

部分架構実験による鉄筋コンクリート骨組
の地震時挙動に関する研究

正会員 ○ 姜 柱 #1
同 北山和宏 #2
香山恆毅 #3

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滑る可能性がある。すなわち実際のRC骨組では地震時に、内柱・梁接合部の通し筋の付着劣化と梁の曲げヒンジ・ゾーンから部材中央に向かって進展する付着劣化の相互作用が生じると考えられる。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のように、梁部材の両側に十形柱梁接合部を有する平面十形骨組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、両者の相互作用によりRC骨組の履歴特性に与える影響などを検討した。

2. 試験体と加力方法

梁のシア・スパンを実験変数とし、2体の平面十形試験体を作製した。シア・スパン比3.8の試験体 L1は梁中央の主筋が滑動しないと予想され、梁主筋の接合部のみでのすべりや抜け出しがRCフレームの力学性能に与える影響を検討する。シア・スパン比2.3の試験体 M1は中央梁の主筋が滑動すると予想され、梁主筋の接合部でのすべりや抜け出しと梁中央での滑動が同時に存在することがフレームの性能に与える影響を検討する。また、M1との比較のため十形試験体 J1(シア・スパン比 2.3)を作製した。

試験体の形状(図中の寸法は試験体 L1)、試験体の配筋、加力装置を図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。梁の内法スパンは、試験体 L1:2.45m、試験体 M1:1.45mとした。梁の配筋は全試験体とも同じで、主筋は上下とも一段配筋(5-D16、引張り鉄筋比1.24%)、せん断補強筋(3-D10)は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。柱の全主筋は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。

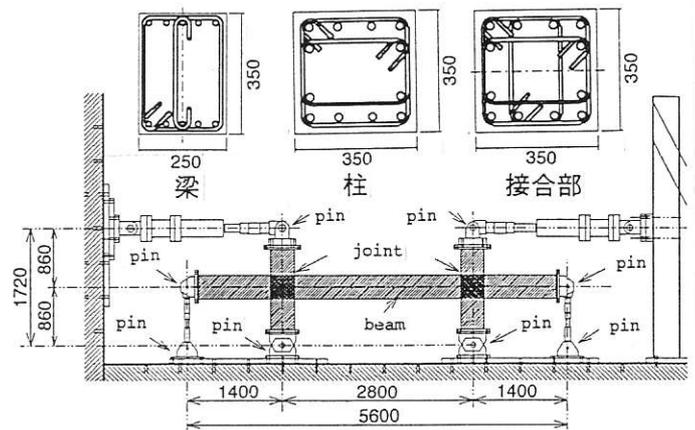


図1 加力装置と試験体(L1)

試験体の形状(図中の寸法は試験体 L1)、試験体の配筋、加力装置を図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。梁の内法スパンは、試験体 L1:2.45m、試験体 M1:1.45mとした。梁の配筋は全試験体とも同じで、主筋は上下とも一段配筋(5-D16、引張り鉄筋比1.24%)、せん断補強筋(3-D10)は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。柱の全主筋は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。材料特性を表1に示す。

表1 材料特性

(a)鉄筋							(b)コンクリート		
鉄筋	降伏 応力度 kgf/cm ²	降伏時 ひずみ μ	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 ×10 ⁴ kgf/cm ²	試験体	f _c 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	477	35.7
D22	3706	1884	25108	5438	31.9	1.971			

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載荷した。

柱軸力は簡単のため与えていない。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回づつ正負交番繰返し載荷し、その後正方向に押しきり載荷した。

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、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、J1の接合部横補強筋は降伏しなかった。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。シア・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。シア・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。シア・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連動的に滑動する可能性がある。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。いずれの試験体も梁の圧縮域の圧壊の兆しがあったが、耐力低下は生じなかった。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。

