

鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性

東京大学大学院 北山 和宏
 東京大学工学部 青山 博之

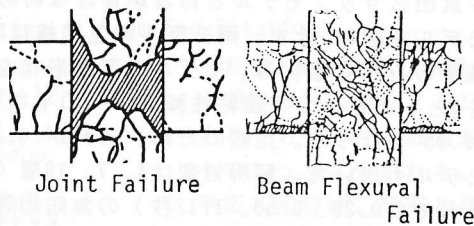
1. 序

従来の日本の鉄筋コンクリート造建物設計法は、許容応力度法に基づく強度抵抗型のものであり、柱断面が十分大きいために過去の震災においては柱・梁接合部の被害はほとんど見られなかった。そのため、日本建築学会の規準には鉄筋コンクリート造柱・梁接合部についての耐震規定がない。一方、ニュージーランドの耐震基準である NZS 3101:1982 では、接合部入力せん断力の大部分を横補強筋が負担するとし、接合部内に多量の横補強筋を配筋することを要求する。また、アメリカの ACI 318-83 では、接合部入力せん断力をコンクリート強度によって制限している。我が国でも設計の合理化、材料の高強度化あるいは靱性依存型の設計法の採用等により従来とは異なる建物が建設され、接合部が構造上の弱点になる可能性がある。

地震時の梁降伏型骨組接合部は、鉛直荷重を保持し梁端に形成されるエネルギー吸収機構を維持する必要がある。このために、震害を受けた接合部の補修が困難なことから併せて接合部のせん断破壊や接合部内に通し配筋された梁主筋の付着破壊を防ぐことが重要である。骨組の変形が大きくなると接合部のせん断抵抗機構が変化し、せん断破壊に至ることもあり、接合部の設計に関して、許容する変形によって設計の判断基準が異なってくると思われる。そこで本論では変形能に注目しつつ、過去の実験結果により接合部せん断伝達機構を仮定し、これに基づいて接合部入力せん断力を制限する。また、梁主筋の接合部内付着劣化が構造物の応答に与える影響を調べ、これを制限する。なお対象は、普通コンクリートを用いた内柱・梁接合部に限定する。

2. 梁主筋付着と接合部せん断伝達機構

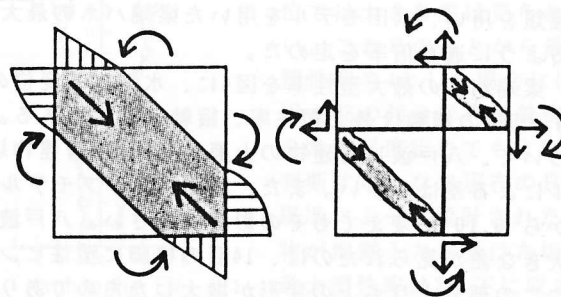
梁主筋の接合部内付着劣化が生じた平面接合部試験体(Jシリーズ)では、接合部横補強筋量の多少によらず梁降伏後に接合部にせん断による損傷が集中した[1]。一方、梁主筋の接合部内付着が良好であった平面接合部試験体(Cシリーズ)では、梁降伏後も接合部はほぼ健全であった[2]。両実験の終了時ひびわれ状態の例を図1に示す。このことから、梁主筋の接合部内での付着状態の変化によって接合部せん断伝達機構は以下のように変化したと考える。



(a) Specimen J1 (b) Specimen C1
 Fig.1 : Crack Patterns after Test

柱・梁接合部部材に水平力が作用すると、Pau-layらが指摘したように[3]、接合部パネルコンクリート内には圧縮側の柱・梁付け根間に圧縮ストラット(主ストラットと呼ぶ)が形成されせん断力が伝達される。主ストラットは梁主筋の接合部内付着性状の良否にかかわらず形成される(図2(a))。

梁主筋の接合部内付着が良好な場合、付着力により接合部パネル内に応力が均等に流れ、多数の圧縮ストラット(副ストラットと呼ぶ)が形成され(図2(b))、主ストラットと共にせん断力を負担する。



