

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	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
Title(English)	
著者(和文)	坂田弘安
Author(English)	HIROYASU SAKATA
出典(和文)	学位:工学博士, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第2171号, 授与年月日:1990年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:和田章
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第2171号, Conferred date:1990/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

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

平成2年3月

坂田弘安

謝 辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心な懇切なる御指導、御助言を賜りました恩師東京工業大学教授・工学博士・和田 章先生に深く感謝の意を表します。

鉄筋コンクリートの実験ならびに解析に関し常に有益な御指導を戴きました東京職業訓練短期大学校長・東京工業大学名誉教授・工学博士・黒正清治先生、東京工業大学助教授・工学博士・林 静雄先生、ならびに福井大学助教授・工学博士・小林克巳先生に心から御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり適切なる御助言を戴きました東京工業大学教授・工学博士・鈴木敏郎先生ならびに東京工業大学教授・工学博士・瀧口克己先生に心から感謝致します。適切なる御助言、激励を戴きました読売東京理工専門学校教授・工学博士・福原正志先生に御礼申し上げます。

第2章、第4章の実験は多くの方々の御指導・御協力のもとに行うことができました。

第2章の実験は当時福井大学助教授であられました林 静雄先生の御指導の下に福井大学工学部技官・福田 萬氏、当時福井大学卒論生・笹島勝也氏、関谷忠良氏の御協力を得て行ったものです。記して感謝の意を表します。

第4章の実験に用いた鉄筋コンクリート平面骨組模型の製作に当り、神奈川大学教授・東京工業大学名誉教授・工学博士・仕入豊和先生、武蔵工業大学教授・工学博士・望月 重先生、福山大学助教授・工学博士・地野茂雄先生ならびに東京大学生産技術研究所助手・隅澤文俊氏には多くの御教示を頂きました。鹿島建設株式会社、株式会社熊谷組には鉄筋および変位形の御心配を戴きました。ここに心より感謝の意を表します。

試験体製作、実験には日本電信電話株式会社・久保田英之氏、和田研究室の博士課程3年・王 竹さん、修士課程2年・岡村憲治君、向 秀元君、吉江慶祐君、

修士課程1年・石井正人君、高橋祐介君の惜しめない御協力を頂きました。特に
当時和田研究室卒論生・下鳥利光氏には実験全般を通して多大の御協力を得まし
た。記して御礼申し上げます。

平成2年3月

坂田弘安

内容梗概

鉄筋コンクリート構造物の力学的挙動を解明するためにこれまで行われている実験の多くは、構造部材を建物の中から単体として取り出し行われてきている。柱の実験では、定軸力下において曲げせん断力を作用させるものが多く、はりの実験では部材に軸力が作用しないようにピンローラ支持した単純ばりに載荷する等の方法が用いられており、接合部の実験では十字型骨組を取り出し行われている。これらの実験には、それぞれに目的があり有益な研究成果が得られているが、部材単独の実験では見られなかった現象が、多層多スパンの実物骨組実験により幾つか報告されている。これらの現象は、部材相互が関係し合って挙動することによるもので、実際の構造物内における構造部材の力学的挙動は部材を骨組から取り出し、単純な境界条件のもとに行った実験では正確にとらえることができず、他の構造要素との関わりの中で考えなければならないことを示唆している。

本研究は曲げ降伏する鉄筋コンクリートはりに対して、部材相互が関係し合って挙動することにより軸方向変形拘束効果が生じることを考慮し、鉄筋コンクリートはり部材および鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性挙動をより正確にとらえようとするものである。

本論文は以下に示す全6章からなる。

第1章『序論』では、曲げ降伏しようとする鉄筋コンクリートはりの軸方向伸びが、そのはりの周辺構造要素から拘束されることによりはりに圧縮力が作用し、はりおよびそれに取り付く柱の弾塑性性状が変化し、骨組の応力・変形状態が設計の段階で想定していたものと異なる可能性のあることを指摘するとともに、既往の研究および過去の地震被害と関連させて本研究の位置づけを行い、研究の目的と意義について述べた。

第2章『軸方向変形拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの実験』では、軸方向変形拘束剛性をそのはり自身の圧縮軸剛性に関係させて仮定し、軸方向変形を拘束しない鉄筋コンクリートはりとは軸方向変形を拘束した鉄筋コンクリートはりの逆対称曲げせん断実験を行い、その弾塑性性状について述べた。本章では、対称配筋した矩形断面、非対称配筋した矩形断面、スラブを取り付けたT形断面の3種類の鉄筋コンクリートはりに対して、軸方向変形を拘束した場合、しない場合の計6体の実験を行い、軸方向変形を拘束したことにより、耐力がそれぞれ拘束しない場合の1.5倍～2.0倍と増加することおよび、軸方向変形を拘束した場合は拘束しない場合に比べコンクリートの圧壊が早めに生じるために変形能力が低下し、T形はりではこの現象が顕著であることを述べた。

第3章『軸方向変形拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの解析』では、第2章に述べた実験について弾塑性解析を行い、軸方向変形を拘束した場合と軸方向変形を拘束しない場合の荷重-たわみ関係の履歴の違い、特に耐力が上昇する現象の確認を行った。さらに、せん断スパン比をパラメータとした解析を行い、せん断スパン比が小さいほど同じ部材角に対する耐力上昇の割合が大きいことを述べた。ここで用いた非線形解析法は、増分ポテンシャルエネルギーの停留原理に基づいた増分法で、鉄筋およびコンクリートの応力とひずみの関係、鉄筋とコンクリート間の付着応力とすべりの関係、接合部パネルの変形、鉄筋の抜け出し等を考慮した弾塑性解析法である。

第4章『はりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の実験』では、多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の一方向水平載荷実験を行い、その弾塑性性状を調べた。試験体は純ラーメン構造の高層鉄筋コンクリート骨組の下層部4層を取り出したもので、スパン数をパラメータに

1 スパン， 3 スパン， 7 スパンの 3 体である。はりの軸方向変形が柱により拘束されはりには圧縮軸力が生じることを示し、はりの曲げ耐力が上昇することにより、骨組全体の耐力が上昇することおよび、はりの軸方向変形により個々の柱の変形モードに大きな違いが生じることを述べた。特に 2 階はりの軸方向変形は、他の部材に比べ剛強な基礎ばりに柱脚が固定されている 1 階柱により拘束されるので、2 階はりおよび 1， 2 階柱においてこのような現象が顕著であり、スパン数が多いほど明確に現れることも述べた。

第 5 章『はりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の解析』では、第 4 章の多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の一方向水平載荷実験について弾塑性解析を行い、はりの軸方向変形が柱により拘束され、はりには圧縮軸力が生じることを示し、骨組全体の耐力上昇の原因が、はりの曲げ耐力上昇のためであることを明らかにし、はりの軸方向変形により柱のせん断力分担に大きな違いが生じることを述べた。特に 1， 2 階端部の柱の変形モード，せん断力分担に大きな違いが生じ、スパン数が多いほどこの現象が顕著であることを解析的にも明らかにした。本解析法により、鉄筋コンクリート平面骨組の実験による力学的挙動をほぼ説明できることを示し、解析結果をコンピュータグラフィックスを用いて表現することによりその変形状態，応力状態を把握し易くなることも示した。

第 6 章『結論』では、各章で得られた結論を総括して述べた。

目 次

第1章 序論	1
1. 本研究の主題	2
2. 主題に関する既往の研究	5
3. 本研究の目的	7
第2章 軸方向変形拘束効果を考慮した 鉄筋コンクリートはりの実験	8
1. はじめに	9
2. 実験方法	10
2.1 試験体	10
2.2 使用材料の力学的性質	15
2.3 軸方向変形拘束の方法	20
2.4 加力方法および測定方法	24
3. 実験結果および考察	28
3.1 せん断力-たわみ関係	28
3.2 せん断力-軸方向変位関係	31
3.3 せん断力-軸力関係	34
3.4 最終破壊状況	36
4. まとめ	42
第3章 軸方向変形拘束効果を考慮した 鉄筋コンクリートはりの解析	43
1. はじめに	44
2. 解析方法および解析モデル	45
2.1 解析方法	45
2.2 解析モデル	47
2.3 解析に用いた諸定数	48
3. 解析結果および考察	49
3.1 せん断力-たわみ関係	49
3.2 せん断力-軸方向変位関係	53
3.3 せん断力-軸力関係	57
3.4 せん断スパン比をパラメータとした解析	59
4. まとめ	64

第4章 はりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン	
鉄筋コンクリート平面骨組の実験	65
1. はじめに	66
2. 実験方法	69
2.1 試験体	69
2.2 加力装置	72
2.3 使用材料の力学的性質	77
2.4 載荷および測定方法	79
2.5 部材断面のN-M相関曲線および計算による試験体の 水平耐力	82
3. 実験結果および考察	87
3.1 初期剛性	87
3.2 水平力-水平変位関係	89
3.3 水平力-はりの軸方向変位関係	92
3.4 はりの材軸中央点の軸方向ひずみ	96
3.5 最終破壊状況	98
3.6 最終変形状態	101
4. まとめ	104
第5章 はりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン	
鉄筋コンクリート平面骨組の解析	105
1. はじめに	106
2. 解析方法および解析モデル	107
2.1 解析方法	107
2.2 解析モデル	108
2.3 解析に用いた諸定数	111
3. 解析結果および考察	114
3.1 水平力-水平変位関係	114
3.2 水平力-はりの軸方向変位関係	123
3.3 応力状態の変化	131
3.4 部材端曲げモーメント-軸力関係	137
3.5 最終変形状態	139
4. まとめ	144
第6章 結論	145

Appendix 1 接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した 分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法	149
1. はじめに	150
2. 解析方法	151
2.1 鉄筋コンクリート骨組のモデル化と解析上の仮定	151
2.2 解析法の概要	160
3. 鉄筋コンクリート部材の各部材要素の剛性マトリックスと 節点内力ベクトル	162
3.1 変位増分関数	162
3.2 部材要素内部の変位増分	163
3.3 部材要素内部のひずみ増分	164
3.4 一つの部材要素に蓄えられるひずみエネルギー増分	165
3.5 各部材要素の剛性マトリックスおよび節点内力ベクトル	166
4. 接合部パネルの剛性マトリックスと内力ベクトル	167
4.1 コンクリートパネル	167
4.2 接合部パネル内鉄筋	169
4.3 接合部パネルの剛性マトリックスと内力ベクトル	172
4.4 接合部パネルを有する部材の剛性マトリックスと 内力ベクトル	173
5. まとめ	175
Appendix 2 過去の地震被害における柱破壊に関する一考察	176
1. はじめに	177
2. 過去の地震被害における柱破壊に関する一考察	178
2.1 仮定条件	178
2.2 上久保小学校(1968年十勝沖地震)	181
2.3 西郷小学校(1978年宮城県沖地震)	187
3. まとめ	194
参考文献	195
本研究に関連して著者の発表した論文	202

第 1 章

序 論

1. 本研究の主題
2. 主題に関する既往の研究
3. 本研究の目的

1. 本研究の主題

我が国に於ては、建築物の構造設計に許容応力度設計体系が長年用いられてきている。しかし、1981年6月に新耐震設計法が施行され、そのルート3において、許容応力度設計法による第1次設計と保有水平耐力の検討を中心とする第2次設計の2段階設計が採用された。鉄筋コンクリート構造物の構造設計においても強度と共に靱性の概念が導入された。

近年30階を超える建物が鉄筋コンクリート純ラーメン構造で造られるようになったが、この場合構造物をはり降伏形架構の靱性骨組とすることがよく行われる。柱降伏形架構の場合、各層の損傷分布が強度分布に敏感であり相対的に弱い層に損傷が集中しやすいが、はり降伏形架構の場合は、はりのみが全層に渡って塑性化し、骨組の塑性エネルギー吸収能力が有効に発揮される。構造物の耐震能力は構造物のエネルギー吸収能力である¹⁾ のではり降伏形架構の方が耐震的に優れた構造形態ということになる。また、建物の倒壊といった最悪の事態を考えるとはりや壁が損傷することは許容し、柱が壊れない、つまりいわゆる「柱破壊形」のパターンを避けるのが、耐震設計の重要なポイントである²⁾。

このような背景から部材の靱性評価に関する研究が活発に行われており³⁾、特にはりが曲げ降伏した後の部材および骨組の力学的挙動を正確に把握することが重要になっている。

ここで、逆対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリートはりの両端が曲げ降伏している状態を考える。はりが曲げ降伏すると、コンクリートの引張強度が低く圧縮強度が高いため、断面内の中立軸位置は圧縮側によった位置になる。このため、両はり端に右回りのモーメントが生じるとき、左端では断面の上側に、右端では断面の下側にヒンジの中心点(中立軸)ができるため、この2点を結んだ直線が反時計回りに回転し、はり軸方向に拮がる。降伏後の繰返しにより鉄筋

の塑性伸びが累積されると、はりは更に軸方向に拡がる⁴⁾。こうしてはりが降伏して伸びるという状態が、建物の全スパンで生じると建物の水平長さが全体として拡がることになる。また鉛直荷重の影響、配筋量の違いなどにより、内部のスパンのはりがその他のはりに先行して降伏しようとした場合、その層の床全体を押し拡げなくてはならないことになる。実際の建物では、柱や床があり建物全体が容易に拡がるとは考えられず、水平方向の伸びを拘束する可能性のある構造要素、すなわち考えているはりに平行な耐震壁、小はり、非構造壁等が存在すれば、さらに横への拡がりが増えられる。結果として、はりの軸方向変形は拘束されることになる。構造物のはり崩壊と成り得るためには、運動学的に適合する床板の崩壊が不可欠で、骨組と床板が一体となり挙動する崩壊機構を正しく認識することの必要性があるという報告⁵⁾もあり、降伏しようとするはりおよび骨組の挙動を調べる際には、周囲の構造要素と相互に関係し合っ挙動することを考慮しなければならない。

以上述べたように、降伏しようとするはりは、周囲の構造要素から圧縮力を受けることが考えられる。

鉄筋コンクリート部材の曲げ終局強度は、低軸力下においては、断面にある程度の軸力が作用している場合の方が高くなる傾向にあることはよく知られている。柱の設計では、この軸力の効果を考慮して部材の耐力を計算しているが、はりの場合には一般に軸力をゼロとして計算している。過去の震害をみると、柱・はり曲げ終局強度を比較したときに柱の曲げ終局強度の方が大きい、つまりはり降伏形である建物において柱破壊が顕著である例が多い。このような建物のはりに対して軸方向変形拘束を考慮して柱・はり曲げ終局強度を求めると、その大小が逆転し、柱破壊の現象を説明できることがある (Appendix 2 参照)。

以上述べたように、曲げ降伏しようとするはりに圧縮軸力が作用すると、はりに軸力が作用しないと考えていた場合に比べはりの曲げ耐力が上昇し、また、は

りが軸方向に伸びることによりはりから柱へ付加せん断力が作用し、構造物の応力状態は設計の段階で想定していたものと異なる可能性がある。

2. 主題に関する既往の研究

これまで、鉄筋コンクリートはりの曲げ試験には、両端支持・中央2点載荷の加力形式が広く採用され、せん断試験では、大野式載荷^{7),8)}などが広く用いられている。いずれもはりの軸方向変形が拘束されないように工夫して行われており、実構造物中のはりに対して周辺構造要素から軸方向になんらかの変形拘束が働くという考え方はとられておらず、ほとんどの部材実験はこの様な単純な境界条件のもとで行われているが、部材の軸方向変形に注目した実験も幾つか行われている。

瀧口・市之瀬⁴⁾は、はりの材長変化が、柱に付加水平強制変形を与え、構造物の振動性状および破壊性状に重大なる影響を及ぼす可能性のあることを指摘している。黒正・松崎・瀧口・和田・林・福原・小林・三枝⁹⁾は、耐震壁等の周辺の構造要素によって柱の軸方向変形が拘束されることに注目し、柱の軸方向変形を拘束した曲げせん断実験を行い、軸方向変形を拘束することによる軸力変動が柱の力学的挙動に与える影響について報告している。最上・是永¹⁰⁾は、アンボンドプレストレスコンクリートばりの実験からはりに生じる付加軸力について検討し、はりの塑性化によって生じる付加軸力が曲げ耐力に与える影響は小さいことを報告している。これは、はりにプレストレスが与えられているために、予めはりに圧縮軸力が導入されていること、および軸方向変形が小さいことによるものである。淵川・市川・山崎・川島・藤沢・芳村^{11),12)}はT形ばりの逆対称加力実験を行い、軸方向変形の拘束状態によって履歴性状が大きな影響を受け、軸方向変形を拘束したものは無拘束のものに比べ耐力上昇し、限界変形・限界塑性率ともに小さくなることを報告している。藤沢・尾崎¹³⁾は、はり・スラブの軸方向変形拘束効果と立体的協働効果による耐力上昇を解析的に推定している。小森¹⁴⁾は、鉄筋コンクリート一方向スラブの端部拘束による面内圧縮力のアーチ効果について論

じている。Chengsheng・Wimal¹⁵⁾は、端部拘束を受ける鉄筋コンクリートスラブの耐力上昇について解析的に論じている。大久保・塩屋・阿納^{16),17)}は、軸方向変形を拘束した鉄筋コンクリートウォールガーダーの実験結果に関してアーチ機構を基本としたモデルを用いた軸方向変形量、軸方向拘束力についての研究を行っている。Zerbe・Durrani¹⁸⁾は、連続した複数の接合部を有する鉄筋コンクリート不静定骨組の加力実験を行い、はりには曲げ耐力を上昇させる圧縮力が生じることが指摘している。

以上のように、軸方向変形に注目した部材実験が幾つか行われているが、骨組までこの考え方を拡張したものは少ない。

3. 本研究の目的

鉄筋コンクリート構造物の力学的挙動を解明するためにこれまで行われている実験の多くは、構造部材を建物の中から単体として取り出し行われてきている。柱の実験では、定軸力下において曲げせん断力を作用させるものが多く、はりの実験では部材に軸力が作用しないようにピンローラ支持した単純ばりに載荷する等の方法が用いられており、接合部の実験では十字型骨組を取り出し行われている。これらの実験には、それぞれに目的があり有益な研究成果が得られているが、部材単独の実験では見られなかった現象が、多層多スパンの実物骨組実験により幾つか報告されている。これらの現象は、部材相互が関係し合っ挙動することによるもので、実際の構造物内における構造部材の力学的挙動は部材を骨組から取り出し、単純な境界条件のもとに行った実験では正確にとらえることができず、他の構造要素との関わりの中で考えなければならないことを示唆している。

本研究は曲げ降伏する鉄筋コンクリートはりに対して、部材相互が関係し合っ挙動することにより軸方向変形拘束効果が生じることを考慮し、鉄筋コンクリートはり部材および鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性挙動をより正確にとらえようとするものである。鉄筋コンクリート構造物の弾塑性挙動を解析する場合に、そのモデル化に当り特にコンクリートは均質体と見做す等の大胆な仮定を導入せざるを得なく、解析のみによりその塑性挙動までを追跡することは困難であると考える。よって本研究では、鉄筋コンクリートはりおよび鉄筋コンクリート平面骨組模型に対して実験・解析の両面からその挙動を考察する。

第 2 章

軸方向変形拘束効果を考慮した 鉄筋コンクリートはりの実験

1. はじめに
2. 実験方法
3. 実験結果および考察
4. まとめ

1.

1. はじめに

第1章の『1. 本研究の主題』で述べたように、曲げ降伏しようとする鉄筋コンクリートはりは、見掛け上、軸方向に伸びるが、スラブ・柱・小はり・耐震壁等の周辺構造要素によりその伸びが拘束され、はりには圧縮軸力が生じる。この様に圧縮軸力を受けるはりの弾塑性挙動は、圧縮軸力を受けないはりのそれとは異なる可能性がある。

本章では、長方形はりおよびT形はりの曲げせん断実験を軸方向変形を拘束した場合、拘束しない場合について行い、軸方向変形拘束がはりの弾塑性性状に与える影響について考察する。

2. 実験方法

2.1 試験体

試験体は、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁶⁾の構造計算例1を参考に35cm×80cmの鉄筋コンクリートはりを考え、これを1/4に縮小し、はり幅を約2.3本分として $b \times D = 20\text{cm} \times 20\text{cm}$ の断面とした。はり長さ $2a$ は1 m、せん断スパン比(a/D)は2.5である。主筋には横ふしのD10、D13を使用した。Aシリーズは上端3-D10・下端3-D10の対称配筋の長方形ばり、Bシリーズは上端3-D13・下端3-D10の非対称配筋の長方形ばり、Cシリーズは上端9-D10・下端3-D10のT形ばりである。断面は以上の3種類で、このそれぞれのシリーズに対して軸方向変形拘束の有無を考え、全部で6体の試験体について実験を行った(図2.1)。T形ばりのスラブは、文献6) p8(1)式により求めた有効幅を参考に、その断面積が等価となる幅と厚さ(60cm×5.4cm)にし、配筋も同様に決定した。実験に用いた試験体の寸法と配筋を図2.2～図2.4に、A、B、Cシリーズの順に示す。

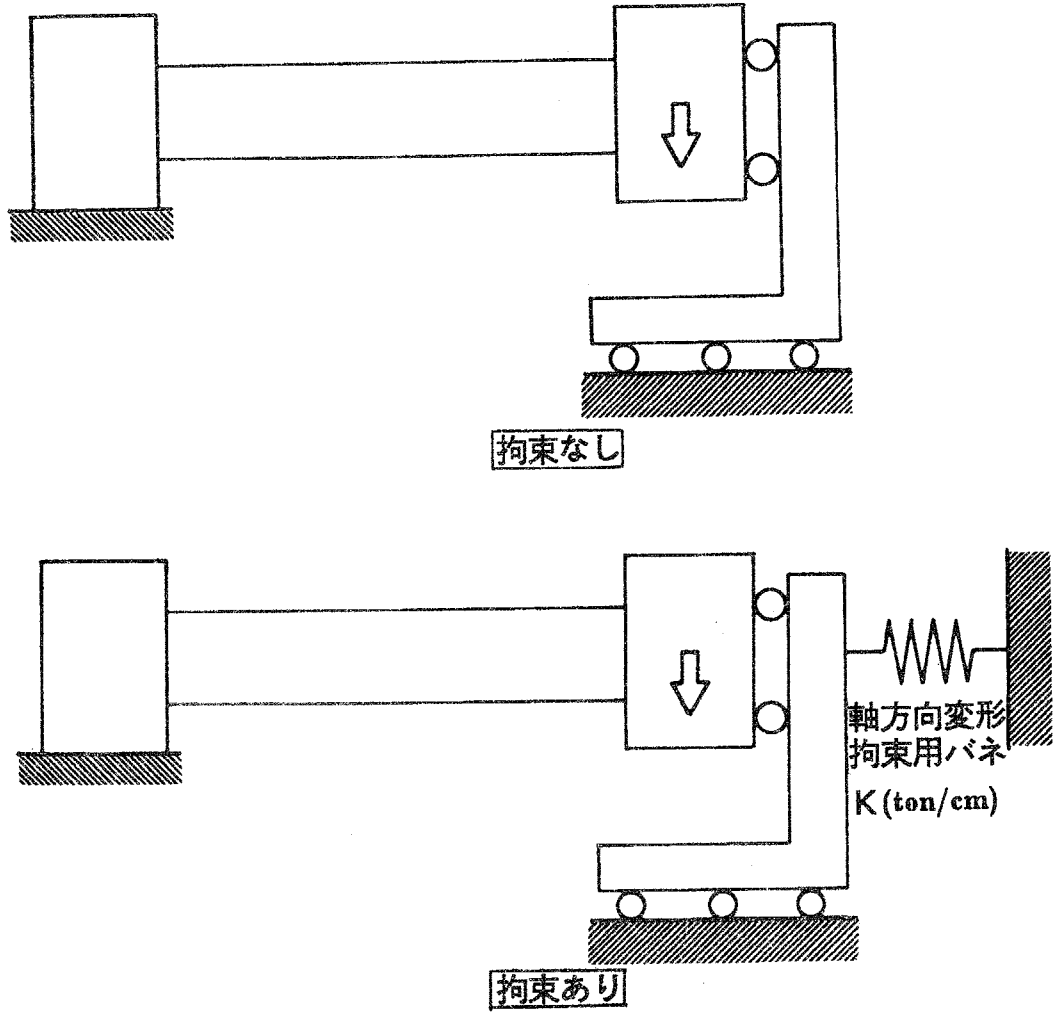


図2.1 本実験の概念図

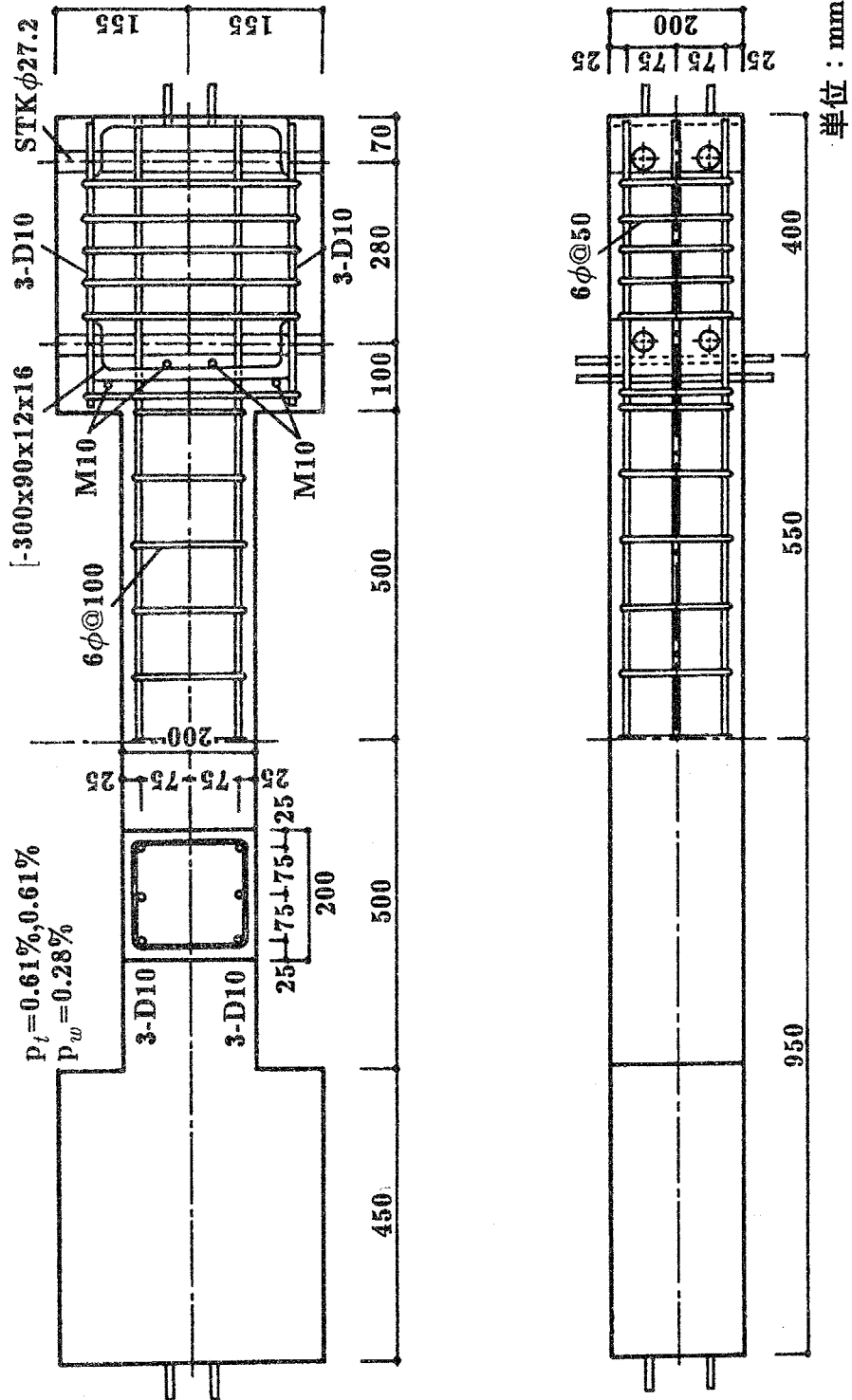


図2.2 試験体 (Aシリーズ)

