾。

こうした中で、兵庫県南部地震が発生し、接合部被災建物が確認されたことから、関連研究者が中心となって接合部被災建物の掘り出しとその分析を進めた結果、接合部の被害について以下の事項を明らかにした¹⁾。

- 1) 柱梁接合部の被害は数十棟の RC 造、SRC 造による中層から中高層の建物でみられ、建物としての被害は大破や倒壊のレベルに至ったものが少なくない。
- 2) 接合部被災建物の建設年次は現行耐震規定の施行後(1982 年以降)のことが多い。
- 3) 建物用途としては集合住宅が多く、その桁行方向の下層部の接合部に被害が多い。
- 4) 被災接合部の大半は、柱と梁が偏心接合している。
- 5) 現行の評価式では、せん断破壊に対し 1.5~2.0 程度の安全率のある接合部が被災しており、確認された顕著な被害の発生が説明できない。

上記の分析結果に対し、観察された接合部被害について柱と梁の偏心接合やスケールイフェクト、地震動

の二軸作用の影響を推論し、前者について評価式をまとめている¹⁾。

2. 柱と梁の偏心接合による接合部のせん断耐力の低下(写真 5～12 参照)

1968 年十勝沖地震では多くの学校建物の柱に顕著なせん断破壊が生じ、耐震設計法の見直しの契機となった。被害建物の中で、函館大学校舎は 1 階柱のせん断破壊により落階したが、偏平な柱の幅広の面に壁梁が偏心接合した各階の柱梁接合部にも顕著な破壊が生じ研究者の注目を集めた(写真 5)。京大、北大、芝工大で確認実験が行われ、偏心接合により、接合部せん断耐力が著しく低下することが確認されたが、当時の設計規準に反映されるには至らなかった。

その後、多くの研究機関で接合部についての理論的、実験的研究が行われ、特に HiRC 構造の開発に関連した接合部の実験研究が多数行われたが、いずれも柱と梁に偏心のない接合部の実験に限られ、偏心接合部の研究は芝工大の研究のみにとどまった。その反面、この間、集合住宅や学校など実際に建設される RC 系建物の柱梁接合部での柱と梁の芯関係は外面又は内面合わせの偏心したものが次第に多数を含めるようになった。

これらの実験結果をもとに柱梁接合部の耐震性能の評価方法が種々提案され、1990 年には RC 造の終局強度型設計指針の中に RC 造の耐震設計法として初めて柱梁接合部の耐震規定が設けられた⁵⁾。また、1997 年には HiRC など高強度コンクリートを用いた接合部耐力の評価を厳しくする内容の改訂が行われ、靱性設計指針として発刊された⁶⁾。これらの指針は HiRC など大臣認定を要するような特殊な建物に限って適用され、一般の建物には適用されなかったが、1997 年に改訂されたセンター指針²⁾には靱性指針のせん断耐力評価式が記載され、一般の RC 造建物でも柱梁接合部の検討が行われるようになった。また、1999 年には日本建築学会の RC 規準に初めて柱梁接合部の規定が新設され、許容応力度設計の過程で接合部の検討が行われることになった。

以上のように阪神大震災の被害経験をもとに、1997 年以降においてはルート 1 および 2 の設計ルートに用いられる許容応力度設計ばかりでなく、ルート 3 の保有耐力の検討においても柱梁接合部の耐震設計を行うことになった。これらの設計ルートの規定では、いずれも靱性指針に記された接合部のせん断耐力の評価式が基本となっているが、柱と梁が偏心接合する場合の接合部せん断耐力の評価式はいずれも接合部の有効な断面積を一律に低減する形になっている。また、靱性指針⁶⁾では原則として柱と梁の偏心が極端に大きくない接合部を適用範囲とすることが規定されている。更にセンター指針²⁾や RC 規準³⁾では柱と梁の偏心が大きい場合には耐力低下があると注記されているものの具体的な評価式は記されていない。

これに対し、実在の RC 系建物における柱と梁の接合状況はどの程度偏心があるのかいくつかの現状調査が行われた。図 1 は、耐震診断された埼玉県下の学校校舎(図 1a)および公営の共同住宅(図 1b)に関し、偏心接合部の割合や偏心の程度について調査した結果を示したものである⁷⁾。図にみるように学校校舎や共同住宅などでは柱と梁の偏心接合は次第に増大傾向にあり、現在では 70～80%以上の建物で偏心接合されているのが現状である。

一方、兵庫県南部地震による接合部被災建物の分析結果によれば、靱性指針に記された評価式では、偏心接合部のせん断耐力が過大評価され、観察された被災状況の説明ができない所から、既往の実験資料に基づいて偏心接合による接合部せん断耐力の低下について検討し、靱性指針式による接合部のせん断耐力((1)式)に対して偏心による低下率 β_{jt} として下式を得た¹⁾。

$$V_{jt} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + (e_1 \cdot K_{jt} / K_{to})^2 \right\}^{0.5} \quad (2)$$

各記号は文献¹⁾によるが、ここで e_1 は柱芯と梁芯とのずれ(偏心長さ)を柱の短辺長さで除した値であり、偏平な柱に幅の狭い梁が片面合わせで接合すると 1 以上の値となる。 K_{ju}/K_{lo} の値は一般に 2~3 程度の値となることから e_1 が 0.5 程度をこえると β_{jt} は 0.5 以下となる。図 2 は既往の実験結果と e_1 との関係を示したものである。

接合部被災建物の被害状況について、この提案による β_{jt} を考慮して分析した結果、 β_{jt} は 0.8 前後の値となり考慮しない場合に比べてかなり改善されたものの、まだ耐力が過大評価になっていることが確認された。

