

論文 鉄筋コンクリート骨組内の梁通し筋の付着特性に関する研究

姜 柱*1・北山和宏*2・香山恆毅*3・古田智基*4

要旨：従来の十字形試験体より多層多スパン鉄筋コンクリートフレームの梁通し筋の付着挙動をよく表現できるサ形骨組実験を実施した。梁スパンが小さい時には梁全長にわたって主筋に沿った割裂ひびわが発生し、梁内と柱・梁接合部内の梁主筋が連動する可能性があることを実験により証明した。梁内主筋の付着劣化のため、梁内の主筋のすべりによる梁の変形の割合が大きくなるに伴い、接合部内梁主筋のすべり量は小さくなった。梁端スタブで梁主筋を十分定着すると主筋の付着状況は厳しくなり、付着破壊しやすくなった。柱に拘束された梁に発生する軸力はフレームの力学性能に影響を与えた。
 キーワード：骨組、梁通し筋、柱・梁接合部、梁、付着、割裂

1. はじめに

一般の鉄筋コンクリート(RC)骨組では梁主筋を数スパンに渡って通し配筋するのが普通であり地震によって繰り返し載荷されると梁主筋は接合部内および梁部材内をすべる可能性がある。すなわち実際のRC骨組では地震時に、内柱・梁接合部内の梁通し筋の付着劣化と梁の曲げヒンジ・ゾーンから梁内主筋の部材中央に向かって進展する付着劣化とが関連して骨組の履歴性能に影響を与えると考えられる。しかし、これまでの柱・梁接合部あるいは梁部材を単独に切り出した試験体による実験では上述現象を再現することに問題がある。そこで本研究では、梁主筋の滑動が可能なように、梁部材の両側に十字形柱・梁接合部を有する平面サ形骨組試験体、また、比較するために十字形柱・梁接合部試験体および梁主筋の両端が十分定着された梁形試験体の水平載荷実験を行なった。柱・梁接合部内の通し筋と梁スパン中央の主筋の付着劣化、両者の相互作用がRC骨組の履歴特性に与える影響などの検討を目的とした。

2. 試験体と加力方法

試験体は5表1各試験体の形状体である。試験体の形状を

L1	M1	M2	J1	B
++	+++	+++	+	-

表1に示す。また、試験体L1を例として各部名称を図1に示す。梁のスパン長さとして各部名称を図1に示す。梁のスパン長さとして各部名称を図1に示す。梁の主筋の径を実験変数とした。試験体L1, M1, J1の梁主筋はD16とした。試験体L1の中央梁のクリアスパンは2450mmで梁中央の主筋が滑動しないと予想され、梁主筋の接合部

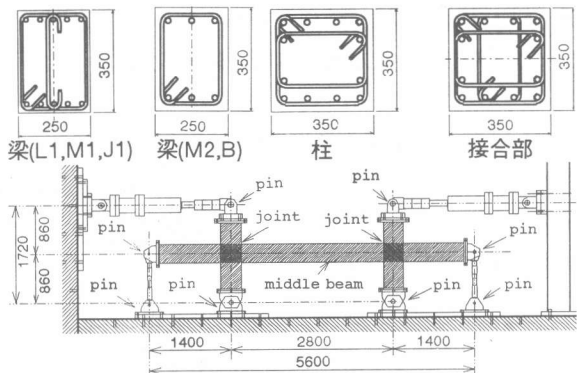


図1 加力装置と試験体形状(L1) および部材断面

*1 東京都立大学大学院・工修 (正会員)

*2 東京都立大学工学部建築学科 助教授・工博 (正会員)

*3 鹿島関東支店

*4 矢作建設工業工務部・工修 (正会員)

のみでのすべりがRCフレームの力学性能に与える影響を検討する。試験体M1の中央梁(内法寸法: 1450mm)の主筋は滑動すると予想され、梁主筋の接合部でのすべりと梁中央での滑動が同時に発生することがフレームの性能に与える影響を検討する。試験体J1はM1の中央梁の真ん中から切出したもので十形を有する試験体である。試験体M2の形状と寸法は試験体M1と同じで、梁主筋をD22としたものである。試験体Bは試験体M2の中央梁を取り出したものであり、両端に設けたコンクリートスタブ内で主筋を折曲げ定着方法によって十分定着した梁型試験体である。