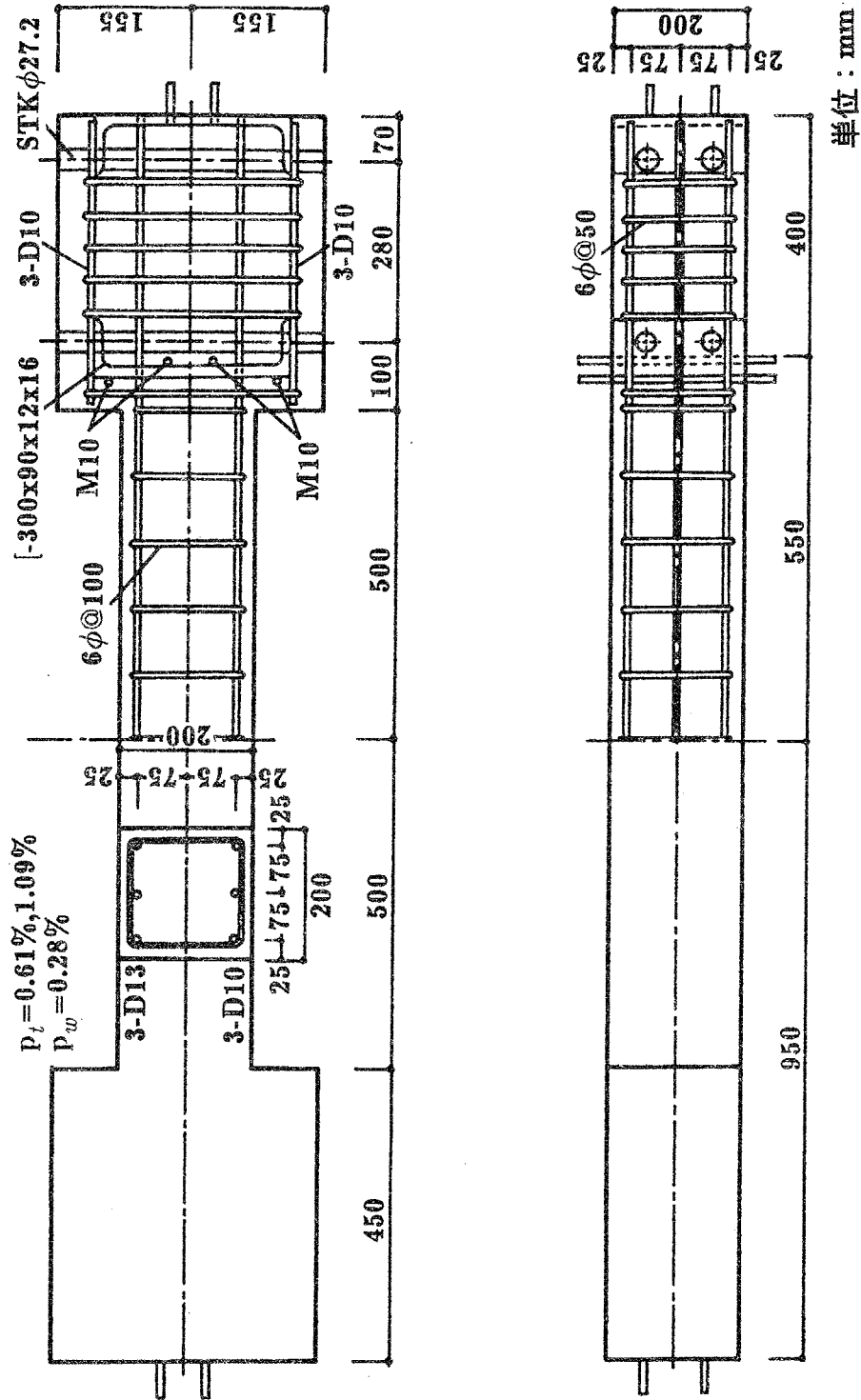


図2.3 試験体 (Bシリーズ)

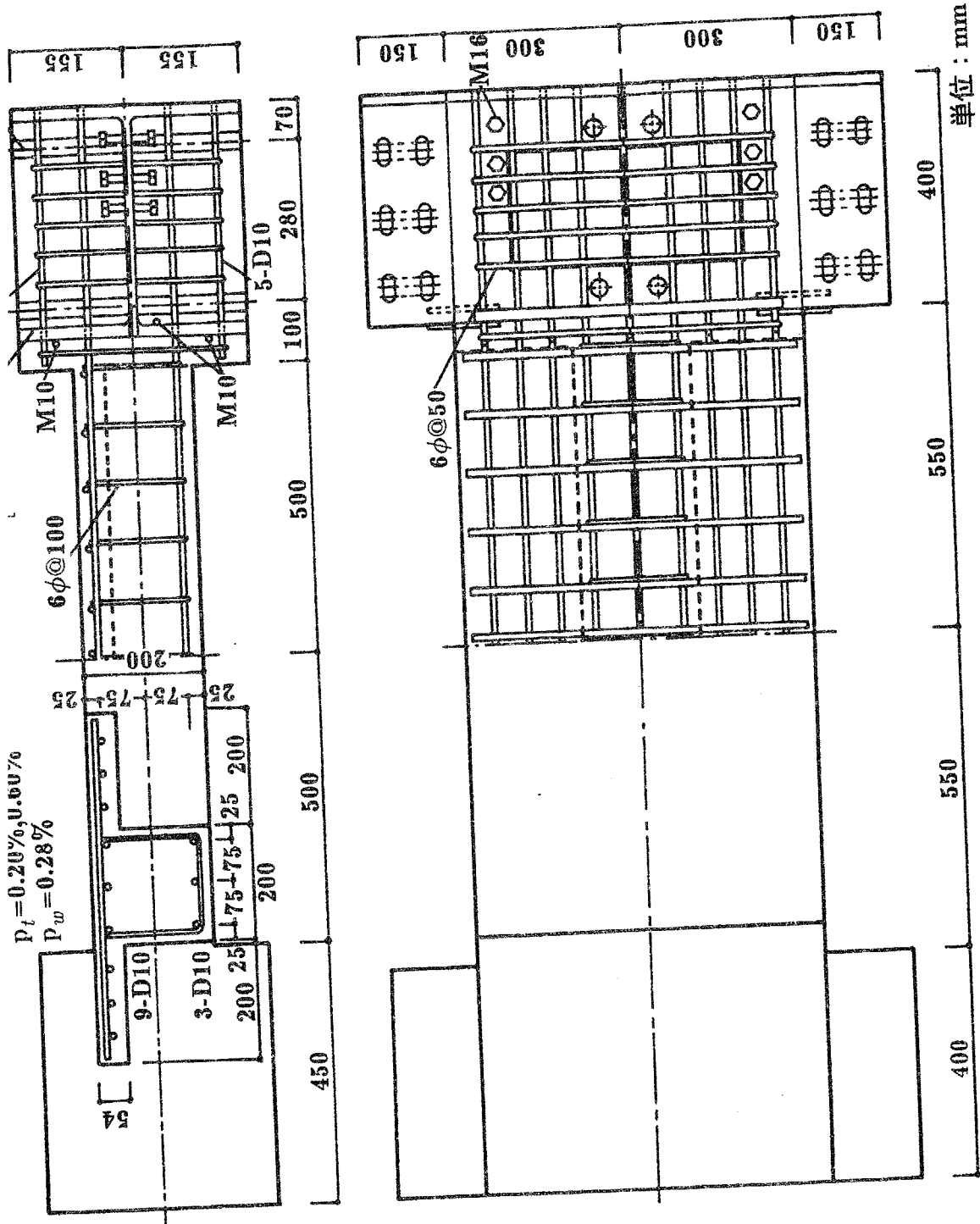


図2.4 試験体 (Cシリーズ)

2.2 使用材料の力学的性質

A, Bシリーズに使用した鉄筋D10, D13, 6 ϕ の応力-ひずみ関係をそれぞれ図2.5 ~図2.7 に示し、コンクリートの応力-ひずみ関係を材令別にそれぞれ図2.8 ~図2.10に示す。Cシリーズに使用した鉄筋D10, 6 ϕ の応力-ひずみ関係をそれぞれ 図2.11、図2.12に示し、コンクリートの応力-ひずみ関係を図2.13に示す。これらからA, Bシリーズに使用した材料の力学的性質を表2.1に示し、 Cシリーズに使用した材料の力学的性質を表2.2に示す。

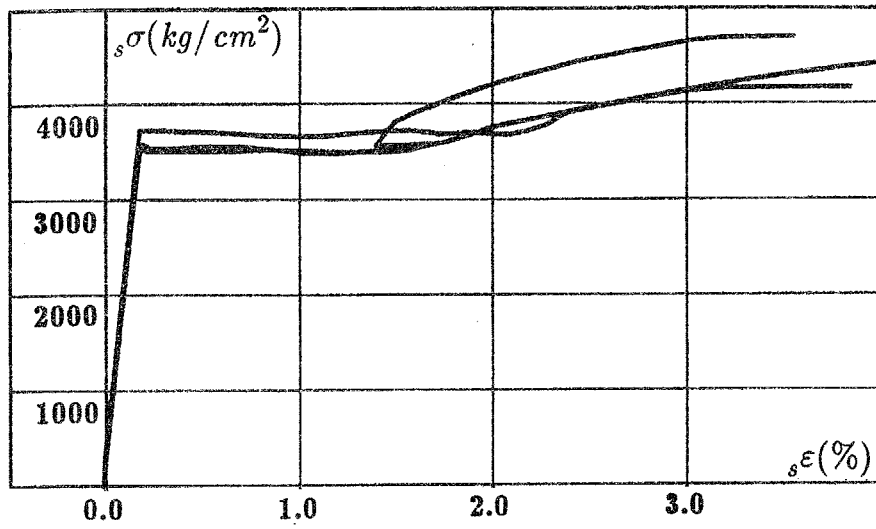


図2.5 A, Bシリーズに使用した鉄筋D10の応力-ひずみ関係

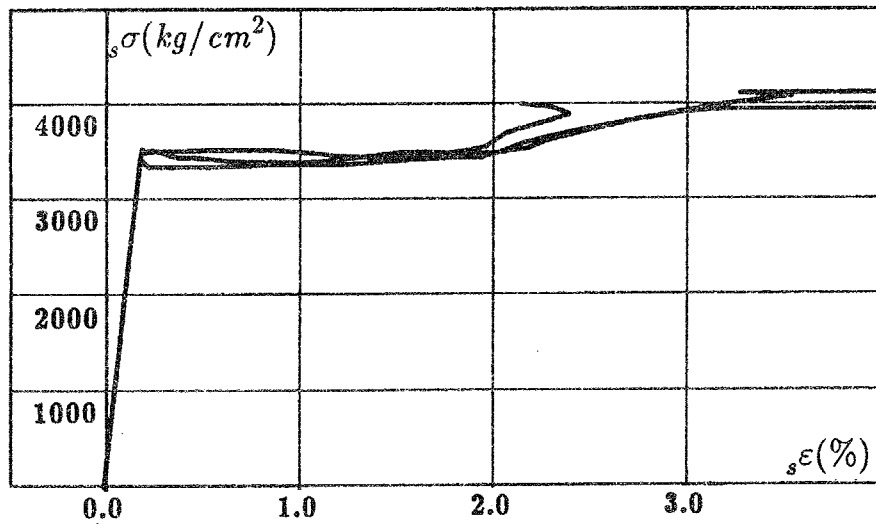


図2.6 A, Bシリーズに使用した鉄筋D13の応力-ひずみ関係

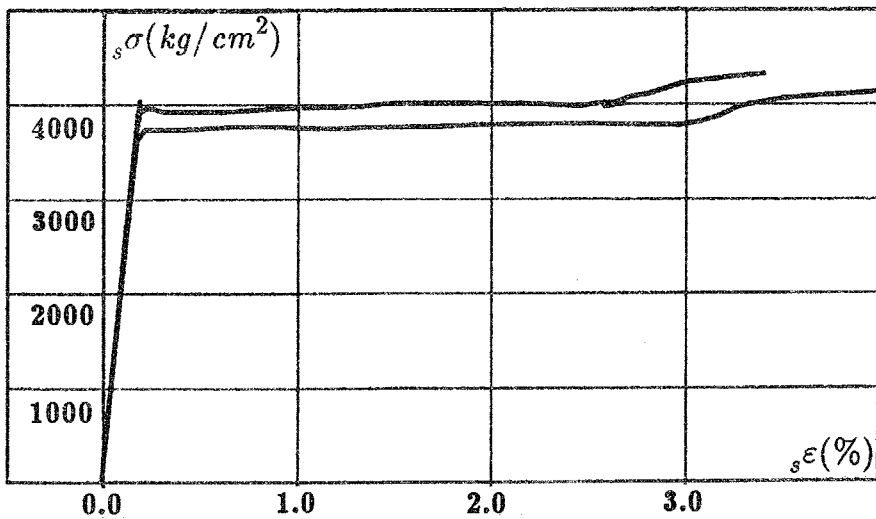


図2.7 A, Bシリーズに使用した鉄筋6φの応力-ひずみ関係

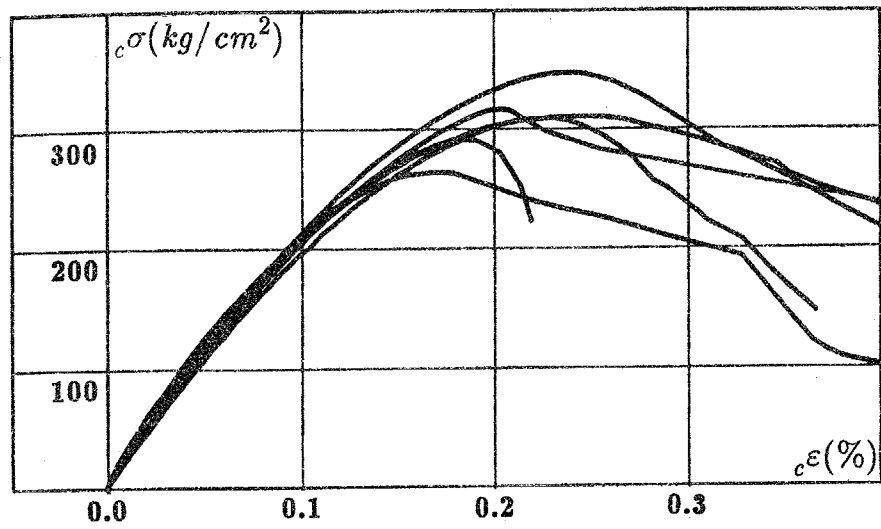


図2.8 A, Bシリーズに使用したコンクリートの応力-ひずみ関係 (材令40日)

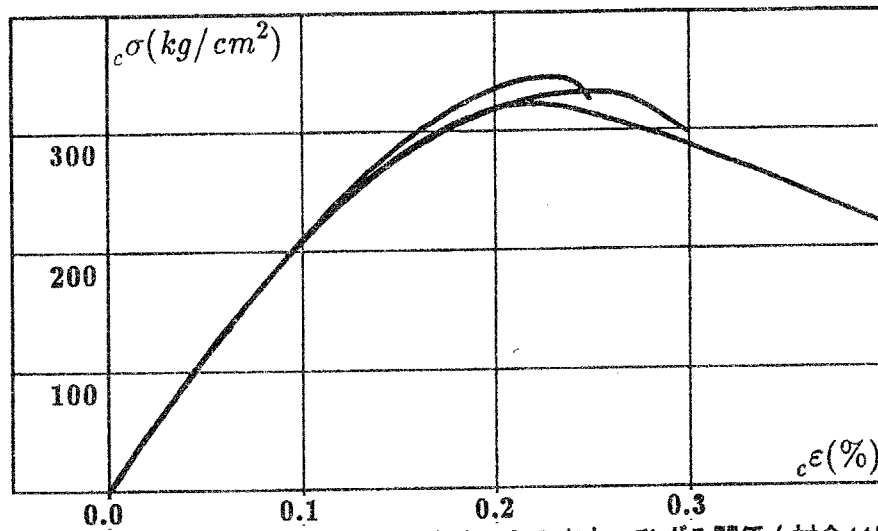


図2.9 A, Bシリーズに使用したコンクリートの応力-ひずみ関係 (材令44日)

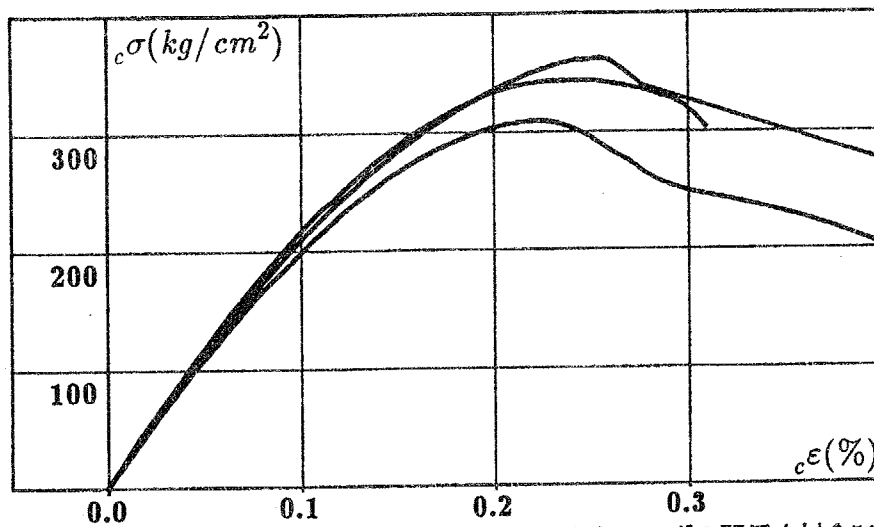


図2.10 A, Bシリーズに使用したコンクリートの応力-ひずみ関係 (材令51日)

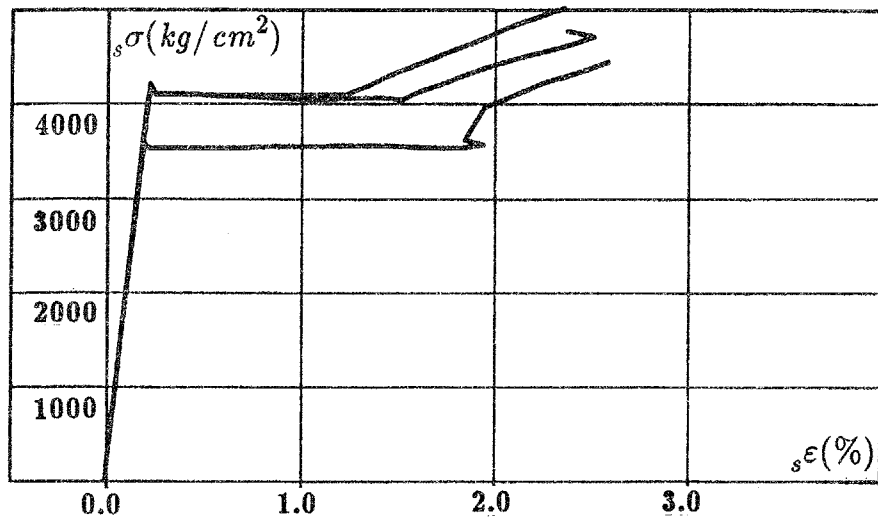


図2.11 Cシリーズに使用した鉄筋D10の応力-ひずみ関係

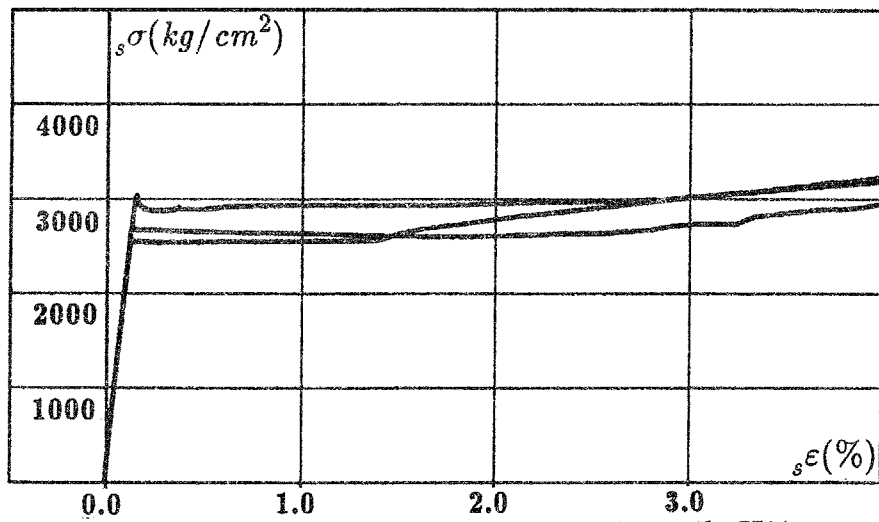


図2.12 Cシリーズに使用した鉄筋6φの応力-ひずみ関係

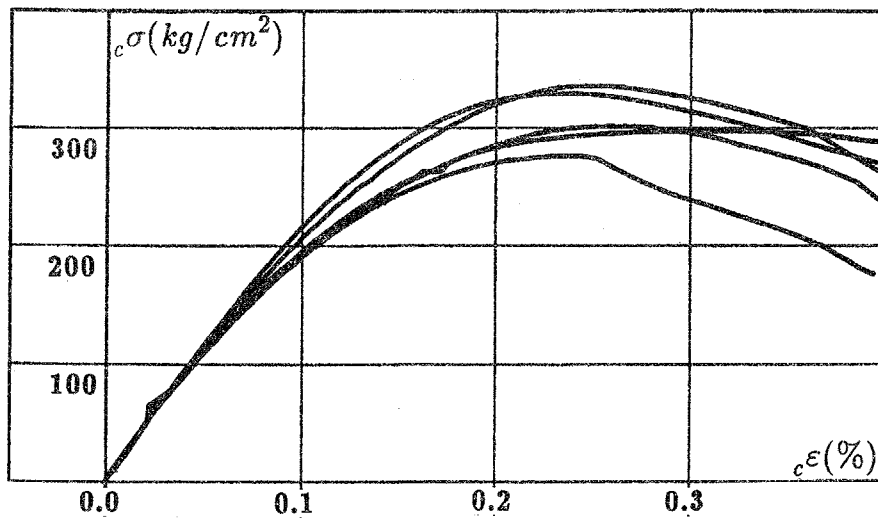


図2.13 Cシリーズに使用したコンクリートの応力-ひずみ関係 (材令27日)

表2.1 A, Bシリーズに使用した材料の力学的性質

鉄筋

	降伏応力度(kg/cm^2)	引張強度(kg/cm^2)	伸び率(%)
D10	3670	5400	22.8
D13	3520	5210	25.0
6φ	3900	4920	20.5

コンクリート

材令(日)	40	44	51
圧縮強度(kg/cm^2)	310	333	337
圧縮強度時ひずみ(10^{-6})	2300	2310	2380
ヤング係数(ton/cm^2)	232	226	226
引張強度(kg/cm^2)	26.1	30.0	23.8

表2.2 Cシリーズに使用した材料の力学的性質

鉄筋

	降伏応力度(kg/cm^2)	引張強度(kg/cm^2)	伸び率(%)
D10	4000	5990	20.3
6φ	3110	4290	28.4

コンクリート

材令(日)	27	36
圧縮強度(kg/cm^2)	312	309
圧縮強度時ひずみ(10^{-6})	2460	2560
ヤング係数(ton/cm^2)	242	225
引張強度(kg/cm^2)	25.0	22.2

2.3 軸方向変形拘束の方法

軸方向変形拘束治具を図2.14、図2.15に示す。A, Bシリーズには、スタブをコの字形に囲むH形鋼と上下2枚ずつ両側で計4枚のプレートを連結した軸方向変形拘束治具(図2.14)を用い、Cシリーズには、スタブ内に埋め込んだH形鋼のウェブと4枚のプレートを連結した軸方向変形拘束治具(図2.15)を用いた。試験体の名称、断面形状および軸方向変形拘束治具全体の剛性 K を表2.3に示す。 K は、実験により拘束プレートに発生した軸力と試験部分の伸びの関係から求めた剛性である。 $K=150 \text{ ton/cm}$ という値は、Aシリーズ断面のコンクリートおよび鉄筋による圧縮剛性の0.16倍である。

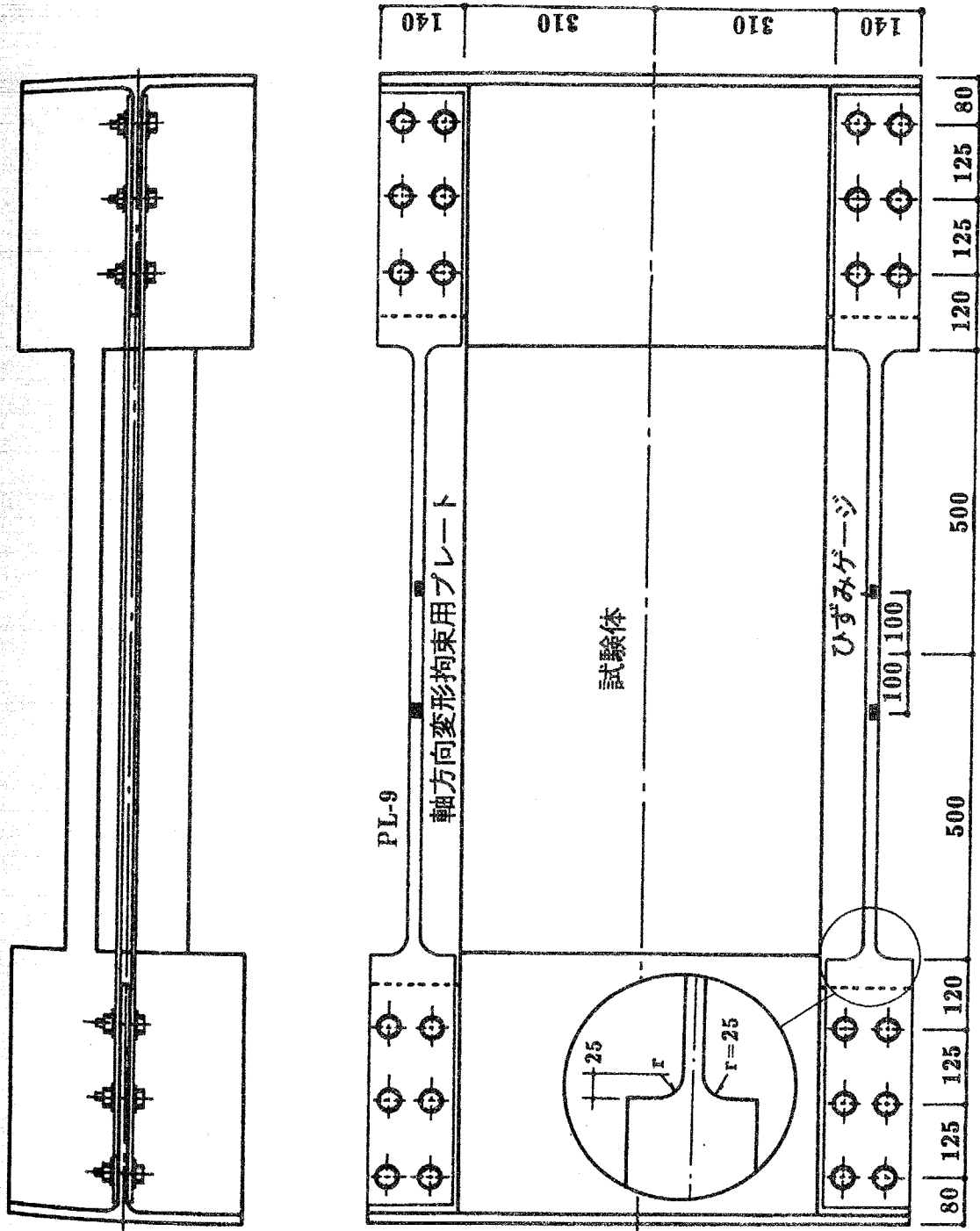
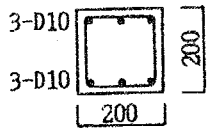
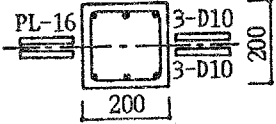
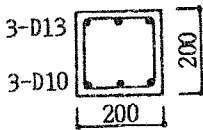
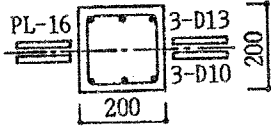
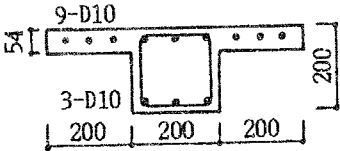
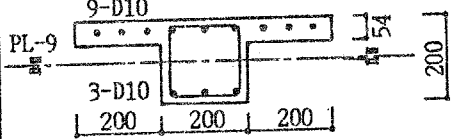


図2.15 Cシリーズに使用した軸方向変形拘束治具

表2.3 試験体一覧

	軸方向変形拘束なし	軸方向変形拘束あり
A シ リ ー ズ	<p style="text-align: center;">A - 1</p>  <p style="text-align: center;">(K=0 ton/cm)</p>	<p style="text-align: center;">A - 2</p>  <p style="text-align: center;">(K=150 ton/cm)</p>
B シ リ ー ズ	<p style="text-align: center;">B - 1</p>  <p style="text-align: center;">(K=0 ton/cm)</p>	<p style="text-align: center;">B - 2</p>  <p style="text-align: center;">(K=150 ton/cm)</p>
C シ リ ー ズ	<p style="text-align: center;">C - 1</p>  <p style="text-align: center;">(K=0 ton/cm)</p>	<p style="text-align: center;">C - 2</p>  <p style="text-align: center;">(K=148 ton/cm)</p>

単位：mm

2.4 加力方法および測定方法

図2.16に示すように平行クランク機構を用い、加力ビームを介して 50ton押引両動油圧ジャッキにより逆対称載荷した。漸増繰返し載荷の経路は図2.17に示すように、最初のループは引張側の主筋が降伏する(たわみで約3mm)前後において繰返し、試験体によって多少異なるが、それ以後の繰返しはたわみにより制御した。

荷重は、両動油圧ジャッキ先端のロードセルから検出した。図2.18に示すように、二つのダイヤルゲージにより試験体のたわみおよび回転角を測定し、両端ピンローラのゲージホルダーに取り付けた軸方向変位計により軸方向変形を測定した。図2.14、図2.15に示すように、軸方向変形拘束用プレートにひずみゲージを貼付しプレートに生じる軸力を測定した。