なお、1995 年兵庫県南部地震の被害経験に基づいて制定された改修促進法により、学校校舎を中心に多くの既存建物の耐震改修が進められているが、これらの診断や改修には 1990 年に改訂された日本建築防災協会の診断基準や改修指針が広く適用されてきた。また、この建防協指針は 2001 年に再び改訂され、1990 年には考慮されていなかった柱梁接合部の検討について、2001 年版では靱性指針式が掲載されたものの、参考程度にとどめられており、一般に適用されるまでには至っていない⁹⁾。今後、1982 年以降の建設による第 3 期の既存建物についても、増築の適否の判断の際などこれらの技術指針が適用される可能性があり、接合部の検討については十分な配慮が必要と思われる。

3. 柱梁接合部のせん断耐力に関するスケールイフェクト(写真 11 参照)

RC 系部材の脆性破壊耐力については古くから部材寸法の影響のあることが明らかにされており、柱梁接合部のせん断耐力についても、終局強度指針式に基づき既往の実験資料を回帰分析した結果、柱のせいが 20~30cm から 60~70cm になると約 30%程度の耐力低下があると報告された¹⁰⁾。その傾向は鉄筋コンクリート梁に関する荒川式³⁾や橋脚のせん断力に対する設計式で考慮されている部材寸法による耐力の低下率と較べて概ね同様な傾向を示すものであった。

しかしながら柱梁接合部の実験研究では、試験体が大型になりがちなため、前述した超高層 RC 関連の実験でも柱の断面寸法にして 35cm から 40cm 角で実大の 1/2 程度の縮尺モデルが大半を占め、実大寸法の試験体は皆無に近い状態であった。こうした状況下にあって 2001 年以降、京大で実大(柱断面 70cm×80cm)の、また工学院大学で準実大(同 50×40cm)の偏心接合部実験(写真 11)が行われ、偏心や寸法の影響について検討された。

これらの実大偏心試験体の実験結果によれば、偏心接合による特異な破壊状況下での耐震力低下が明らかに認められると共に、スケールイフェクトを考慮していない靱性指針式による接合部せん断耐力計算値に対する実験値の比で評価した場合、試験体寸法の大きい場合には比が小さくなる傾向が認められた。

これらの資料を加えた既存の実験資料について、柱梁接合部のせん断耐力に関し、偏心による振り応力の影響も考慮の上、スケールイフェクトについて指数式による回帰分析をした結果、図 3 のような傾向を明らかにした。図によれば試験体の柱寸法が 30cm から 60(90)cm に大きくなると比の値は 0.74(0.70)となり、一般にスケールイフェクトにより約 20%~30%の耐力低下が認められる結果となった¹¹⁾。

このように、鉄筋コンクリート造の実構造物における柱梁接合部のせん断耐力の評価に関しては、柱や梁の場合と同様にスケールイフェクトにより 25%前後という比較的大きな耐力の減少を考えなければならない可能性が大きい。

4. 接合部せん断破壊時せん断力係数 C_{ju} という概念¹⁾とその現状

柱梁接合部のせん断耐力は前記の(1)式により、接合部の形状(十、ト、T 型)、直交材の本数(1 本か 2 本)およびコンクリート強度がわかれば柱や梁の配筋に無関係に対して算出することができる。現行の耐震設計法では大地震時に対し梁降伏先行型の降伏メカニズムの元に水平大変形に耐えることを目標として、必要保有水平耐力をせん断力係数(C)の形で規定しており、その下限値(D_s)は RC で 0.3、SRC で 0.25 と規定されている。このことから柱梁接合部のせん断破壊が脆性的な破壊現象であることから少なくとも上記の

$C \geq 0.25 \sim 0.3$ を上回る状態まで破壊が生じてはならないことは明らかである。

一方、耐震壁や二次壁の全くない純ラーメン構造の場合、次のような仮説を設定すると、建物のある階の接合部全体がせん断破壊してきわめて不安定な状態になるとして、その時のせん断力係数(ある階の個々の接合部せん断破壊時の柱せん断力の総和/その階より上部の建物重量)を柱梁接合部せん断破壊時せん断力係数と定義づけ、略算ではあるが比較的に実際に近いと思われる結果を得ることができる。その仮定とは次のようなものである。

①各階毎に、その階にある全ての接合部のせん断破壊は同時に生じる

②接合部破壊によるメカニズム時のフレームの曲げ応力分布で全ての部材の反曲点位置は部材中央に在る。

この仮定により C_j は下記のように得られる。(各記号は文献 12)、13)を参照)

$$C_j = \frac{\sum Q_{cju}}{A_i \sum w_i} = \frac{\sum f_j \cdot V_{ju}}{A_i \cdot w \cdot \sum A_f} = \frac{1.6\sigma_B^{0.7} \cdot f_j \cdot \alpha_j \cdot a_c}{A_i \cdot W} \quad (3)$$

ここで f_j は接合部せん断力の柱せん断力に対する比で(梁せい/階高= Dg/h)概ね正比例し 0.2 前後の値となる。また、 a_c は延床面積柱率 (=ある階の柱の断面積の総和/延べ床面積) である。図 4a には 1981 年以前に建設された既存校舎¹⁾の C_j の頻度分布を示し、図 4b には中高層集合住宅について C_j を(1)式によって補正した振りを考慮した $C_{jt}(\beta_{jt} \cdot C_j)$ の頻度分布¹²⁾を示した。図によれば C_j や C_{jt} は大きくばらつくが構造特性係数 D_s の下限値に対し 1.3 倍程度のゆとり(少なくともスケールイフェクトに対処するため)を考えた 0.4 を下回る結果が 30%内外含まれていることがわかる。このように C_{jt} が小さくなる要因としては、一般に階数の高い建物の下層階程小さくなる他、 a_c/A_i (延べ床面積/必要保有耐力の分布を示す係数)が小さいことが最大の要因であり、次いで Dg/h が小さいことが挙げられる。即ち a_c 減少の原因である細い柱、 Dg 即ち小さい梁丈、ならびに偏心接合に加え、低いコンクリート強度などが接合部せん断破壊の早期発生を引き金となる。