部材の断面寸法および配筋を図1に示す。試験体は実物の約1/2スケール・モデルで、柱断面350×350mm、梁断面350×250mm、階高1.72mとした。試験体L1, M1, J1の梁には主筋を上下とも一段配筋(5-D16、引張り鉄筋比1.24%)し、せん断補強筋(3-D10)として閉鎖フープおよび中吊り筋を120mm間隔(鉄筋比0.71%)で配した。試験体M2の梁および試験体Bには主筋を上下とも一段配筋(3-D22、引張り鉄筋比1.52%)し、せん断補強筋(2-D10)として閉鎖フープを120mm間隔(鉄筋比0.48%)で配した。柱の配筋は全試験体とも同じで、主筋を12-D22(全鉄筋比3.79%)とし、せん断補強筋(4-D10)は閉鎖フープを100mm間隔(鉄筋比0.71%)とした。接合部横補強筋には囲形に組んだD10を3組配した。

骨組の設計は梁の曲げ降伏が先行するように行った。接合部の過度のせん断損傷を防止するため、接合部の入力せん断応力度を $0.2\sigma_B$ (σ_B :コンクリート圧縮強度)程度に抑えた。材料特

表2 材料特性

(a)鉄筋							(b)コンクリート		
鉄筋	降伏 応力度 kgf/cm ²	降伏 ひずみ μ	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	最大 応力度 kgf/cm ²	破断 ひずみ %	見かけの ヤング係数 x10 ⁴ kgf/cm ²	試験体	σ_B kgf/cm ²	f _t kgf/cm ²
D10	4175	2326	25523	5540	18.9	1.795	L1, J1	436	32.9
D16	3532	1838	20085	5286	29.9	1.924	M1, M2	477	35.7
D22	3706	1884	25108	5438	31.9	1.971	B	454	34.2

性を表2に示す。表中の f'_t はコンクリートの割裂引張強度である。梁型試験体Bの加力は建研式逆対称曲げせん断試験機で行なった。ほかの試験体の加力装置を図1に示す。支持方法は梁端部をピン・ローラー支持、柱脚をピン支持とし、2基のジャッキにより柱頭に水平载荷した。柱軸力は与えていない。面外方向の転倒を防止するために柱頭にサポート材を取り付けた。加力は変位制御で行い、層間変形角(柱頭の水平変位を階高で除したもの)で1/400を1回、1/200、1/100、1/50、1/25をそれぞれ2回ずつ正(東)負(西)交番繰返し载荷し、その後正方向に押しきり载荷した。ただし、試験体M2では層間変形角1/100の正方向加力ピーク時の事故のためそれ以後の正方向加力は層間変形角1/100までとし、負方向加力は層間変形角1/25で3回繰返しをした。また、試験体Bの加力履歴は試験体M2の加力ピーク時の梁変位によって決めた。

3. ひびわれ状況と履歴特性

実験終了時のひびわれ状況を図2に示す。接合部には各試験体とも多数の斜めひびわれが発生したが、コンクリートの圧壊は生じなかった。試験体L1の接合部横補強筋は梁軸平行方向は降伏したが、直交方向は降伏しなかった。試験体M1、M2、J1の接合部横補強筋は

