

第2章 阪神大震災と今後のRC構造設計

(その2 柱・梁接合部)

北山和宏

1. はじめに

日本における鉄筋コンクリート（RC）建物においては従来、基本的には許容応力度法を使用して強度に依存する設計が為されてきた。必然的に柱断面が大きくなるため、柱と梁との交差部分（柱・梁接合部と呼ぶ）が地震時にせん断破壊した例はほとんど見られなかった。そのため柱・梁接合部は従来、特別に設計されることなく見過ごされてきた。1981年の新耐震設計法の施行以降は、部材の終局強度に依存し豊かな変形性能を発揮することによって地震動に抵抗するような設計（終局強度設計と呼ぶ）が意識的に行なわれるようになった。終局強度設計では柱・梁部材や耐震壁の曲げ、せん断および付着割裂強度を精度よく求めて、梁端部の降伏を先行させる全体降伏機構を実現することが望まれる。さらに高強度鉄筋や高強度コンクリートの使用も可能となった。これらによって従来よりも柱断面を小さくすることができるようになったが、その反面で柱・梁接合部に作用するせん断応力度の増大をもたらした。これは、柱・梁部材と比較して柱・梁接合部が骨組内の相対的な弱点となり得ることを示唆する。

そこで1988年に日本建築学会から柱・梁接合部の耐震設計規定 [1] が初めて提案された。そこでは、柱・梁接合部の破壊の防止と柱・梁接合部の損傷に起因する顕著な剛性低下およびスリップ性状の防止を目標として、

- 1) 接合部入力せん断力の制限、
- 2) 接合部横補強筋量の最小値、
- 3) 梁・柱主筋の接合部内折り曲げ定着、
- 4) 接合部内を通し配筋される梁・柱主筋の付着についての規定が設けられた。

1995年の兵庫県南部地震において、30棟以上のRC建物の柱・梁接合部がせん断力によって重大な損傷を受ける事態に至った [2]。倒壊したり層崩壊した建物ではその引き金となった損傷部材を特定することが困難なため表面には現われないが、柱・梁接合部のせん断破壊によって倒壊に至った建物もあったと推定される。

兵庫県南部地震後の1997年に日本建築学会から出版

された「RC造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説」[3]では柱・梁接合部に関する記述は大幅に改訂され、新たな研究成果に基づいて接合部せん断強度式、通し主筋の付着強度、折り曲げ主筋の定着強度などが示されるとともに、梁降伏後の接合部せん断破壊を防止することが設計目標に追加された。

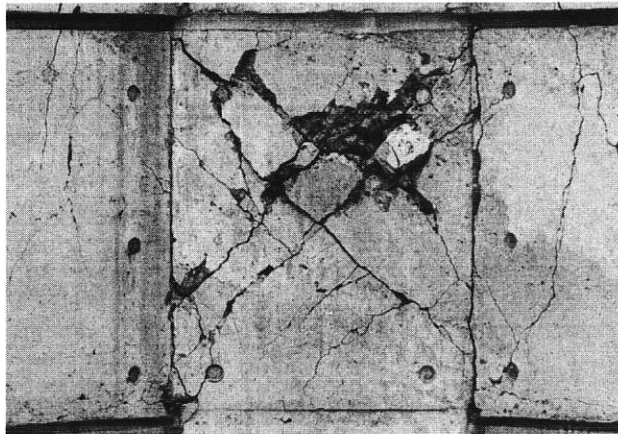
以上が日本におけるRC柱・梁接合部の耐震設計法についての経緯である。本論では最初に兵庫県南部地震で見られた柱・梁接合部の被害について概観する。次に靱性設計指針（案）[3]における柱・梁接合部の耐震設計規定を簡単に紹介する。最後に柱・梁接合部の研究をめぐる諸問題を提示する。

2. 兵庫県南部地震での柱・梁接合部の被害状況

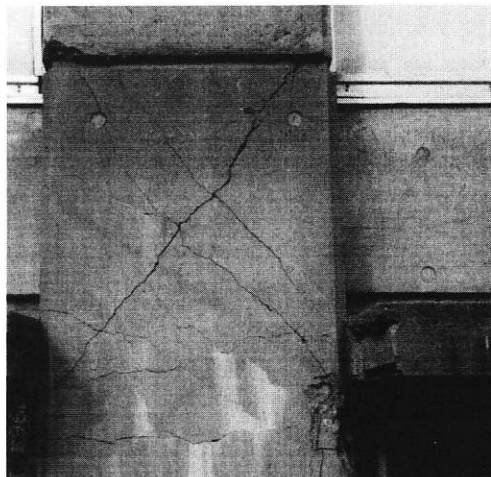
2.1 被害の概要

兵庫県南部地震では新耐震設計法施行（1981年）以前に設計されたRC建物の柱のせん断破壊が多数発生し、それに伴う層崩壊の出現が社会に大きな衝撃を与えた。これに対して、新耐震設計法に従って設計されたRC建物の被害はごく少なく、新耐震設計法の妥当性がおおむね認められるに至っている。ただし日本において従来はほとんど見られなかった柱・梁接合部パネルのせん断損傷が、今回の地震ではかなり観察された（損傷例を写真1に示す）。そこでこの問題を調査検討するために本会の耐震問題検討小委員会内に接合部WG（主査：広沢雅也工学院大学教授）が設けられた。ここではその報告書[4]を基にして兵庫県南部地震での柱・梁接合部の被害状況を以下に記す。

