

梁主筋の付着をよくした梁降伏型骨組接合部の挙動

(その2: 変形特性及び地震応答)

正会員 ○ 北山和宏 *1 栗栖浩一郎 *2
正会員 小谷俊介 *3 同 青山博之 *4

§ 1 序

前報(その1)に示したように、梁主筋の接合部内での付着性状が履歴形状に大きな影響を及ぼす。ここではそれに関連して梁主筋のひずみ度分布、梁付根塑性ヒンジの回転性能等について検討し、あわせて接合部の性状についても調べる。

実際の構造物では高強度の太径鉄筋を用いることが多いと思われ、梁主筋の接合部内での付着劣化が多少とも生じることは避けられないと考えられる。そこで、逆S字形履歴と紡錘形履歴を有する場合について構造物の地震応答解析を行ない、応答塑性率等を調べることにより、梁主筋の接合部からの抜け出しを許容するか否かの判断資料とする。

§ 2 梁の変形特性

(1) 梁主筋のひずみ度分布 : 試験体C1、C3の層間部材角 $1/92\text{rad}$ 正負加力時、及び試験体J6の層間部材角 $1/184\text{rad}$ 正負ピーク時、それぞれの梁上端筋ひずみ度分布を図1に示す。試験体C1、C3では引張側で降伏ひずみに達し、他方圧縮側では圧縮力を負担しており、引張ひずみへの転化は生じていない。このことから、梁主筋の接合部内での付着は良好であったことが確かめられる。一方、試験体J6ではこの段階で既に圧縮鉄筋の引張ひずみへの転化が始まっており、梁主筋の接合部内での付着すべりが生じたことを示す。

(2) 梁付根塑性ヒンジの回転性能 : 正サイクルピーク時に梁付根の局部領域の回転によるたわみが、梁端たわみに占める割合を図2に示す。ここで領域1とは梁危険断面から $d/2$ ($d=27.0\text{cm}$) までの部分、領域2とは $d/2$ から d までの部分のこととする。領域1の回転には梁の曲げ変形成分のほかにせん断変形成分、接合部からの梁主筋抜け出しによる付加回転が含まれる。回転によるたわみは、回転角に梁端支持点から領域外面までの距離を乗じたものとした。Cシリーズの3体とも同様の性状を示したので試験体C2について記すと、梁降伏が生じるまでは梁危険断面から d までの領域の回転成分が梁端たわみの約6割を占めるが、梁が降伏すると、約8割に上昇する。領域1のひびわれ状況からみて梁主筋の接合部からの抜け出しはわずかと思われ、この部分に大変形時まで良好な塑性ヒンジが維持されたことを示している。なお、層間部材角 $1/46, 1/23\text{rad}$ 時の梁部材角(梁端たわみを、梁端支持点から危険断面までの距離: 1.2m で割ったもの)は、各試験体ともそれぞれ約 $1/50, 1/24\text{rad}$ であり、対応する梁塑性率は上端引張りの場合それぞれ $2.5, 5.3$ 、下端引張りの場合それぞれ $3.6, 7.5$ であった。(3) 各部位変形が層間変位に占める割合 : 正サイクルピーク時層間変位に占める、各部位変形による割合を図3に示す。ここでCシリーズの接合部成分は、層間変位から梁と柱の成分を引いたものとし、試験体J6の柱成分は、層間変位か