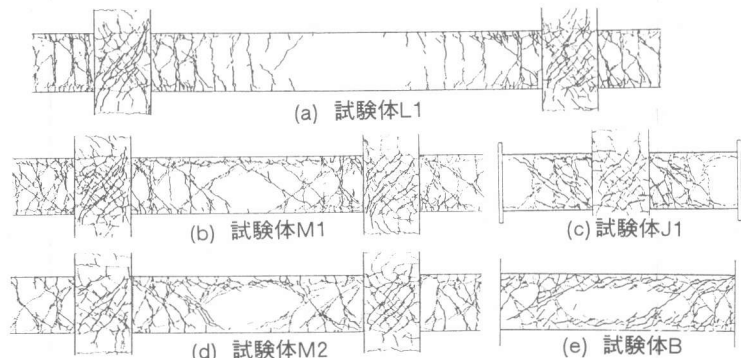


図2 最終ひびわれ図

降伏しなかった。各試験体とも層間変形角約1/100で危険断面の梁主筋が降伏した。スパンの大きい試験体L1は梁主筋降伏後に層間変位の増加とともに梁付け根から300mm範囲内の二、三本の曲げひびわれが大きく広がった。明確なせん断ひびわれはなかった。主筋に沿った割裂ひびわれは上・下端筋とも梁の付け根付近に発生したが、梁中央までは進展しなかった。スパンの小さい試験体M1は、曲げひびわれ発生後、せん断ひびわれが数本発生した。層間変形角の増加に伴い、梁付け根の曲げひびわれが広がると同時にせん断ひびわれも進展した。上端筋に沿った割裂ひびわれは中央梁全域に発生した。下端筋に沿った割裂ひびわれは梁の付け根付近に発生するにとどまったが、試験体L1よりも進展した。試験体J1の梁のひびわれ状況は試験体M1の両側梁と同程度であった。試験体M2の接合部の斜めひびわれの本数は試験体M1より少なく、また、ひびわれの分布も接合部中央に集中した。これは試験体M1の接合部内梁主筋の付着指標($u_b/\sqrt{\sigma_b}$ 、 $u_b = \sigma_y \cdot d_b/2hc$ 、 σ_y :主筋降伏強度、 d_b :主筋の径、 hc :柱せい)⁽¹⁾が4.23であったのに対して試験体M2では6.12と大きく、接合部内梁主筋の付着劣化は試験体M1より著しかったからと思われる。試験体M2の梁のひびわれ進展は試験体M1と似ているが、中央梁の主筋の付着割裂強度⁽²⁾は試験体M1より低いため上端筋に沿った割裂ひびわれの幅は試験体M1より広がった。試験体M1とM2のひびわれ状況からスパンの小さい梁を有するRCフレームでは、梁主筋が機械的に定着されない場合、梁全領域に渡って割裂ひびわれが発生し、梁内および接合部内の梁主筋が同時に滑動し、互いに影響する可能性があることが分かった。試験体M2の梁と同じ配筋、スパン長さを有し、梁主筋両端が十分定着された試験体Bではせん断ひびわれおよび割裂ひびわれとも試験体M2の中央梁より広がった。層間変形角1/25の時梁全長に渡って上下主筋に沿った割裂ひびわれは大きく広がり、割裂破壊した。いずれの試験体も梁の圧縮域の圧壊の兆しがあったが、耐力に影響する程度ではなかった。サ形試験体の中央梁に生じる軸力(後述)により同一柱の上下に作用するせん断力は異なったため、大きいせん断力が作用する柱の危険断面で一部の柱主筋が降伏した。十字形試験体J1の柱主筋は降伏しなかった。

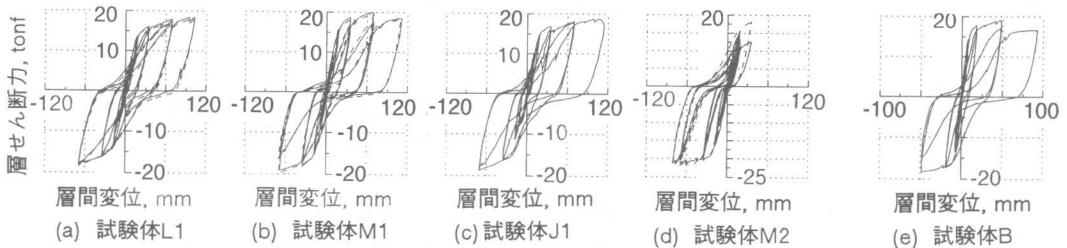


図3 層せん断力-層間変位関係

層せん断力-層間変位関係を図3に示す。図中の実線は東柱、破線は西柱を指す。サ形試験体は不静定構造なので、中央梁の中心を反曲点として、力の釣り合いから中央梁および柱脚に作用する力を求めた。中央梁は両側の柱で拘束されているため、ひびわれ発生にともなって軸力を生じた。そのため東西の柱頭に加える水平力にはこの軸力分だけ差が生じた。また柱頭と柱脚に作用する水平力にも同程度の差が生じた。そこでサ形試験体の層せん断力は柱頭と柱脚に作用する水平力の平均値とした。試験体L1では梁の曲げ変形が卓越したため、エネルギー吸収能力の大きい紡錘状の履歴になった。試験体M1とJ1では、梁のせん断変形と梁主筋の付着劣化によって、やせた逆S字形の履歴曲線になった。試験体M1のピンチ性状は試験体J1より著しかった。これは試験体M1の中央梁全域で割裂ひびわれが発生し、梁主筋のすべりが比較的大きかったためである。