被害が報告された建物は48棟でそのほとんどは気象庁震度階Ⅶの地域に建っていた。その用途は、不明の3棟を除いて共同住宅37棟、学校校舎8棟でいずれも桁行き方向は純フレームに近い建物であった。建設時期は、不明な8棟を除いて26棟が1980年以降の建設であった。建物の被災度区分は倒壊13棟、大破17棟、中破18棟であったが、この判定は柱・梁接合部の損傷によって為されたものではないことに注意を要する。柱・梁接合部の損傷度は判定のある18棟のうちⅤが1棟、Ⅳが3棟、Ⅲが4棟、ⅡおよびⅠが各5棟であった。被害の特徴として、柱芯と梁芯とが偏心した接合部の被害が



(a) ジュネス六甲 [16]



(b) 県立西宮高校 [4]

写真1 柱・梁接合部の地震被害の例

多く見られたこと、短辺方向が1～2スパンの外柱・梁接合部の被害が顕著であったこと、などが挙げられる。

さらに詳細な検討を行なった9棟の建物の結果から以下が指摘された。

- 1) 複数の階において多数の内柱・梁接合部（1スパン建物では外柱・梁接合部）が一様に顕著な被害を受け、接合部の被害が最も著しい損傷となった建物が多い。
- 2) 柱・梁接合部の損傷は比較的小さな変形下で生じたものと、梁降伏あるいは柱降伏の発生後の層間部材角1/50以上の大変形下で生じたものに分類できる。
- 3) 接合部のせん断余裕度（接合部せん断強度に対する梁・柱降伏時の接合部入力せん断力の比）が1.5以上とかなり大きいにもかかわらず、損傷度Ⅲ～Ⅴの被害を受けた接合部が多い。偏心接合部ではねじれによるせん断強度の低下を考慮する必要がある。

2.2 柱・梁接合部の破壊と建物の耐震性能

柱・梁接合部が破壊した時の建物の耐震性能を評価するために、広沢・近藤はある層の柱・梁接合部が全てせん断破壊したときのせん断力係数を用いることを提案した[2]。これはある階の全ての柱・梁接合部が同時にせん断破壊したとして柱の反曲点を柱中央と仮定したときの層せん断力係数を、その層の地震層せん断力係数の分布係数 A_i で除して1階の層せん断力係数に換算したもので、標準せん断力係数を1.0としたときの構造特性係数 D_s に対応するものである。そこで上述の9棟の建物について柱・梁接合部せん断破壊時のベース・シア係数 C_j

とせん断余裕度 S_j との関係を図1に示す。せん断余裕度が1.5程度で C_j も0.4程度でありながら、3棟の建物では大変形に至る前に接合部のせん断破壊が発生した（▲印の建物）。またせん断余裕度は1.8と大きい、 C_j が0.24と小さかった建物では梁曲げ降伏後の大変形において接合部が破壊しており、 C_j の値が小さい場合には柱・梁接合部の破壊を生じる可能性がある。学校建物90棟の柱・梁接合部せん断破壊時のベース・シア係数 C_j を調査した研究[5]では3割以上の建物で C_j が0.3以下となり、柱・梁接合部の破壊を生じ得る建物が多いことを指摘した。このような建物においては、柱部材や梁部材

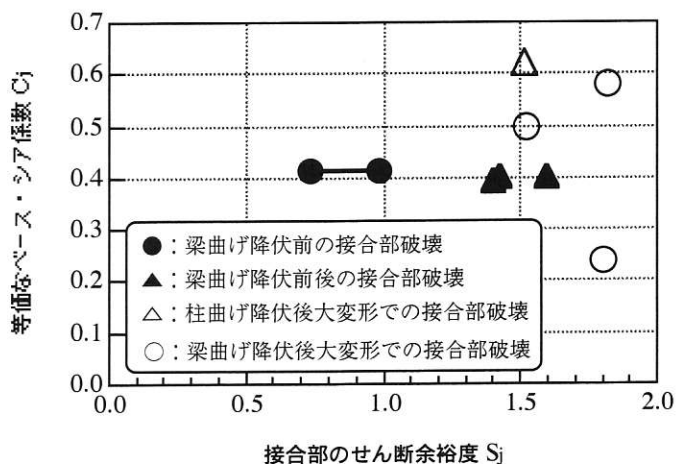


図1 柱・梁接合部破壊時のベース・シア係数とせん断余裕度との関係 [4]

を補強するだけでは建物全体の耐震性能を向上させることができない点に注意すべきである。

3. 柱・梁接合部の耐震設計規定

3.1 接合部入力せん断力とせん断強度

RC骨組内の内柱・梁接合部周りの応力状態を図2に示す。危険断面における柱・梁主筋の引張り・圧縮力が付着作用あるいは定着作用によって接合部内コンクリートに伝達され、柱・梁危険断面のコンクリート圧縮力もまた接合部内に伝達される。接合部パネルに入力される水平せん断力 V_j は、例えば図のa-a断面より上の自由体での水平方向の力の釣り合いを考慮することによって得られる。

$$V_j = T_1 + C_{c2} + C_{s2} - V_c \quad \dots (1 a)$$

ここで、 T_1 ：右側の梁危険断面における梁主筋の引張り力、 C_{c2} 、 C_{s2} ：左側の梁危険断面におけるコンクリートの圧縮力と梁主筋の圧縮力、および V_c ：柱のせん断力、である。左側の梁危険断面における軸力の釣り合いから、

$$T_2 = C_{c2} + C_{s2} \quad \dots (1 b)$$

ここで、 T_2 ：左側の梁危険断面における梁主筋の引張り力である。これより下式を得る。

$$V_j = T_1 + T_2 - V_c \quad \dots (1 c)$$

なおここでは梁の軸力を0とした。しかし実際のRC骨組内の梁にはひびわれの発生や主筋降伏にともなう梁部材の伸びによって圧縮軸力 N_b が生じる。内柱・梁接合部の両側に圧縮軸力 N_b が生じたときの接合部入力せん断力 V_j は以下となる。