(a) Main Strut (b) Sub-Strut
 Fig.2 : Mechanisms in Interior Joints

このときに接合部横補強筋は副ストラットの圧縮力に釣り合う引張り力を受ける（トラス機構）。すなわち、接合部横補強筋は接合部入力せん断力に対して抵抗要素となる。

一方、梁主筋の接合部内付着劣化が生じると、梁主筋からコンクリートへの応力伝達は期待できず副ストラットは消失し、パネルコンクリート内の応力は主ストラットに集中する。このため、繰り返し載荷等により主ストラットのコンクリートが圧壊し、接合部のせん断圧縮破壊が生じる。接合部横補強筋はせん断抵抗要素として機能せず、コアコンクリートの拘束が主となる。ただし、このような接合部破壊が生じるのは層間部材角が $1/25\text{rad}$ 前後の大変形時であり、地震時に想定される層間部材角 $1/50\text{rad}$ ではせん断破壊は生じなかった。

梁主筋付着が良好で上下等量配筋の場合、梁主筋から付着力によって伝達される力と梁圧縮端から接合部内に流れる力がほぼ等しくなるため、主ストラットと副ストラットのせん断力負担割合はほぼ同程度と思われる。副ストラットによる負担分はかなり大きく、梁主筋付着性状によるせん断伝達機構の変化は重要である。また、ここでは梁幅が柱幅よりも小さい場合を考えている。

3. 梁主筋の接合部内付着劣化

梁主筋の接合部内付着劣化が好ましくない理由として、以下の(1)~(3)を挙げることができる。(1)履歴特性がピンチ性状を示し、エネルギー消費能が劣る。(2)接合部せん断伝達機構の変化により、梁降伏後に接合部がせん断破壊する可能性がある。(3)圧縮側梁主筋の引張りへの転化により、鉄筋の抜け出し区間が増え、危険断面での付加回転の増加により梁の変形が増大する。さらに梁端部コンクリートの圧縮応力状態が厳しくなり圧壊を早める可能性がある。(2)は接合部入力せん断力を制限することによって防止することができる。そこで、梁主筋の接合部内での付着すべりの認否を判断するために(1)について、梁端でのエネルギー吸収量が構造物の地震応答に与える影響を調べる。

地震応答解析は部材モデルを材端バネに与えた平面骨組解析プログラムDANDY[4]を用いる。接合部は剛とし、梁主筋の接合部内付着性状を表わすために梁端バネに与える履歴モデルを選択する。すなわち、梁主筋の接合部からの抜け出しによる逆S字形履歴をあらわす武田スリップモデルと付着が良好な時の紡錘形履歴をあらわす武田モデルとである。両モデルを図3に示す。両モデルの包絡線は同一とし、梁主筋の抜け出しによる履歴面積の減少のみを考慮する。モデルの履歴形状を決定する変数は実験結果から定め、最大塑性率を4としたときの等価粘性減衰 h_{eq} の平均値は武田モデルで0.25、武田スリップモデルで0.15となった。比較のため、 h_{eq} が0.10となる武田スリップモデルも用いた。解析対象は4、7、16層（設計用一次固有周期はそれぞれ0.28、0.50、1.12秒）の無限均等ラーメンの柱一本とし、設計はRC規準[5]に従って行なった。入力地震波は八戸(1968)EW成分、El Centro(1940)NS成分、Taft(1952)S69E成分の三種類を用い、武田モデルを用いた梁端バネの最大塑性率が4となるように適宜倍率を定めた。

梁端バネの最大塑性率を図4に、水平応答変位の一例を図5に示す。図4の横軸は最大塑性率、縦軸は階数である。最大塑性率について、八戸波16層建物の上層と八戸波4層建物以外では両モデルによる差は小さい。また、武田スリップモデルの h_{eq} を0.15から0.10に変えてもその影響は小さい。八戸波16層建物上層で大きな差が見られたのは、14層の柱脚に塑性ヒンジが発生したためこの部分よりも上の変形が増大したためであり、上層部の配筋を増やすことによりこの差を小さくすることができると思われる。(b) Takeda Slip Model