しかし、過半数の建物では C_j や C_{jt} は 0.5 を上回っており、やはり目でみて柱梁が細いと感じる建物で接合部が問題となり易いといえよう。

5. おわりに—RC 系建物の柱梁接合部せん断破壊の重要性に関する認識

阪神・淡路大震災では旧基準による建物に生じた膨大な数の脆性破壊を伴う顕著な被害に混ざって、現行基準による数十棟の中高層 RC 系建物で柱や梁の軽度な被害にも拘らず著しい柱梁接合部のせん断破壊が発生し、多くの建物を取り壊された。大震災による被害状況の分析や、最近の大型実験結果によれば接合部のせん断耐力は実在建物に多い柱と梁の偏心接合やスケールイフェクトにより、図 5 に示すように相当顕著に低下し、幅 60cm の柱に幅 30cm の梁が片面合わせで偏心接合する場合($e_t=0.25$)、現行の評価式による計算値の約 2/3 程度の値となることが推定される。

阪神・淡路大震災に前後して建築物の設計に対しても、環境共生に配慮しつつ性能設計が重要視されてきており、大地震動を被災した後でも補修して再使用可能なことを耐震設計上のクライテリアとする考え方が支配的になりつつある。

柱梁接合部を大地震動時の作用せん断力に対し適切に設計するためには、補強筋などによる補強効果がないとされている現在、構造計画の段階で柱や梁を適度な断面寸法とすることが必須の事項¹³⁾であり、そのためには、上記の偏心接合やスケールイフェクトの影響に十分配慮する必要があると確信するものである。

なお、偏心接合やスケールイフェクトについては、関連資料が必ずしも十分ではないことから、学会レベルでの大規模な実験的検討の可及的速やかな実施が不可欠と思われる。

(参考文献)

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案，1998 年 10 月
- 2) 日本建築センター：建築物の構造規定，1997 年 12 月号
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—1999，1999 年 11 月 1 日
- 4) 日経アーキテクチャ：細めの柱・梁に潜む「接合部破壊」の危険性(新耐震以降も残る怖い設計に、広沢・工学院大教授が警鐘)，1994 年 8 月 1 日号
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990 年 11 月
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997 年 7 月
- 7) 嶋雄一郎，広沢雅也他：RC・SRC 系建物の耐震診断・耐震補強に関する研究(その 2.既存及び被災 RC 造校舎の柱のせん断性能に影響する柱梁偏心接合に関する諸因子)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1999 年 9 月
- 8) 鈴木伸吾：中高層集合住宅の柱梁接合部の地震被害と耐震安全性の研究，2000 年度工学院大学修士論文，2000 年 3 月
- 9) 日本建築防災協会，2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説，2001 年
- 10) 小川幸一・広沢雅也他：鉄筋コンクリート系建物の柱・梁接合部耐震性能の検証(その 1)RC 接合部実験結果におけるスケールイフェクトの検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997 年 9 月
- 11) 黒澤亮太郎・広沢雅也他：RC 造柱梁接合部の既往の実験データを用いた耐力及び変形の耐震性能に関する解析的研究，工学院大学研究報告第 91 号，2001 年 10 月
- 12) 小室達也・鈴木伸吾・広沢雅也：既存 RC 系中高層集合住宅の柱梁接合部の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，2001
- 13) 広沢雅也監修：はじめての柱及び柱梁接合部の偏心振れの検討 Know How 有壁小建物を実例として，(株)A システム，2000 年 10 月

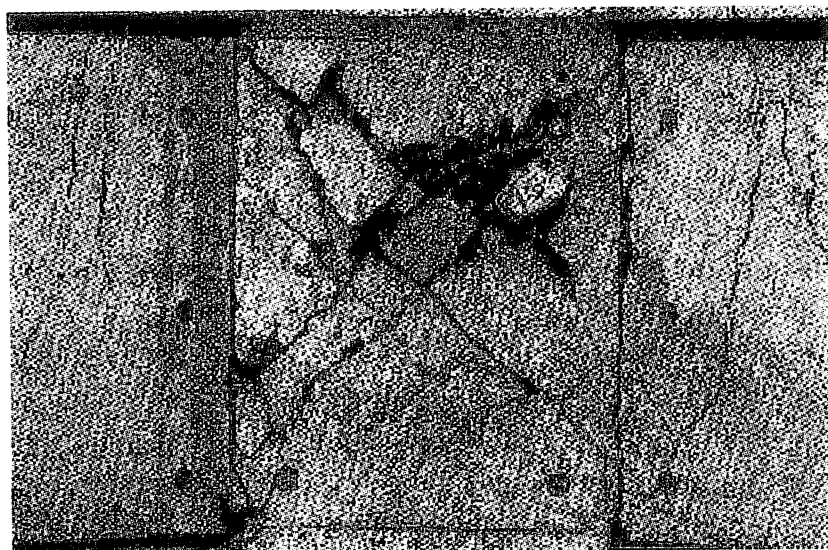
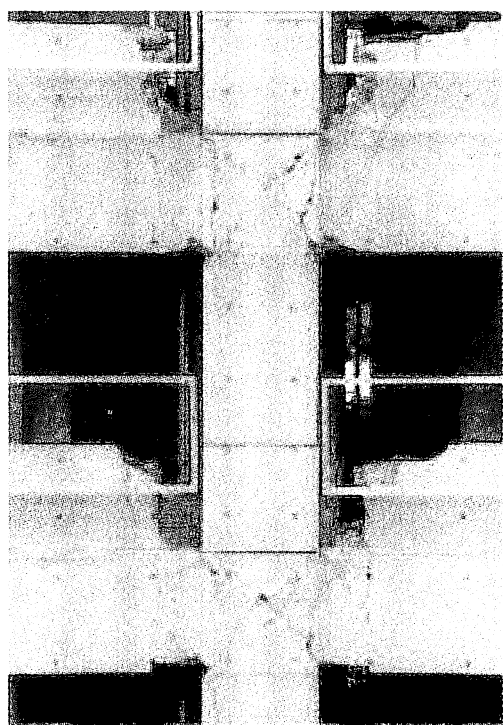