$$V_j = T_1 + T_2 + N_b - V_c \quad \dots (1 d)$$

すなわち梁の圧縮軸力によって接合部に入力されるせん断力は増大することを示す。拘束される梁を有する部分骨組実験においても同様の結果が報告されている[17]。

接合部周辺の応力がパネル内に伝達されることによって平面接合部パネル内は1軸引張り—1軸圧縮の応力状態となり、応力の増大とともに斜めせん断ひびわれが発

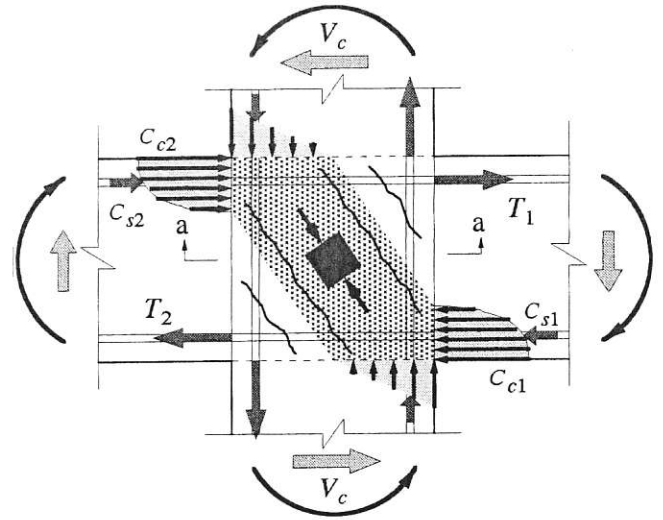


図2 柱・梁接合部周りの応力状態

生し、斜めひびわれに平行なストラット内に圧縮力が流れる。接合部内の柱・梁主筋に沿った付着が健全であるときは、鉄筋からコンクリートへの付着力の伝達が確保されるため接合部パネル内に斜め圧縮力がほぼ均等に分布する。これは接合部パネル内の斜めせん断ひびわれが均一に細かく発生することから確かめられる。このとき接合部横補強筋はトラス機構形成に役立ち、せん断抵抗要素として機能する。ところが梁降伏先行を実現させる場合には、地震力による繰り返し载荷によって梁主筋に沿った付着劣化が避けられない。そのためパネル内の斜めストラットに圧縮力が集中することになる(図2の網かけ部分)。靱性設計指針(案)[3]では接合部内のせん断伝達機構としてこの斜め圧縮ストラットが主であると考え、接合部入力せん断力 V_j をコンクリート圧縮強度 σ_B の関数として以下のように制限した。

$$V_j \leq V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad \dots (2)$$

ここで、 V_{ju} ：接合部のせん断強度、

κ ：接合部の形状による係数で、

$\kappa = 1.0$ (十字形接合部)

$\kappa = 0.7$ (ト形およびT形接合部)

$\kappa = 0.4$ (L形接合部)

ϕ ：直交梁の有無による補正係数で、

$\phi = 1.0$ (両側直交梁付き接合部)

$\phi = 0.85$ (上記以外)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値で、

$$F_j = 1.6 \sigma_B^{0.7} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

b_j : 接合部の有効幅、および

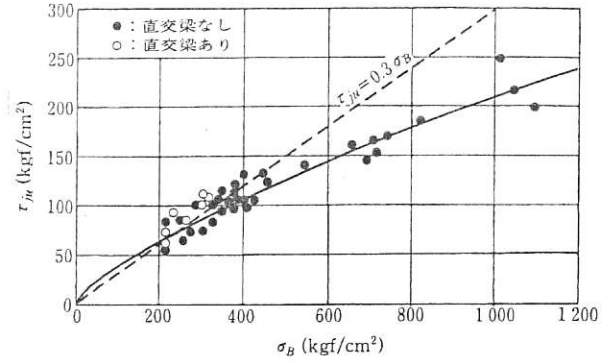
D_j : 柱せいまたは90度折り曲げ主筋の水平投影長さ、である。接合部の形状および直交梁の有無によってせん断強度が変化するとした。パネル・コンクリート内を流れる圧縮力によってせん断力が伝達されると考えたため、接合部横補強筋はせん断伝達に直接寄与することはないと見なされた。そのため接合部のせん断強度は横補強筋量に無関係である。内柱・梁接合部および外柱・梁接合部のせん断破壊が先行した実験結果を用いて接合部せん断応力度とコンクリート圧縮強度との関係を図3 [3]に示す。図中の実線は(2)式によるものである。直交梁のない試験体(●印)は実線の近傍に分布しており、接合部のせん断強度はコンクリート圧縮強度のほぼ0.7乗に比例している。

水平2方向地震力に対しては、その同時性を考慮してせん断設計を行なう。接合部せん断強度の2軸相関曲線を楕円として設計すれば、安全側の評価が得られるが設計としては厳しくなる。