試験体M2では接合部内梁主筋の付着劣化および中央梁の割裂ひびわれが試験体M1より激しかったため、負方向加力の履歴曲線のピンチ性状は試験体M1より顕著であった。試験体Bでは層間変形角1/25時に付着割裂破壊したためそれから試験体の耐力は大きく落ちた。

図4に正方向の加力ピーク時の試験体L1、M1西柱柱頭および柱脚のせん断力と試験体J1の層せん断力を合わせて示す。同一柱の上下に作用するせん断力の変化が分かる。層間変位の増加につれて梁の曲げひびわれは広がって行くので梁の伸びが増大し、柱による拘束力が大きくなり、柱上下のせん断力の差が大きくなった。特に梁主筋降伏(層間変形角1/100)からこの現象は顕著になった。中央梁最大軸力は試験体L1では21.9tonf、試験体M1では21.3tonfに達した。

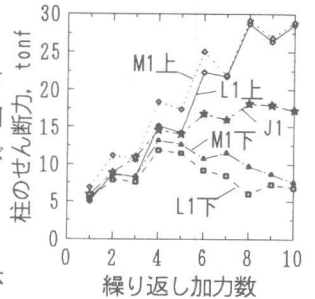


図4 柱せん断力の変化

4. 各部位の変形の割合

各部位(梁、柱および接合部)の変形による層間変位成分と実際に測定した層間変位の関係を図5に示す。梁および柱の変形は接合部パネル内の四本の埋め込みボルトから梁および柱の端部(サ形試験体の中央梁では梁の中央部)に測定フレームを出して測定した。各試験体とも梁の変形の割合が大きく、梁の挙動が試験体の特性を決定した。梁の変形の割合は十字形試験体J1がサ形試験体L1、M1より大きく、接合部パネルの変形の割合は、逆に試験体L1、M1が試験体J1より大きかった。

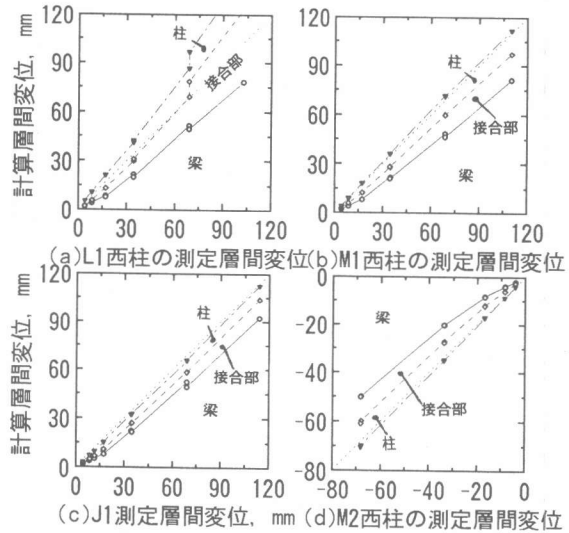


図5 部材変位による層間変位計算値

次に試験体Bを含めて梁の変形成分を検討した。測定および計算により求めた梁の曲げ変形(試験体M2は負方向加力ピーク時の値、ほかの試験体は正方向加力ピーク時の値)を図6に示す。曲げ変形は、梁付け根から90mm(0-90mm:領域1)と250mm(90-340mm:領域2)の梁の上下面に埋め込みボルトを設置してこの領域の梁の伸縮を測定し、平均曲率を求め、積分により求めた。ま

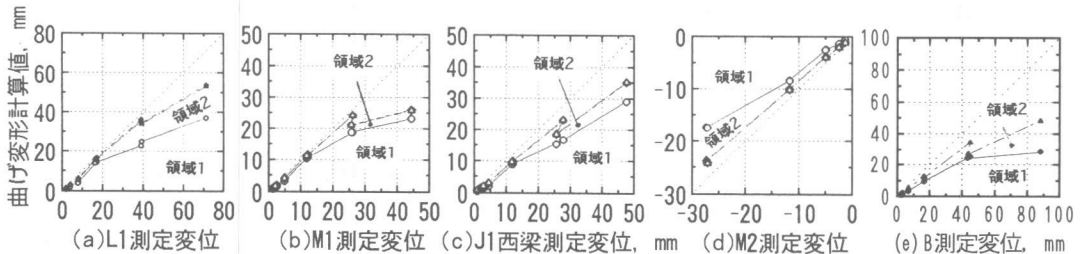


図6 梁の曲げ変形計算値-測定変形(L1,M1,M2: 中央梁,J1: 西梁)