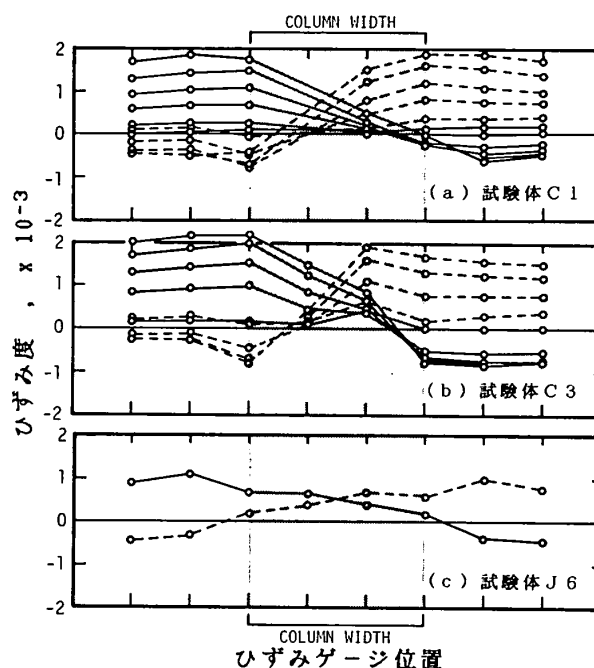


図1: 梁上端筋ひずみ度分布

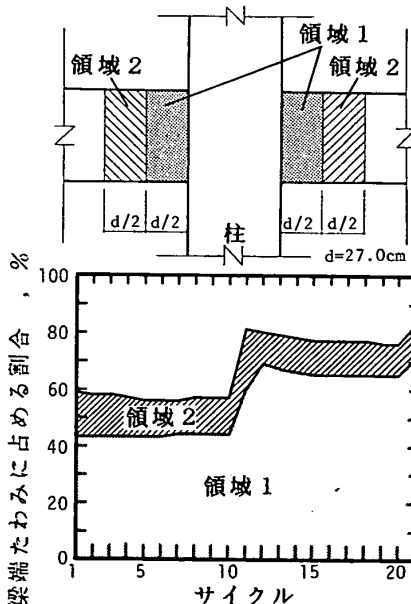
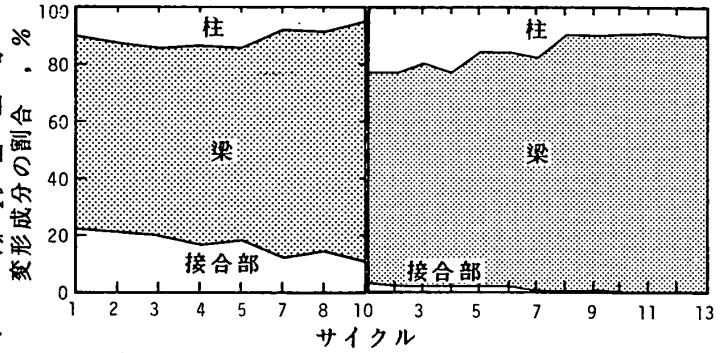


図2: 梁付根領域の回転成分の割合

ら梁と接合部の成分を引いたものとした。Cシリーズの各試験体とも、梁たわみによる層間変位成分が60%以上であり、繰り返し载荷と共に増加して層間部材角 $1/46\text{rad}$ 時では80%近くになり、梁端部の曲げヒンジ形成による良好な梁降伏機構を示した。試験体J6についても同様な傾向を示す。しかし、梁変形成分が大きいにも拘らず逆S字形履歴を示すことは、梁主筋の接合部からの抜け出しが生じたことを裏付ける。



(a) 試験体 C 1 (b) 試験体 J 6
図 3 : 層間変位に占める各部材変形成分の割合

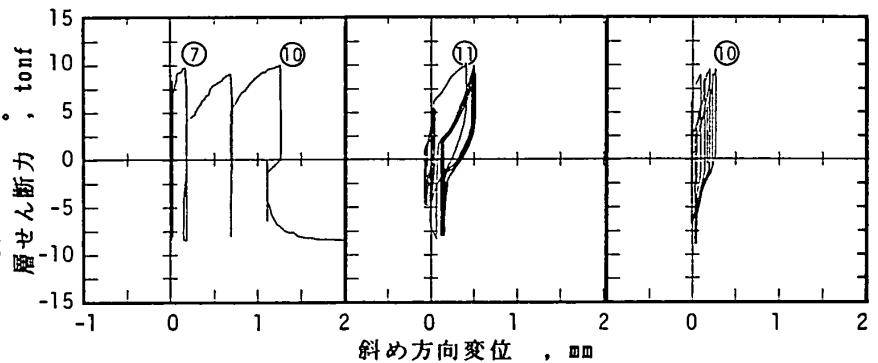
§ 3 接合部の変形特性

(1) 接合部パネルの斜め方向変位 : 層せん断力-接合部パネルの斜め方向変位関係を図 4 に示す。この斜め方向変位は、接合部斜めせん断ひびわれ幅の和に対応する。測定点のゲージ長さは、試験体C1で 333mm、試験体C2で 318mm、試験体C3で 310mmである。各試験体とも層間部材角 $1/46\text{rad}$ まではほとんど接合部せん断変形を生じていない。層間部材角が $1/46\text{rad}$ に達すると、接合部斜めせん断ひびわれ幅が増え始め、その後、試験体C1では斜めせん断ひびわれの増加により斜め方向変位が急速に増加する。試験体C3では層間部材角 $1/15\text{rad}$ 時でもほとんど斜め方向変位が進んでおらず、試験体C2においても層間部材角 $1/46\text{rad}$ の繰り返し加力によるせん断ひびわれ幅の増加はわずかで、層間部材角 $1/23\text{rad}$ 時でも増えていない。このことから、地震時に鉄筋コンクリート造建物に予想される変形範囲(層間部材角で約 $1/50\text{rad}$)では、接合部せん断変形に与える接合部せん断補強筋量の影響は小さいが、大変形時には、接合部せん断補強筋がパネルコンクリートのはらみ出しを拘束するといえる。