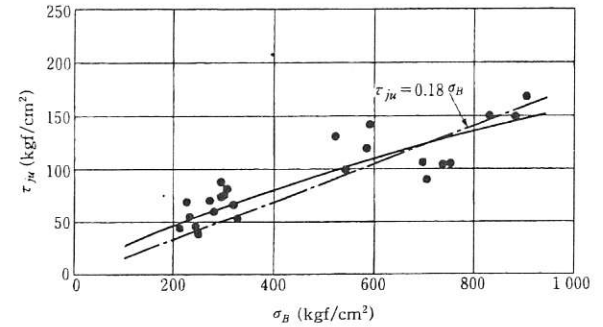
3.2 梁降伏後の接合部せん断破壊の防止

既往の柱・梁接合部実験の結果によると、梁降伏が先行する単位架構においても塑性域での繰り返し载荷によってパネル斜めせん断ひびわれの開口やコア・コンクリートの圧縮強度の低減などによって接合部の剛性が低下して最終的には接合部破壊を生じることがある。梁降伏後に接合部破壊した内柱・梁接合部試験体の層間変位と層せん断力との関係の一例を図4に示す。比較的大きな変形で最大強度に達したのち、緩やかに耐力低下するのがその特徴であり、接合部破壊後に軸力を保持できなくなったという実験結果はほとんどない。履歴形状はエネルギー吸収能の乏しい逆S字形を描く。

このような梁降伏後の接合部せん断破壊を防止するためには、接合部のせん断余裕度を適切に確保することが大切である[3]。靱性設計指針(案)[3]ではこのような破壊を生じた内柱・梁接合部試験体の実験結果から、単位架構の塑性率 μ とせん断余裕度 α との関係を以下のよう導いた。



(a) 内柱・梁接合部



(b) 外柱・梁接合部

図3 柱・梁接合部のせん断強度[3]

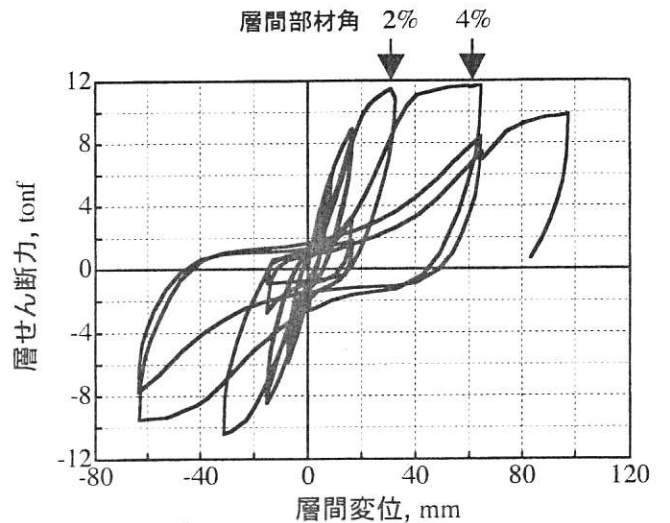
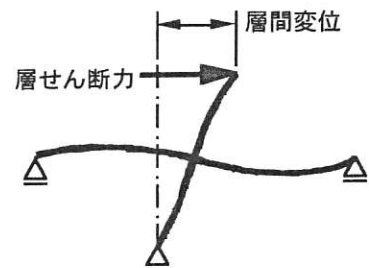


図4 梁降伏後に接合部破壊した単位架構の復元力特性

$$\mu = (5.36 \cdot \alpha - 2.82) \cdot (0.437 \cdot p_{jw} + 0.873) \quad \dots (3)$$

ここで、 p_{jw} (%) : 接合部横補強筋比で梁の上下端筋のあいだにある接合部横補強筋の総断面積を柱幅と上下端筋間距離とで除した値、である。上式によれば接合部横補強筋比が0.2%、せん断余裕度が1程度の単位架構でも塑性率2程度の変形能力を有している。これは梁降伏後の接合部せん断破壊が、圧縮軸力を受ける柱のせん断破壊のように急激な耐力低下を伴うものではない、ということに起因する。(3)式は、単位架構の変形能力を富ませるために接合部横補強筋量の増大が有効であることを示している。

3.3 接合部内を通し配筋する主筋の付着

梁降伏先行型の骨組では、柱・梁接合部内での梁主筋の付着劣化や抜け出しが生じやすい(図5)。これらによって、以下の現象が表われる。

- 1) 抜け出しによる付加変形によって梁部材の降伏変形が増大する。またこれによって梁危険断面でのコンクリートの圧縮応力度が増大し、早期の圧壊を招く。
- 2) 単位架構の履歴形状が痩せた逆S字形を呈して、エネルギー吸収性能が低下する。

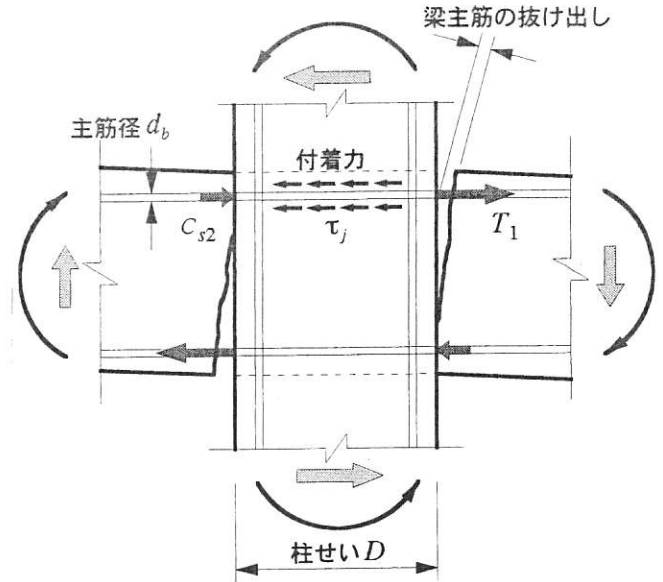
上記はいずれもRC建物の地震時挙動に悪影響を与える可能性があるため、接合部内での付着劣化はできるだけ防止すべきである。そこで接合部内で生じ得る最大の付着応力度 τ_j が以下の付着強度 τ_u を超えないようにする。

$$\tau_u = 1.5 \left(1 + \frac{\sigma_o}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots (4)$$