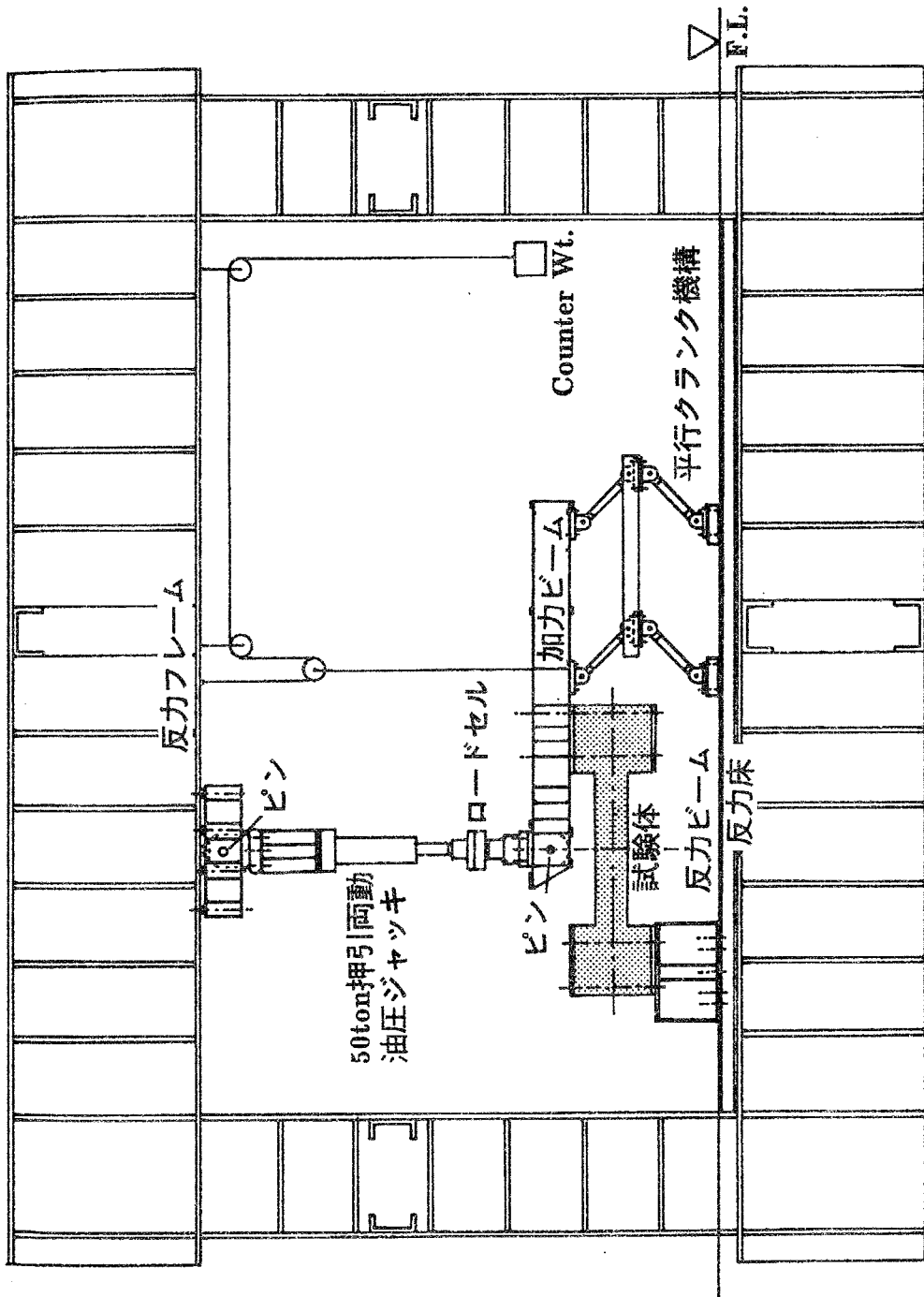


図2.16 加力装置

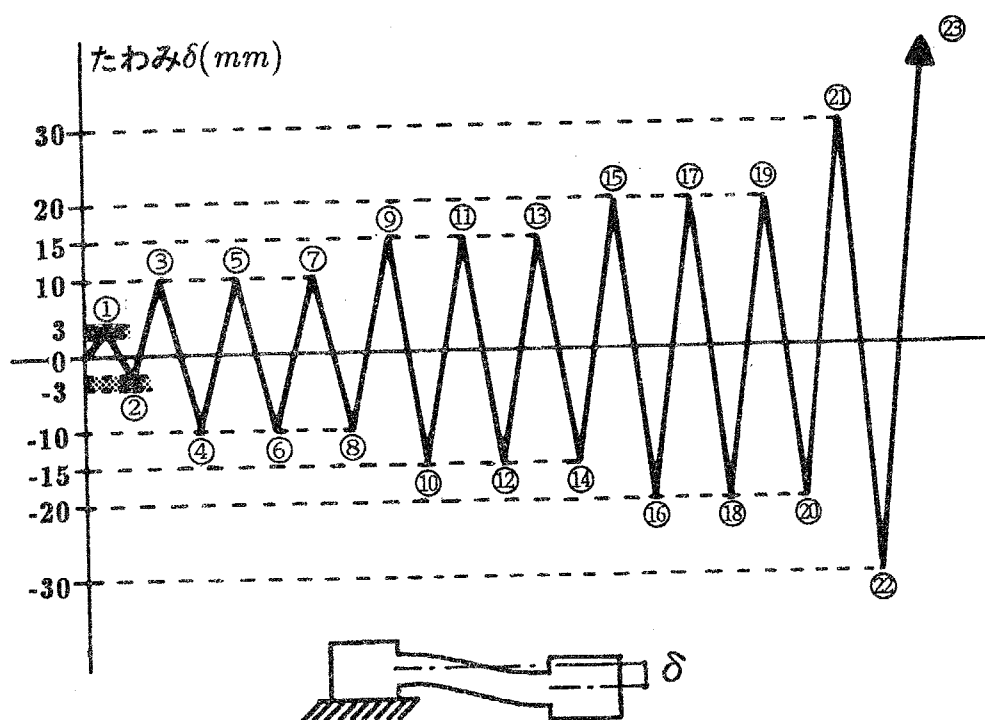


図2.17 載荷経路

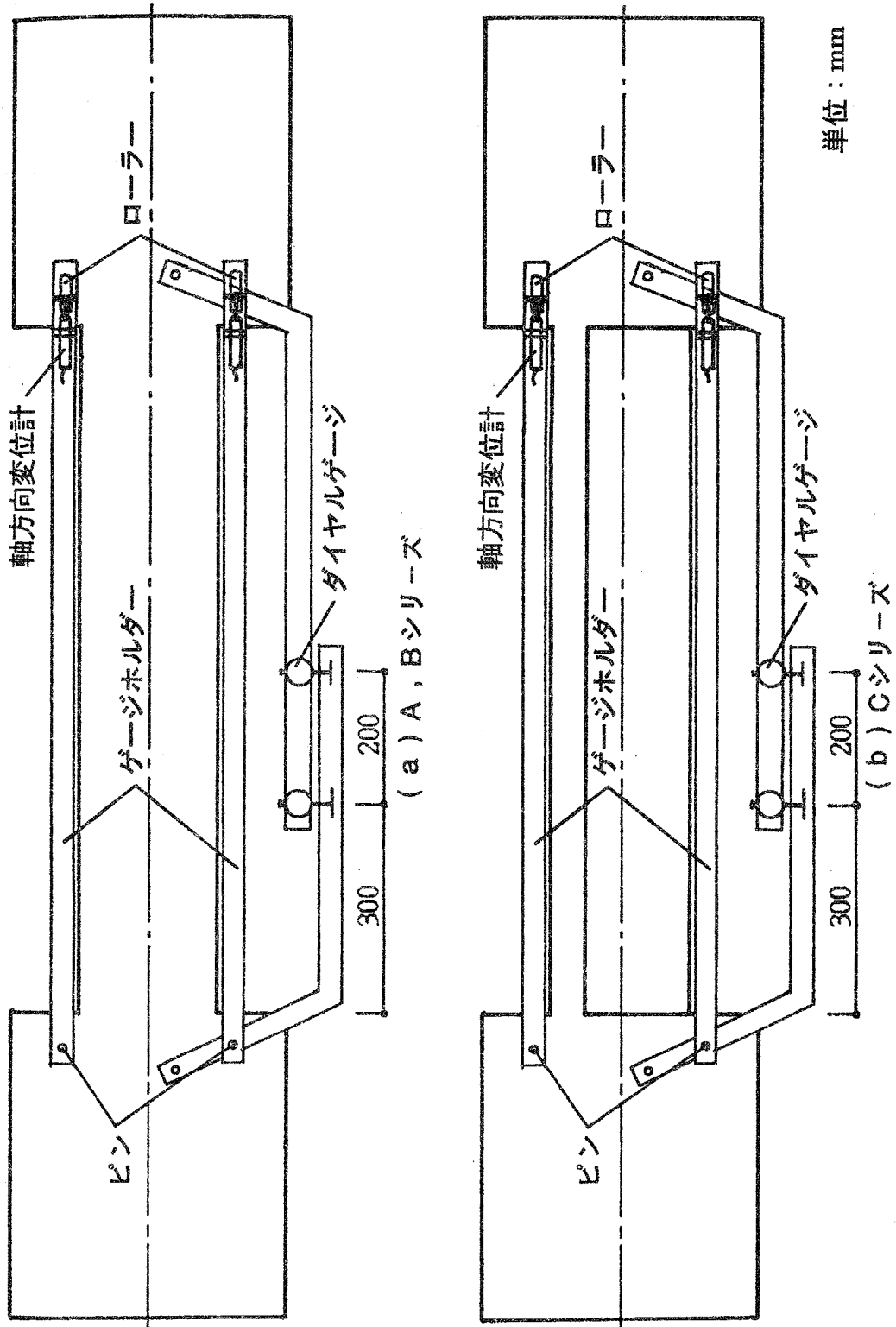
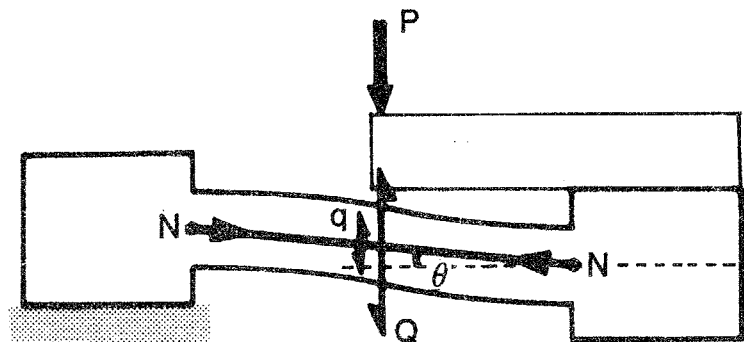


図2.18 変位の測定方法

3. 実験結果および考察

各試験体のせん断力とたわみの関係、せん断力と軸方向変形の関係、せん断力と発生した軸力との関係および最終破壊状況を以下に示す。軸方向変形拘束用プレートを取り付けた試験体のせん断力(Q)は、図2.19に示す方法によりプレートに発生したせん断力(q)と軸力(N)の影響を取り除いてある。



$$Q = P - q \cos \theta - N \sin \theta$$

- P : 外力
- N : プレートに働いている軸力
- q : プレートに働いているせん断力
- Q : はりのせん断力

図2.19 はりのせん断力(Q)

3.1 せん断力-たわみ関係

各試験体のせん断力とたわみの関係を図2.20に示す。上からA, B, Cシリーズの順に示してある。図中の破線で示した直線は梅村博士のe関数法¹⁹⁾により軸力0のときの最大曲げモーメントを求め、はりの両端部が同時に最大曲げモーメントに達するとして求めたせん断力である。軸方向変形を拘束しない場合を実線

で示し、拘束した場合を破線で示す。軸方向変形を拘束しない試験体、A-1, B-1とも部材角 $1/20$ ($\delta=50\text{mm}$)以上まで耐力低下を起こさず、僅かながら荷重の増加がみられたが、C-1では部材角 $1/50$ ($\delta=20\text{mm}$)付近からコンクリートの圧壊、せん断ひび割れにより荷重の減少がみられ、部材角 $1/25$ ($\delta=40\text{mm}$)で荷重が大きく低下した。軸方向変形を拘束したA-2, B-2は最大耐力以後、緩やかに耐力低下を起こしたが、C-2は部材角 $1/50$ 以後の耐力低下が大きかった。これは、Cシリーズは、スラブ筋が曲げモーメントに抵抗し、圧縮側コンクリートの負担がA, Bシリーズに比べ増大しているためと思われる。軸方向変形を拘束した試験体では、同一部材角 $1/50$ で比較するとA, B, Cシリーズで、軸方向変形を拘束しない試験体に比べそれぞれ、約2倍、約1.5倍、約1.5倍に上昇した。各繰り返しループにおいて、第1、第2、第3サイクルの順に荷重が減少したが、軸方向変形を拘束した場合は、拘束しない場合に比べその減少の割合が大きかった。これは、コンクリートの圧壊、せん断ひび割れで、はりに生じる軸力が低下したためと思われる。

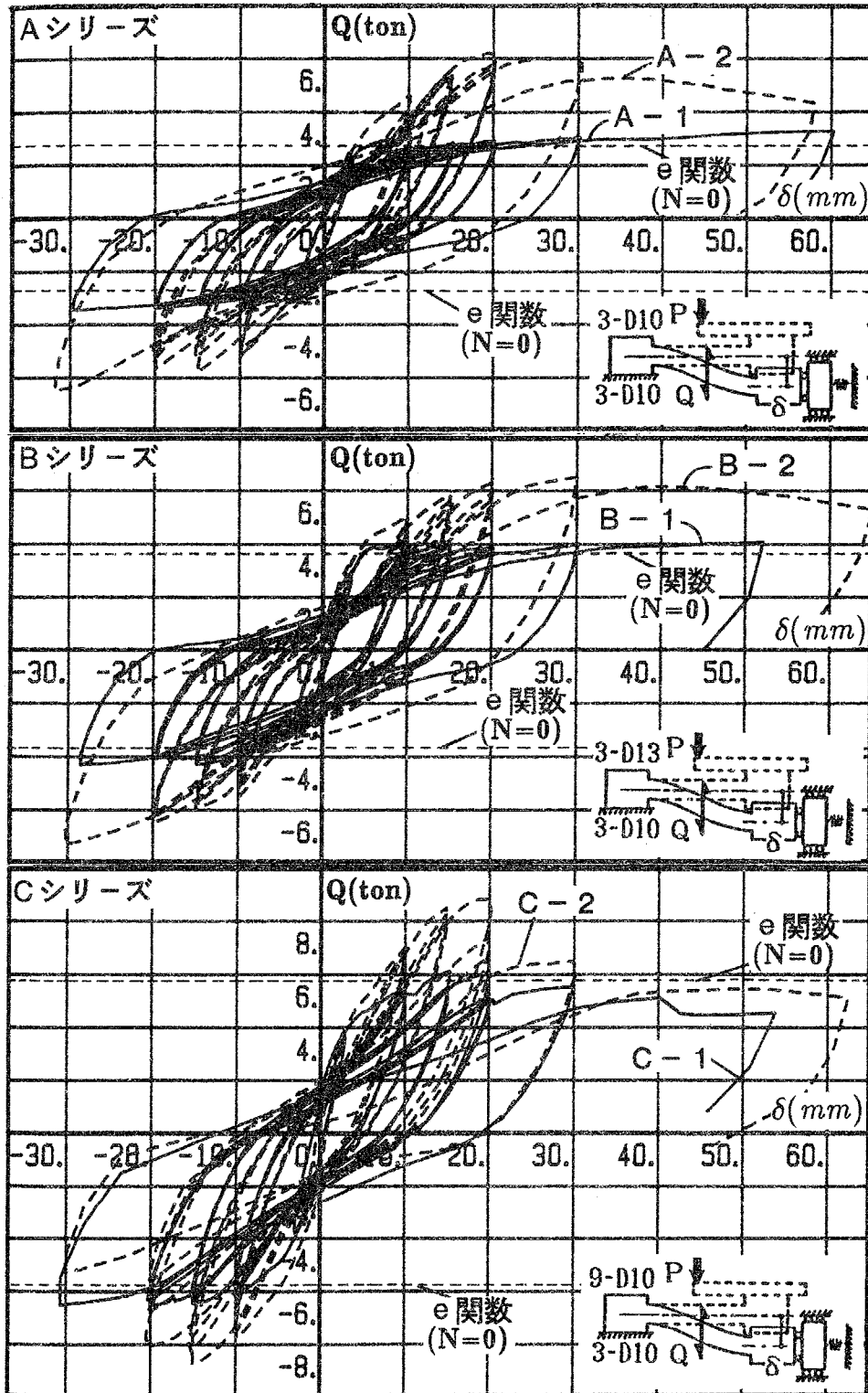


図2.20 せん断力-たわみ関係

3.2 せん断力-軸方向変形関係

各試験体のせん断力と軸方向変形を図2.21に示す。上からA, B, Cシリーズの順に示してある。はり上部の軸方向変形 Δ_1 とはり下部の軸方向変形 Δ_2 との平均をもって軸方向変形とした。全シリーズとも軸方向変形を拘束した場合は、しない場合に比較し伸びが約1/3~1/4になっており軸方向変形拘束治具が有効に働いたものと考えられる。A-1, B-1, C-1では、繰り返す毎に軸方向変形が増加し、塑性ひずみの累積がわかる。繰り返しの各サイクルのピークから除荷すると軸方向変形量が減少し、その減少の仕方は、A, BシリーズよりCシリーズの方が激しかった。Cシリーズは、A, Bシリーズに比べ、軸方向変形は約半分であった。軸方向変形を拘束しない場合のA-1, B-1, C-1について引張鉄筋の断面積と軸方向伸びの関係を図2.22に示し、全鉄筋断面積と軸方向伸びの関係を図2.23に示す。ここで示した軸方向伸び量は、図2.17の履歴の②での値である。鉄筋量が多いほど軸方向伸びが小さくなる傾向が見られるが、A-1, B-1はほぼ同じ値である。C-1はスラブ自身が軸方向拘束効果を持っているために、軸方向拘束はA, Bシリーズに比べて大きくなっており、鉄筋量の割には伸びていないものと思われる。

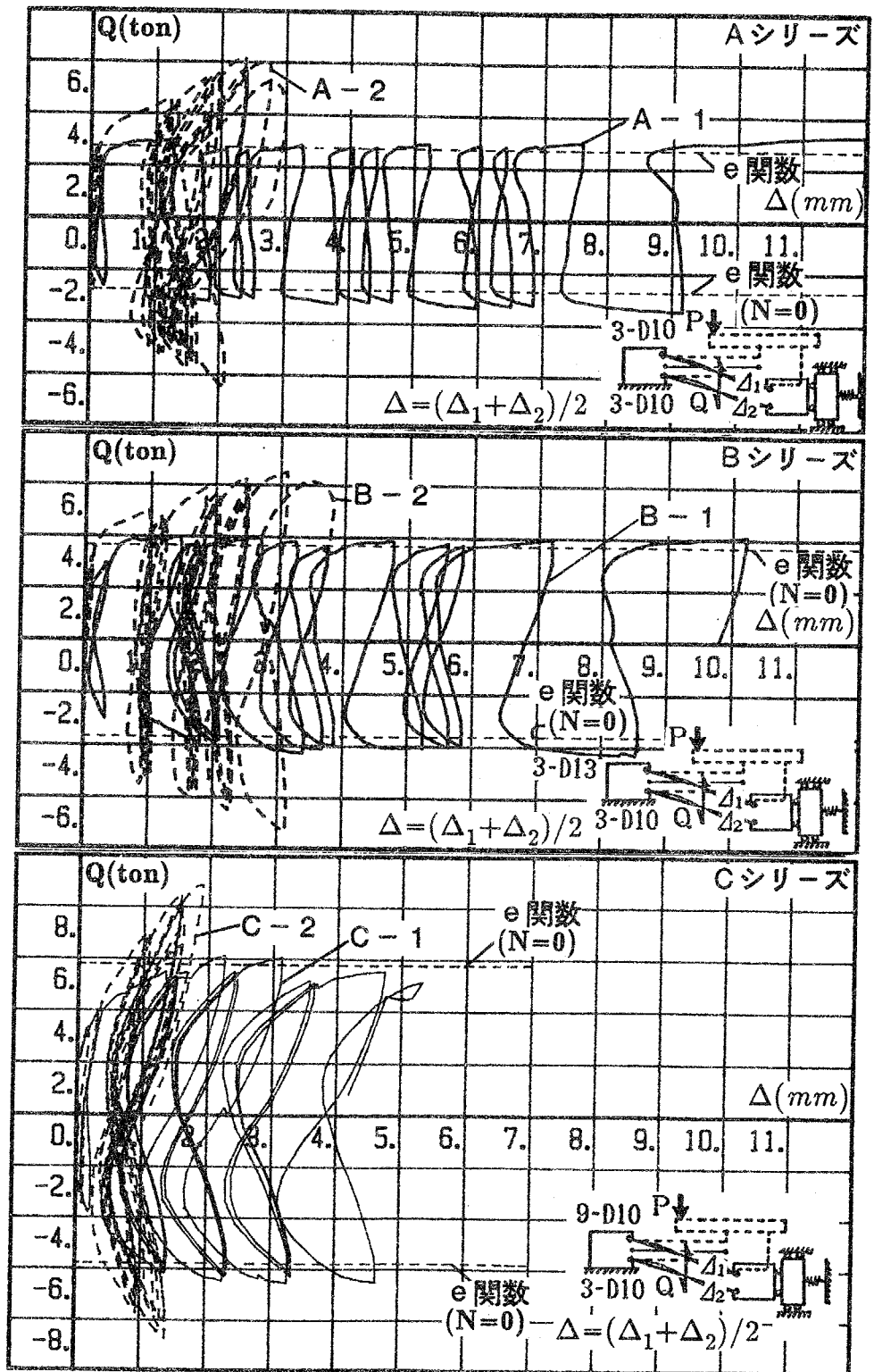


図2.21 セン断力-軸方向変形関係

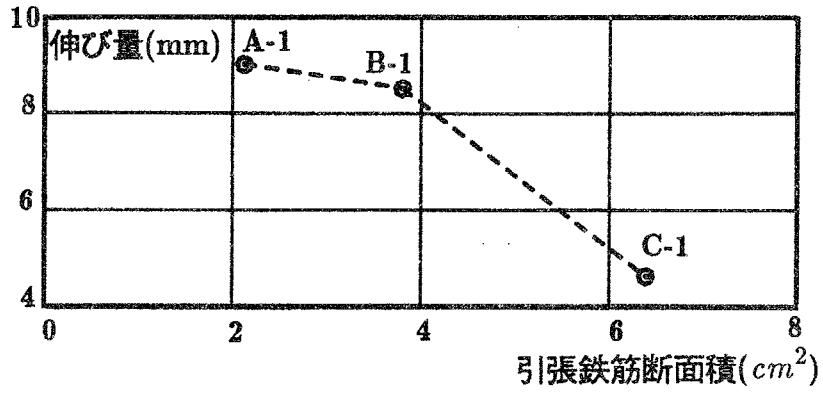


図2.22 引張鉄筋の断面積-軸方向変形関係 (図2.17中㉔)

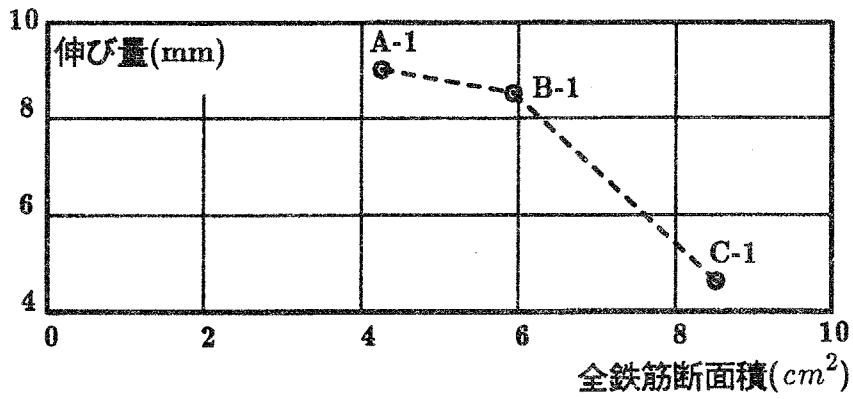


図2.23 全鉄筋の断面積-軸方向変形関係 (図2.17中㉔)

3.3 せん断力-軸力関係

軸方向変形を拘束した各試験体のせん断力と発生した軸力の関係を 図2.24に示す。上から A, B, C シリーズの順に示してある。図中の破線は e 関数法により軸力と最大曲げモーメントの関係を求め、はりの両端部が同時に最大曲げモーメントに達するとして求めた軸力とせん断力の包絡線を示している。軸力は、プレートに引張力が生じ、はりに圧縮力が加わる時を (+) として示してある。実験結果はこの包絡線と交わるとこれに沿って動いていることがわかる。A シリーズ、B シリーズとも最大約 35ton の軸力が発生し、C シリーズでは約 25ton の軸力が発生した。それぞれのシリーズにおいて軸方向変形を拘束した場合に耐力上昇が見られたのは、この拘束軸力の発生によるものと考えられる。

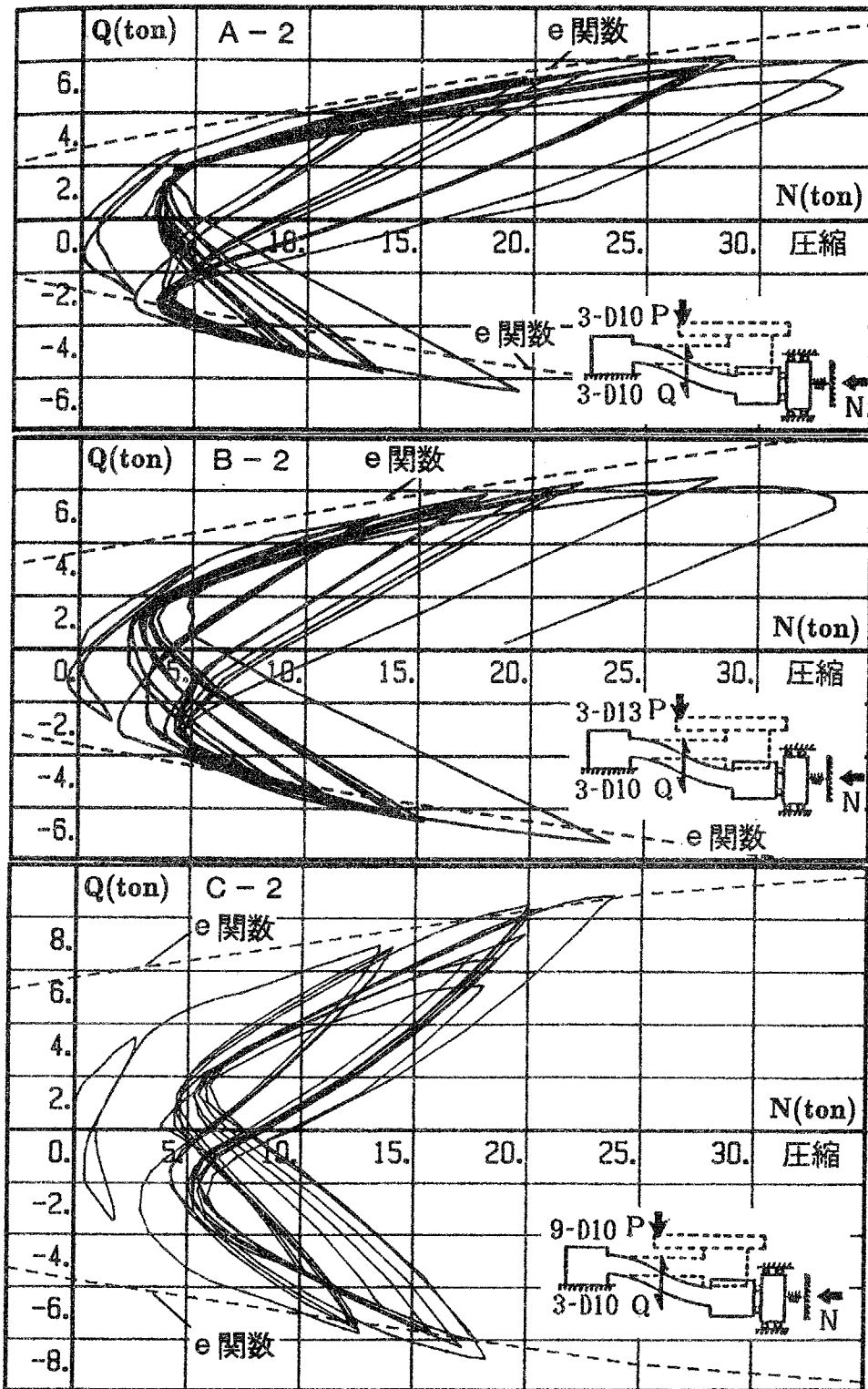


図2.24 せん断力-軸力関係

3.4 最終破壊状況

試験体の最終破壊状況を図2.25～図2.28に、Aシリーズ、Bシリーズ、C-1、C-2の順に示す。軸方向変形を拘束しない場合は、A、Bシリーズともはり端部に曲げひび割れが多く、Cシリーズは、はり端部下端のコンクリートがはく落し、せん断ひび割れがスラブまで突き抜けた。軸方向変形を拘束した場合は、全シリーズともはり端部に置いてコンクリートがはく落した。Aシリーズでは、はり端部において上・下端筋ともに座屈したがBシリーズでは、下端筋のみが座屈を起こし、上端筋は座屈に至らなかった。Cシリーズは、A、Bシリーズに比べ上端筋の受ける圧縮応力がさらに小さいため、下端筋が座屈し上端筋は座屈しなかった。A-2、B-2、C-2それぞれのはり端部の最終破壊状況を写真2.1に示す。