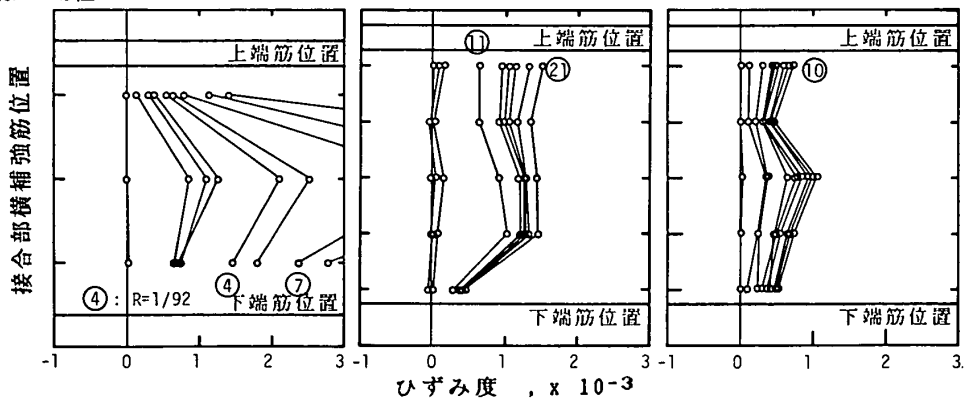
正サイクルピーク時の接合部せん断補強筋のひずみ度分布を図 5 に示す。試験体C1では、梁部材が降伏する層間部材角 $1/92\text{rad}$ でせん断補強筋の一部が降伏し始め、以降接合部中央のせん断補強筋のひずみが特に大きくなる。

試験体C2では、層間部材角 $1/23\text{rad}$ の大変形時のひずみはこの図では0.15%程度であるが、他の測定位置で0.2%を超えるところもあり、接合部としては降伏直前の状態と考えられる。試験体C3では、層間部材角 $1/23\text{rad}$ 時にも、接合部せん断補強筋のひずみは0.1%程度であり、降伏ひずみの半分程度に納まっている。

接合部の補修が困難なために接合部を弾性に設計する N 2S3101 の立場からは、接合部せん断補強筋量は日本的な接合部を模擬する試験体C1程度では不十分である。一方、全補強した試験体C3の接合部せん断補強筋のひずみが、降伏



(a) 試験体 C 1 (b) 試験体 C 2 (c) 試験体 C 3
図 4 : 層せん断力-接合部パネル斜め方向変位関係



(a) 試験体 C 1 (b) 試験体 C 2 (c) 試験体 C 3
図 5 : 接合部横補強筋ひずみ度分布

ひずみの約 1/2に納まっており、試験体C3の半分以下のせん断補強筋をもつ試験体C2の接合部せん断補強筋のひずみが降伏ひずみ前後であることから、梁主筋の接合部内での付着が良好な場合、NZS3101に規定する接合部せん断補強筋量の半分程度に減らしても接合部を弾性に維持できると考える。

§ 4 地震応答解析

梁主筋の接合部内での付着性状が履歴特性に及ぼす影響を調べてきたが、梁主筋の接合部内での付着すべりの是非については、それが構造物の地震応答に与える影響を調べることによって判断するのが妥当である。そこで、ここでは 8層建物の地震応答解析を行ない局部応答塑性率の違いを検討した

(1) 部材モデル : 梁主筋の接合部からの抜け出しによる逆S字形履歴を表わすモデルとしてTAKEDA-SLIPモデル [1] を用い、紡錘形履歴を表わすモデルとしてTAKEDAモデルを用いる。応答解析において両モデルの Primary Curveは同一とする。すなわち、梁主筋の抜け出しの有無に拘らず降伏変位は同じとなるが、実験結果からみてこれは必ずしも正しいとは考えられない。また、梁上下端の鉄筋量が異なることによるスリップ性状は考慮していない。両モデルで使用した係数は、降伏後剛性低下率 0.001、除荷剛性低下指数 0.0、内側の履歴ループの除荷剛性低下指数 0.9、さらに TAKEDA-SLIPモデルではスリップ剛性低下指数 1.2、スリップ剛性硬化指数 1.1を用いた。両モデルと実験例とを比較したものを図 6に示す。