写真1.1995年兵庫県南部地震により大破し、解体撤去された鉄筋コンクリート造9階建
(1998年竣工)の単身者用アパートの柱梁接合部の被害



a) 全景

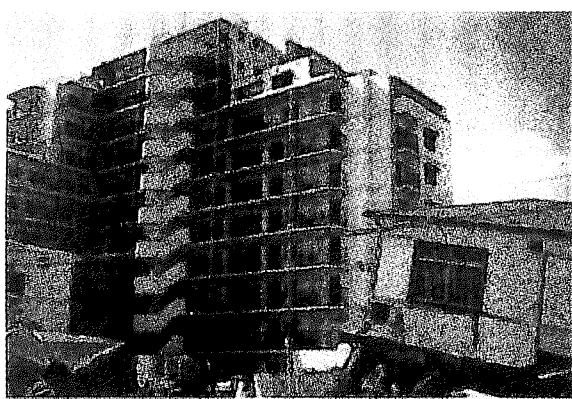


b) 二次壁と接合部の大破

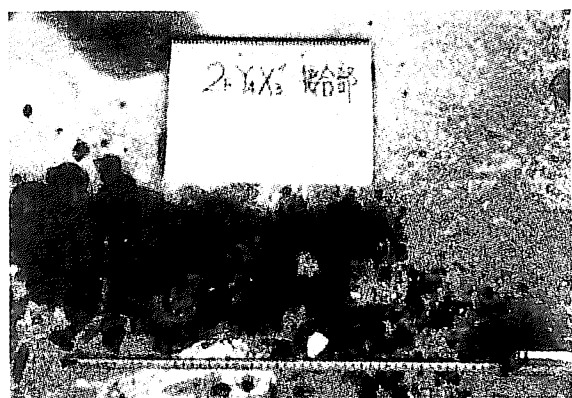
写真2.多くの柱梁接合部の大破などにより、解体撤去されたRC造9階建集合住宅の全景
と接合部の損傷状況



写真3.兵庫県南部地震により被災し、中波と判定された鉄骨鉄筋コンクリート造11建アパート（1985年竣工）の被害状況。柱や梁の被害は少なく、接合部もわずかに圧潰が認められる程度



a) 全景



c) 2階床接合部コアの損傷状況



b) 2階建接合部コア採取位置の損傷状況

写真4.現行規定による設計施工だが、柱梁接合部にコンクリート圧潰などの損傷を生じたSRC造11階建集合住宅と接合部の損傷

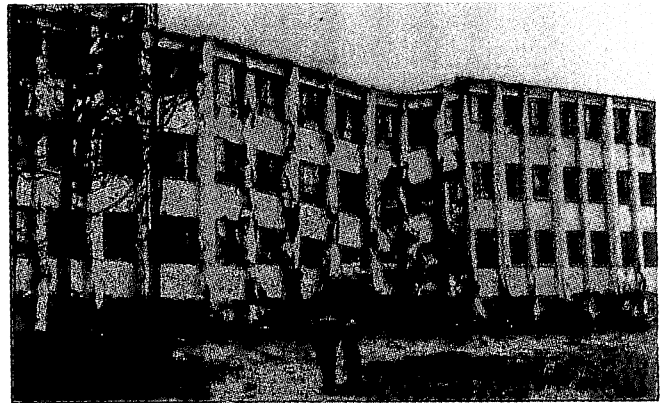


写真5.1968年十勝沖地震により1階が崩壊した函館大学校舎、柱と梁の断面がともに偏平で軸心のずれが大きく、柱や接合部の被害を大きくした。

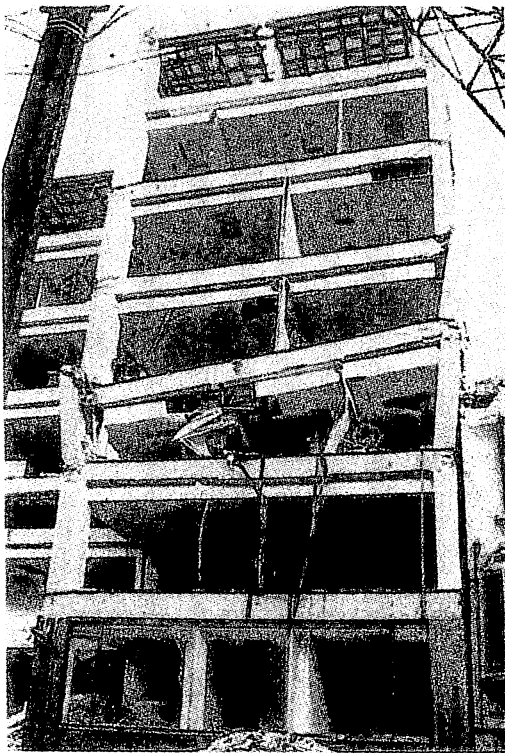
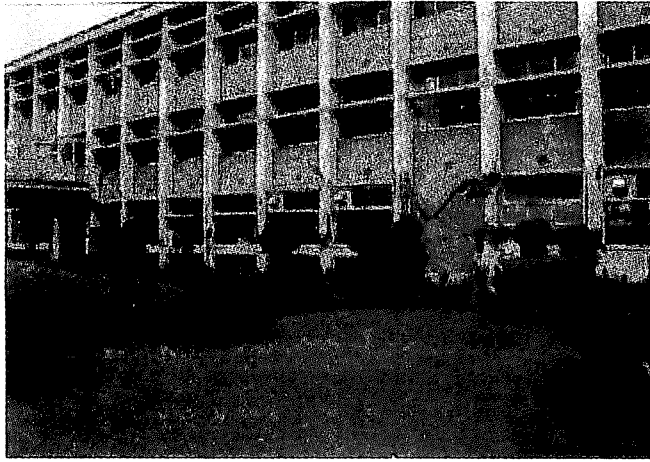