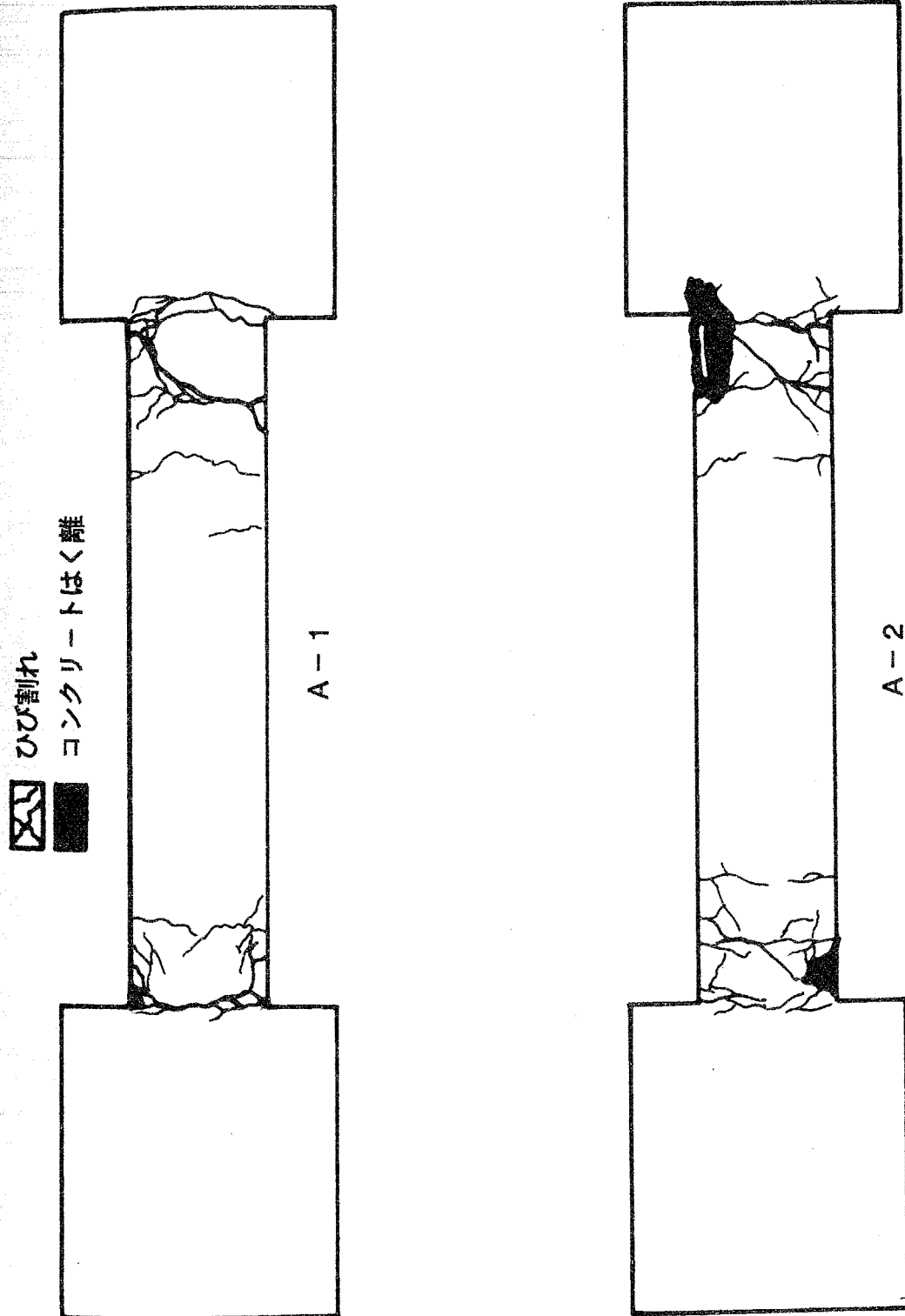


図2.25 最終破壊状況 (Aシリーズ)

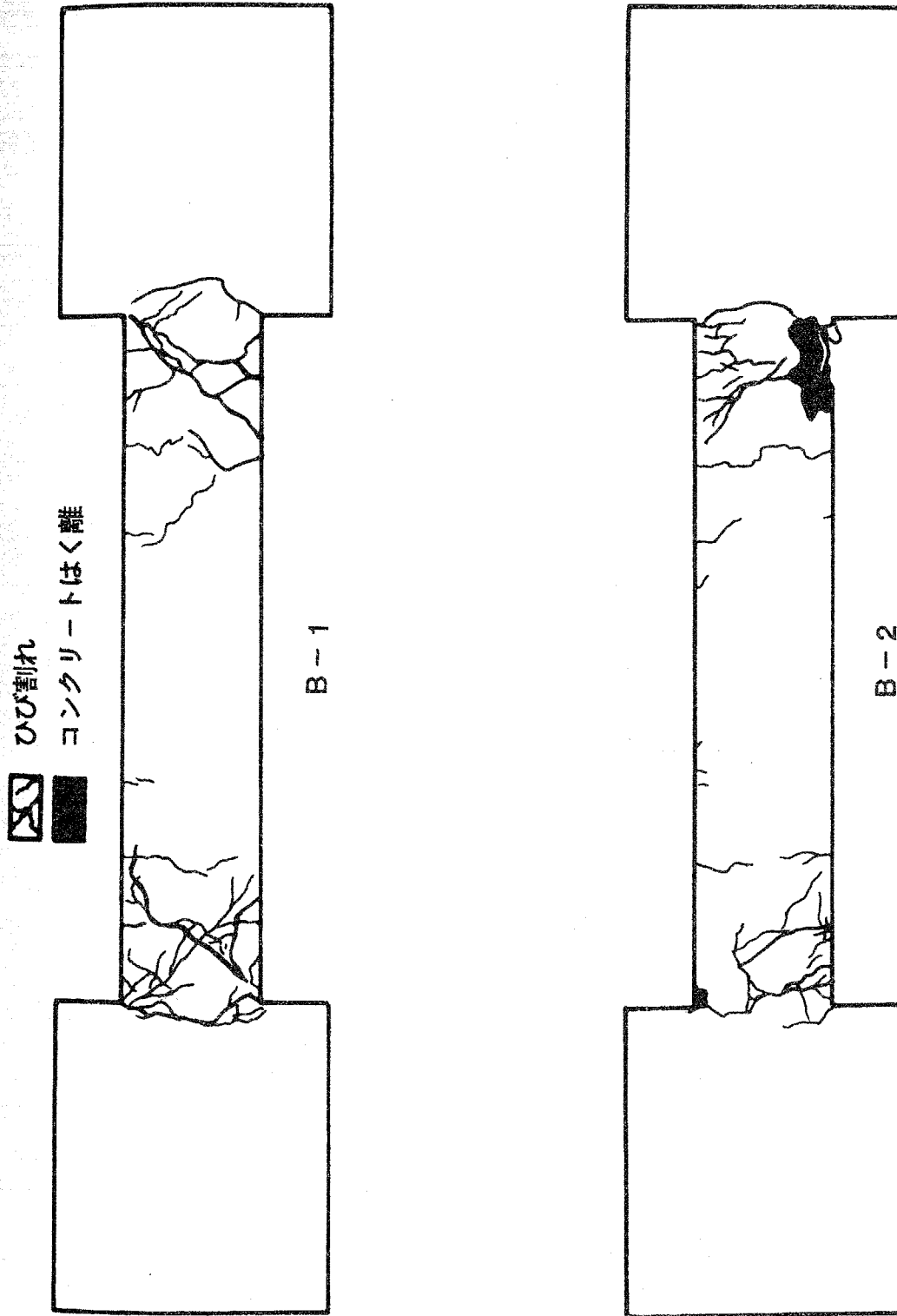


図2.26 最終破壊状況 (Bシリーズ)

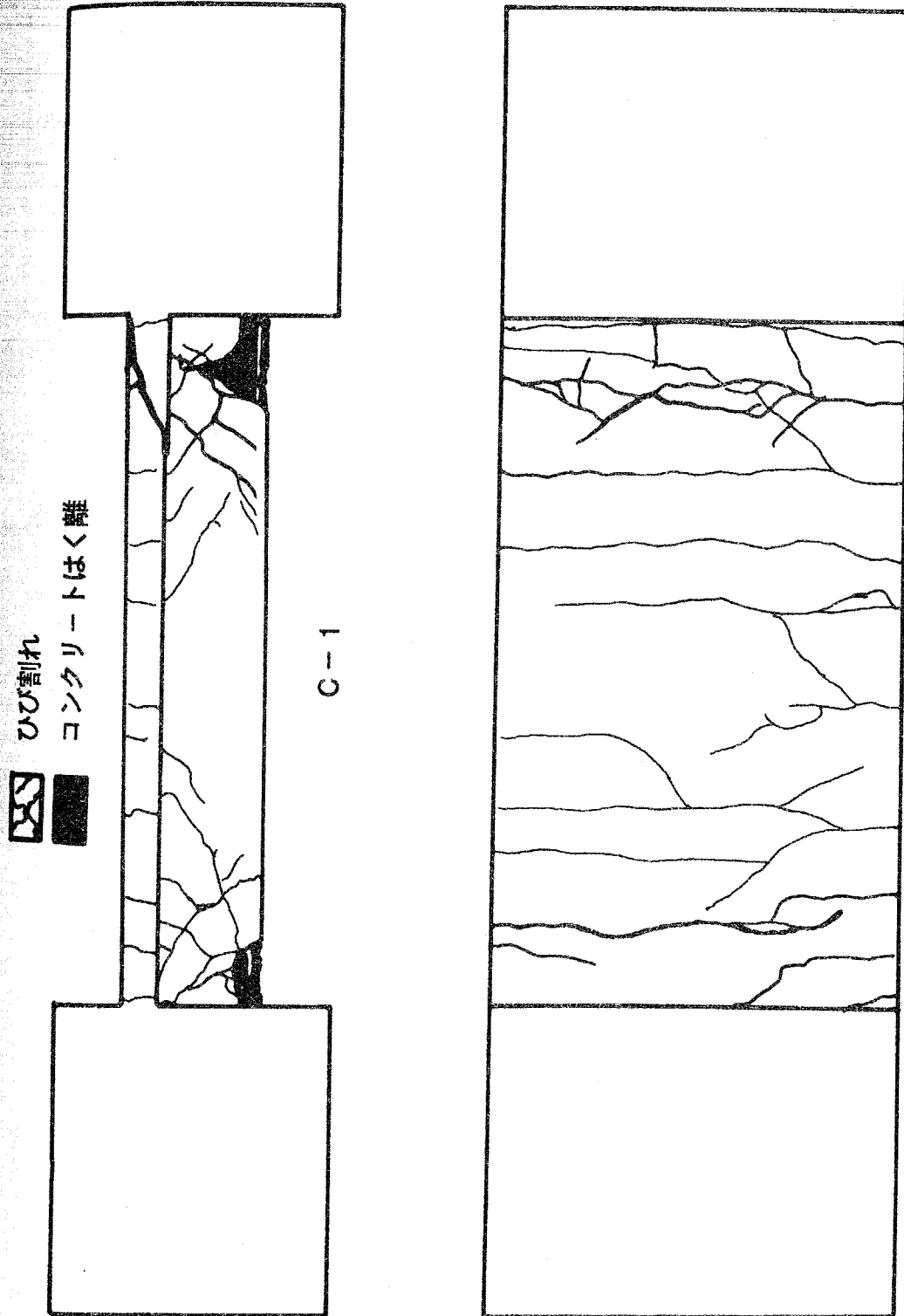


図2.27 最終破壊状況 (C-1)

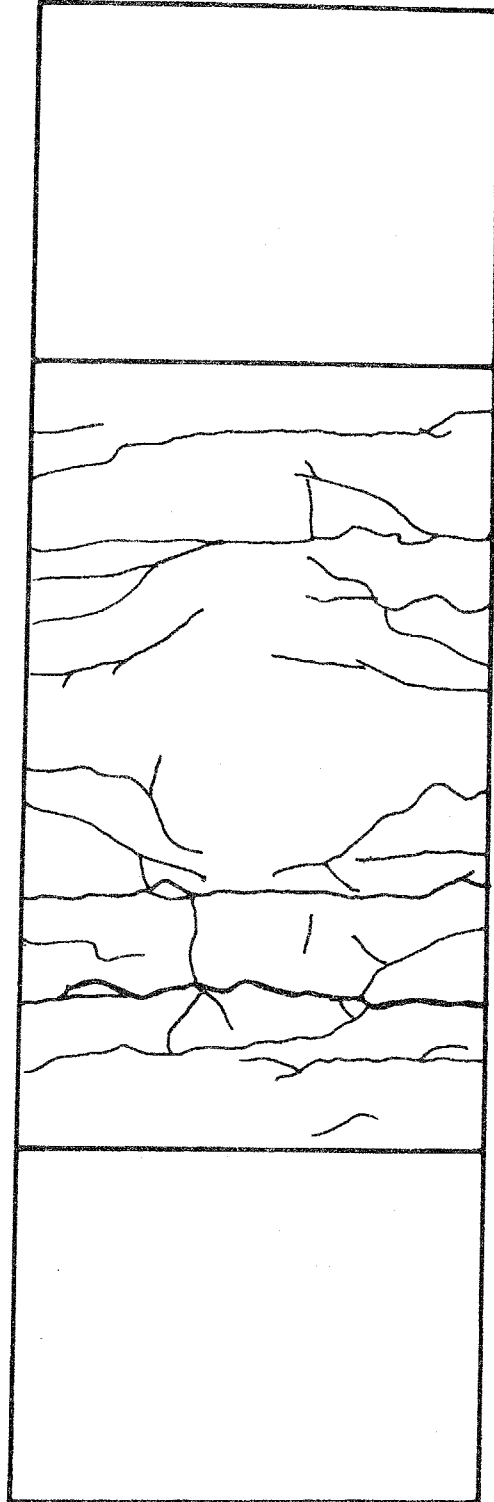
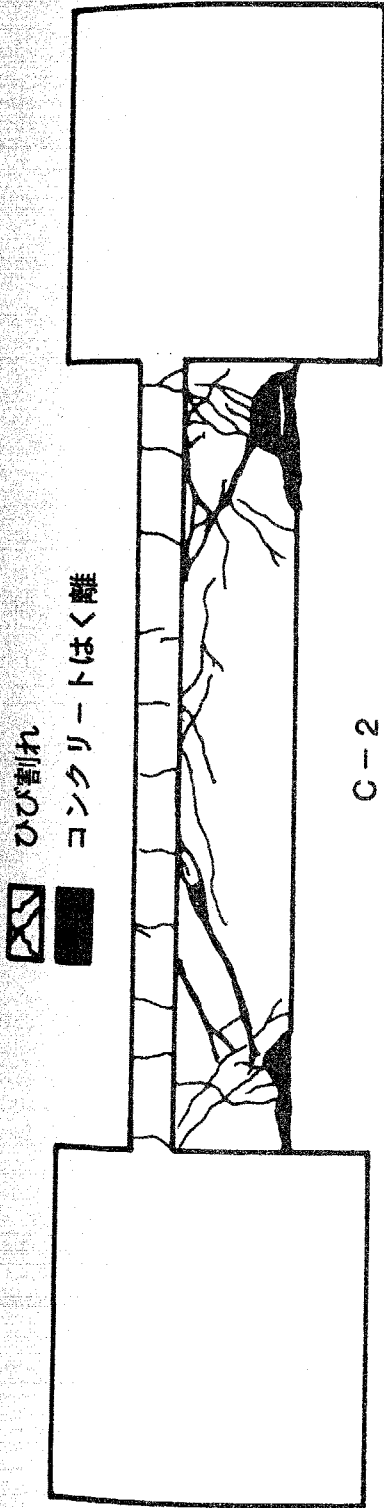
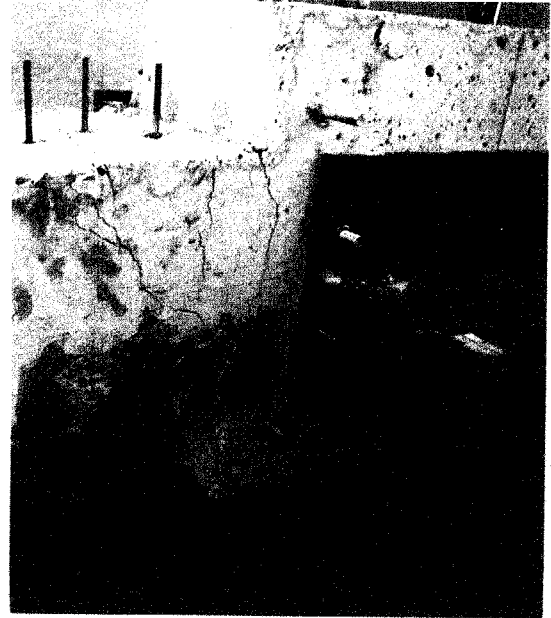


図2.28 最終破壊状況 (C - 2)



A-2



B-2



C-2

写真2.1 はり端部の破壊状況

4. まとめ

実際の構造物中において曲げ降伏しようとする鉄筋コンクリートはりは、その周囲の構造要素から軸方向変形拘束を受ける可能性があるという考えに基づき、軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりの曲げせん断実験を行い、その力学的性状を調べ考察を行った。これらから以下のような結論を得た。

- 1) 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりが、曲げせん断力を受け変形すると、はりには圧縮力が作用し、拘束を受けないはりに比べ耐力上昇を起す。
- 2) 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりでは、コンクリートの圧壊が、軸方向変形拘束を受けないはりに比べ早目に生じるため、変形能力が低下する。特にT形はりではその低下が著しい。このため、軸方向変形拘束を受けるはりの変形能力を過大評価しないようにする必要がある。
- 3) 曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリートはりにおいて軸方向変形を拘束しない場合は、鉄筋コンクリートはり断面内の鉄筋量が多いほど、同じたわみにおける軸方向変形量は小さい。

第 3 章

軸方向変形拘束効果を考慮した 鉄筋コンクリートはりの解析

1. はじめに
2. 解析方法および解析モデル
3. 解析結果および考察
4. まとめ

1. はじめに

前章では、長方形ばりおよびT形ばりの曲げせん断実験を軸方向変形を拘束した場合、拘束しない場合について行い、軸方向変形拘束がはりの弾塑性性状に与える影響について調べた。その結果、軸方向変形を拘束すると拘束しない場合に比べ耐力上昇を起こすことがわかった。

本章では、分割要素法に基づいた弾塑性解析法を用いてはりに生じる軸力の効果を考慮した曲げせん断力を受けるはりの弾塑性解析を行い、軸方向変形拘束がはりの弾塑性性状に与える影響について考察する。さらに、せん断スパン比をパラメータとした曲げせん断力を受ける長方形ばりの弾塑性解析を行い、軸方向変形が拘束されることによる耐力上昇率に対するせん断スパン比の影響について考察する。

2. 解析方法および解析モデル

2.1 解析方法

接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法を用いる。ここでは骨組構造のモデル化および基本的な仮定条件のみを示し、解析法の詳細はAppendix 1に述べる。

1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート骨組のうち、鉄筋コンクリート部材に関するモデル化および解析上の仮定は次の通りである。

- (a) 部材は、材軸方向に数十の部材要素に分割する。各部材要素の間で変位と回転は連続性を保つが、部材要素ごとに独立な変位関数を用いる。変位の微分項(ひずみ・曲率等)の不連続は許容する。
- (b) 各部材要素の変形成分として、軸方向変形、曲げ変形を考慮し、せん断変形は無視する。
- (c) 部材要素内の応力、ひずみ状態は各部材要素の材軸方向2点のガウスポイントの断面についてのみ追跡し、部材要素内部の応力、ひずみ状態の追跡は行わない。但し、ひずみエネルギーを計算する際には、内部の応力状態が必要であるが、これはガウスポイントにおける応力を用いて線形補間して求める。
- (d) 各部材要素の断面は、コンクリート断面をせい方向に単位分割要素に層状分割して扱い、鉄筋は鉄筋として別に扱う。この際、フープ、スターラップ等によって拘束された部分のコンクリート(コアコンクリート)とそうでない部分のコンクリート(かぶりコンクリート)を分けて考える。
- (e) 断面内のひずみ、応力に関しては、断面の単位分割要素中で一定とし、各単位分割要素の中心で代表させる。

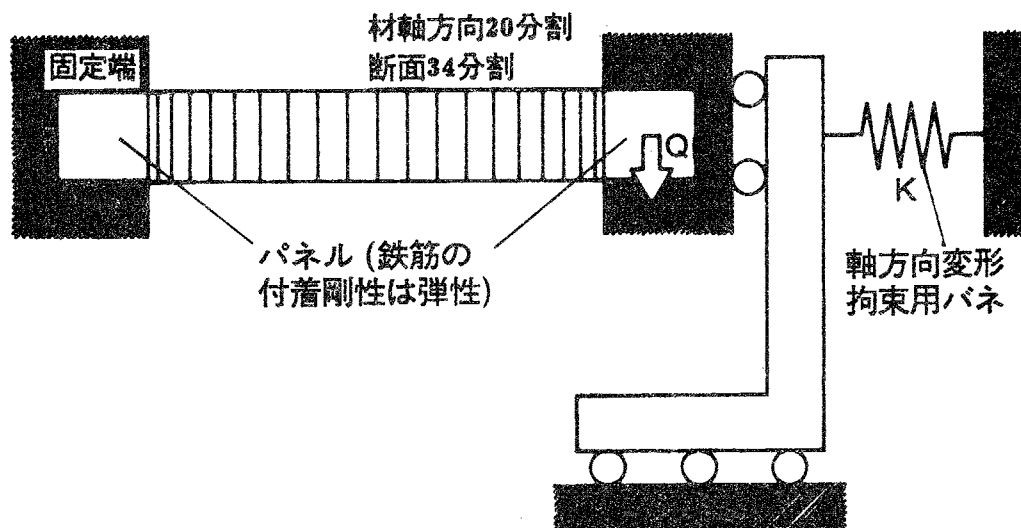
- (f) コンクリート断面に関する平面保持が成立するものとする。但し、鉄筋とコンクリートの間には付着すべりを考慮しているため鉄筋のひずみは、同じ位置にあるコンクリートのひずみと一致しないことを考慮する。

2) 柱・はり接合部

柱・はり接合部は、接合部パネルとして扱う。接合部パネルは、せん断変形を考え、接合部自身の圧縮・引張変形、曲げ変形は無いものとする。せん断変形は接合部パネル内で一様であるとする。接合部パネル内部の鉄筋の付着すべり・降伏を考慮するため、接合部パネル内において、各鉄筋を材軸方向に20要素に分割する。柱・はり等の部材内の鉄筋と接合部パネル内の鉄筋の応力、すべりを連続的に扱う。

2.2 解析モデル

前章で示した試験体 A-1 ~ C-2 の解析に用いた解析モデルを図3.1に示す。はりを材軸方向に20の部材要素に分割し、断面を34の単位分割要素に層状分割した。部材両端部には、パネルを設けた。左端のパネル中心点において変位・回転を固定し、右端のパネルの回転を固定した。軸方向変形を拘束する試験体 A-2, B-2, C-2 では、右端のパネル中心点の軸方向変形に対するバネ (軸方向変形拘束用バネ) を設けた。3mm, 10mm, 15mm, 20mm, 25mm, 30mm ループで一回ずつ繰り返した後に正方向に変形させた。



試験体	軸方向変形拘束剛性 K (ton/cm)
A-1	0
A-2	150
B-1	0
B-2	150
C-1	0
C-2	148

図3.1 解析モデル

2.3 解析に用いた諸定数

解析に用いた諸定数を表3.1, 3.2に示す。ここで用いている記号はAppendix 1の図a1.3 ~ 図a1.6 に対応している。コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏応力度等の数値は素材試験による値を用いた。接合部パネルのひび割れ強度、終局強度等は、上村式²⁰⁾により決定した。

表3.1 A, Bシリーズの解析に用いた諸定数

${}_cE=226.0 \text{ ton/cm}^2$	${}_sE=2100. \text{ ton/cm}^2$
${}_c\sigma_B=330.0 \text{ kg/cm}^2$	$E_p=21. \text{ ton/cm}^2$
${}_c\varepsilon_B=0.0023$	$\alpha=10.5 \text{ ton/cm}^2$
$K_1=4.0(9.0) \text{ ton/cm}^3$	${}_s\sigma_y=3900.(6\phi) \text{ kg/cm}^2$
$K_2=0.2(0.2) \text{ ton/cm}^3$	$=3670.(D10) \text{ kg/cm}^2$
$K_3=0.05(0.05) \text{ ton/cm}^3$	$=3520.(D13) \text{ kg/cm}^2$
$K_4=0.05(0.05) \text{ ton/cm}^3$	$G_1=60. \text{ ton/cm}^2$
$\tau_{y1}=40.(70.) \text{ kg/cm}^2$	$G_2=45. \text{ ton/cm}^2$
$\tau_{y2}=50.(100.) \text{ kg/cm}^2$	$G_3=15. \text{ ton/cm}^2$
$\tau_{y3}=5.(5.) \text{ kg/cm}^2$	$\gamma_{y1}=0.00043$
()内は接合部パネル用	$\gamma_{y2}=0.00247$

表3.2 Cシリーズの解析に用いた諸定数

${}_cE=233.0 \text{ ton/cm}^2$	${}_sE=2100. \text{ ton/cm}^2$
${}_c\sigma_B=310.0 \text{ kg/cm}^2$	$E_p=21. \text{ ton/cm}^2$
${}_c\varepsilon_B=0.0025$	$\alpha=10.5 \text{ ton/cm}^2$
$K_1=4.0(9.0) \text{ ton/cm}^3$	${}_s\sigma_y=3110.(6\phi) \text{ kg/cm}^2$
$K_2=0.2(0.2) \text{ ton/cm}^3$	$=4000.(D10) \text{ kg/cm}^2$
$K_3=0.05(0.05) \text{ ton/cm}^3$	$G_1=60. \text{ ton/cm}^2$
$K_4=0.05(0.05) \text{ ton/cm}^3$	$G_2=45. \text{ ton/cm}^2$
$\tau_{y1}=40.(70.) \text{ kg/cm}^2$	$G_3=15. \text{ ton/cm}^2$
$\tau_{y2}=50.(100.) \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{y3}=5.(5.) \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_{y1}=0.00043$	$\gamma_{y2}=0.00247$
()内は接合部パネル用	

3. 解析結果および考察

Appendix 1に示す弾塑性解析法に図3.1に示した解析モデルを用いて6体の試験体について漸増繰り返し載荷解析を行った。以下に解析結果を示す。

3.1 せん断力-たわみ関係

せん断力とたわみの関係を実験と比較してA, B, Cシリーズの順にそれぞれ図3.2~3.4に示す。図中の細実線で示したものが実験結果、太実線で示したものが解析結果である。A, Bシリーズでは、軸方向変形を拘束しない場合のA-1, B-1、拘束した場合のA-2, B-2ともに実験結果と解析結果はループの細かい形までは合っていないが、概ねよい一致を示しており、たわみ30mm(部材角3/100)の1回目のループで実験と解析による耐力を比較すると表3.3に示すようになる。Cシリーズの実験においては、たわみ30mm(部材角3/100)以降に耐力低下が著しいが、解析においてはひずみ軟化を直接的に扱っていないので、この耐力低下は表せていない。しかし、解析においても軸方向変形を拘束するとはりに圧縮軸力が作用して耐力が上昇する現象が現われており、その値も実験値とほぼよい対応を示している。

表3.3 $\Delta=30\text{mm}$ (部材角3/100)における耐力

	実験(ton)	解析(ton)	実験/解析
A-1	3.06	3.25	0.94
A-2	5.81	4.75	1.22
B-1	4.00	4.50	0.89
B-2	6.53	5.66	1.15
C-1	5.54	6.42	0.86
C-2	6.49	7.48	0.87