ここで、 σ_o : 柱の圧縮軸応力度(柱主筋の付着強度の場合は0)、 σ_B : コンクリート圧縮強度(単位: kgf/cm^2)である。存在付着応力度の最大値 τ_j は梁主筋の危険断面の一端で引張り上限強度 σ_{yu} 、他端で圧縮上限強度 $\gamma \sigma_{yu}$ (γ : 複筋比で1以下—上端・下端の主筋量の違いを考慮するため)のときであるとすると、

$$\tau_j = \frac{1 + \gamma}{4} \frac{\sigma_{yu} \cdot d_b}{D} \quad \dots (5)$$

ここで、 D : 柱せい、 d_b : 梁主筋径、である。結局、設計においては、



$$\text{梁主筋の付着応力度} \quad \tau_j = \frac{T_1 + C_{s2}}{\pi d_b \cdot D}$$

図5 接合部内の付着応力度と主筋の抜け出し

$$\tau_j \leq \tau_u \quad \dots (6)$$

を満たすようにすればよい。

(4)式は主筋1本についての実験結果から導かれたもの[6]である。ただしこれを用いるとコンクリート強度 360 kgf/cm^2 程度以下では D/d_b が厳しく制限されて、実用的な範囲を超える。そこで骨組の地震応答へ悪影響を与えない範囲で、これを緩和してよい。ただし D/d_b が以下を満たすことを確認する。

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{\mu_i \cdot \sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \quad \dots (7)$$

ここで弾性固有周期が0.4秒未満の建物では $\mu_i = 3.6$ 、0.4秒以上の建物では $\mu_i = 5.0$ である。また応力度の単位は kgf/cm^2 である。(7)式を導くにあたって、骨組を1質点系に縮約した場合の非線形地震応答を、建物の固有周期、復元力特性の履歴形状(紡錘形、逆S字形)および地震動を変数とした解析から求めた。その結果と、既往の柱・梁接合部単位架構の実験より得られた復元力特性の太り具合と梁主筋付着性状との関係を結びつけることによって(7)式が提案された。

3.4 折り曲げ主筋の定着強度

外柱・梁接合部では梁主筋を接合部内に折り曲げて定着することが多い。そのときの定着破壊として、

- 1) 折り曲げ部側面のコンクリートが割裂する場合、
 - 2) 折り曲げ部内側のコンクリートの局部圧壊による主筋の抜け出し、
 - 3) 折り曲げ部内側のコンクリートがひと塊となってかき出されて耐力を失う場合、
- などが指摘されている。このうち2)については主筋の折り曲げ内法半径をある程度以上とすることによって防止できるとした。すなわち、

$$\frac{d_b}{r} \geq \frac{\sigma_y}{6 \cdot \sigma_B} \quad \dots (8)$$

ここで、 r ：折り曲げ内法半径、 σ_y ：鉄筋の降伏強度、である。3)については定着投影長さを柱せいの2/3以上とすることによって回避できるとした(図6参照)。上記1)を防止するためには、危険断面での引張り応力度が定着強度 f_u を下回ることを確認する。

$$f_u = 850 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots (9)$$

ここで、 k_c 、 k_j 、 k_d 、 k_s はそれぞれ側面かぶり厚さ、折り曲げ位置、定着投影長さおよび横補強筋の効果を評価する係数であり、下式による。

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \leq 1.0 \quad \dots (10)$$

$$k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dn}}{j} \leq 1.0 \quad \dots (11)$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dn}}{30 d_b} \leq 1.0 \quad \dots (12)$$

$$k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \leq 1.0 \quad \dots (13)$$

ここで、 d_b ：定着筋の直径、 C_0 ：定着筋の中心までの側面かぶり厚さ、 l_{dn} ：定着投影長さ、 j ：梁危険断面の応力中心間距離、および d_s ：定着部に配される横補強筋径、である。同式によれば、側面かぶり厚さが大きいほど、梁主筋の定着部分が梁危険断面から離れて設置されているほど、あるいは定着部近傍にある接合部横補強筋の径が大きいほど、定着強度増大に有効である。

なお、接合部内の斜め圧縮ストラットを有効に形成させて接合部のせん断性能を高める観点から、上端筋・下端筋ともに接合部内に折り曲げて(図6参照)、折り曲げ部のコンクリート支圧力をパネル内の斜め圧縮ストラットを介して柱・梁端部に伝達させることが望ましい。

3.5 接合部の横補強筋

今まで述べたように、接合部の横補強筋はせん断抵抗要素としては期待できない。しかし接合部のコア・コンクリートの拘束には寄与するため、斜めひびわれの開口によるコンクリート圧縮強度の低減度合いと比べて拘束作用による圧縮強度の増大の方が大きければ、接合部のせん断強度の増大に間接的に貢献できる[18]。また単位架構の靱性能の向上にも役立つため、接合部横補強筋が重要であることに異論はない。本会の靱性指針(案)では0.3%以上配筋することを要求する。

4. 柱・梁接合部に関する問題点と課題

柱・梁接合部の地震時挙動や耐震設計について、議論のある問題や解決すべき課題を以下に列挙し、さらなる研究の発展を期待する。

4.1 柱・梁接合部の破壊形式

鉄筋コンクリート柱・梁接合部の破壊は、パネル内に形成される斜め圧縮ストラット・コンクリートの圧壊によって引き起こされるせん断圧縮破壊であると従来は考えられてきた。接合部内の主筋に沿った付着性状は繰り返し载荷によって早期に劣化して、パネル内