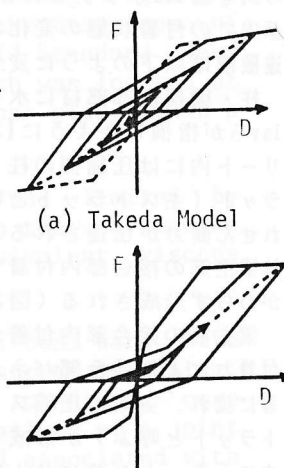


Fig.3 : Hysteresis Models

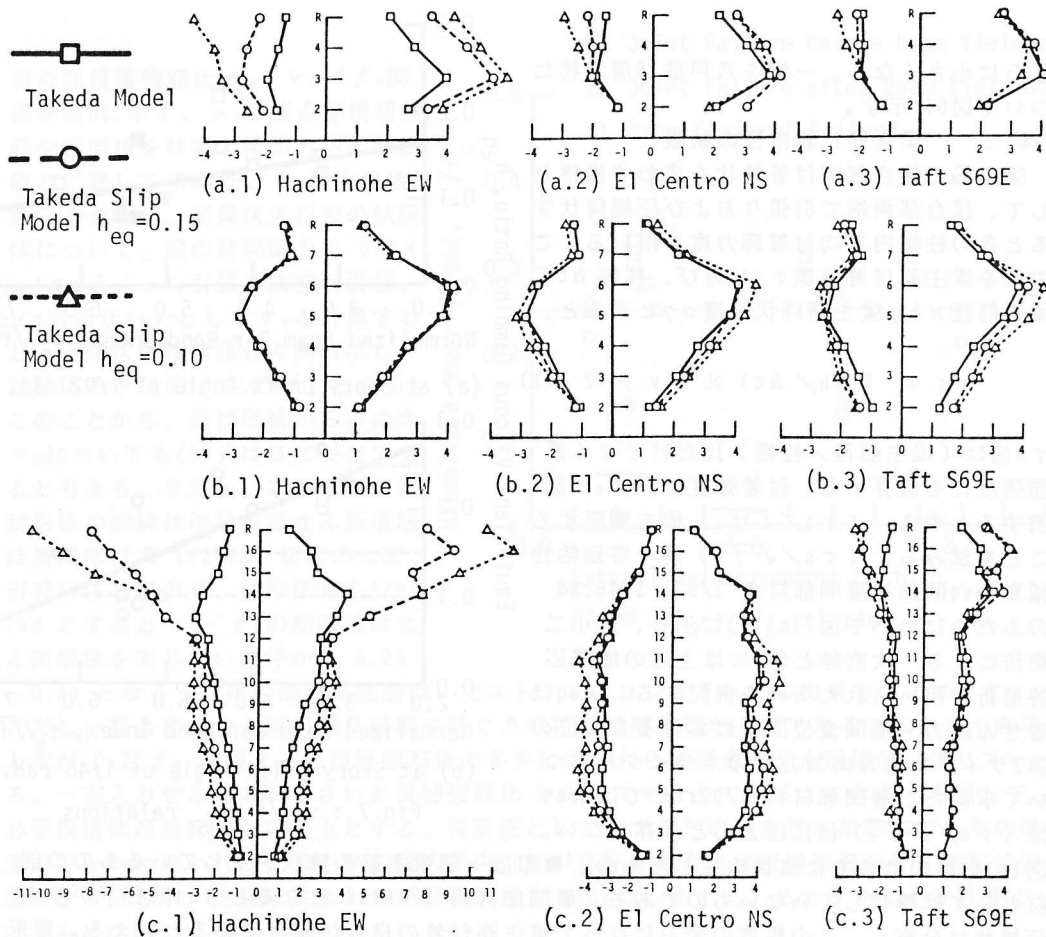


Fig.4 : Maximum Ductility Factor of Beam End Rotation

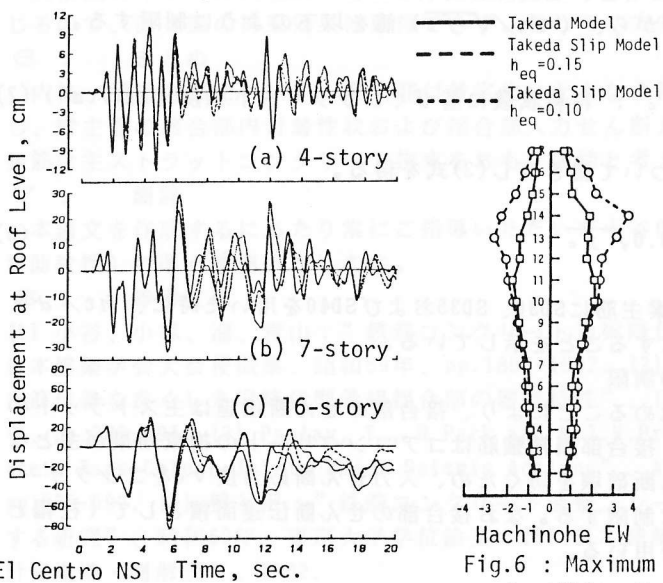


Fig.5 : Displacement Response History

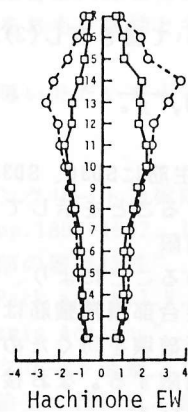


Fig.6 : Maximum Ductility Factor

八戸波4層建物でも同様に中間階の柱に塑性ヒンジが生じており、柱配筋量が過小であったと思われる。水平応答変位は、時刻と共に位相がずれ、揺れ方に差がでてくるものの最大水平変位では大きな差は見られない。これらのことから最大塑性率を4とした場合には、梁主筋の接合部内付着劣化をある程度認めてもよいと判断する。なお現在のRC規準によって設計された建物が地震入力を受けた場合、最大塑性率は2以下に収まるものが多いと思われ、この場合には両モデルの差は

さらに小さくなる。一例を八戸波16層建物について図6に示す。

4. 梁主筋付着指標の制限

梁主筋の接合部内付着性状を表わす指標として、接合部両端で引張りおよび圧縮降伏するときの柱幅内平均付着応力度を用いる。この値を梁主筋付着指標 τ_s と呼び、柱幅 h_c 、梁主筋径 d_b 、梁主筋降伏強度 σ_y とすると、

$$\tau_s = (d_b / h_c) \times \sigma_y / 2 \quad (1)$$