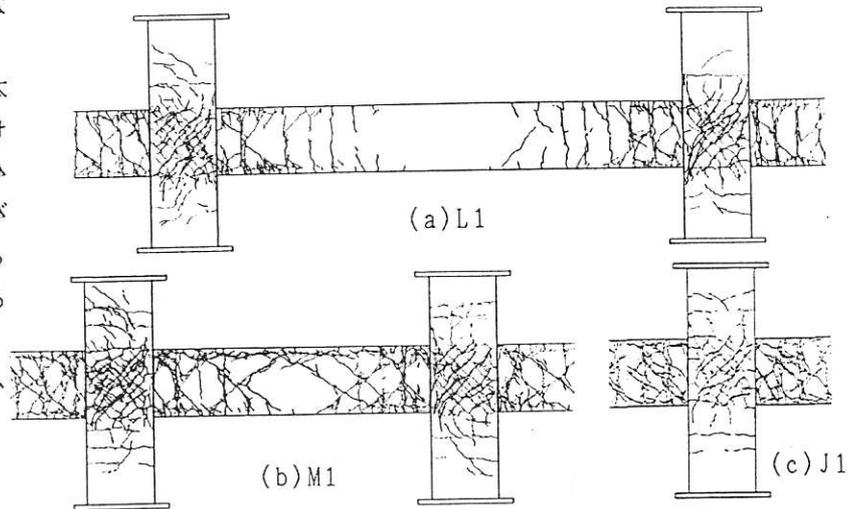


図2 最終ひび割れ状態

層せん断力-層間変位関係を図3に示す。十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中央梁には軸力が生じる。そのため東西の柱頭に加える水平力はこの軸力分だけ差が生じる。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る。そこで十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。

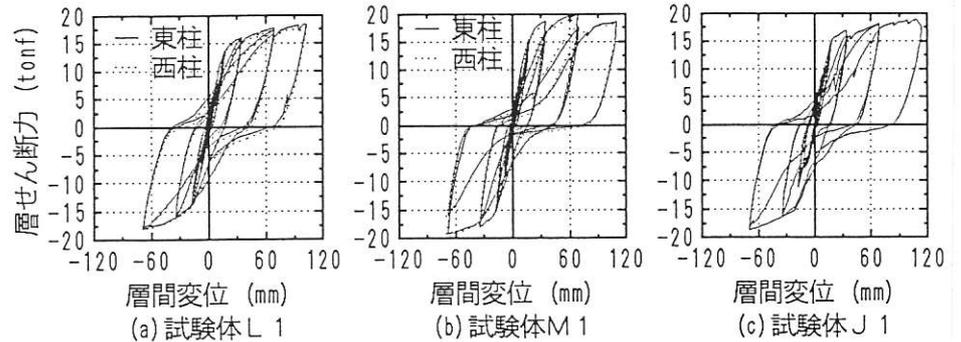


図3 層せん断力-層間変位関係

4. 接合部入力せん断力とせん断変形角

接合部入力せん断力比(入力せん断応力度をコンクリート圧縮強度で除したもの)とせん断変形角との関係を図4に示す。せん断変形角は、接合部パネルに設置した四本の埋め込みボルトにより接合部の斜め変形を測定し求めた。試験体L1の入力せん断力比は、同強度のコンクリートを用いた試験体J1より9%大きかった。十形試験体では中央梁の軸力により梁断面の曲げ耐力が増し、接合部入力せん断力も増加したためである。接合部せん断変形角は、試験体L1が試験体J1より大きくなり、大変形時には約2倍に達した。このことから、入力せ

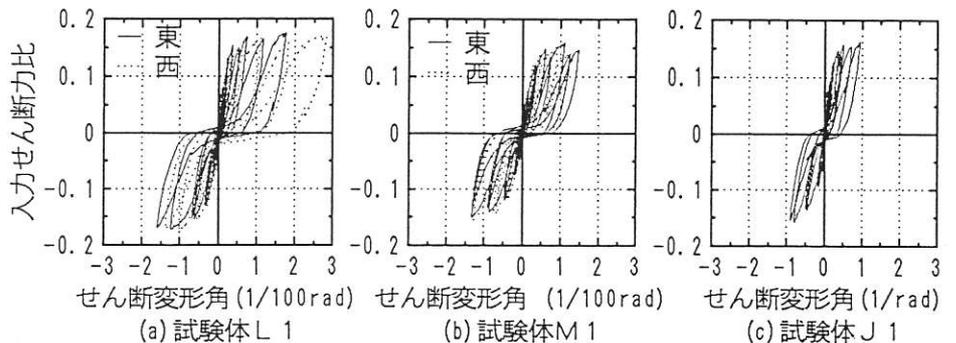


図4 接合部入力せん断力比-せん断変形角関係

接合部せん断変形角は、試験体L1が試験体J1より大きくなり、大変形時には約2倍に達した。このことから、入力せ

せん断力のわずかな増加により、せん断変形角が倍増することがわかる。実建物では内柱・梁接合部の両側の梁に軸力が生じるため、接合部入力せん断力の増加率は本実験より大きくなると思われる。

坂田らは多層多スパンの模型実験により1階柱の拘束により2階梁に大きい圧縮軸力が生じるが、上層の梁では柱による拘束は弱くなったという結果を報告した[1]。これは全ての柱頭に同じせん断力を与え、同一層の各接合部位置での水平変位が異なったためである。実際のRCフレームでは床の剛性が大きいため同一層の各接合部の水平変位がほぼ同じになるから、柱による各層の梁への拘束は文献[1]に述べられたほどの差は生じないと思われる。これについてはさらに検討を加える必要がある。