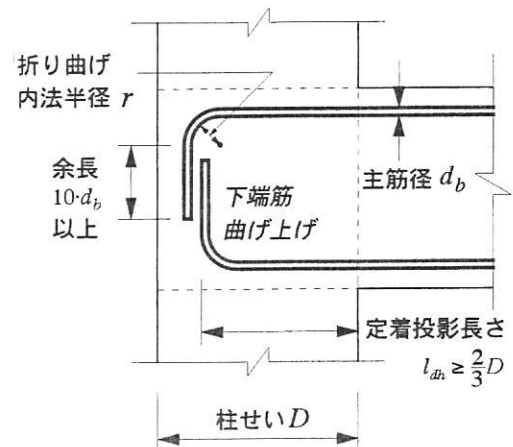


図6 外柱・梁接合部における梁主筋の定着

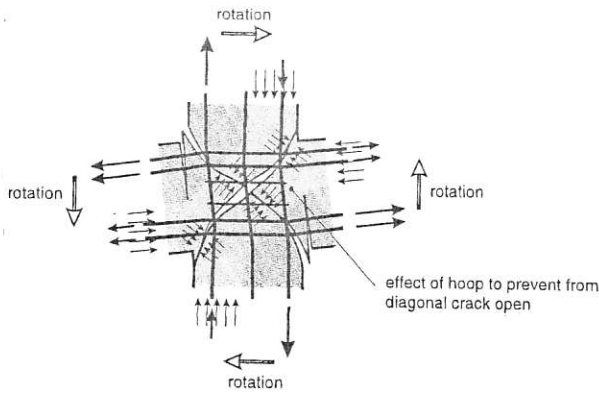


図7 内柱・梁接合部の変形機構
(塩原ら) [7]

に形成されたトラス機構が消失するため接合部内横補強筋はパネルのせん断強度にほとんど寄与しないと説明された。これに基づいて終局強度型設計指針[1]では、接合部入力せん断力を制限することによって接合部の破壊を防止できるとした。これに対して塩原・岸川[7]は、柱・梁接合部も柱や梁部材と同様にせん断力に抵抗するとともに曲げモーメントにも抵抗する必要がある、今まで接合部のせん断破壊と言われてきたものの大部分は曲げモーメント抵抗機構の劣化によるもの、との見解を発表し、曲げに対する抵抗機構をモデル化した(図7)。接合部パネルが4つに分割され、上柱、下柱、右梁および左梁が剛体のように回転する。層せん断力の低下は、接合部内での梁主筋の付着劣化により梁危険断面でのコンクリート圧縮力が增大して応力中心間距離が低下する(図8参照)ことに起因すると主張した[8]。また内柱・梁接合部試験体の実験結果から、接合部破壊が生じて層せん断力が低下しても、接合部に入力されるせん断力は増大し続けることが多いことを指摘した。

塩原らの破壊モデルは実験結果と符合する事象も多いため、破壊現象をうまく再現できていると考えられる。すなわち柱・梁接合部の曲げ破壊は存在することになる。しかしながら柱・梁接合部にせん断強度が存在することもまた、真理であると考えられる。柱・梁接合部のせん断強度については、接合部コアの斜め圧縮ストラットが圧壊するためという従来の考え方で説明可能と思われる(森田・北山ら[9])。

以上のように接合部の破壊について活発な議論が行なわれている。今後は接合部の破壊機構について実験

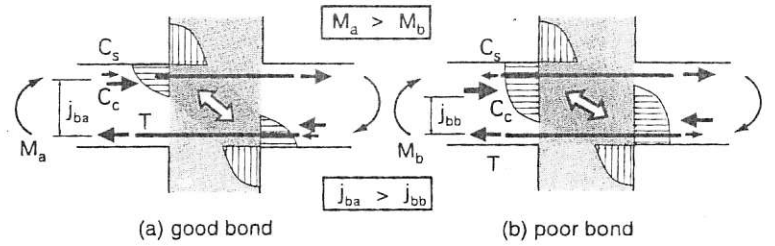


図8 梁危険断面の応力中心間距離の変化
(塩原ら) [8]

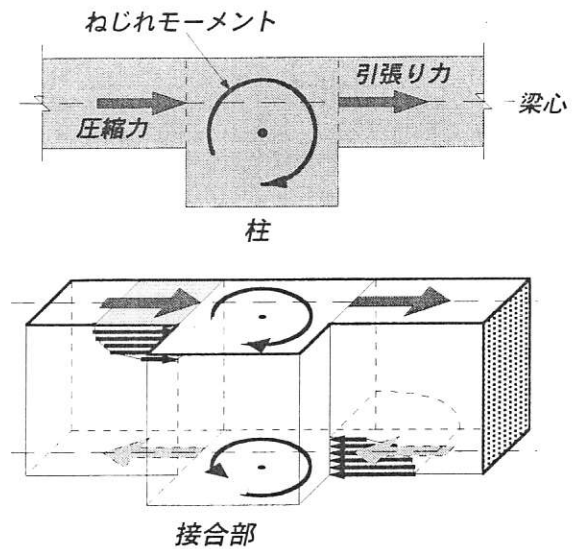


図9 偏心接合部のねじれ

や有限要素解析(柏崎・野口[10])などによる詳細な検証が望まれる。また、RC建物の柱・梁接合部の耐震設計において防止すべき破壊性状は如何なるものであるか、例えば柱軸力を保持できない状態、あるいは接合部のせん断変形がある程度以上に増大する状態、などを明確にすべきである。