写真6.1985年メキシコ地震により大破した4階建電報電話局局舎。柱や梁が我が国の建物に比べて格段に細い。



写真7.1985年メキシコ地震により倒壊寸前に至った7階建1スパン建物。柱梁接合部の顕著な被害に対し、柱や梁の損傷は殆んどみられない。



a) 全景



b) 偏心接合部の損傷

写真8.1997年鹿児島県北西部地震で大破した宮之城農業高校の全景と
偏心した柱梁接合部の破壊

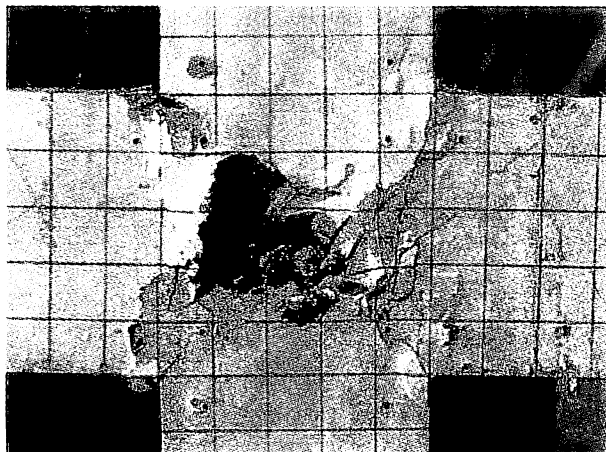


写真9.1999年台湾集々地震におけるホテル
「涵碧楼」接合部の被害

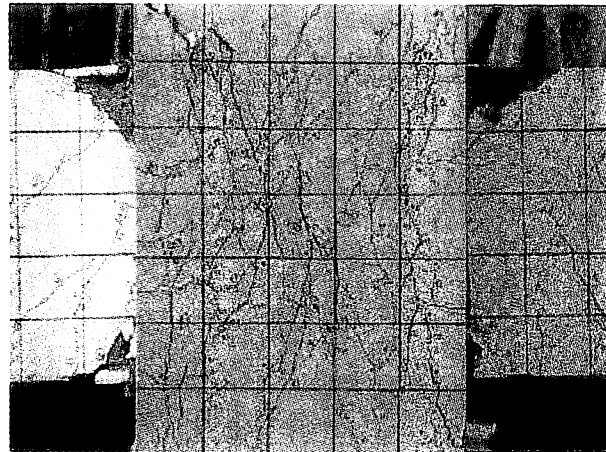


写真10.1999年台湾集々地震により
多数が被災した騎桜型式の
R C造建物1階の重心と剛
心の偏心に加え、柱や梁が
細く、柱の帯筋も粗い。

(偏心面)

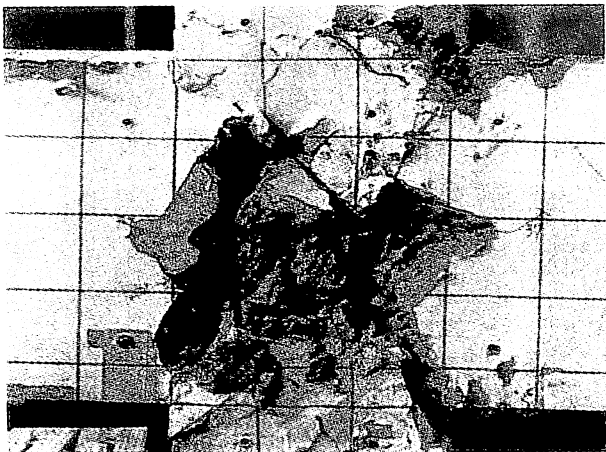


(非偏心面)

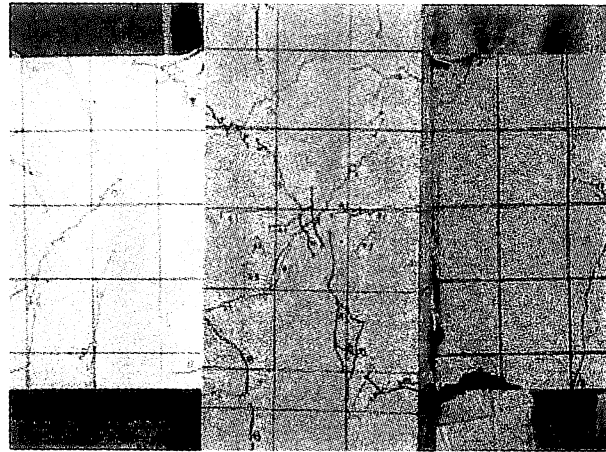


a) $e_1=0.21$ の試験体

(偏心面)



(非偏心面)