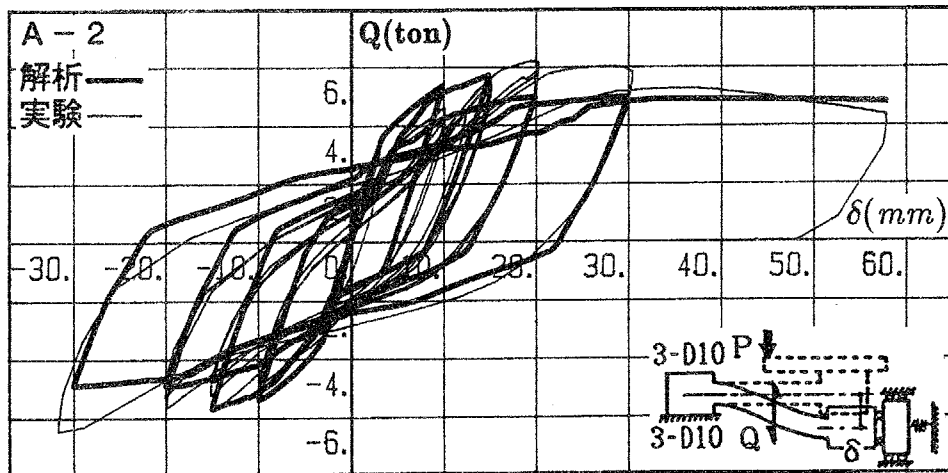
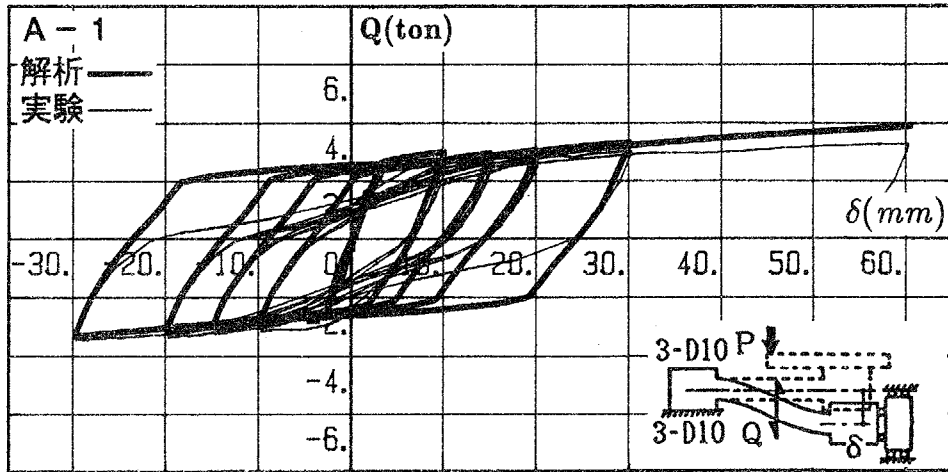


図3.2 せん断力-たわみ関係(Aシリーズ)

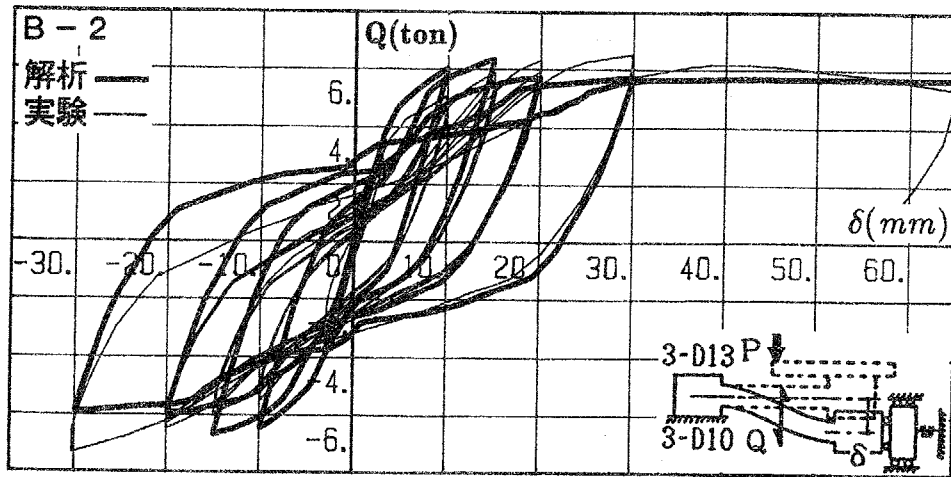
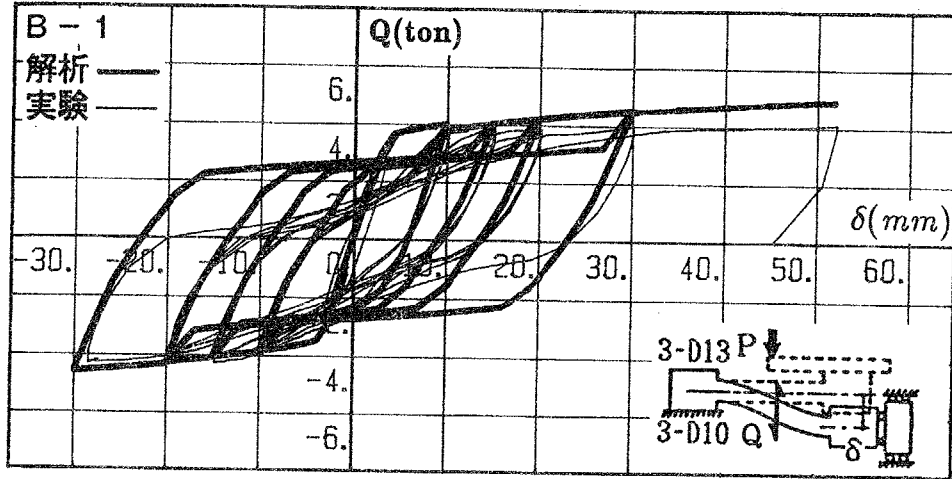


図3.3 せん断力-たわみ関係(Bシリーズ)

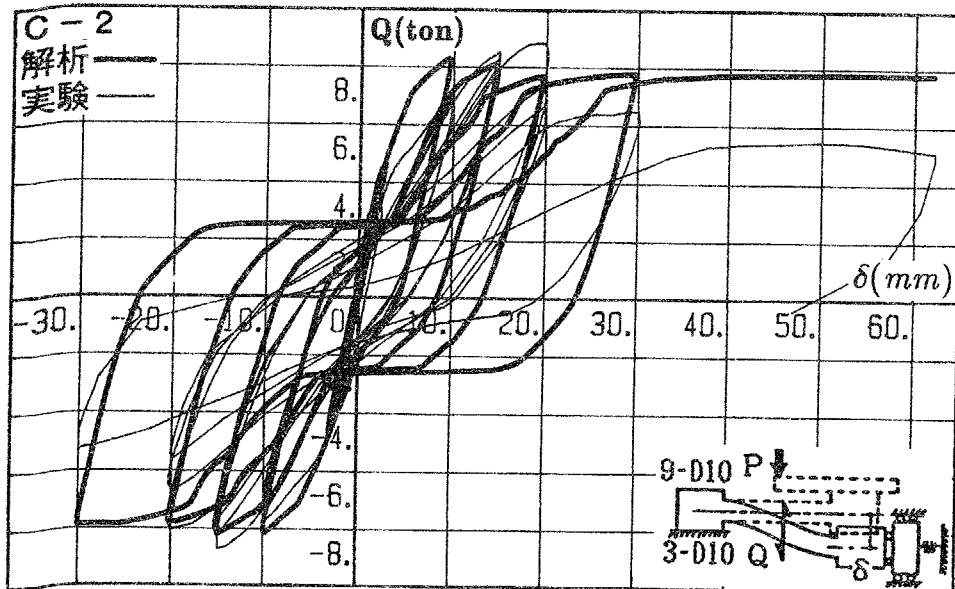
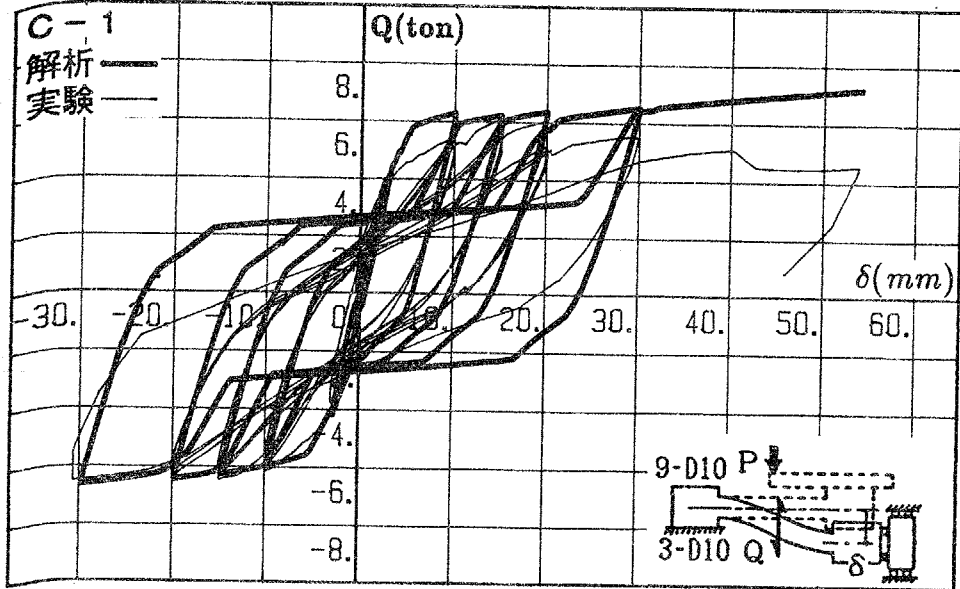


図3.4 せん断力-たわみ関係(Cシリーズ)

3.2 せん断力-軸方向変形関係

せん断力と軸方向変形の実験と比較してA, B, Cシリーズの順にそれぞれ図3.5~3.7に示す。図3.2~図3.4同様、細実線が実験結果、太実線が解析結果を示している。B-1, C-2においては、繰り返し毎の軸方向変形の履歴ループの形まで実験と解析はよい対応を示しているが、他の試験体においては、履歴ループの形の対応はよくない。しかし、その最終的な軸方向変形量の大きさは、表3.4に示すようにほぼよい対応を示しており、繰り返す毎に塑性伸びが累積されて軸方向変形が大きくなる現象や軸方向変形拘束により軸方向変形が小さくなる様子が現われている。

表3.4 最終的な軸方向変形

	実験(mm)	解析(mm)	実験/解析
A-1	11.65	11.53	1.01
A-2	3.02	3.07	0.98
B-1	10.20	10.00	1.02
B-2	3.83	3.53	1.08
C-1	5.32	7.49	0.71
C-2	1.71	1.73	0.99

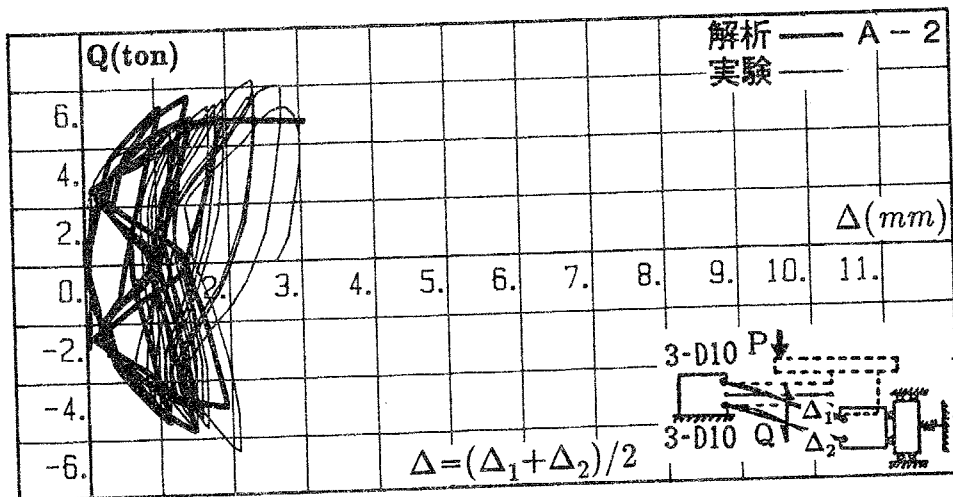
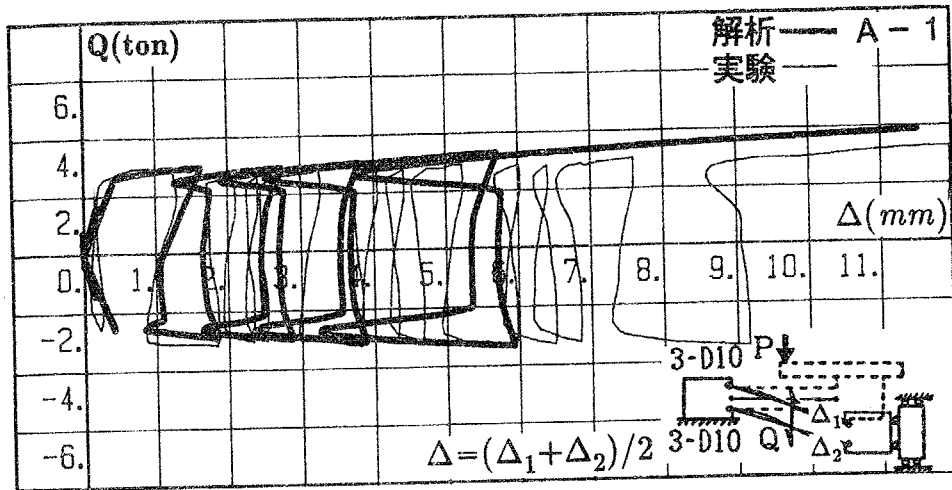


図3.5 せん断力-軸方向変形関係(Aシリーズ)

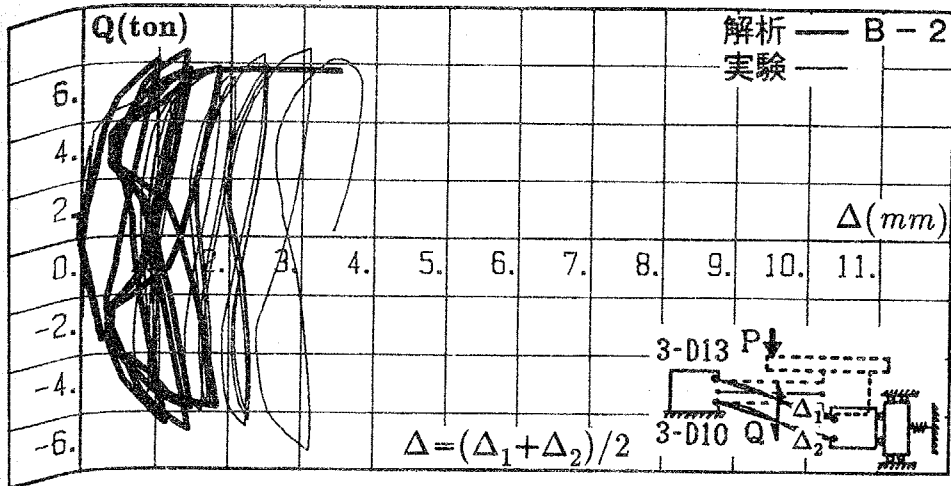
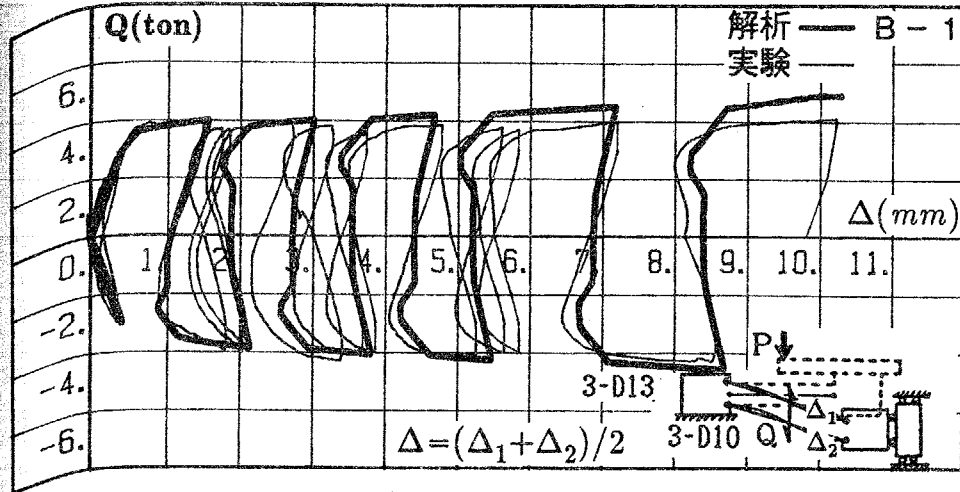


図3.6 せん断力-軸方向変形関係(Bシリーズ)

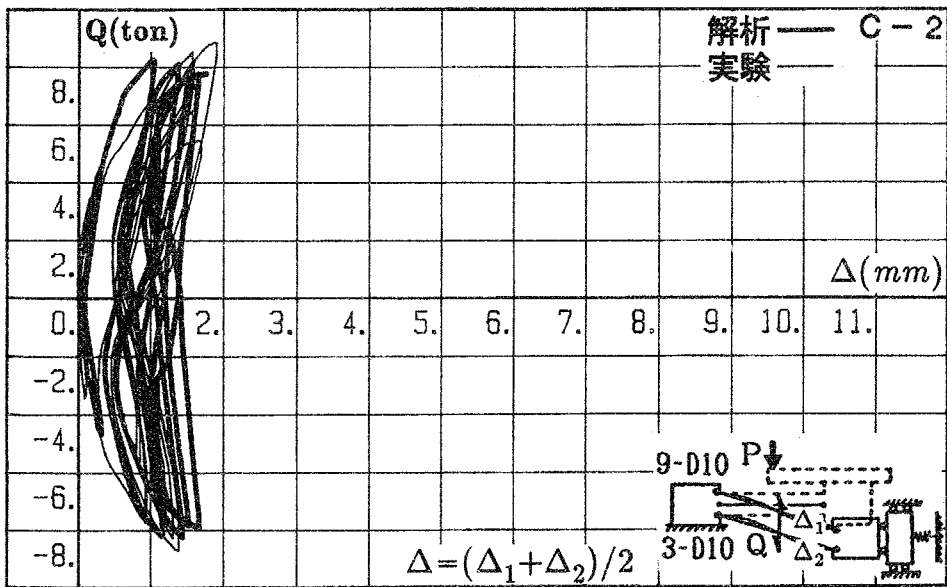
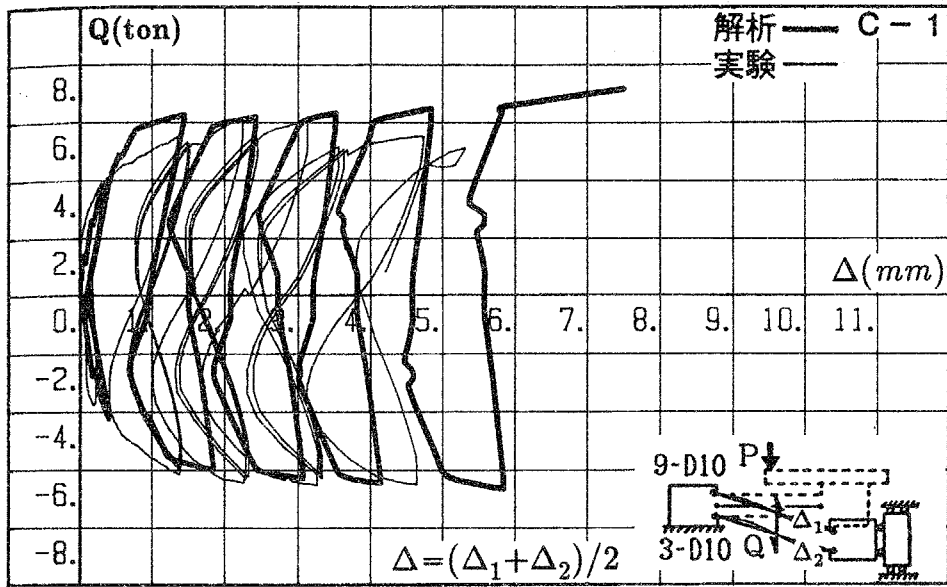


図3.7 せん断力-軸方向変形関係(Cシリーズ)

3.3 せん断力-軸力関係

図3.8に軸方向変形拘束をした試験体についてせん断力と軸力の関係を実験結果と比較して示す。前節同様、細実線が実験結果、太実線が解析結果を示している。各試験体とも包絡線はよい一致を示しているが履歴まではよい対応を示していない。これは、実験においては、軸方向変形拘束剛性は軸方向変形拘束治具のゆるみ、がたなどで常に一定とはなっていないが、解析においてはその値を一定として計算していることが原因の一つと考えられる。

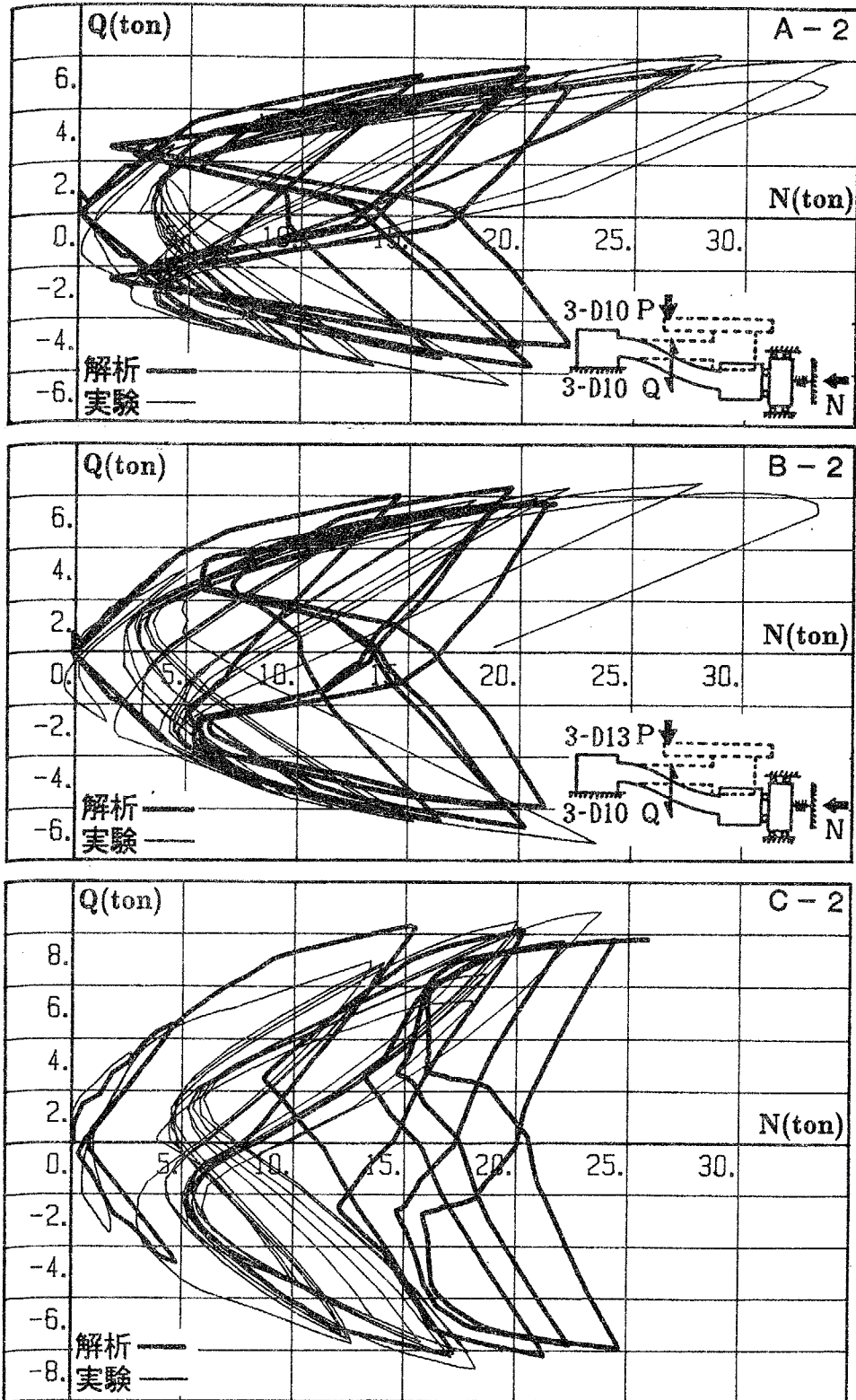


図3.8 せん断力-軸力関係

3.4 せん断スパン比をパラメータとした解析

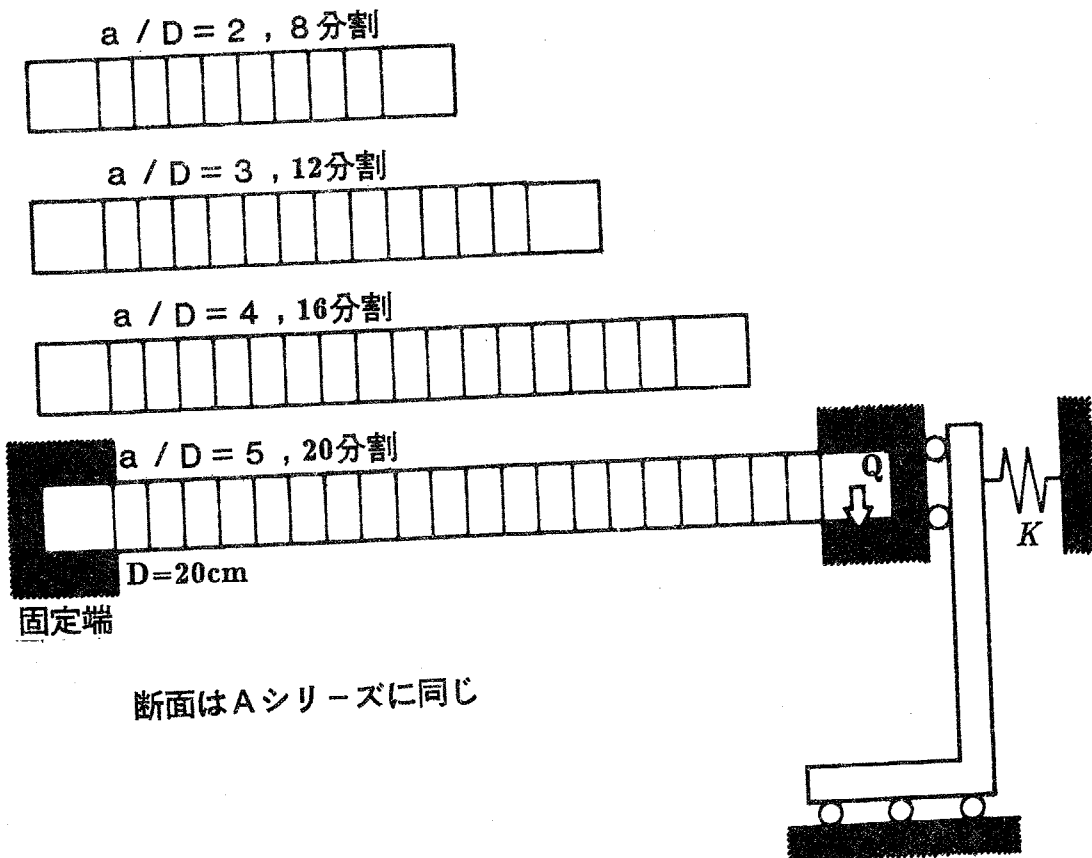
軸方向変形を拘束した場合は、拘束しない場合に比べ耐力上昇することが、実験および解析において確認され、3.1 から 3.3 で示したように両者の値もほぼよい対応を示した。ここでは、せん断スパン比 a/D と耐力上昇の関係を調べるために、A シリーズの断面を用いて、 $a/D=2, 3, 4, 5$ の解析を行なった。解析モデルの一覧を表3.5 に示す。解析に用いた諸定数は表3.1と同様である。

軸方向変形拘束剛性 K には、耐震壁・柱による K のように、はりの部材長さに係わらず一定のもの、スラブ・小ばりによる K のように、はりの部材長さに反比例するものがある。そこで、前項の解析に用いた $K=150 \text{ ton/cm}$ で一定にしたものと、前項の解析に用いた $a/D=2.5$ ($2a=100\text{cm}$)、 $K_0=150 \text{ ton/cm}$ を基準に、部材長さに反比例するとしたものの2ケースを考えた。

表3.5 解析モデル一覧(Aシリーズ断面)

	せん断スパン比 a/D	部材の長さ $l=2a(cm)$	軸方向変形 拘束剛性 $K(ton/cm)$
$K=K_0$	2	80	150.0
	3	120	150.0
	4	160	150.0
	5	200	150.0
$K=K_0 \frac{100}{l}$	2	80	187.5
	3	120	120.0
	4	160	93.75
	5	200	75.00