梁端バネモデルとして TAKEDA-SLIPモデルを使用した建物を(A),TAKEDAモデルを使用したものを(B)と呼び区別する。ただし、外柱につく梁端バネには(A)(B)共にTAKEDAモデルを用い、外部接合部からの梁主筋の抜け出しはないものとする。柱の材端バネにも両方ともTAKEDAモデルを用いる。

(2) 解析建物概要 : 解析に使用する建物は、鉄筋コンクリート造 8層建物(階高3.3m)で 4スパン× 2スパン(各スパン長6m)のラーメン構造である [2]。本建物はニュージーランドの耐震設計法である耐力設計法によって設計されており保有耐力は日本の許容応力度法で設計した場合よりも 1割ほど上回っている。解析は長手方向の外側フレームについて行なうこととし、応答計算の際は建物全重量の 1/3をフレーム重量として与えた。

(3) 解析方法 : 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を用いて行なった。数値積分にはWilson θ 法を用い、時間刻みは0.01秒とした。減衰は一次固有周期(0.533秒)に対する減衰定数0.05の瞬間剛性比例型として与えた。接合部は剛とした。入力地震波はHACHINOHE EW成分を2倍したものをを用いた。

(4) 解析結果 : 正方向、負方向変位時における梁端バネの最大塑性率を図 7に示す。ここでいう塑性率は梁端バネの回転角に対して定義される。負方向の最大塑性率は最上階を除いては(A)(B)共にほぼ 4程度であり、復元力モデルによる差は小さい。一方、正方向では(B)が塑性率 2~3 であるのに対し、(A)では 2~7 とかなりの差がみられる。

最上階水平変位が最大になるときの各階層間部材角を図 8(凡例は図 7と同じ)に示す。傾向は最大塑性率の場合と同様である。正方向の層間部材角は(A)で最大 1/62rad、(B)で1/106radと大きな差があるが、実験結果と比較してみると(A)に対応する試験体J1の降伏時層間部材角は 1/70rad、(B)に対応する試験体C1のそれは 1/118radで、両方ともわずかに降伏した程度ということになり、接合部の被害にもほとんど差はないといえる。

以上の結果から、梁主筋の接合部内での付着すべりによる影響を履歴面積だけに反映させたモデルを用いた場

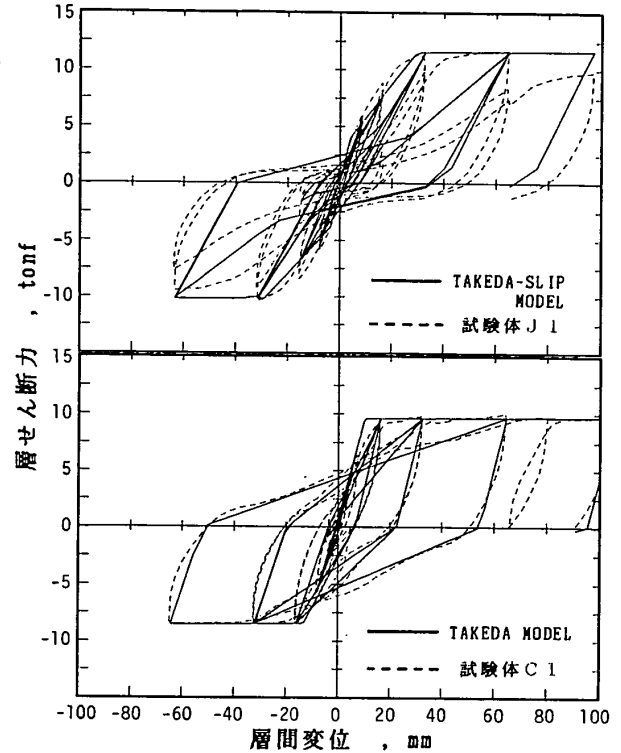
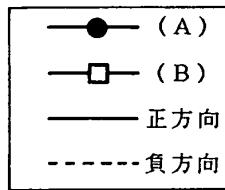
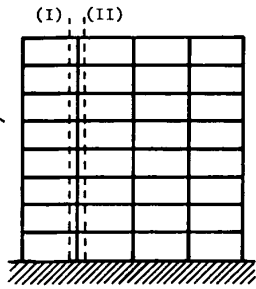