4.2 柱芯と梁芯とが偏心している接合部の強度

柱・梁接合部において柱芯と梁芯とがずれている場合、ねじれ力の発生(図9参照)によって柱・梁接合部の表面と裏面とで入力せん断力の大きさが異なる。実際、兵庫県南部地震でも接合部パネルの損傷の偏が見られた。柱芯と梁芯とが偏心することによってせん断力に抵抗できる接合部有効断面積が減少することも予想される。しかしこのねじれの影響については研究資料に乏しく、定量的な評価が十分になされていない

(広沢の検討例[11])。

4.3 2方向水平力を受ける接合部の強度

2方向水平力を受ける接合部の二軸せん断強度の評価は、それぞれの方向の一軸せん断強度を結ぶ円または楕円の二軸相関曲線を仮定する方法が一般的であるが、接合部の2方向加力実験で接合部のせん断破壊が先行した実験資料は少なく、接合部の二軸せん断抵抗機構は十分に解明されたとは言い難い。立体柱・梁接合部試験体に2方向載荷したときの各方向の接合部せん断応力度をコンクリート圧縮強度 σ_B で基準化して図10に示す。接合部せん断抵抗断面積は靱性保証型耐震設計指針(案)[3]に従って求め、接合部入力せん断力は梁危険断面でのモーメントを応力中心間距離(一定と仮定)で除すことにより梁主筋引張り力を算出して求めた。 Δ 印は梁降伏後の接合部破壊を、 \circ 印は梁曲げ破壊をそれぞれ表わし、白抜きは内柱・梁接合部試験体、黒塗りは外柱・梁接合部の実験結果である。内柱・梁接合部では、接合部せん断強度を $0.3\sigma_B$ とした矩形の外に Δ 印があることから、入力せん断応力度の制限値を $0.3\sigma_B$ とした場合、各方向独立に設計しても安全であると判断できる。これに対して外柱・梁接合部では、接合部の破壊曲面を $0.18\sigma_B$ (外柱・梁接合部方向)と $0.3\sigma_B$ (内柱・梁接合部方向)との矩形とすると、 \blacktriangle 印が破線で示した楕円の近傍にあるため、危険側の評価となる。

2方向水平力を受ける接合部の強度は1軸の場合よりも増大することが既往の実験研究で指摘されている。塩原らによる接合部曲げ破壊説によってこの理由を説明できれば、接合部破壊についての理解がより深まるものと期待される。

4.4 大きく変動する軸力を受ける接合部の強度

外柱には、接続する梁せん断力の向きの変化によって変動軸力が作用するが、鉛直地動加速度が大きい場合には内柱にも軸力変動が生じると予想される。実際、RC骨組を用いた解析研究によれば鉛直地震動が大きい場合には内柱に外柱と同等以上の変動軸力が作用するとの指摘もある(楠[12])。このように鉛直地震動の影響を考慮すれば、柱・梁接合部にも引張りから圧縮まで大きく変動する軸力が作用することになるが、引張り軸力や変動軸力の影響については実験的にほとんど検討されていない(森田・北山ら[9])。

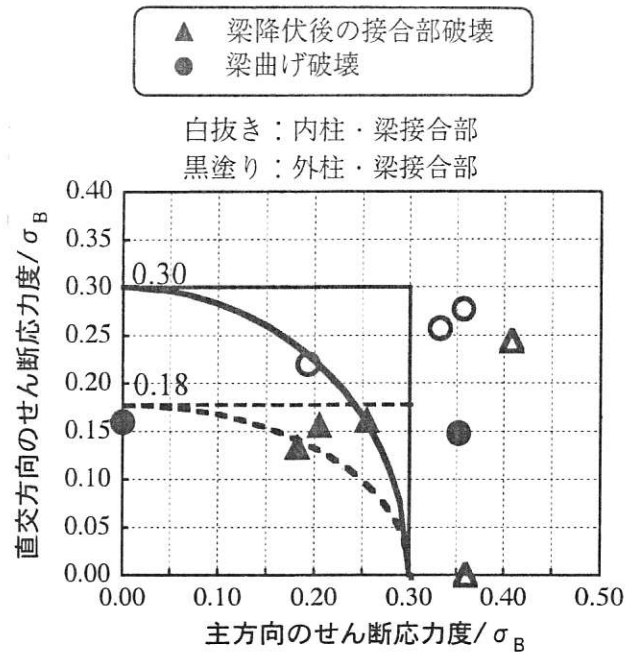


図10 2方向加力時の各方向の接合部基準化せん断応力度

4.5 横補強筋量の合理的な決定法

靱性保証型耐震設計指針(案)[3]では横補強筋の機能として接合部コア・コンクリートの拘束効果が重要であることを述べ、接合部劣化型架構の変形性能改善への横補強筋の効果を指摘しているが、最小量として規定した0.3%に明確な根拠がある訳ではない。要求すべき拘束性能を明確にするとともに、それを達成するために必要な横補強筋量を算定する論理を構築しなければならない。拘束によってコンクリートの圧縮強度は変化することから、柱・梁接合部の強度との関係も無視することはできない。また、塩原は接合部内の横補強筋は接合部強度にはほとんど寄与しないが、接合部の破壊モードには大いに関与することを破壊モデルに基づく数値解析から指摘しており注目される[19]。