τ_s 値は (梁主筋径/柱幅) 比だけでなく鉄筋強度にも依存する。付着強度は $\sqrt{f_c}$ に比例すると考え、 $(\tau_s / \sqrt{f_c})$ 値を制限することを試みる。 $(\tau_s / \sqrt{f_c})$ 値-等価粘性減衰 h_{eq} 関係を層間部材角 1/92、1/46rad のふたつについて図7(a)(b)に示し、最小二乗法による一次直線と(b)には上述の地震応答解析で用いられた h_{eq} を併記する。 h_{eq} は層せん断力-層間変位関係における各変位の第2サイクル負方向加力時の半サイクルについて求めた。層間部材角 1/92rad では h_{eq} は $(\tau_s / \sqrt{f_c})$ 値にほとんど依存しない。

図(a)中口印はすでに降伏の生じたもの、■印は一部梁主筋の降伏が生じているものの部材としては降伏していないものである。層間部材角 1/46rad になると h_{eq} は右下がりの直線状に分布し、この程度の変形になって梁主筋付着の良否が顕著になるといえる。変形限界を層間部材角 1/50rad とした場合、地震応答解析により h_{eq} が 0.10 となるような付着性状を許容できるとしたことから、 $(\tau_s / \sqrt{f_c})$ 値を以下のように制限する。

$$\tau_s / \sqrt{f_c} \leq 5.0 \quad f_c : \text{材料試験に基づくコンクリート強度 (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

(2)式を (柱幅/梁主筋径) 比について書き直し(3)式を得る。

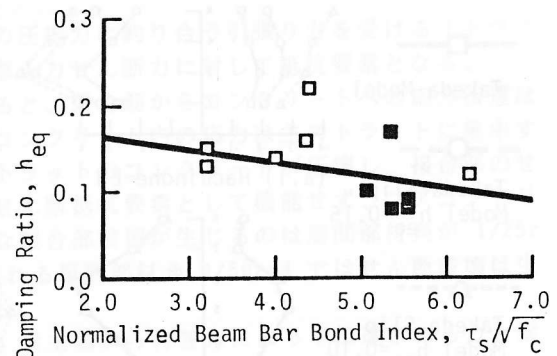
$$(h_c / d_b) \geq \sigma_y / 10.0 \sqrt{f_c} \quad (3)$$