た、測定領域外の梁部分は弾性とした。その結果、梁付け根付近の曲げ変形が計算した全曲げ変形の大部分を占めた。試験体L1の中央梁西は最大変形時の計算曲げ変形が測定変形の約80%を占め、曲げ挙動が卓越した。試験体M1では、層間変形角1/25の2回目の载荷から中央梁西の特に領域2による曲げ変形が減少した。これはせん断ひびわれが大きく広がり、せん断変形が増えたためと思われる。試験体J1も同様の傾向が見られた。つまり試験体M1とJ1は層間変位の増加に伴いせん断変形が増加した。最大層間変位時、試験体M1の中央梁西および試験体J1の両側梁の計算曲げ変形は全変形のそれぞれ65%、70%を占め、加力終了まで試験体の曲げ変形が卓越したと考えられる。試験体Bの曲げ変形の計算値は層間変形角1/25から減って行く傾向があった。

5. 梁通し筋の付着性状

5.1 接合部内梁主筋の付着応力度(τ)とすべり(s)との関係

接合部内梁主筋のひずみを四ヶ所のひずみゲージにより測定した。Ramberg-Osgoodモデルによって鉄筋のひずみを応力度に変換し、ゲージ間の平均付着応力度(τ)を計算した。また接合部中央位置で梁主筋とコンクリートとの間のすべりを測定するため梁主筋に計測用のネジ棒(M8)を溶接した。接合部端部のすべり量は上述の測定すべり量に各区間の中央部までの梁主筋のひずみ積分による伸び量を加算して求めた。

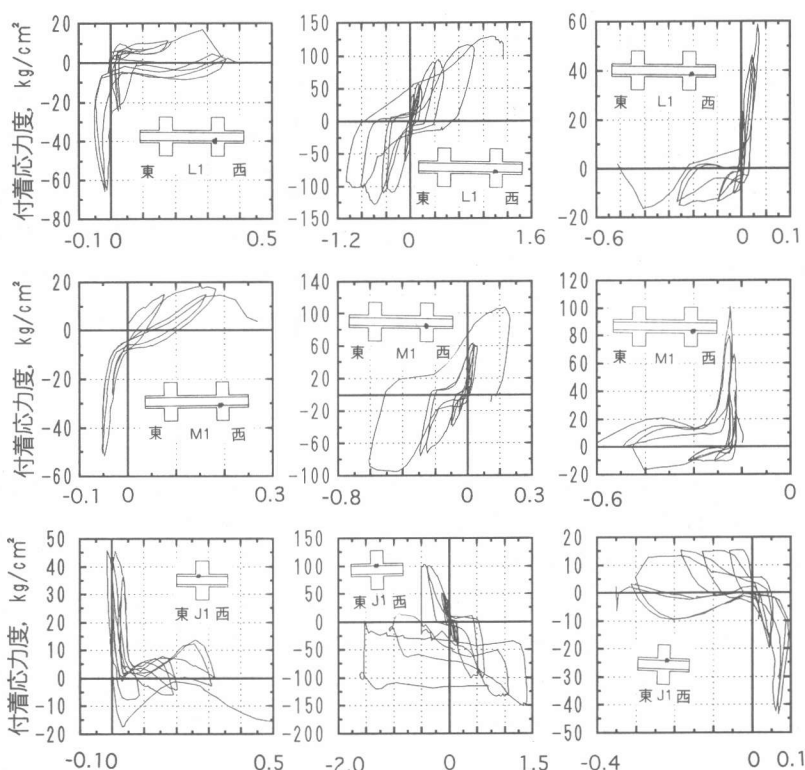


図7 τ - s 関係曲線(L1,M1西接合部中央下端筋,J1:接合部中央;横軸はすべり,単位mm)

試験体L1、M1、J1接合部各区間の τ - s 関係を図7に示す。中央位置の τ - s 関係曲線は正負対称になっているが、端部の τ - s 関係曲線は非対称である。危険断面の曲げモーメントにより梁主筋が引張りになる場合に付着応力度は小さく、すべり量は大きくなった。逆に梁主筋が圧縮になる場合に付着応力度が大きく、すべり量が小さくなった。