b) $e_1=0.45$ の試験体

写真 11.工学院大学で行われた偏心率(e_1)が 0.21 及び 0.45 の柱梁接合部試験体の
部材角 1/25 加力後における偏心面と非偏心面の破壊状況

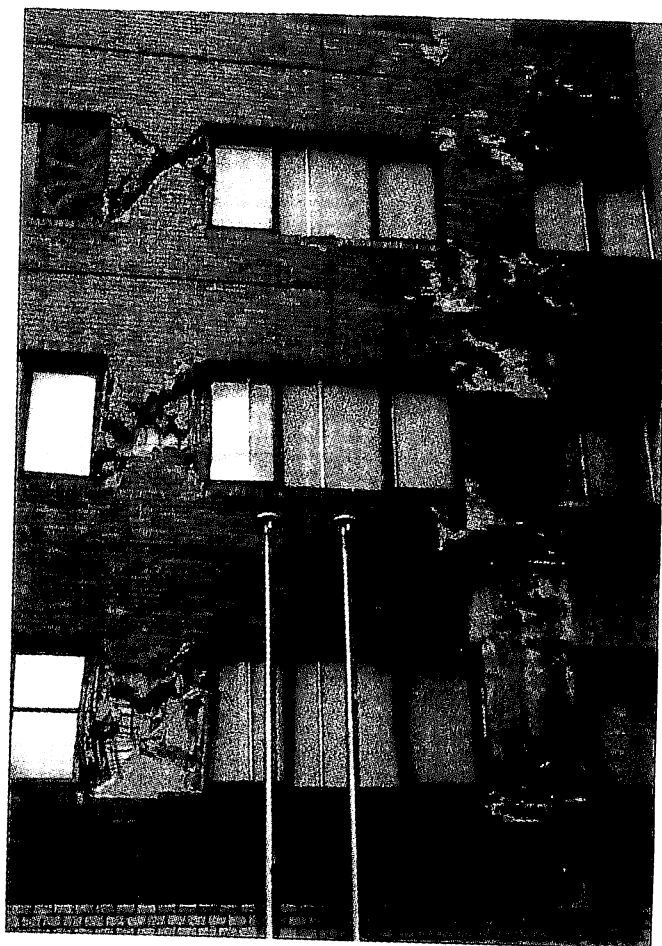


写真 12.二次壁はせん断破壊、構造骨組では柱梁接合部が大破した
SRC 造 11 階建事務所と接合部の被害

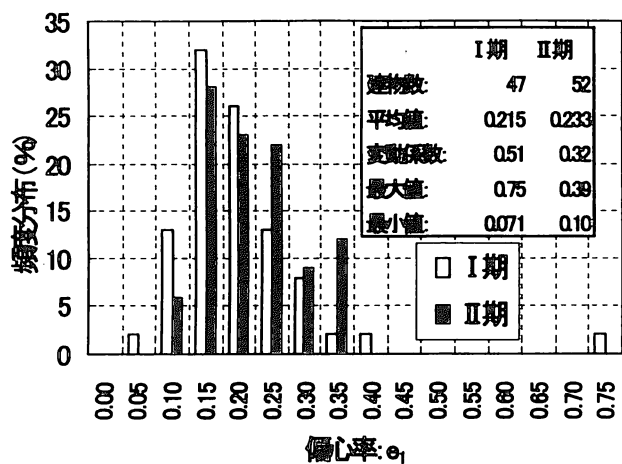


図 1a) 既存 RC 学校校舎の偏心率 e の頻度分布

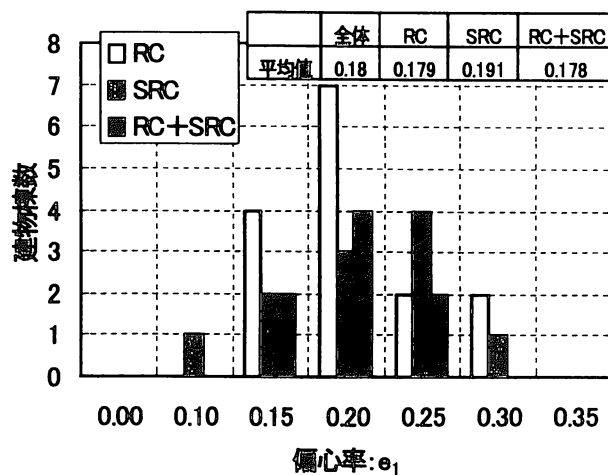