図 6 : 部材モデル

合、付着すべりがあるときに、梁端パネの塑性率が著しく大きくなることもあり、層間部材角も大きくなる。しかし層間部材角と実験例とを比較すると(A)(B)で被害に大きな差はない。

§ 5 結論

(1) 梁主筋の接合部内での付着劣化が生じると、梁主筋の抜け出しによる変形が増加する。これに対し、



凡例

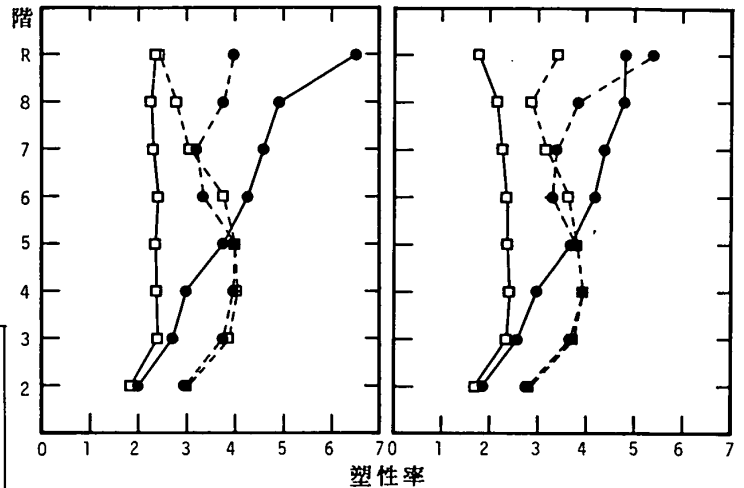


図7： 梁端パネの最大塑性率

梁主筋の付着が良好な場合には、大変形に至るまで梁付根に形成された曲げヒンジが維持される。

(2) 接合部せん断補強筋量の多少によらず、接合部せん断変形は地震時に予想される層間部材角(1/46rad程度)ではほぼ同様な挙動を示した。更に大きな変形では、接合部せん断補強筋はせん断変形を拘束するのに有効である。接合部せん断補強筋の降伏が生じて、せん断破壊を防止できればよいという設計方針からは、梁主筋の接合部内での付着が良好な場合、日本程度のせん断補強筋量でもよい。接合部を弾性に維持するためには、接合部せん断補強筋を全補強の半分程度に配筋する必要がある。

(3) 逆S字形履歴、紡錘形履歴をもつ場合についてそれぞれ地震応答解析を行なったところ、梁端パネの塑性率で大きなちがいがみられることがあったが、層間部材角で判断すると被害に大きな差はみられなかった。

付着すべりがある場合、そうでない場合よりも降伏変位が大きくなる傾向もあり、付着すべりの影響として履歴面積の減少、降伏変位の増大という二つの現象を考慮したモデルを用いて応答解析を行なう必要があろう。

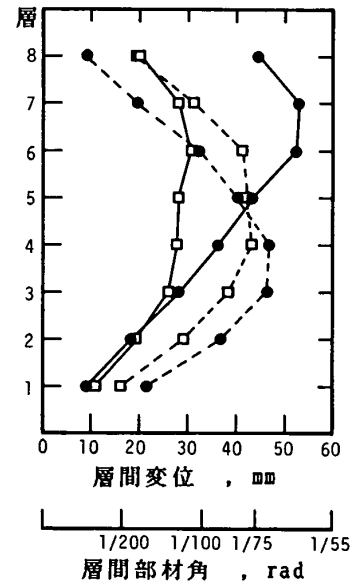


図8： 各階層間部材角

《謝辞》

平面骨組解析プログラム DANDYを使用させて下さいました横浜国立大学工学部助手壁谷沢寿海氏、解析建物を設計され、使用させていただいた東京大学生産技術研究所半谷研究室山上敬氏、及び御指導いただいた東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室塩原等、江村勝両氏に感謝いたします。

《参考文献》

[1] 山上、江村、小谷、青山：“鉄筋コンクリート建物の耐力設計法による耐震設計（その3：8層建物の設計）”、日本建築学会大会梗概集、10月、1984、pp.2187-2188。
 [2] 塩原、小谷、青山：“縮約モデルによる構造物の弾塑性応答解析”、第28回構造工学シンポジウム、2月、1982、pp.101-112。

*1 東京大学大学院 *2 千葉大学大学院 *3 東京大学助教授 *4 東京大学教授