$K_0=150.0(ton/cm)$



せん断力と部材角の関係を図3.9に示す。上の図は K を一定とした場合の解析結果で、下の図は K が部材長さに反比例するとした場合の解析結果である。同じ部材角に対して a/D が小さいほど、耐力上昇の割合が大きいことがわかる。このことを明確にするため耐力上昇率と部材角の関係を図3.10に示す。ここで示した耐力上昇率は、同じ部材角の時の軸方向変形を拘束した場合のせん断力を、軸方向変形を拘束しない場合のせん断力で除した値である。図3.9と同様に、上の図は K を一定とした場合の解析結果で、下の図は K が部材長さに反比例するとした場合の解析結果である。曲げひび割れ発生以後に耐力上昇率が1を越える。その後、軸方向変形を拘束しないよりは、部材角 $2/500$ 前後で降伏荷重に達したのち荷重がほぼ一定となるのに対し、軸方向変形を拘束したよりは、その後もほぼ直線的に荷重が上昇しているため耐力上昇率も $2/500$ 前後からほぼ直線的に増加している。 K を一定とした場合と、 K が部材長さに反比例するとした場合のどちらにおいても、 a/D が小さいほど耐力上昇率が大きくなっている。しかし、 K を一定とした場合の方が、 K が部材長さに反比例するとした場合よりも、 a/D による耐力上昇率の差は小さい。 K を一定とした場合の解析結果に見られる a/D による耐力上昇率の違いは、部材長さが異なることにより生じる、端部以外の弾性域にある部材の軸方向変形に対する縮み易さの違いのみに因るものである。一方、 K が部材長さに反比例するとした場合の解析結果に見られる、 a/D による耐力上昇率の違いは、上述の現象と軸方向変形拘束剛性の違いによる外からの拘束力の違いが複合されたものである。

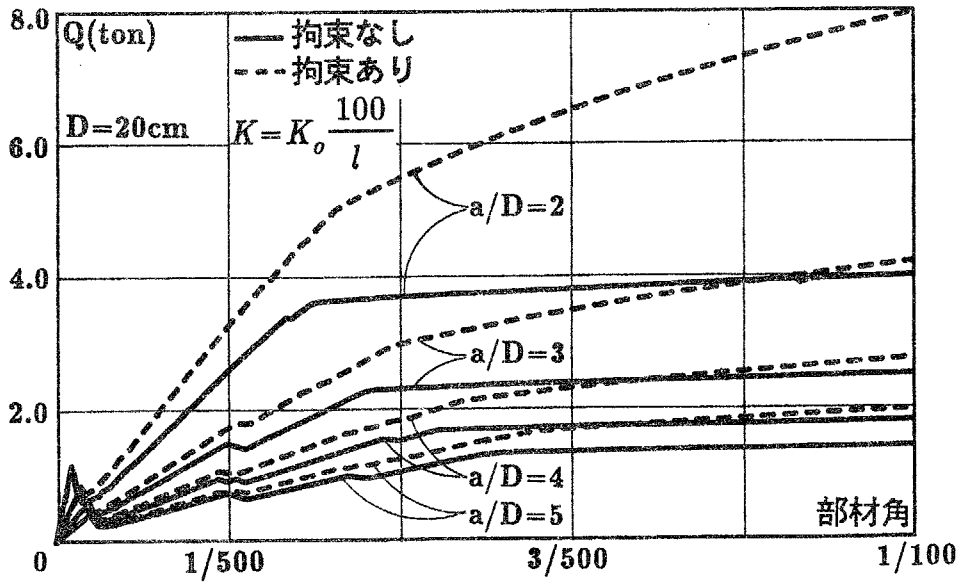
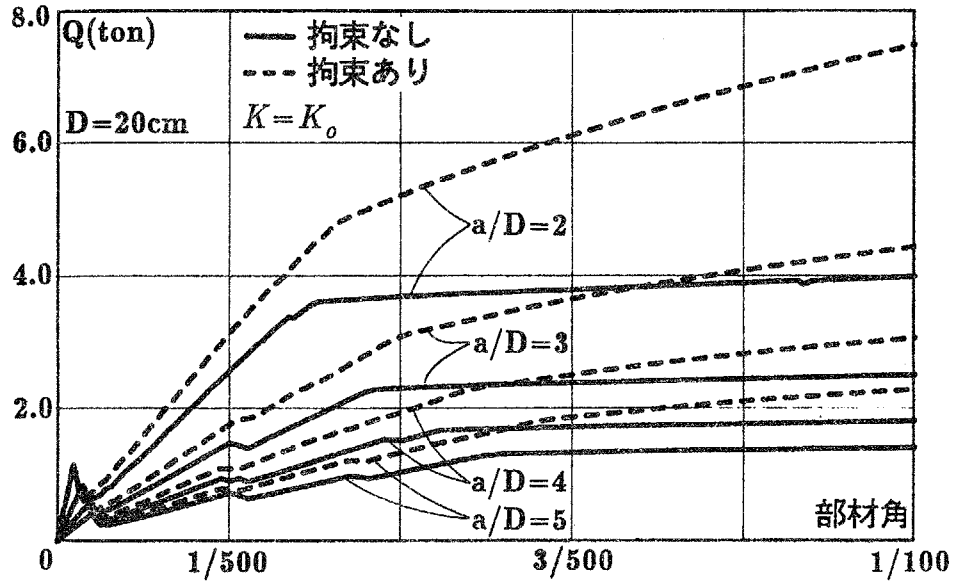


図3.9 せん断力-部材角関係

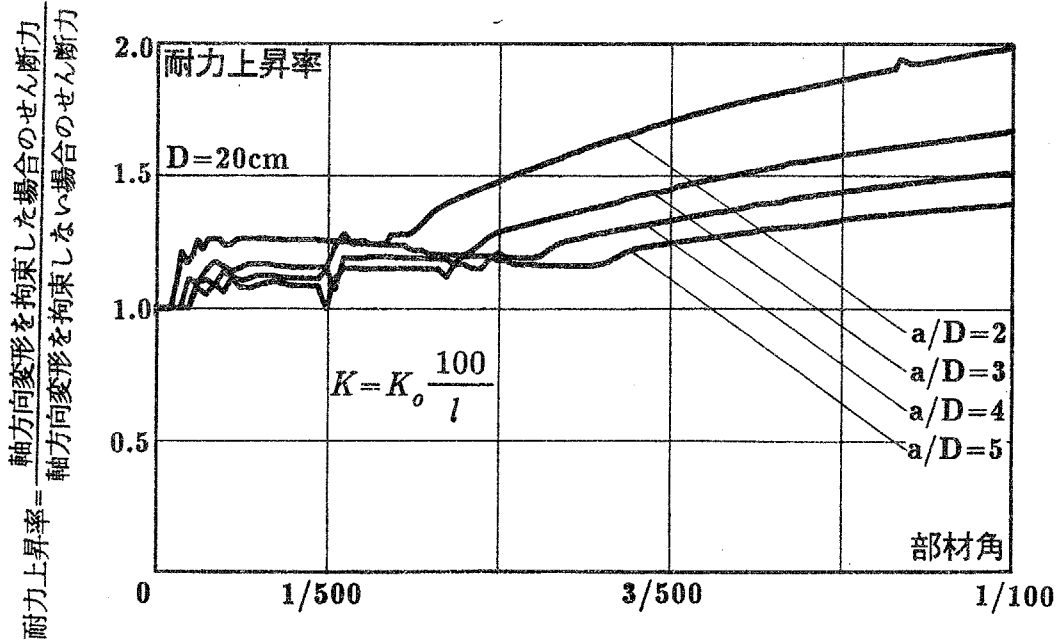
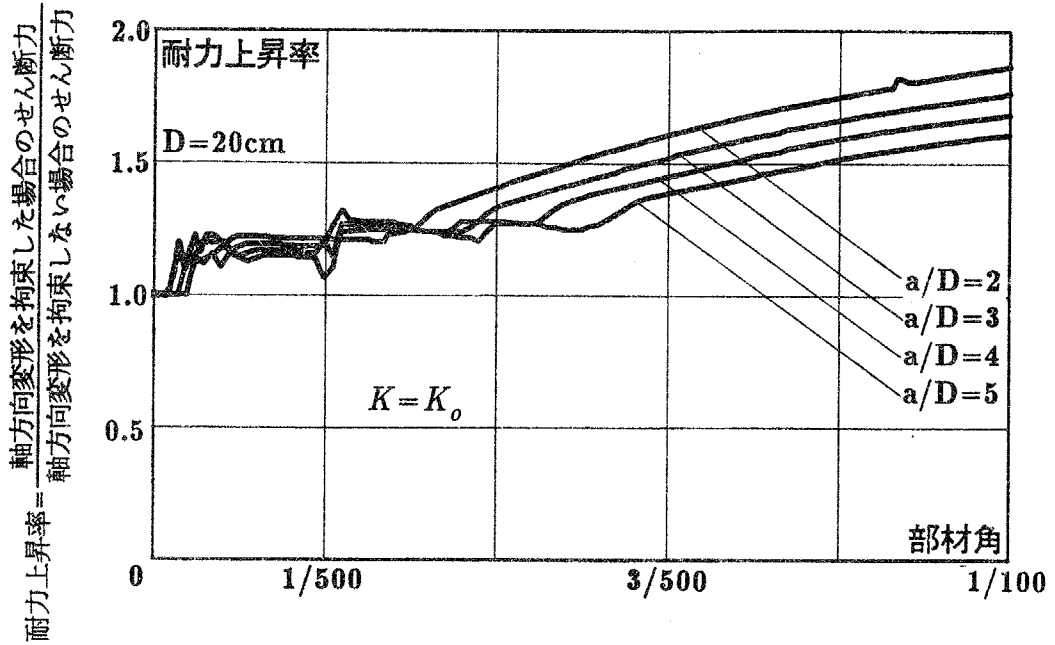


図3.10 耐力上昇率-部材角関係

4. まとめ

第 2 章に示した軸方向変形拘束を受けるはりの曲げせん断実験について、Appendix 1 に示す弾塑性解析法を用いて解析を行い、その弾塑性性状に対して考察を行った。以下に結論を示す。

- 1) 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりが、曲げせん断力を受け変形すると、はりには圧縮力が加わり、拘束を受けないはりに比べ耐力上昇を起こすことが解析においても明らかになった。
- 2) 軸方向変形を拘束した場合の耐力上昇の割合は、同じ部材角で比較した場合、せん断スパン比が小さいほど大きい。
- 3) 本章で用いた弾塑性解析法による解析結果は、実験結果とほぼよい対応を示しており、本解析法は曲げ降伏する鉄筋コンクリートはりの力学的性状を表すことができる。

第 4 章

はりの軸方向変形拘束効果を考慮した 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の実験

1. はじめに
2. 実験方法
3. 実験結果および考察
4. まとめ

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材が、引張筋の降伏によって曲げ降伏すると材軸方向に伸びるが、この軸方向伸びは骨組中で柱等により拘束される。第2章、3章では、この考え方に基づいて軸方向変形拘束したはりの力学的性状を拘束しないはりのそれと比較することにより調べた。その結果、軸方向変形拘束を受けるはりは、受けないはりに比べ曲げ耐力が上昇し、荷重-たわみの関係も大きく変わることがわかった。骨組の力学的挙動を正確に把握するためには、この現象を考慮する必要がある。

多層多スパン平面骨組中において、すべての鉄筋コンクリートはりが降伏して軸方向に伸びるとき、ただ単に骨組の横幅が広がるだけではないかということも考えられるが、基礎はり是一般のはり・柱に比べ剛強な場合が多く、曲げ降伏もしないであろうから、1階柱脚は左右に移動しない。その結果、2階のはりに軸方向変形拘束の圧縮力が働き、3階以上のはりはある程度自由に伸びることができると考えられる。また1階柱脚が移動しないことにより、2階のはりまたはそれ以上の階のはりに軸方向変形拘束が働くことも考えられる。いずれにせよ、降伏しようとするすべてのはりが伸びようとするから、はりの数が多い、つまりスパン数が多い骨組ほど骨組の横幅の拡がりまたは軸方向拘束力発生現象が顕著になるはずである。

本章では、曲げ降伏して軸方向に伸びようとするはりは、骨組中において実際に軸方向変形拘束を受けるのかという疑問も含め、以上の推論・疑問点を明らかにするために、スパン数をパラメータとしたはり降伏形多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の一方向水平加力実験を行い、はりの軸方向変形、はりに生じる軸方向ひずみ、骨組としての耐力、破壊性状等について考察する。

本章の目的であるはりの軸方向伸びの多層多スパン骨組に対する影響を調べるためには、加力装置の能力、試験体寸法の制約などから縮小模型を用いなければならない。縮小模型実験は、鉄筋コンクリート多層骨組の地震外力下での力学的性状を調べる目的で古くから行われている。Sabnis・White²¹⁾、Chowdhury・White²²⁾、森田・藤井・石塚・中西²³⁾、Abrams²⁴⁾は、それぞれ門型ラーメン、ト型骨組、はり部材、十字型骨組の静的載荷実験を行い、寸法効果の影響およびそれを取り除くための留意点について述べている。Otani・Sozen²⁵⁾は、3層1スパン縮小模型の振動台実験を行い、その性状について述べた。若林・南・西村・谷口・島川²⁶⁾は、8層3スパン並列連層耐震壁縮小模型の水平加力実験を行い、連層耐震壁の弾塑性挙動を調べた。清水・東・遠藤²⁷⁾は、3層1スパン・3層2スパン縮小模型の水平加力実験により、補強後の建物の耐震性能の確認を行った。牧・高木・狩野²⁸⁾は、連層耐震壁を有する3層1スパン縮小模型の水平加力実験により、靱性率の検討を行った。Cecen²⁹⁾は、10層3スパン縮小模型の動的載荷実験によりその応答性状を調べた。江戸・武田³⁰⁾は6層の柱およびはりからなる縮小模型の振動台実験を行い、30層RCモデル建物の耐震性能を確認した。山田・河村・谷・藤川³¹⁾は、柱降伏形6層3スパン縮小模型の正負交番繰り返し載荷実験により、弾塑性性状並びに崩壊性状をはり降伏形の骨組と比較し、考察した。望月³²⁾は、1層1スパンの単独耐震壁を3層3スパンのラーメンに組み込んだ縮小模型の水平加力実験により、壁板のスリップ破壊を起こす場合の耐震壁とラーメンとの関係を調べた。安部・岡田・北川・平石・隈澤・鹿嶋・秦・細矢³³⁾は、1/7立体縮小模型の振動台実験により、堀内・藤岡・藤崎・山本・隈澤・岡田³⁴⁾は、1/15立体縮小模型の振動台実験により高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造の振動性状を調べた。島津・荒木・モリック・藤田・門司³⁵⁾は、6層1スパン立体縮小模型により地震波入力および正弦波入力の両ケースに対する応答性状の検討を行った。この他にも、縮小模型を用いた実験は数多くある。

本研究の目的であるはりの軸方向伸びの影響を調べるためには、はりの軸方向変形を拘束せずに各柱に均等に水平力を作用させる必要があるが、このために加力装置に『2. 実験方法』で述べるような工夫をした。

2. 実験方法

2.1 試験体

30階建て前後の高層住宅として最近多く建設されるようになった純ラーメン構造の鉄筋コンクリート建物を参考にその下層部を切り出した縮尺1/20の平面骨組を考え、4層1スパン(FR1)、4層3スパン(FR3)、4層7スパン(FR7)の3体の試験体を製作した。2階はりの軸方向伸びの影響は、3～4層で十分小さくなることが予備解析により確かめられていたので、試験体は4層の上に5階柱の中間高さまでを高層骨組から切り出したモデルとした。断面は、図4.1に示すように柱45×45(mm)、2階はり30×50(mm)、3～5階はり30×40(mm)である。試験体寸法は、図4.2に示すように1階階高は200(mm)、2～4階階高は145(mm)、スパンは240(mm)である。

コンクリートの代わりに、セメントと標準砂を調合比1:2.5、水セメント比75%で混合したモルタルを用いた。主筋にはD3異形鉄筋³⁶⁾を用い、帯筋、あばら筋にはスパイラル状に巻いた1.6φなまし鉄線を用いた。異形鉄筋では、鉄筋表面形状が相似の条件を満たせば、付着両引試験から得られる基本的な付着応力-無次元化すべり(すべりを鉄筋径で除した値)曲線の寸法効果は顕著でないことが述べられており²³⁾、本試験体に用いたD3異形鉄筋は市販鉄筋とほぼ同等の力学的性質と付着特性を有し、鉄筋コンクリート構造物の縮小模型実験に適用できるものである³⁶⁾。

乾燥による強度の変化は試験体の縮小化に伴い非常に大きくなることがいわれている²³⁾ため、試験体の養生に関して特に注意を払い、モルタル打設後30日間湿布養生したのち型枠をはずし、加力直前まで湿潤養生した。

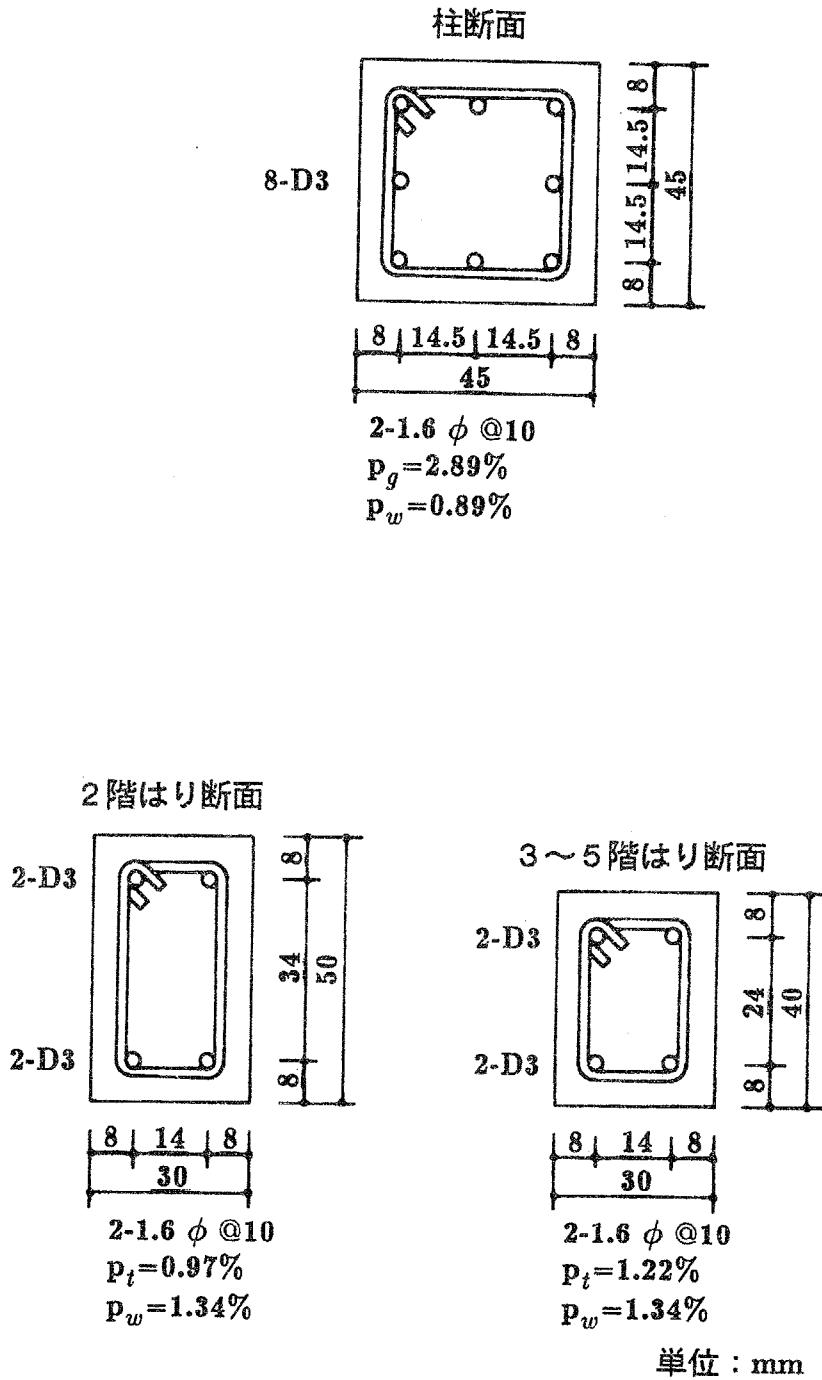


図4.1 試験体断面

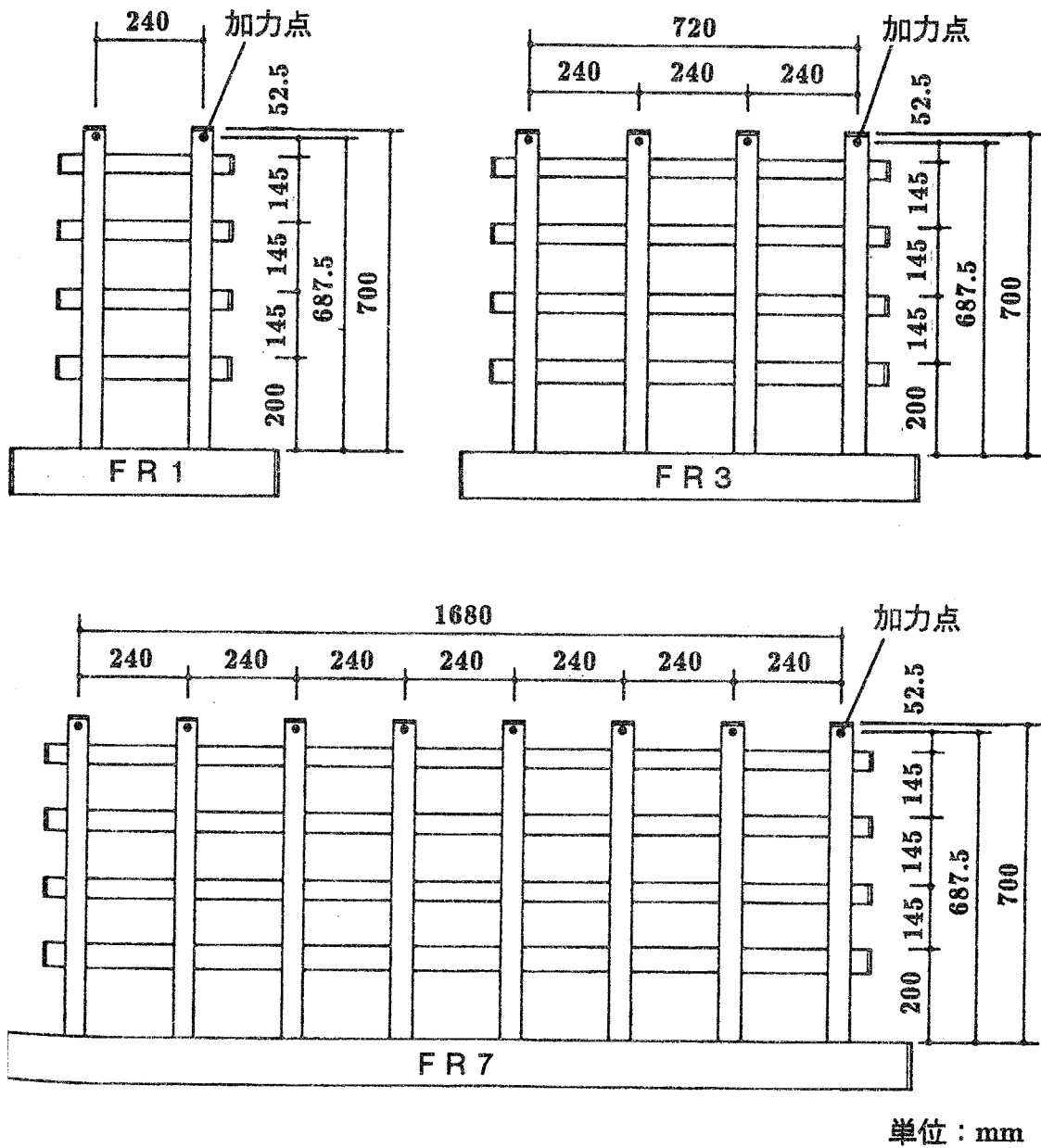


図4.2 試験体

2.2 加力装置

加力装置および、加力方法を写真4.1, 図4.3, 図4.4, 図4.5に示す。

<柱軸力> 図4.3, 図4.5に柱軸力導入の方法を示す。柱頭に取り付けたプレートと反力フレームの下の円筒状のケースの中にあるバネを丸ネジ棒でつなぎ、バネの下に取り付けたナットを締めつけることにより、各柱に1400kgの軸力を導入した。このバネは剛性が小さく、所定の軸力を導入した時点で約10cmと大きな初期縮みを持たせることができ、水平変位にともなう生じる柱頭の鉛直変位による軸力の変動が小さくなるようにした。反力フレームとバネケースの間にはローラーを設置したが、柱頭の水平変位と共にバネケースが移動できるほどこの部分の摩擦が小さくはないと考え、バネケースを柱頭の水平変位に合わせて人為的に水平移動させ、柱頭に常に鉛直方向の力を作用させるようにした。

<水平力> 図4.4, 図4.5に水平加力の方法を示す。高層鉄筋コンクリート建物の下層部を切り出した骨組であるので各柱のせん断力分布が一定となるように水平加力ができ且つ、はりの伸びを加力装置が拘束することのないように工夫した。

各柱の頂部にピンをはさんで加力フレームとの間にミニシリンダを取り付けた。このミニシリンダは1つのポンプを油圧源としており、各柱頭に均等に力を加えることができる。ミニシリンダを取り付けた加力フレームをPC鋼棒で引張ることにより水平加力した。但し、両端の柱には他の柱の1/2の力が作用するように、断面積が他のものに比べて1/2のミニシリンダを用いた。柱頭に取付けた軸力導入用のプレート側面と加力フレームの間には、テフロンシートを貼付し、加力フレームは試験体の面外方向への座屈止めも兼ねるようにした。地震力は慣性力であるから各階に水平力を作用させるべきではあるが、高層鉄筋コンクリート骨組の下層部を取り出しているため、柱頭のみで水平力を作用させても骨組の挙動に与える影響は小さいと考え、このようにした。

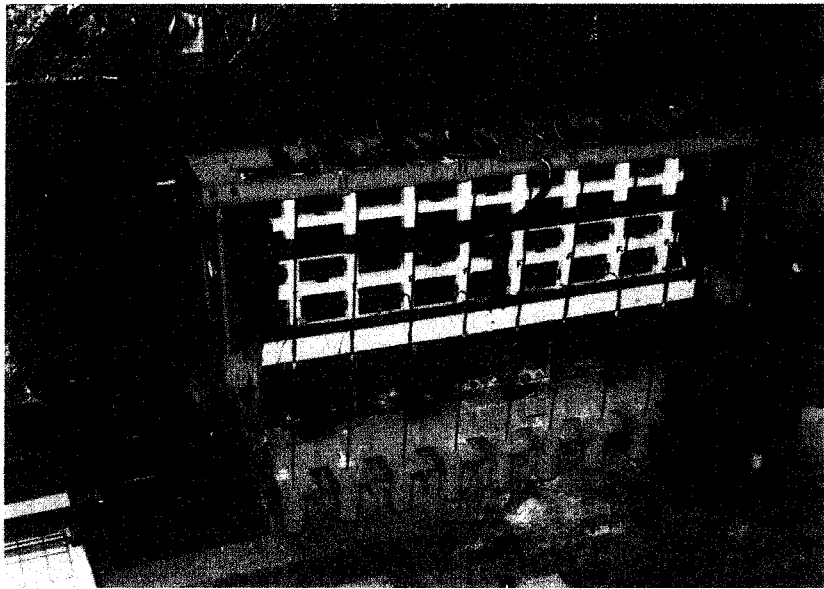


写真4.1 加力装置

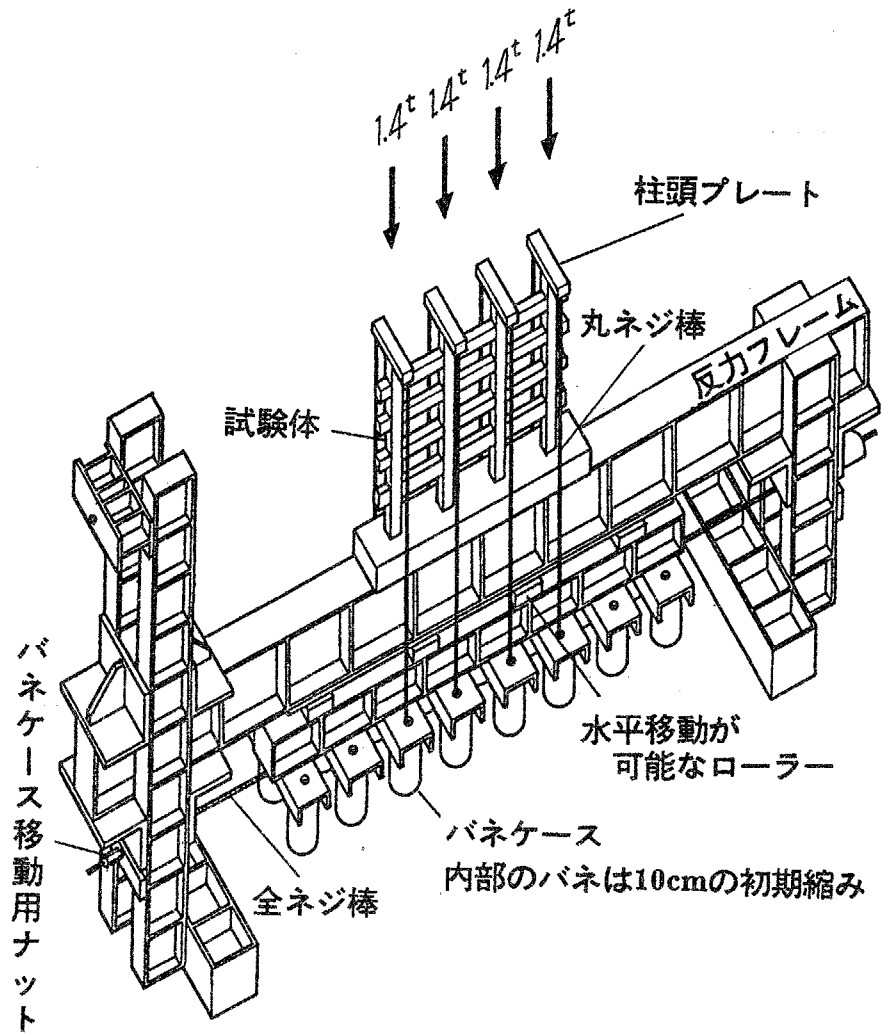


図4.3 加力装置(軸力導入に関する説明図)