図 1b) 既存 RC 系建物の柱と梁の偏心状況

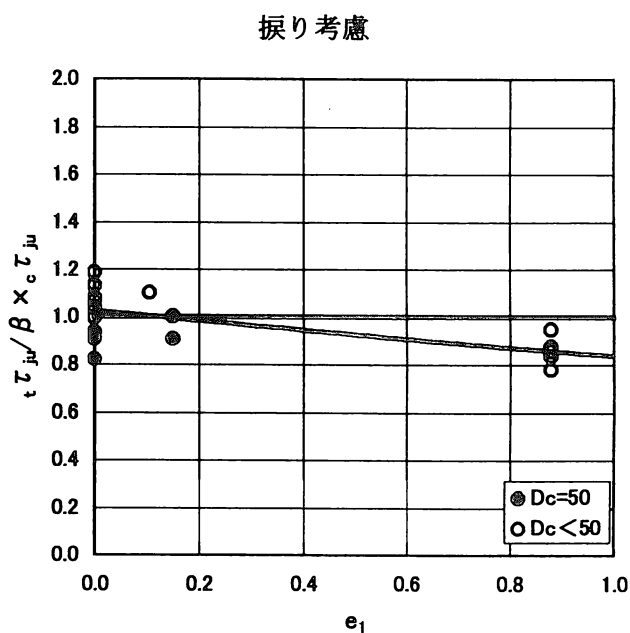
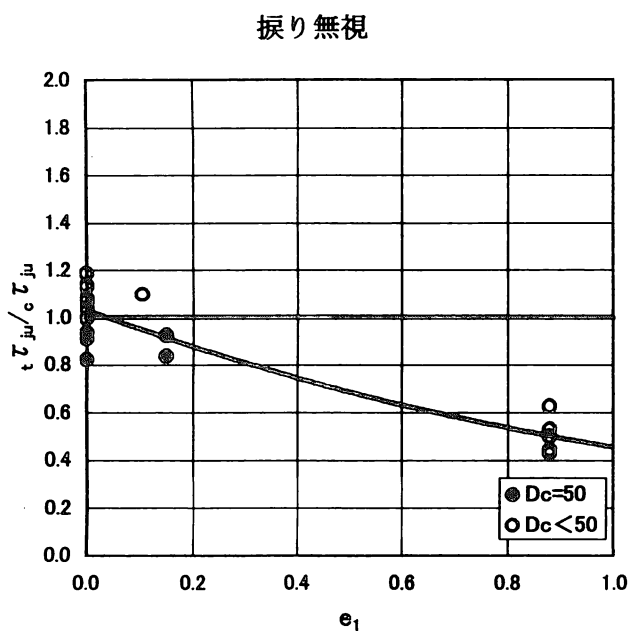
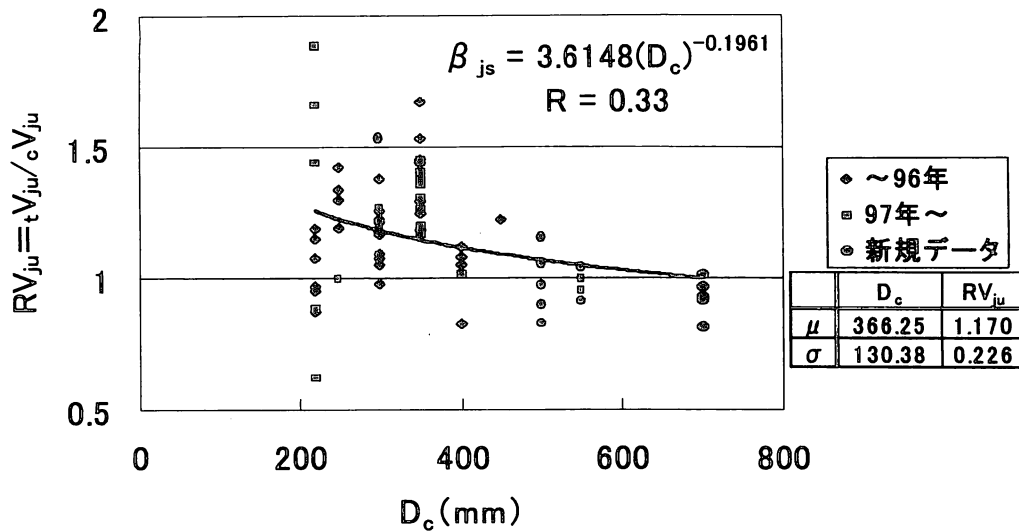
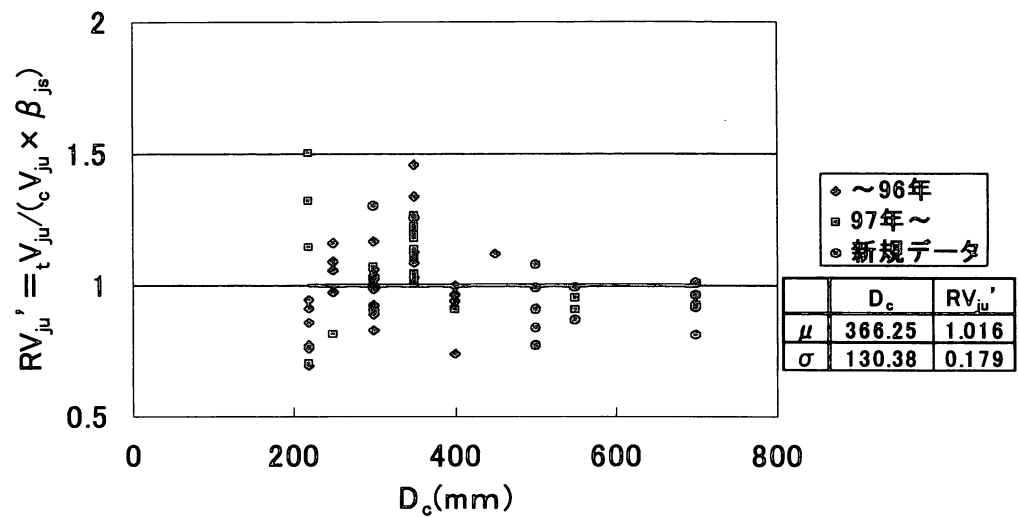


図 2. 柱梁接合部せん断応力度($t \tau_{ju}/c \tau_{ju}$ 、 $t \tau_{ju}/\beta \times c \tau_{ju}$)と偏心率(e_1)の関係