5.2 接合部内主筋のすべり

サ形試験体の中央梁の主筋のすべりが接合部内梁主筋のすべりに与える影響を検討するため、試験体M1西接合部中央位置の上端筋のすべりとJ1の接合部中央位置の主筋のすべりを図8に示す。同じ層間変位での2回目加力ピーク時のすべり量は1回目より大きく、繰り返しによる付着劣化

が進んだ。梁の塑性変形は梁端塑性ヒンジの塑性曲げ回転、接合部からの梁主筋の抜け出しおよび梁内主筋のすべりなどからなる。試験体M1の中央梁の上端筋に沿った割裂ひびわれが生じ梁内主筋のすべりによる梁の変形が大きくなったため、接合部内梁主筋のすべりは梁端で主筋が定着された試験体J1より小さかった。梁内主筋の付着劣化と接合部内の通し筋の付着劣化との相互影響を示すものである。

5. 3 梁内主筋のすべり

図9に負方向加力時の試験体M2とBの下端筋のすべり分布を示す。試験体M2では接合部内梁主筋の付着が劣化し接合部から梁主筋が抜け出すため、中央梁から

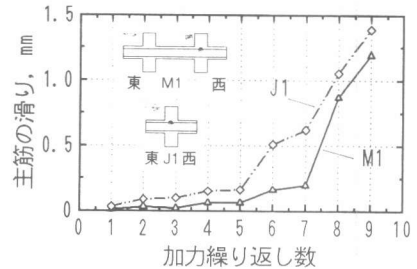
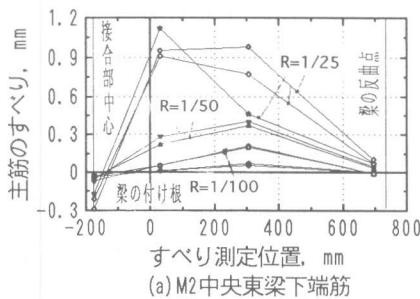


図8 M1, J1接合部中央主筋のすべり

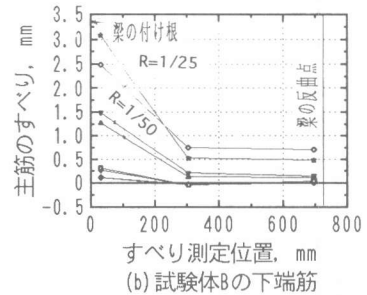


図9 M2,B 負方向加力時下端筋すべり分布

危険断面に向かってすべる梁主筋のすべり量は小さくなった。これに対して梁主筋を端部で十分定着した試験体Bでは定着スタブから梁主筋の抜け出しが小さいため梁内主筋の危険断面に向かうすべり量は大きくなった。

6. 結論

(1) スパンの小さい梁を有するサ形フレームでは、中央梁全域に渡って付着割裂ひびわれが生じ、復元力特性はピンチ性状を示した。(2) サ形の試験体M1では中央梁に沿った割裂ひびわれが発生したため、中央梁の危険断面で主筋が引張りになった場合に接合部内梁主筋のすべりは十字形試験体より小さくなった。(3) 端部スタブで梁主筋を十分定着した場合の梁内主筋の付着状況は、フレームの内部接合部のあいだの梁(本実験の中央梁に相当)より厳しくなり、割裂破壊しやすくなった。(4) 接合部内の梁通し筋の付着と梁内主筋の付着は相互に影響を与えた。一方のすべりが大きくなると他方のすべりは小さくなった。一方の付着劣化が進むにつれ、他方の付着劣化は緩和された。

謝辞： 本研究を行なうにあたり東京都立大学、前田記念工学振興財団および矢作建設工業より援助を受けた。記して御礼申し上げる。

参考文献：

- (1) 北山和宏、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学シンポジウム講演会、昭和61年12月、pp.1687-1692. (2) 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 日本建築学会、1990. (3) Eligehausen R.、E.P.Popov and V.V.Bertero：LOCAL BOND STRESS-SLIP RELATIONSHIPS OF DEFORMED BARS UNDER GENERALIZED EXCITATIONS、Earthquake Engineering Research Center、Report No. UCB/EERC-83/23、University of California、Berkeley、October 1983.