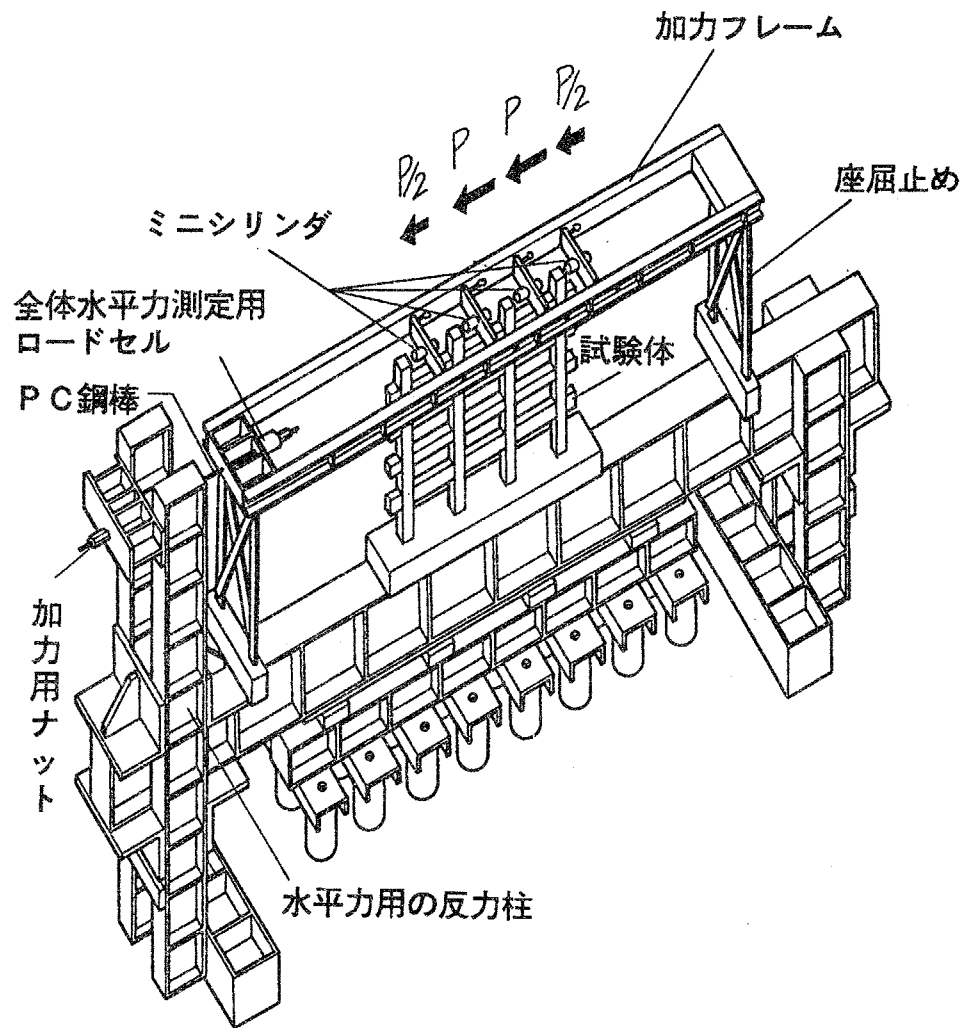


図4.4 加力装置(水平力導入に関する説明図)

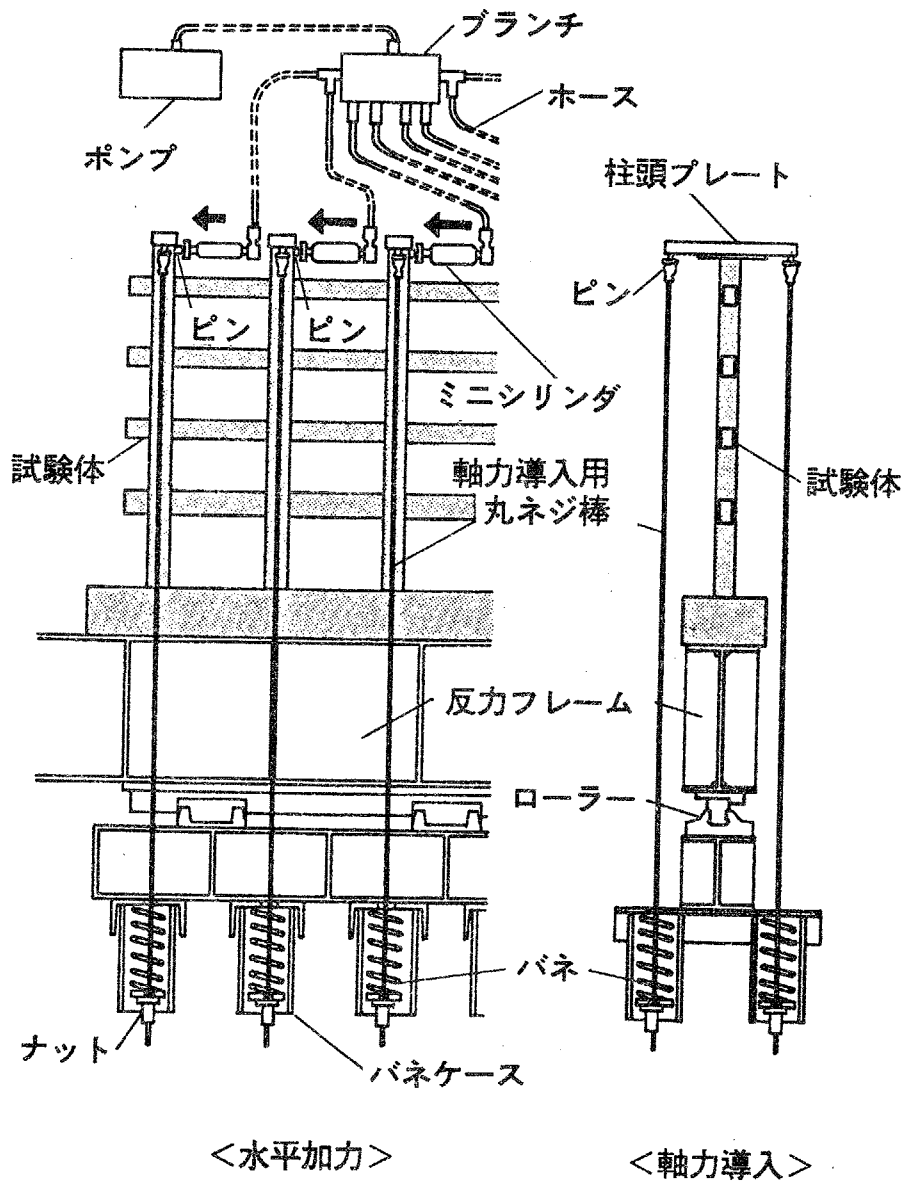


図4.5 加力装置

2.3 使用材料の力学的性質

使用した鉄筋D3、なまし鉄線 1.6φ、モルタルの力学的性質を表4.1に、D3の応力-ひずみ関係を図4.6に示し、モルタルの応力-ひずみ関係を図4.7, 4.8に示す。モルタルの圧縮強度試験および割裂強度試験には、5cm×10cmの円柱供試体を用いた。コンクリートは縮小化に伴い、引張強度の圧縮強度に対する比が大きくなる傾向に有り、部材の曲げ性状はコンクリートの引張強度をシミュレートすることで寸法による影響はほとんどなくなることが報告されている^{22),23)}が、本研究で用いたモルタルの引張強度は $c\sigma_t=31\text{kg/cm}^2$ (圧縮強度 $c\sigma_B=409\text{kg/cm}^2$ を用い、 $1.8\sqrt{c\sigma_B}=36\text{kg/cm}^2$)であり、引張強度が高くなりすぎることはなくほぼ適当な値であると考えらる。

表4.1 材料の力学的性質

鉄筋

	断面積(cm^2)	降伏応力度(kg/cm^2)	引張強度(kg/cm^2)	伸び率(%)
D3	0.0731	3236	4496	40.7
1.6φ	0.0201	2587	3914	—

モルタル

材令(日)	7	28	40	56
圧縮強度(kg/cm^2)	219	328	409	451
圧縮強度時ひずみ(10^{-6})	—	—	3526	3896
ヤング係数(ton/cm^2)	—	—	218	234
引張強度(kg/cm^2)	17.9	24.6	30.9	34.7

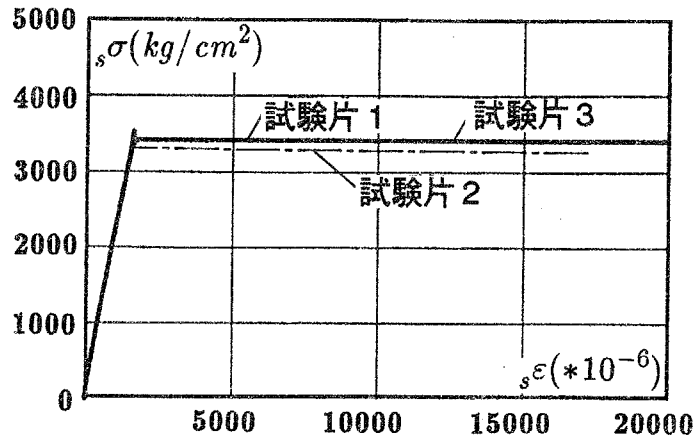


図4.6 D 3 鉄筋の応力-ひずみ関係

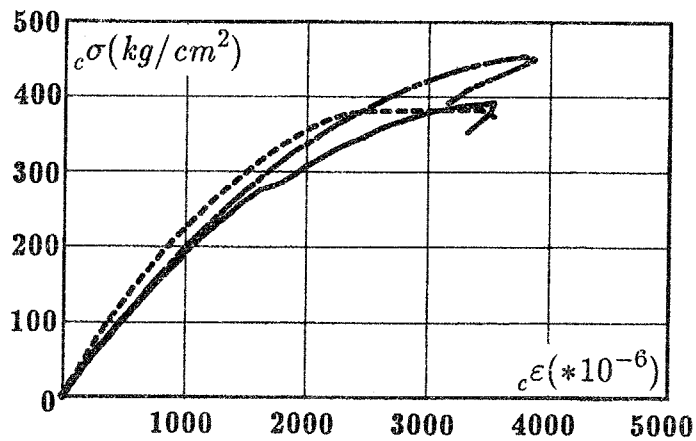


図4.7 モルタルの応力-ひずみ関係(40日)

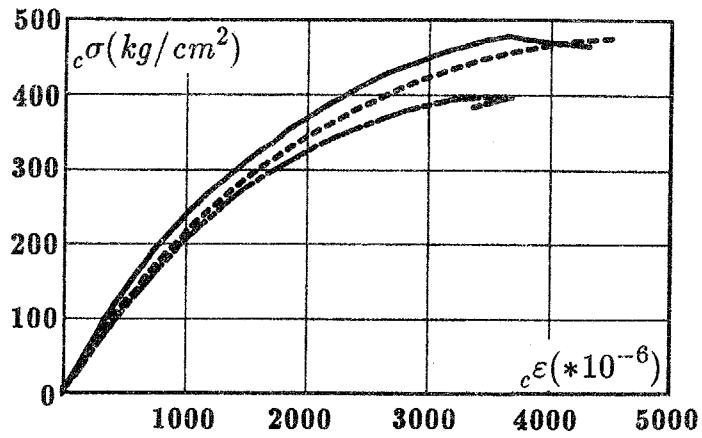


図4.8 モルタルの応力-ひずみ関係(56日)

2.4 載荷および測定方法

左向きに一方向力を、左右端柱の5階柱はり接合部で全体変形角(水平変位を変位測定位置までの高さ=615mmで除した値)の平均が1/20以上になるまで載荷した。図4.9に示すように各試験体の2階および5階の柱はり接合部位置の水平変位を変位計により測定し、FR7のBC, FG間を除く全てのはりにコンクリートひずみゲージを貼付し軸方向ひずみを測定した。全骨組に対する水平力を、加力用PC鋼棒と加力フレームの間に挿入したロードセルによって測定したので、各柱頭にかかる水平力はこれより求められる。後の説明のため、左の柱から順にA, B, C, D, E, F, G, Hと記号を付す。図中、水平変位測定位置に付した δ_{5A} , δ_{2A} ・・・などの記号は、以後各測定位置における水平変位を表わすためのものである。水平変位測定点の詳細を図4.10に示す。接合部の中心点にアクリル球を取り付け、変位計先端にガラス板を変位計の軸と垂直に取り付けた。これにより、接合部が回転することによる水平変位を測定せずに正確に水平変位を測定できる。

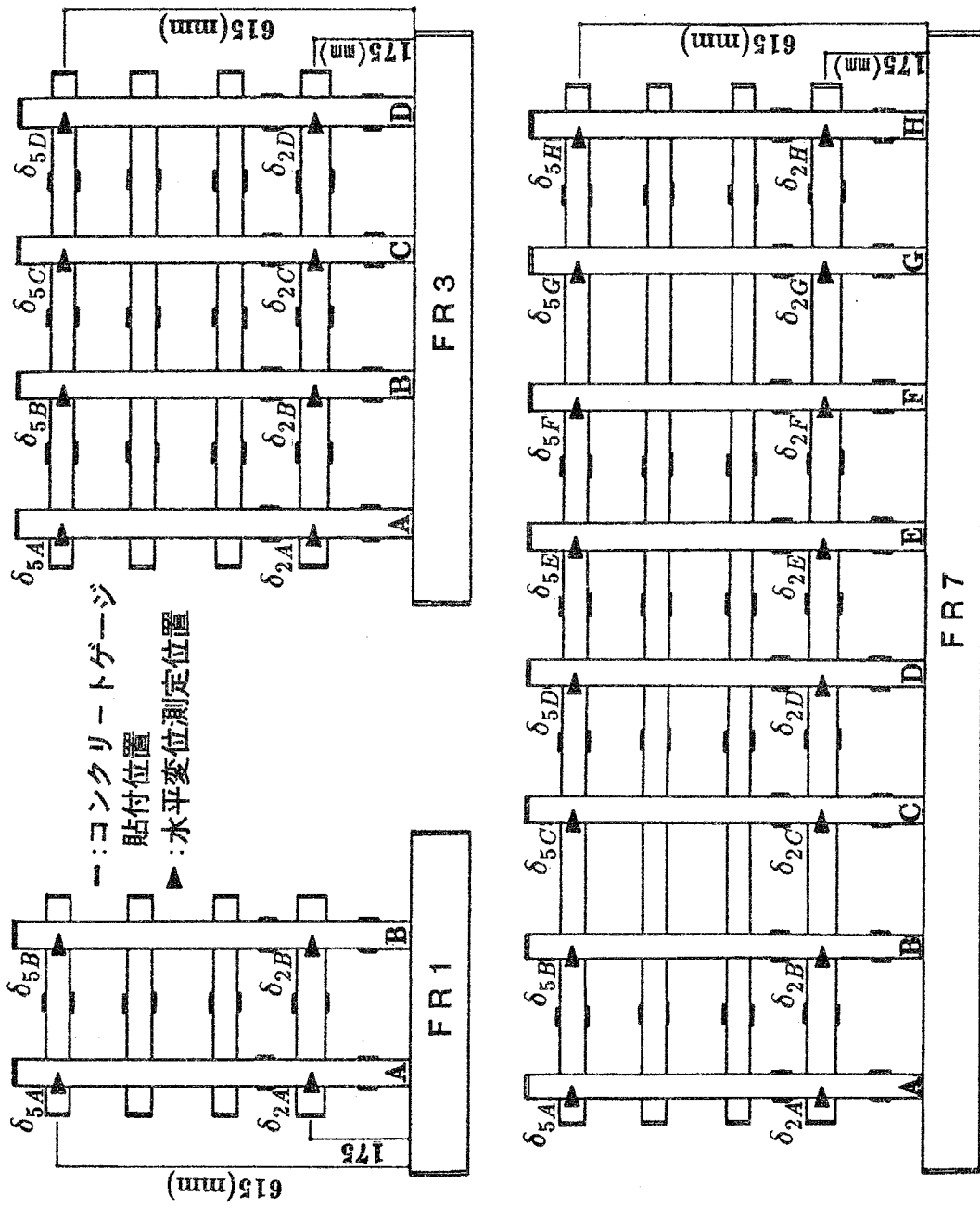


図4.9 水平変位測定位置およびコンクリートゲージ貼付位置

ゲージホルダー

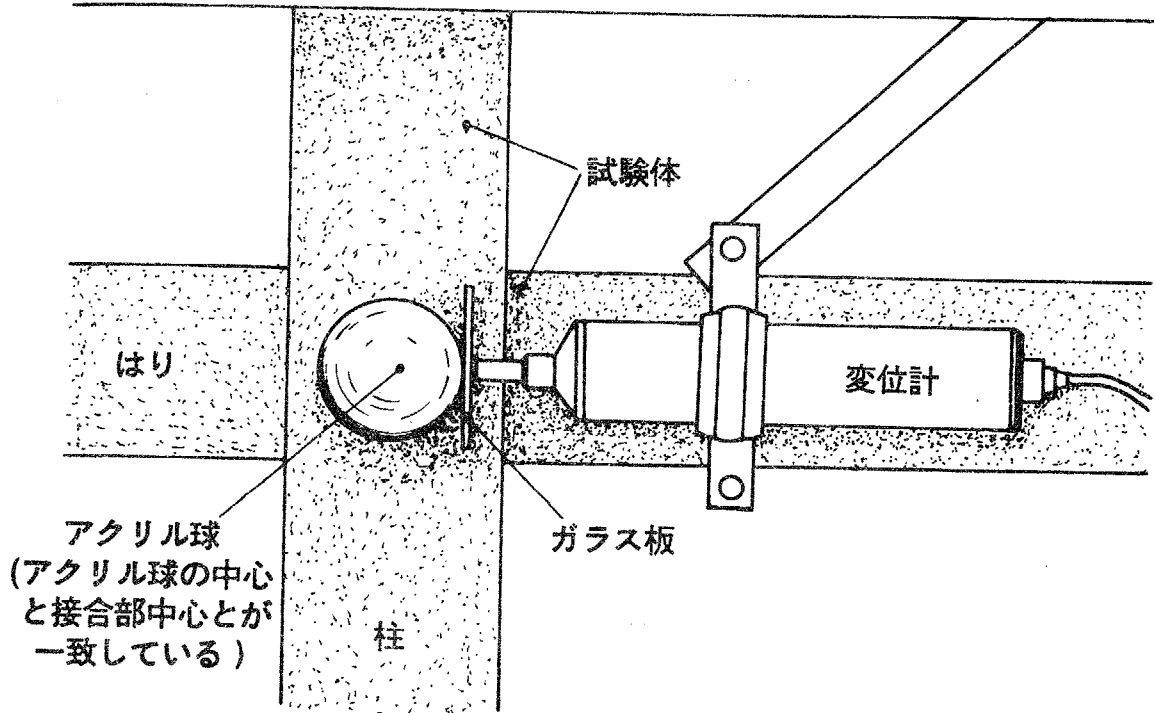
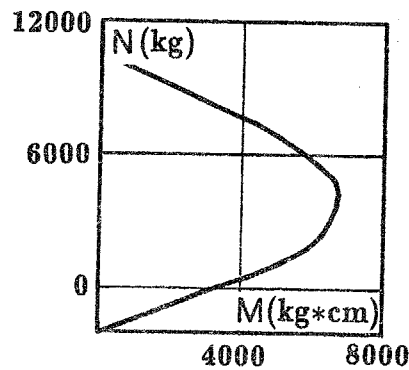


図4.10 水平変位測定点の詳細

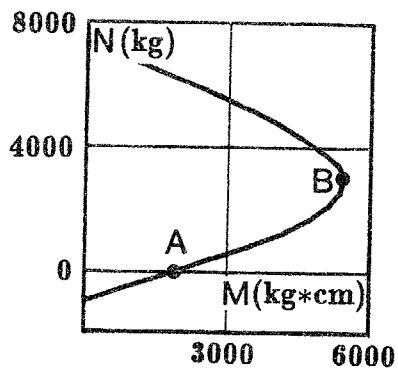
2.5 部材断面のN-M相関曲線および試験体の計算による水平耐力

軸力 N を一定として e 関数法¹⁹⁾により曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係を導き、その結果から求めた最大曲げモーメントを用いて描いた各部材断面の N - M 相関曲線を図4.11に示す。材料の力学的性質は、素材試験で得られた値(モルタルの圧縮強度は $430\text{kg}/\text{cm}^2$ とした)を用いた。はりの N - M 相関図中にあるA点は、はりの軸力を0として求めた最大曲げモーメント点を表しており、B点は、はりの保ち得る最大曲げモーメント点を表している。



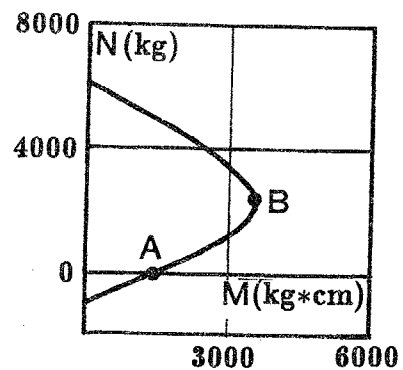
柱の N - M 相関曲線

A = はりの軸力が0の時
B = 最大曲げモーメント時



2階はりの N - M 相関曲線

A = はりの軸力が0の時
B = 最大曲げモーメント時



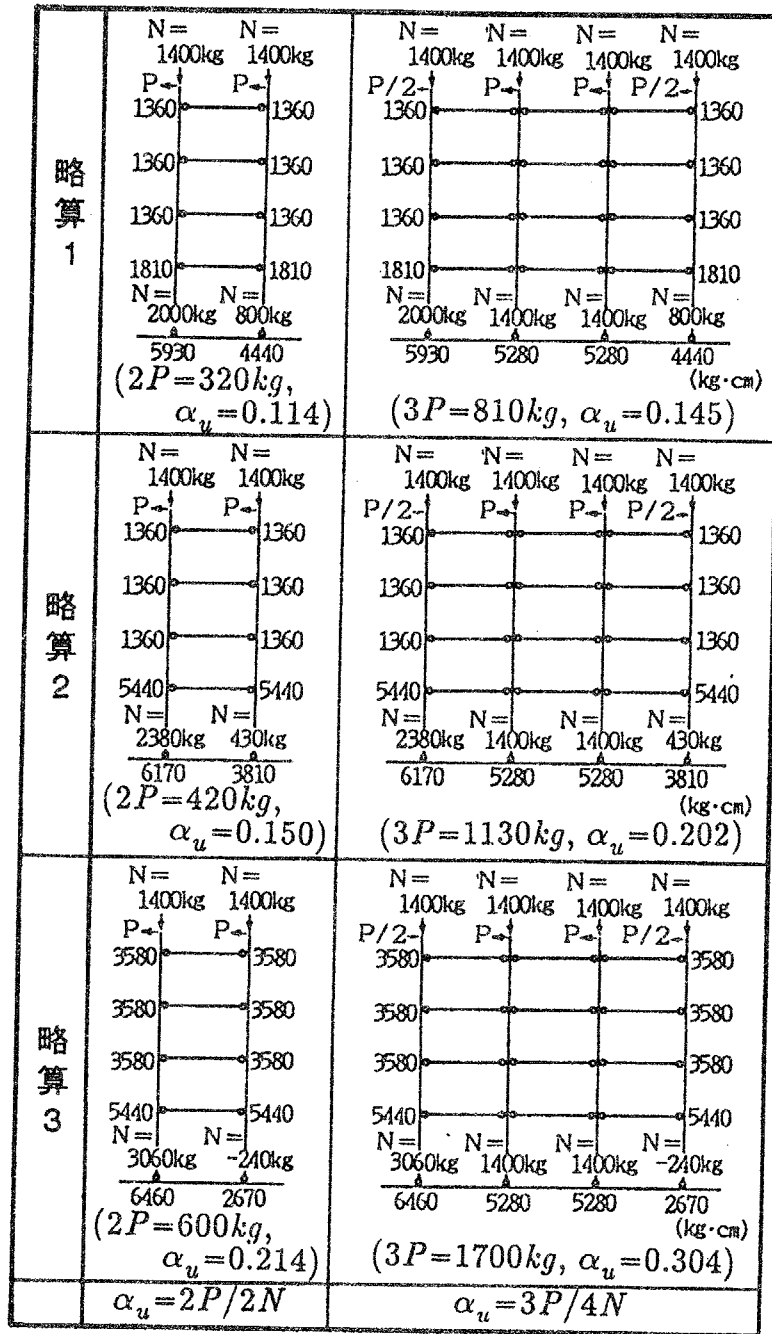
3~5階はりの N - M 相関曲線

図4.11 各部材断面の N - M 相関曲線

図4.12、4.13に各試験体の水平耐力を求めるために用いた3種類の略算モデルを示す。略算1は、はりの曲げ終局強度として、図4.11のA点での曲げモーメントを用いて求めたものであり、略算2は、2階のはりの曲げ終局強度として図4.11のB点での曲げモーメントを用い、3～5階のはりに対しては図4.11のA点での曲げモーメントを用いて求めたものである。略算3は、はりの曲げ終局強度として図4.11のB点の曲げモーメントを用いて求めたものである。これらのモデルは、かなり極端な場合に相当するが、はりに圧縮軸力が作用したために上昇する骨組全体の耐力を調べるためのもので、この様な状況下で考えられるはりの曲げ終局強度の最大・最小値としてB点、A点の値を用いた。また、これらは骨組のメカニズム時にはりに生じる軸方向拘束に関する次の三つの推論に対応している。

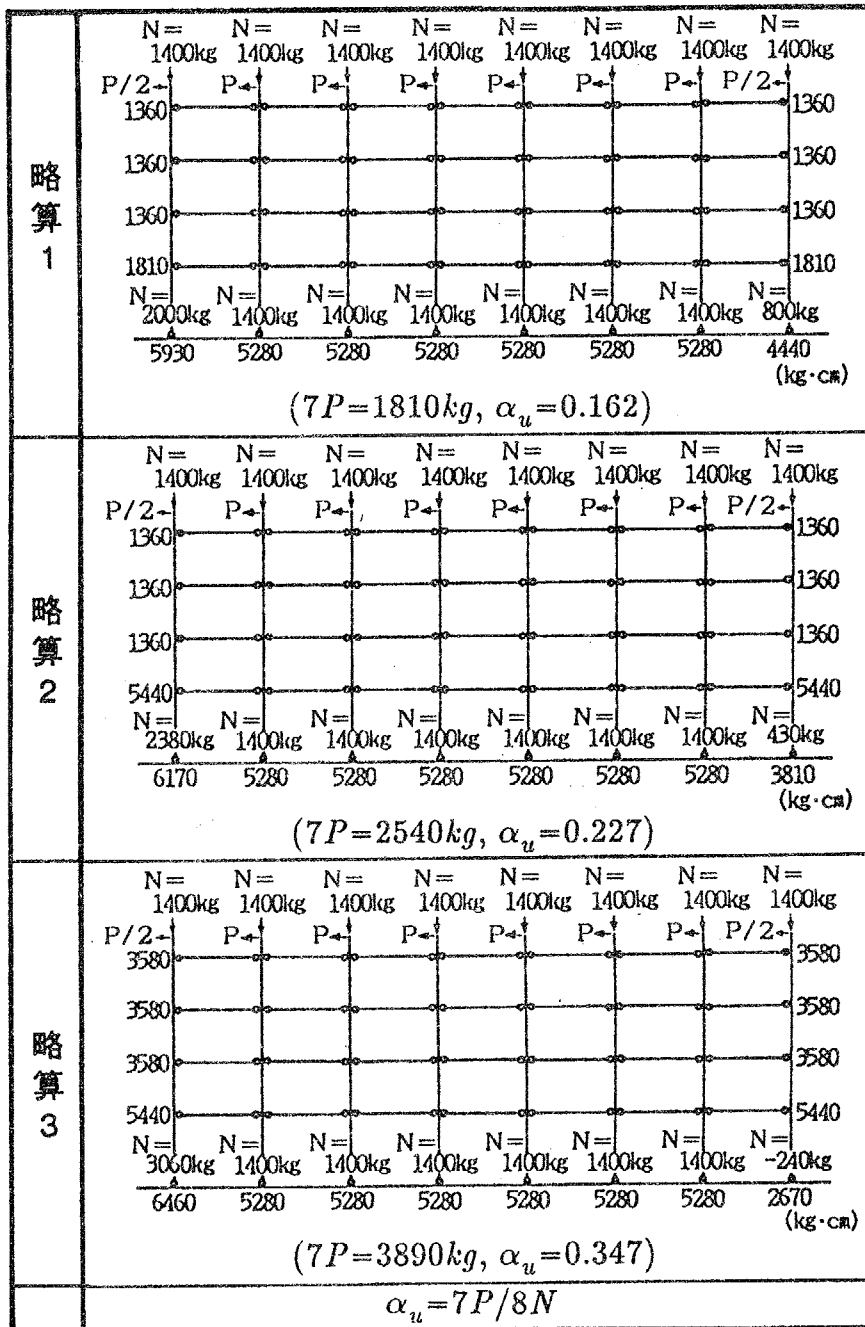
- (1) はりが軸方向に伸びると骨組全体がただ単に拮がるだけである(略算1)。
- (2) 1階柱脚は移動しないので1階柱の剛性により、2階のはりの軸方向伸びが拘束され、その結果2階のはりに圧縮力が働き、3階以上のはりはある程度自由に伸びることができる(略算2)。
- (3) 2階以上のすべてのはりに軸方向変形拘束による圧縮力が働く(略算3)。