5. 各部位の変形の割合

試験体の各部位（梁、柱および接合部）の局部変位による換算した層間変位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（十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、試験体の変形は梁に集中した。梁の変形の割合は十形試験体J1が十形試験体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。

試験体の変形は梁に集中したため、梁の挙動が試験体の特性を決定した。そこで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は、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は、層間変形角1/25の2回目の載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の東西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。

6. 梁主筋すべり分布

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。試験体L1およびM1の梁主筋に沿ったすべり分布を図7に示す。各試験体とも危険断面から中央梁側に30mm離れた位置の梁主筋は、正負加力によらず常に危険断面に向かってすべった。試験体L1では接合部内および梁内とも、試験体M1では梁内の上端筋すべりが下端筋すべりより大きかった。これはコンクリートを縦打ちとしたためである。試験体M1の接合部中央位置でのすべりは東接合部内の上端筋と西接合部内の下端筋、東接合部内の下端筋と西接合部内の上端筋が同じ挙動を示した。

試験体M1の中央梁の主筋に沿って割裂ひび割れが発生し、主筋の付着劣化が生じた。中央梁危険断面の梁主筋が引張りになった場合に梁からの主筋の抜け出しが大きく、接合部からの主筋の抜け出し量が小さくなり、接合部中央位

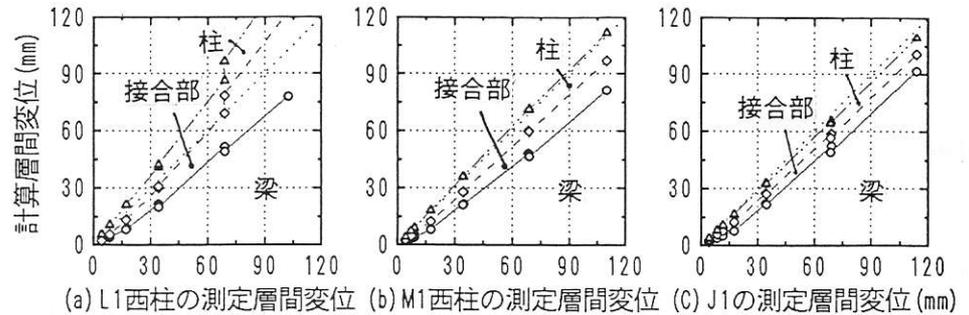


図5 各部位の変形による層間変形計算値－測定値

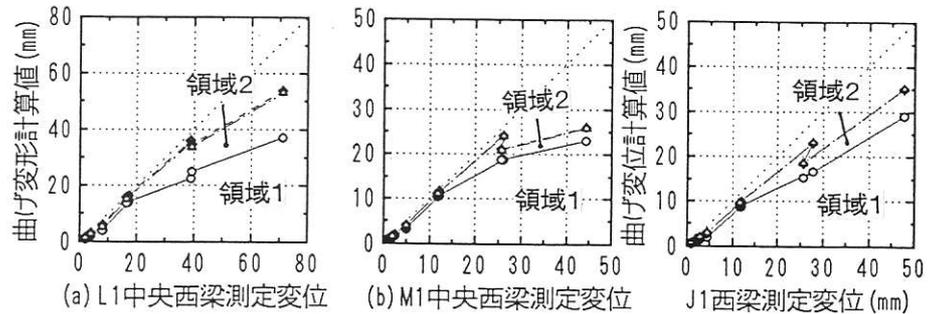


図6 梁の曲げ変形計算値－測定変形

置の主筋のすべりが小さくなった。試験体の両側の梁は梁端で主筋が定着され、危険断面で梁主筋が引張りになった場合に梁からの主筋の抜け出しは小さく、接合部からの主筋の抜け出し量が大きくなり、接合部中央位置の主筋のすべりが大きくなった。このように試験体M1では梁の付着状況が接合部内梁主筋のすべりに影響を与えたことがわかった。