4.6 通し筋の抜け出し量の算定

梁降伏先行型の骨組であれば梁部材の降伏変形を定量化することが重要である。その際に梁主筋あるいはPC鋼材の抜け出しによる付加回転を適切に評価すべきことが多くの研究によって指摘されている。主筋の抜け出し量を求める方法はいくつか提案されているが、変形状態を表現するモデルを作成することが難しいこともあって、簡単にかつ精度よく求める算定法は未だないのが実情である。

4.7 柱・梁接合部の耐震補強法の確立

兵庫県南部地震においてRC柱・梁接合部の損傷が散見されたことから、今後は柱・梁接合部についても耐震診断を実施することが必要であろう。柱・梁接合部の検討を既存の耐震診断[20]に組み込む方法が広沢によって提案された[4]。

しかしそれによって危険と判断された場合の耐震補強方法については、ほとんど検討されていない。補修・補強工法として、1)エポキシ樹脂の注入補修、2)水平ハンチの増設による接合部体積の増大化、3)鋼板などによるJacketing [13]、などが考えられる。エポキシ樹脂の低圧注入による柱・梁接合部の補修実験は行なわれているが、耐震補強についての実験研究はほとんどない。鋼板による巻き立て補強は主に高速道路や鉄道の高架橋を対象としたもので、側柱・梁接合部や隅柱・梁接合部では実施が比較的容易でありその効果も期待できるが、建物の内柱・梁接合部のように6面すべてに柱・梁部材が貫入するような場合には困難であろう。

4.8 せん断応力度—せん断変形角関係の評価法

接合部パネルのせん断応力度—せん断変形角関係については種々のモデルが提案されている。しかし、斜めひびわれ発生後の剛性低下、柱・梁部材降伏後の接合部せん断変形角の進展具合、繰り返し载荷を受けるときの履歴ルールなどについてさらに検討を加える必要がある。また接合部せん断破壊と判定するためのせん断変形角の臨界値についても諸説があり(0.8%を超えると接合部の損傷が急激に進行する[14]、0.35%のときにせん断圧縮破壊が発生し1%で終局せん断強度に到達する[15]など)、臨界値の存在の有無も含めて今後議論されるべきである。

5. おわりに

靱性に依存した終局強度設計法の採用によって柱・梁接合部がRC骨組内の弱点となる可能性が高まり、その力学特性や地震時挙動が内外で積極的に研究されてきた。兵庫県南部地震において柱・梁接合部のせん断破壊が日本ではじめて注目され、接合部破壊が建物全体の耐震性能に与える影響も議論されるようになった。本論では柱・梁接合部の地震被害について簡単にまとめた。

また柱・梁接合部の力学挙動および耐震設計について述べたが、これらについては経験的に得られた知識も多いため、合理的な力学モデルに基づく論理的な把握が望まれる。柱・梁接合部という非常に小さな領域に曲げモーメント、せん断力および軸力が作用し、さらにひびわれの開閉と通し主筋の定着力の変化とが関係するため、柱・梁接合部の挙動および破壊を統一的に理解することは難しい。しかし骨組に良好な耐震性能を賦与するためには、このような試みに基づいた合理的な設計法の提案が必要であり、現在多くの研究者・設計者が模索中である(例えば塩原[19])。これと同時に、理論を裏づけるための実験的検証も重要である。

参考文献

- [1] 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(案)、1988年10月。
- [2] 広沢雅也、近藤龍哉：解明されてきたRC、SRC造建物の耐震設計上の緊急課題、建築技術、1996年10月、pp.179-191。
- [3] 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。
- [4] 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計、1998年10月。
- [5] 五十嵐淑隆、広沢雅也、清水泰：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9、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造Ⅳ、1996年9月、pp.653-654。
- [6] 藤井栄、村上秀夫、山田稔明、森田司郎：高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.13-2、1991年、pp.483-488。
- [7] 塩原等、岸川聡史：鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の接合部破壊機構の解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅳ、1998年9月、pp.601-604。
- [8] 楠原文雄、塩原等：接合部破壊が先行するRC柱・梁接合部せん断耐力と接合部破壊の因果関係、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、1997年、pp.1005-1010。
- [9] 森田真司、北山和宏、小山明男、細野具貴：RC内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の

- 影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、1999年、pp.679-684.
- [10] 柏崎隆志、野口博：PC構造内柱・梁接合部の2次元非線形有限要素解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998年、pp.757-762.
- [11] 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 第Ⅱ編付録3、1998年10月、pp.336-348.
- [12] 楠浩一：鉛直地震動が建物の動的応答性状に与える影響に関する研究、東京大学博士論文、1996年12月.
- [13] Ghobarah, A., T. S. Aziz and A. Biddah :
Rehabilitation of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,
Eleventh World Conference on Earthquake Engineering,
1996, No.1394.
- [14] 角徹三、浅草肇、青木正美：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靱性評価、日本建築学会構造系論文報告集、No.401、1989年7月、pp.87-96.
- [15] 佐々木聡、寺岡勝、狩野芳一：RC造内柱・梁接合部パネルのせん断力—せん断変形角関係、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、1993年、pp.571-576.
- [16] 新井組技術研究部ほか：平成7年（1995年）兵庫県南部地震被災調査報告—ジュネス六甲—、新井組技術研究報告集、第8号、1995年10月.
- [17] 姜柱、北山和宏：RC骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究、構造工学論文集、Vol. 42B、1996年、pp.169-179.
- [18] 北山和宏：鉄筋コンクリート内柱・梁接合部のせん断強度に対する横補強筋の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造Ⅳ、1996年9月、pp.663-664.
- [19] 塩原等：柱・梁接合部の破壊機構、日本建築学会PC部材力学挙動予測法小委員会報告書、2000年4月、発表予定.
- [20] 日本建築防災協会：改定版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、1990年.