これは $f_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ とし、梁主筋にSD30、SD35およびSD40を用いた時に、 h_c / d_b をそれぞれ20、23および26以上にすることを示している。

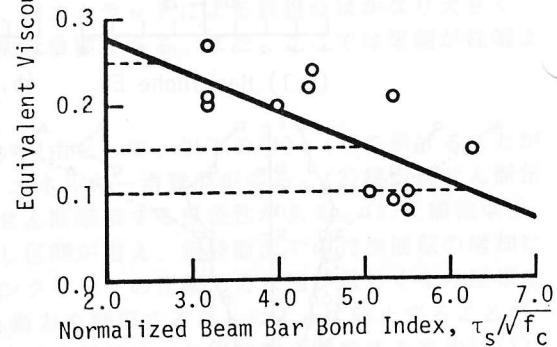
5. 接合部入力せん断力の制限

梁主筋の接合部内付着劣化を認めることにより、接合部のせん断伝達は主ストラットのコンクリートによって行なわれ、接合部横補強筋はコアコンクリートの拘束効果が主となる。そこで梁降伏後の接合部せん断破壊を防ぐため、入力せん断応力度 v_u をコンクリート強度の関数として以下のように制限する。なお接合部のせん断伝達面積として (柱幅と梁幅との平均値) \times (柱せい) を用いる。

$$v_u / f_c \leq 0.25 \quad (4)$$



(a) at Story Drift Angle of 1/92 rad.



(b) at Story Drift Angle of 1/46 rad.

Fig.7 : $\tau_s / \sqrt{f_c} - h_{eq}$ relations

接合部横補強筋比 $p_w - v_u / f_c$ 関係を図8に示す。 p_w は接合部横補強筋全断面積を柱幅と梁応力中心間距離とで除して求めた。 v_u は実験値から求めたが、梁降伏先行型の試験体について、梁の終局耐力を $0.9 \times at \sigma y d$ (a :引張り鉄筋断面積、 d :有効せい)として v_u を計算すると、梁降伏後接合部せん断破壊した試験体の下限値は $0.23 f_c$ となる。このことから、曲げ理論から求めた v_u についても(3)式はほぼ妥当であると考えられる。ただし、ここで示した試験体の梁降伏後接合部せん断破壊は層間部材角 $1/25 \text{rad}$ 程度の大変形時に生じており、変形限界を $1/50 \text{rad}$ とすると v_u / f_c の制限値はせん断破壊を生じない条件から 0.25

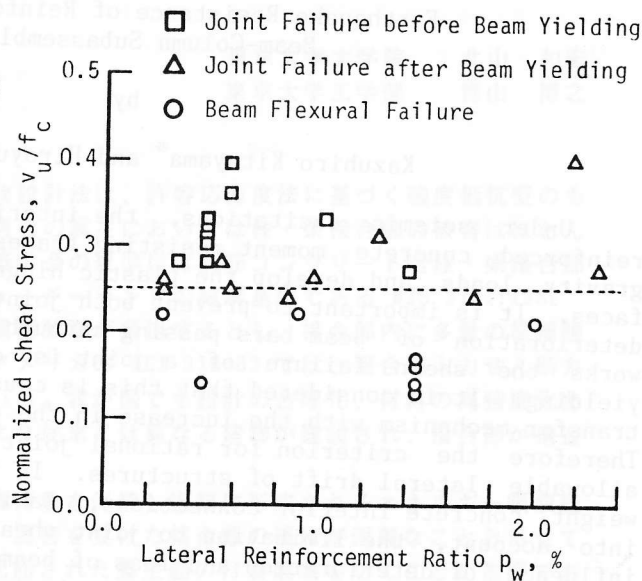


Fig.8 : $p_w - v_u / f_c$ relation

~0.30 となろう。接合部横補強筋は、主ストラットコンクリートの拘束のために配す。ただし、接合部のせん断引張り破壊を防ぐためには横補強筋が必要である。入力せん断応力度が $0.25 f_c$ を超えると横補強筋量の多少にかかわらず接合部せん断破壊を生じている。一方入力せん断力が小さいと横補強筋比 0.27% でも十分である。これらを考慮して、必要横補強筋量は 0.3% 以上とする。拘束筋として配するため、多量に配筋してもその効果は少ないと思われる。梁主筋の接合部内付着が良好な場合には横補強筋がせん断抵抗要素になり得るが、実験結果によれば層間部材角 $1/50 \text{rad}$ までは、その多少による影響はほとんどない。