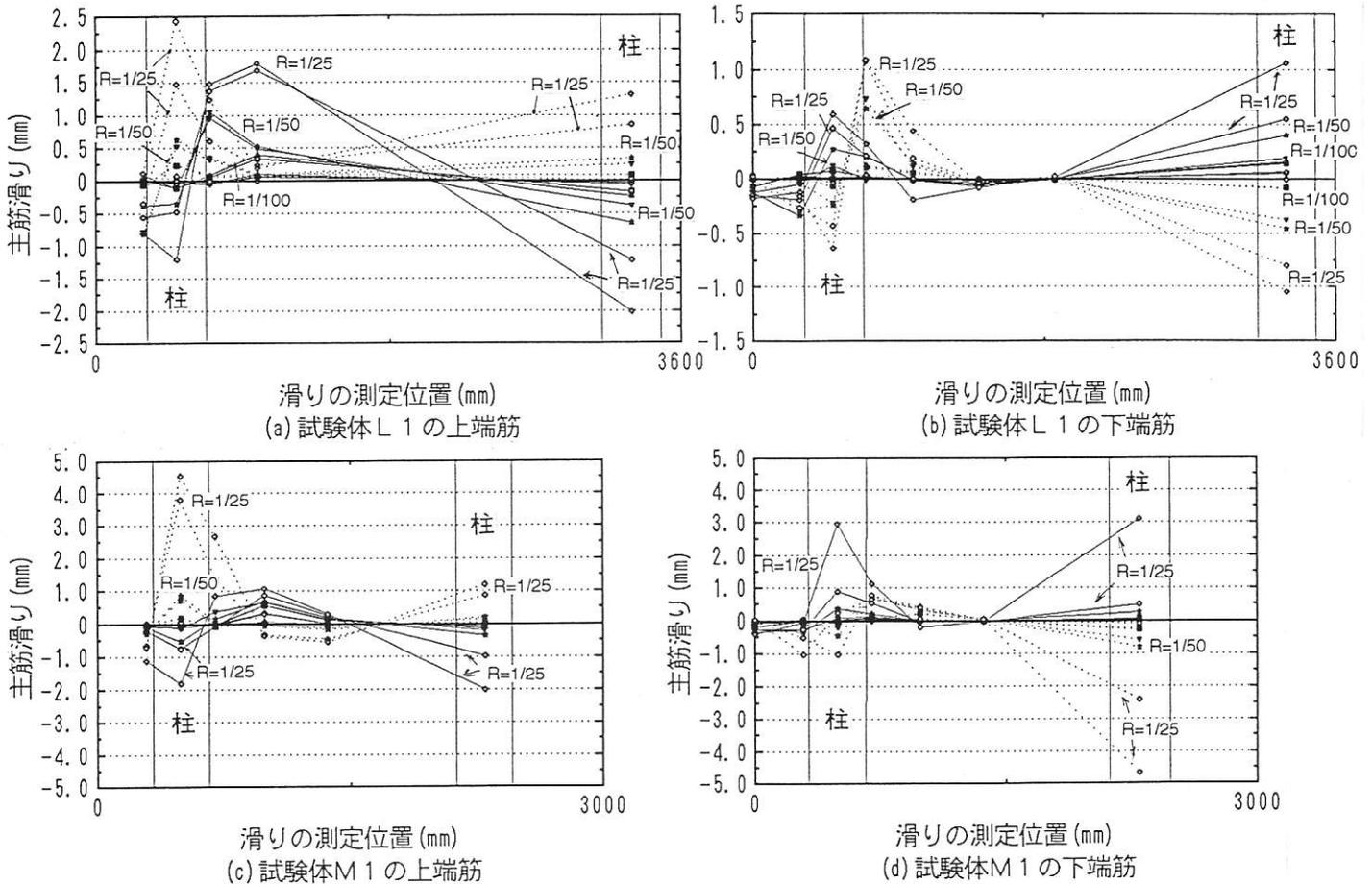


図7 梁主筋に沿ったすべり分布（実線は正方向加力、点線は負方向加力）

7. まとめ

- (1) シア・スパン比の小さい十形フレームでは、中央梁全域にわたって付着割裂ひびわれや割裂破壊が発生し、復元力特性はピンチ性状を示した。
- (2) 十形試験体の中央梁は両側の柱によって拘束されているため、ひびわれ発生によって軸力が生じた。このため梁の曲げ耐力は増大し、接合部の入力せん断力は十形試験体より大きくなった。
- (3) 梁内主筋の付着状況は接合部内梁主筋のすべりに影響を与えた。梁主筋に沿った割裂ひび割れが発生した場合に接合部内主筋すべりが小さくなった。

謝辞： 試験体作製および実験実施にあたって古田智基氏ほか矢作建設工業の方々、東京都立大学建築学科諸氏の多大なる協力をいただいた。また東京都立大学特別研究奨励、前田記念工学研究助成より援助を受けた。記して御礼申し上げます。

参考文献：[1]坂田 弘安、和田 章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験（曲げ降伏するはりの軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究（第1報）） 日本建築学会構造系論文報告集 NO. 403 1989・9