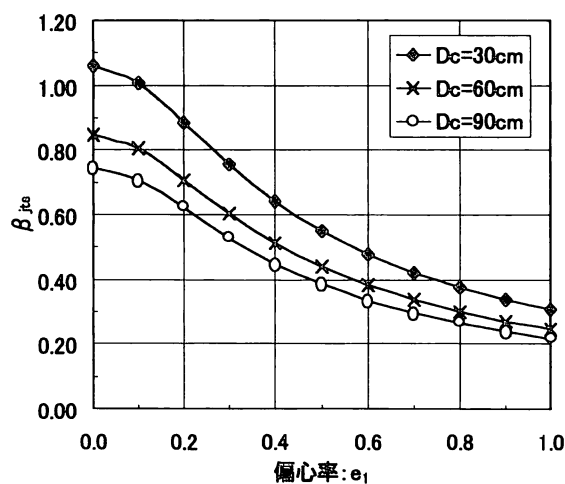


a) スケールイフェクト補正前



b) スケールイフェクト補正後

図3.柱梁接合部のせん断耐力に関するスケールイフェクト



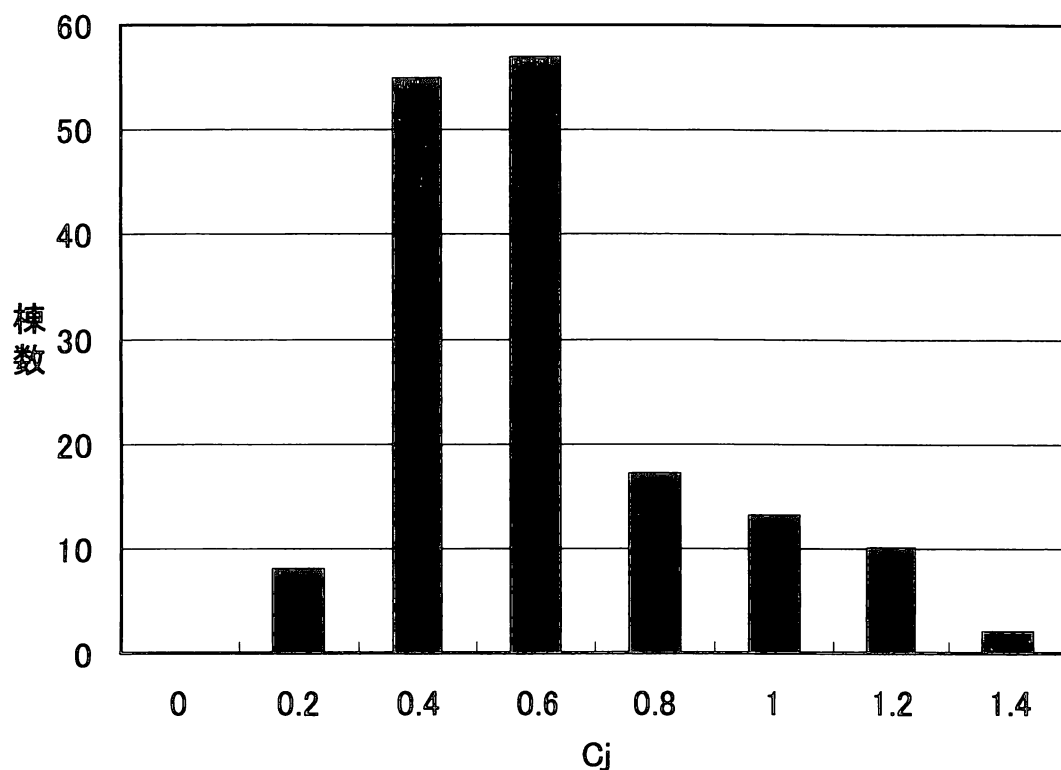
条件：十字型接合部、
柱幅 $B_c=60\text{cm}$ 、梁幅 $B_g=30\text{cm}$ 、
 $F_c=200\text{kgf/cm}^2$ 、
 $p_j \cdot \sigma_{jy} = 0.001 \times 3000\text{kgf/kgf/cm}^2$

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5}$$

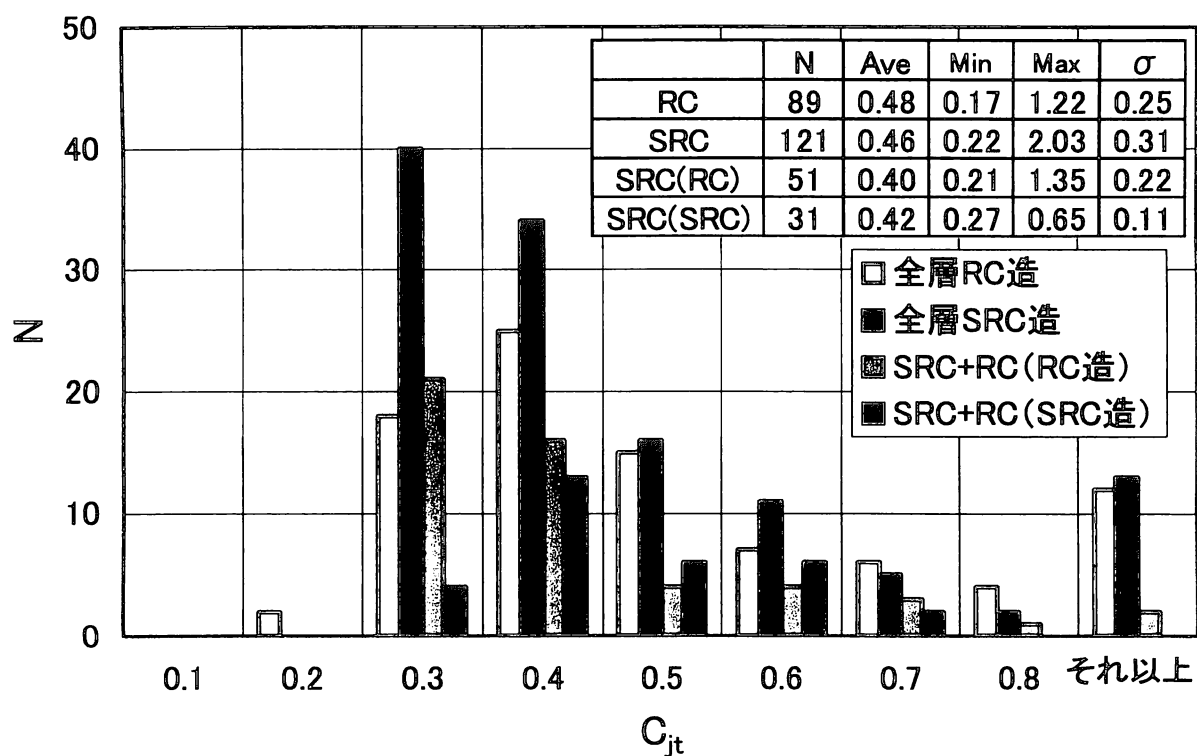
$$\beta_{js} = 3.17 \cdot D_c^{-0.32}$$

$$\beta_{jts} = \beta_{jt} \cdot \beta_{js}$$

図5.柱梁接合部の偏心接合とスケールイフェクトによる
耐力低下率(β_{jts})と偏心率(e_1)、柱せい(D_c)の関係



a) 学校校舎 138 棟の 1 階での頻度分布 ¹²⁾



b) RC 造 7 棟, SRC 造 8 棟の中高層共同住宅の全壊における Cjt の頻度分布 ¹³⁾

図 4 既存建物における Cj、Cjt の頻度分布