実構造物では二方向地震力を受け、直交する各梁とも載荷され危険断面にひびわれが生じるので、直交梁の拘束効果は期待できず、むしろ二方向加力による影響が重要である。

6. まとめ

内柱・梁接合部について、梁主筋付着劣化にともなう接合部せん断伝達機構の変化を示し、梁主筋の接合部内付着性状および接合部入力せん断力の制限を行なった。接合部横補強筋は主ストラットコンクリート拘束をおもな機能と考え、その最小量を定めた。

7. 謝辞

本論文を作成するにあたり常にご指導いただいた小谷俊介先生(東京大学工学部建築学科助教授)に厚く感謝いたします。

8. 参考文献

- [1] 小谷、小林、溜、青山：“鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部のせん断耐力”、日本建築学会大会梗概集、昭和59年、pp.1891-1892.
- [2] 北山、栗栖、小谷、青山：“梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性”、日本建築学会大会梗概集、昭和60年、pp.293-294.
- [3] Paulay, T., R.Park and M.J.N.Priestley：“Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions”、ACI Journal, November, 1978, pp.585-593.
- [4] 壁谷沢：“鉄筋コンクリート造壁フレーム構造の終局型耐震設計法に関する研究”、昭和60年、東京大学学位論文.
- [5] 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”、1982.

Earthquake Resistance of Reinforced Concrete
Beam-Column Subassemblages

by

Kazuhiro Kitayama* and Hiroyuki Aoyama**

Under seismic excitations, the interior connections in ductile reinforced concrete moment resisting frames are required to sustain gravity loads and develop the plastic hinges in beams near the column faces. It is important to prevent both joint failure by shear and bond deterioration of beam bars passing through a joint. In experimental works the shear failure of a joint is often observed after beam yielding. It is considered that this is caused by the change of a shear transfer mechanism with the increase in the deformation of a structure. Therefore the criterion for rational joint design is dependent on the allowable lateral drift of structures. In this paper, for the normal weight concrete interior connections, taking the deformation ability into account, the limitation to joint shear stress is presented. The influence of deterioration and loss of beam bar bond within a joint on earthquake responses of structures is investigated and a beam bar bond index normalized by a square root of concrete compressive strength is restricted.

Shear transfer mechanism in a joint is assumed to consist of two kinds of diagonal compression struts: a main strut and a sub-strut. Numerous sub-struts are formed by bond forces from beam bars to surrounding concrete in a panel zone when the beam bar bond is good within a joint. Since sub-struts disappear with bond deterioration of beam bars, the stress within a joint concentrates on a main strut. Eventually diagonal compression failure will occur in a main strut concrete. The change of mechanism in a joint depends on a bond situation of beam bars.

Generally the hysteretic loop shows a pinching shape due to bond deterioration of beam bars within a joint. For discriminating right and wrong of bond deterioration of beam bars, some earthquake responses of R/C multi-story structures designed according to the AIJ Standard were studied by varying the area of the hysteretic model which was located at beam ends. From this analysis, it was found that beam bar slip within a joint is allowable to some extent.

The ratio of column width to beam bar diameter was limited by equation (3) on the basis of the correspondence between the earthquake response and the experimental researches through the equivalent viscous damping ratio.

Because of the allowance for bond deterioration of beam bars, the shear force induced into a joint is resisted by a main strut mechanism. The lateral reinforcement in a joint is effective on confining core concrete. In order to protect the shear compression failure of a joint after beam yielding, joint shear stress was restricted associated with concrete compressive strength in the form of equation (4).

* Graduate Student, The University of Tokyo.

** Professor, The University of Tokyo.