図中()内が計算結果であり、 α_u は求められた水平耐力を作用している鉛直力で除した終局層せん断力係数である。これをグラフにしたのが図4.14である。略算1, 略算2, 略算3により求めた水平耐力の比は、FR1では1:1.31:1.88、FR3で1:1.40:2.10、FR7で1:1.40:2.15となっている。



以上の骨組は、2階以上の全てのはり端と1階柱脚にヒンジを形成する事でメカニズム状態となる。
 両端の柱のはり端に記した数値は、各はりのθ関数法による終局曲げモーメントを示す。
 1階柱脚に記した数値はメカニズム形成時の軸力、その下に記した数値はその軸力下での柱の終局曲げモーメントを示す。
 α_u : 終局耐力に相当する層せん断力係数

図4.12 FR1, FR3の略算モデル1, 2, 3



以上の骨組は、2階以上の全てのはり端と1階柱脚にヒンジを形成する事でメカニズム状態となる。
 両端の柱のはり端に記した数値は、各はりのe関数法による終局曲げモーメントを示す。
 1階柱脚に記した数値はメカニズム形成時の軸力、その下に記した数値はその軸力下での柱の終局曲げモーメントを示す。
 α_u : 終局耐力に相当する層せん断力係数

図4.13 FR7の略算モデル1, 2, 3

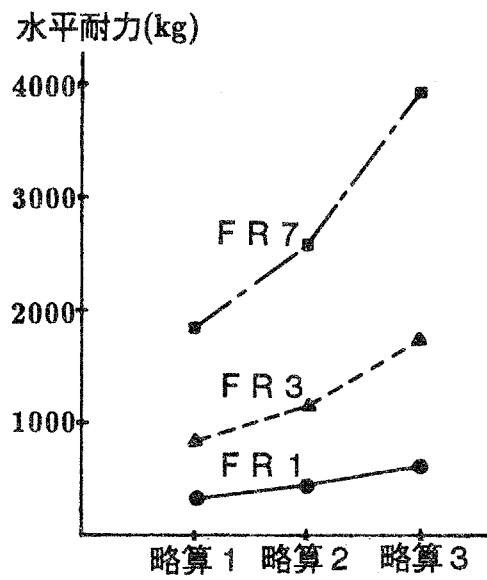


図4.14 略算 1, 2, 3 による骨組の水平耐力の計算結果

3. 実験結果および考察

3.1 初期剛性

図4.15に各試験体の初期荷重下における、水平力一柱はり接合部位置の水平変位の関係と、弾性計算による初期剛性とを比較して示す。上が5階柱はり接合部位置の、下が2階柱はり接合部位置の水平変位である。計算に際し部材の剛域は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁶⁾のp.72, 図8.15に従って決め、部材の変形として軸方向・曲げ・せん断変形を考慮している。初期剛性は弾性計算値と良い一致を示しており、収縮ひび割れ等による剛性低下の影響はないことがわかる。

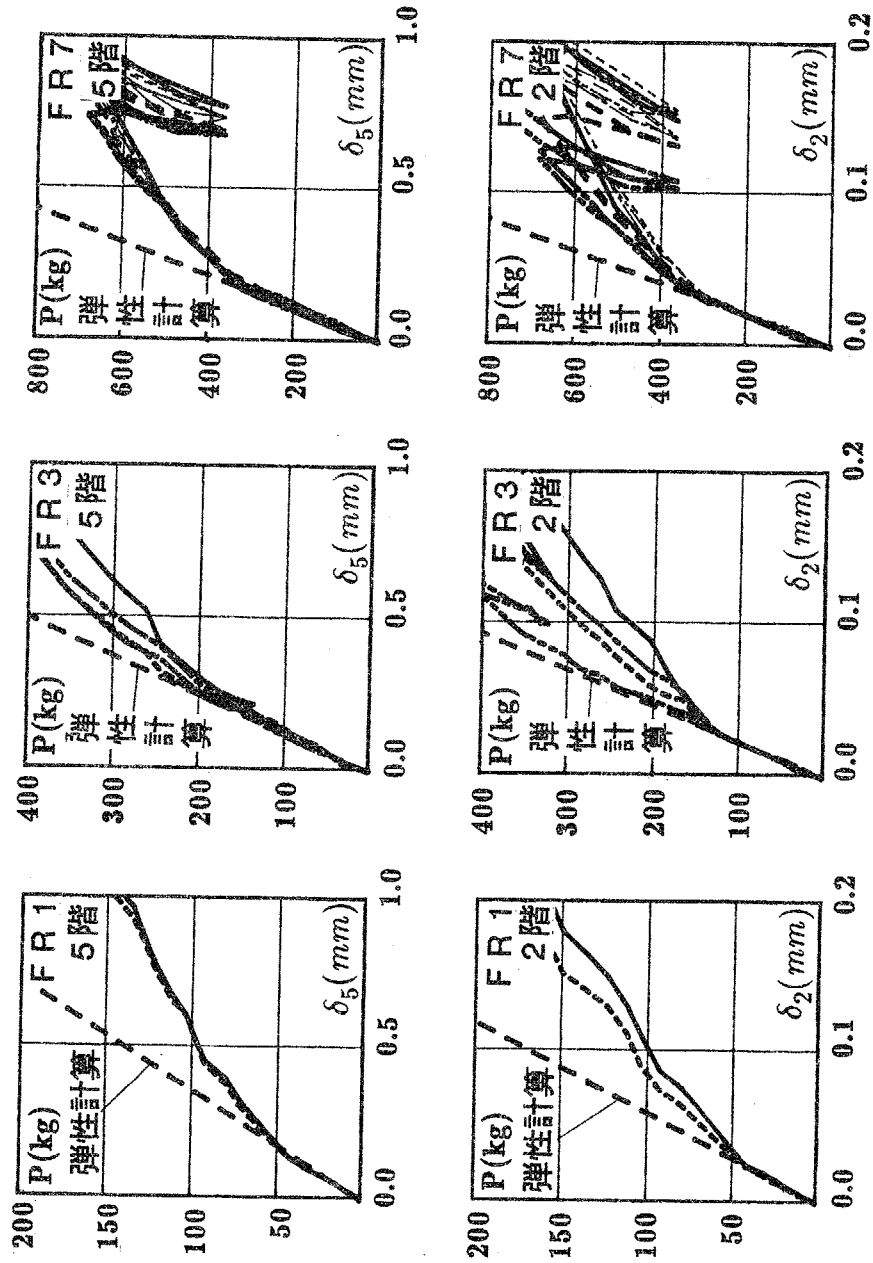


図4.15 弾性計算による初期剛性の比較

3.2 水平力—水平変位関係

図4.16、4.17に各試験体の水平力と柱はり接合部位置での水平変位の関係を示す。図4.16が5階柱はり接合部位置での水平変位、図4.17が2階柱はり接合部位置での水平変位を表わしている。図中の δ_{5A} , δ_{2A} ・・・などの記号は図4.9に対応している。図4.16中()で示した数値は、1階柱脚から5階柱はり接合部中心までの高さ=615mm に対する全体変形角であり、図4.17中()で示した数値は、1階階高=175mm に対する部材角である。また、図中の略算1, 略算2, 略算3で示した細破線は、図4.12、4.13の略算1, 略算2, 略算3の略算モデルより求めた水平耐力にP- Δ 効果を考慮したものである。この破線を求める際には、柱の部材角を全て等しいとし、(鉛直力) \times (1階柱脚からの水平変位)/(1階柱脚からの高さ)の式を用いた。 α_u は図4.12、4.13と同様に求めたものである。

各試験体とも初期の段階では、階毎にどの柱の水平変位も同じであったが、初期ひび割れが入った後から違いが現われ、変形角1/200 を越えたころから右側の柱に比べ左側の柱ほど水平変位が大きくなる現象が顕著になった。これは、降伏したはりの軸方向伸びが累積されたためである。FR3の柱B, C (Bの方がCより左)の5階柱はり接合部における水平変位 δ_{5B} , δ_{5C} だけが最終的に $\delta_{5B} < \delta_{5C}$ となり逆転しているが、これはB-C間の5階のはり端が圧壊し、はりが軸方向に縮んだためである。実験結果を、P- Δ 効果を考慮した水平耐力と比較すると、各試験体とも略算1より大きく、最終的にはほぼ略算2の耐力を示している。このように耐力が上昇したのは、降伏したはりが軸方向に伸びようとするとき、これが耐力に余裕のある柱の剛性により拘束され、はりの曲げ耐力が上昇したためであると考えられる。

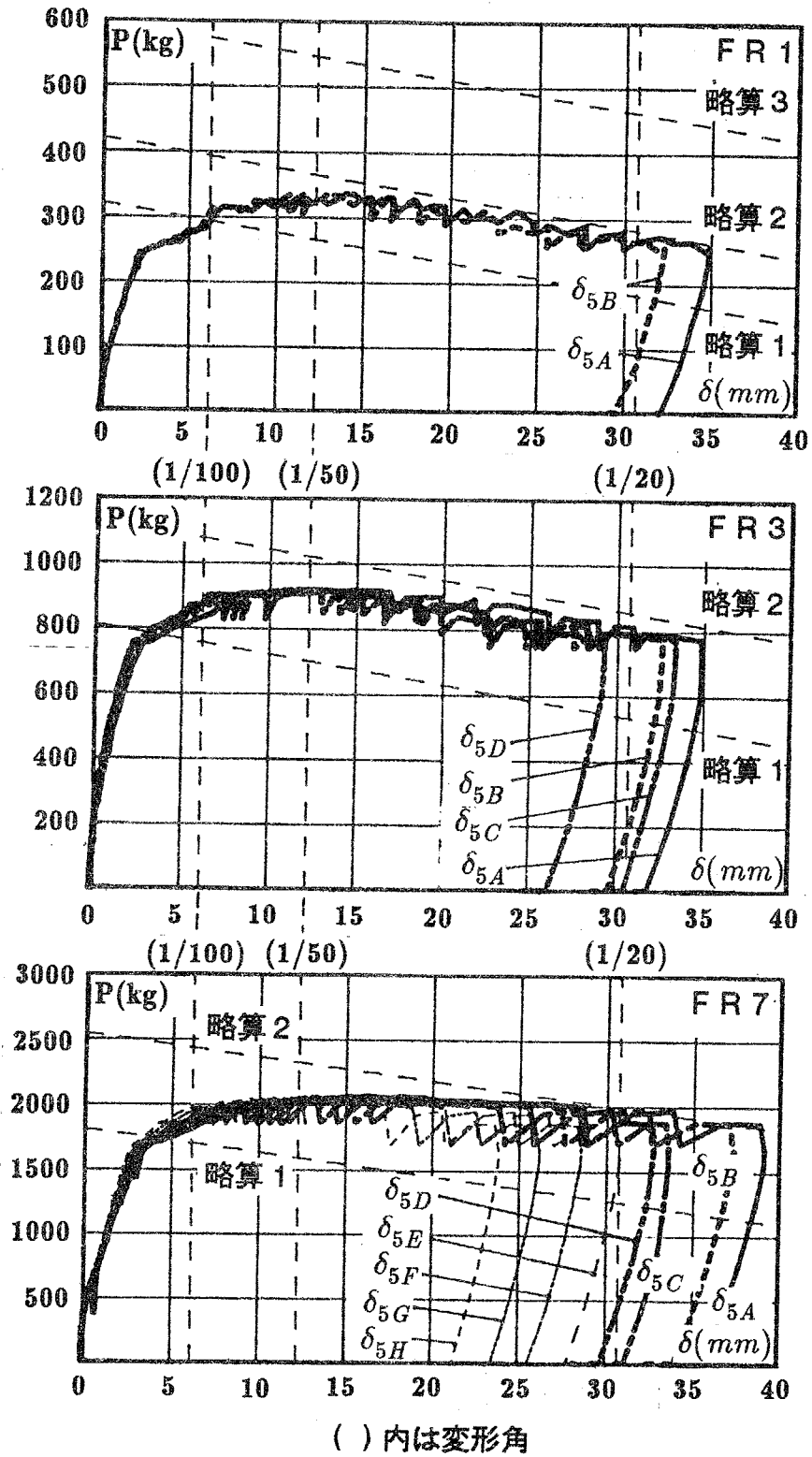


図4.16 水平力-5階柱はり接合部位置の水平変位関係

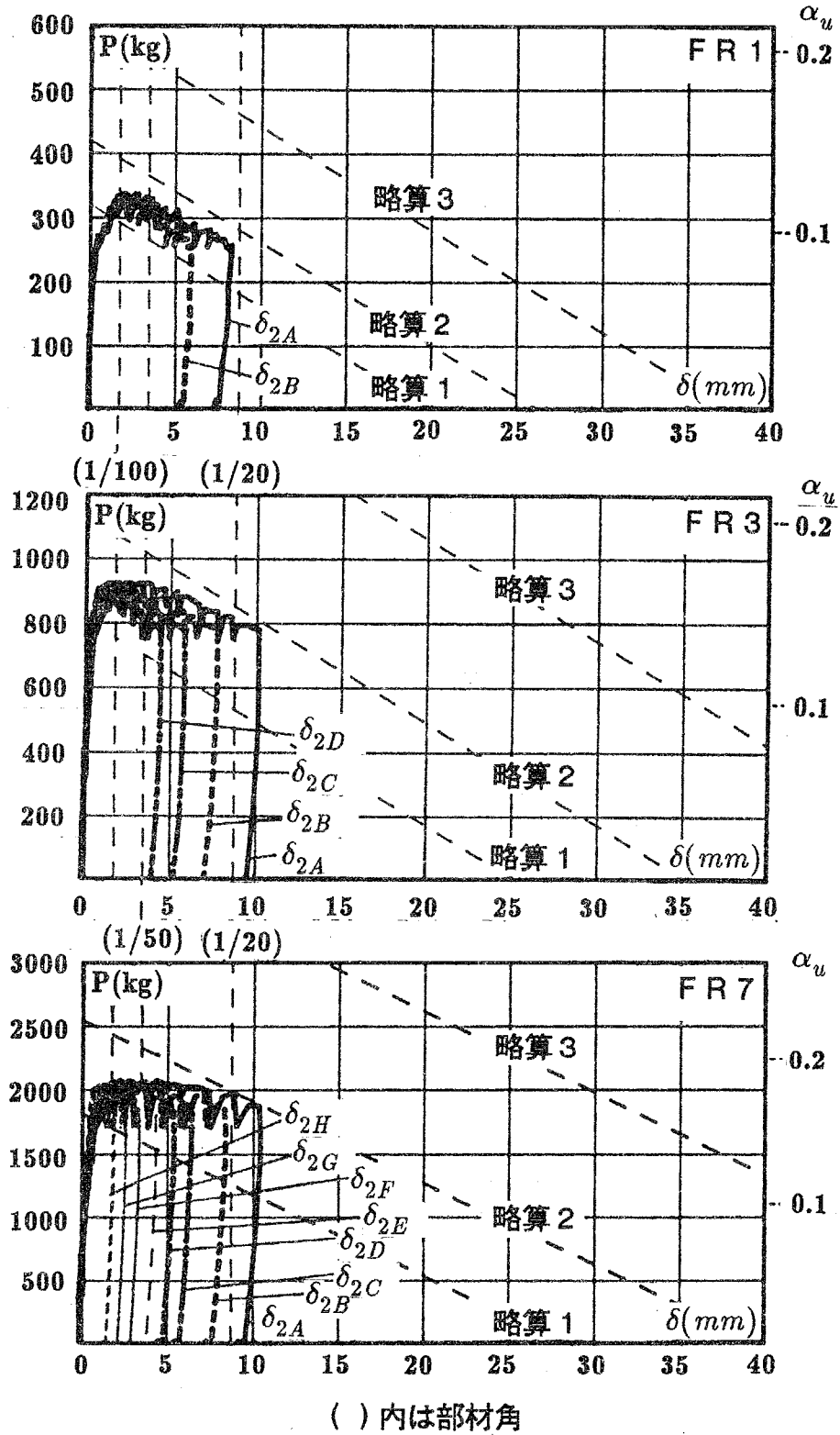


図4.17 水平力-2階柱はり接合部位置の水平変位関係

3.3 水平力一はりの軸方向変位関係

図4.18、4.19に水平力と一はりの軸方向変位の関係を示す。図4.18は5階のはりの伸びを表し、図4.19は2階のはりの伸びを表している。△に続く5, 2は、それぞれ5階, 2階のはりであることを表し、AB, BC・・・は、(A柱の水平変位)と(B柱の水平変位)の差, (B柱の水平変位)と(C柱の水平変位)の差, ・・・・を表している。

曲げひび割れ発生直後では、軸方向伸びは小さかったが、全体変形角が $1/200$ 程度から伸び方が大きくなりはじめ、水平変位の増加と共に増大した。2階のはりについてみると、スパン数が多いほど一スパン当りの伸び量が小さくなる傾向にある。これは、後に述べるようにスパン数が多いほどはりに働く圧縮ひずみが大きくなっているためと考えられる。

全体変形角の平均が、 $1/20$ のときのはりの軸方向伸びを図4.20に示す。破線および実線は、それぞれ5階はりの軸方向伸び、2階はりの軸方向伸びを示す。5階のはりの伸びは不規則であるが、2階のはりは左側のスパンほど伸びが大きいことがわかる。

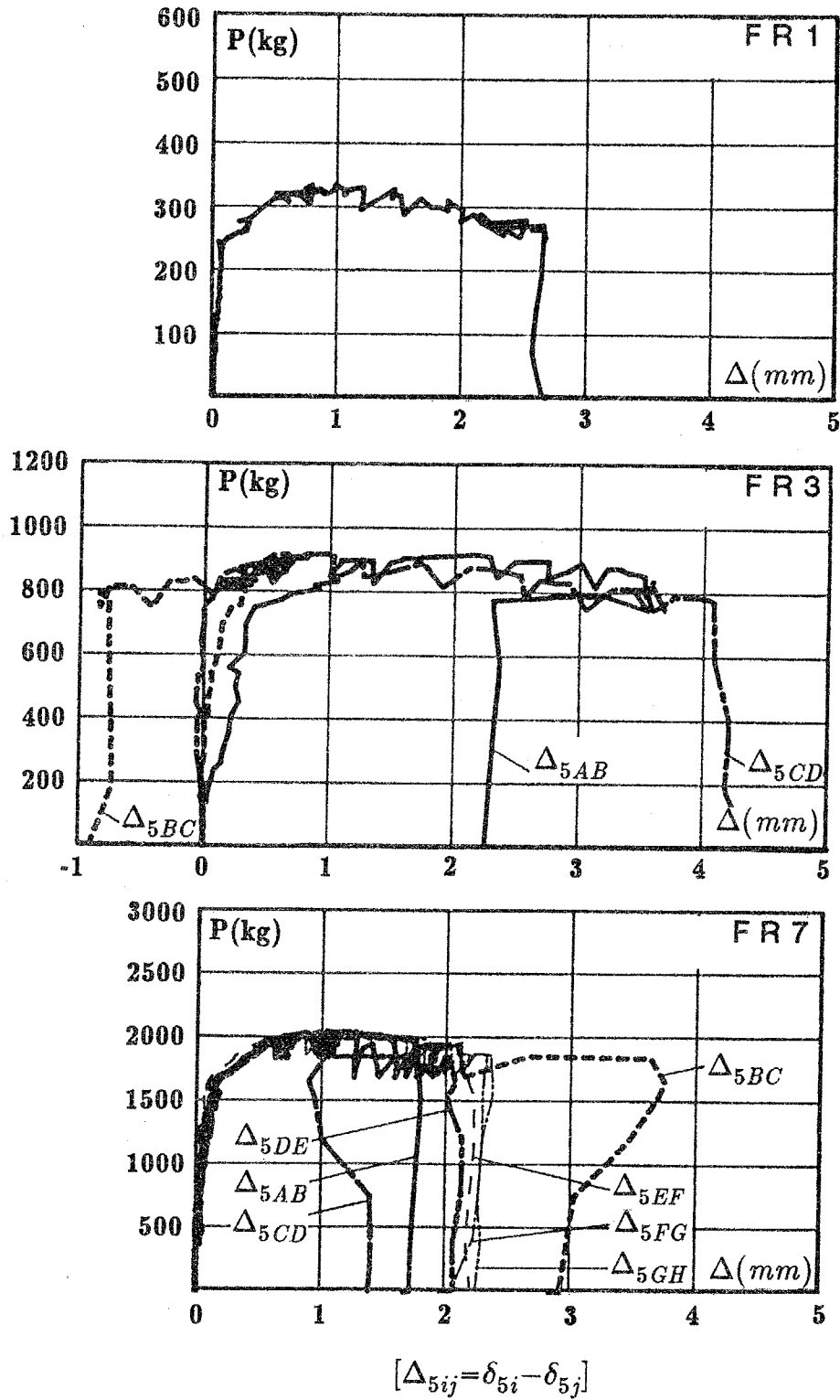


図4.18 水平力-5階はりの軸方向変位関係

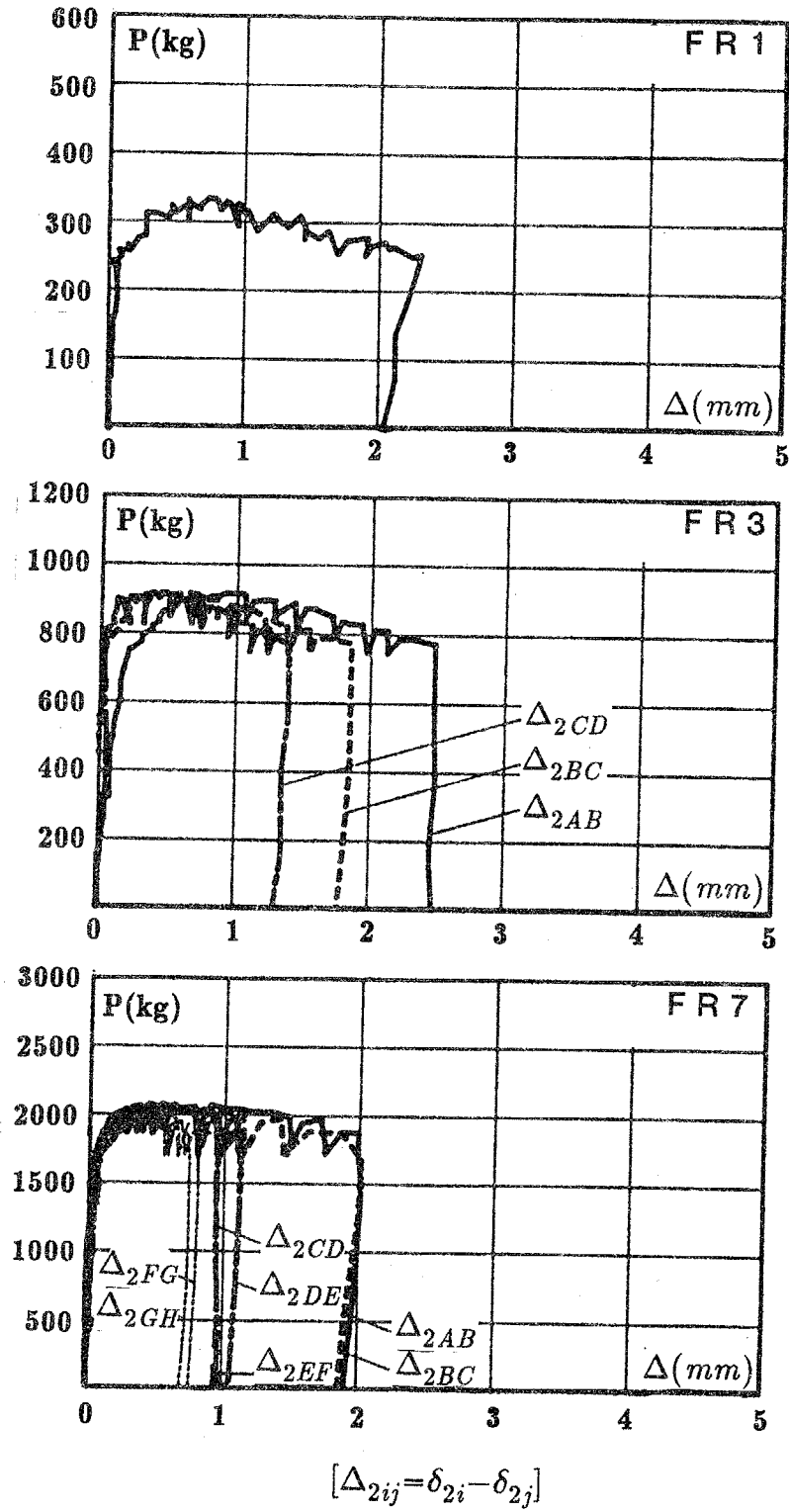


図4.19 水平力-2階はりの軸方向変位関係

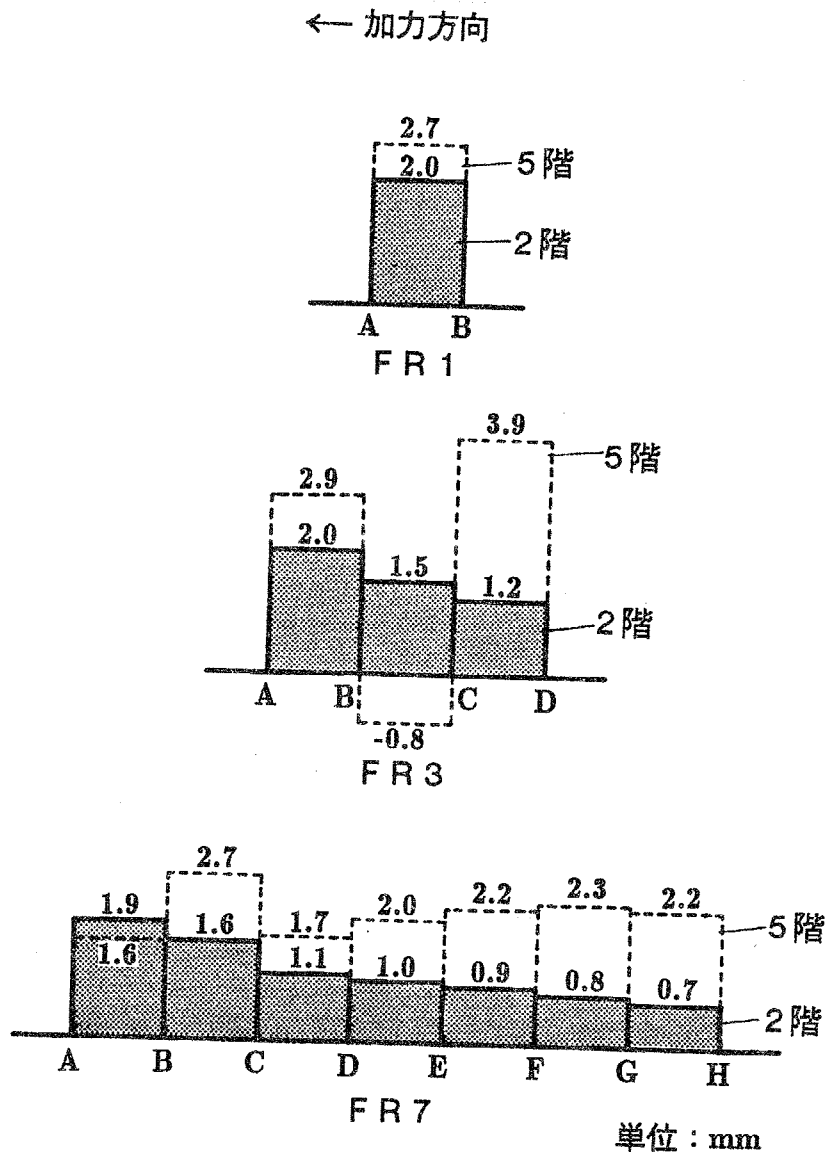


図4.20 全体変形角が1/20のときのはりの軸方向変位

3.4 はりの材軸中央点の軸方向ひずみ

全体変形角の平均が $1/100$, $1/50$, $1/20$ の時のはりのひずみを図4.21に示す。

このひずみは、はり材軸中央点のモルタル上下面に貼付したコンクリートゲージにより測定した値を平均したものである。各試験体とも2階はりに一番大きな圧縮ひずみが生じている。各試験体のはりの圧縮ひずみの最大値はFR 1で 40μ 、FR 3で 50μ 、FR 7で 350μ であり、スパン数が多いほど2階のはりの圧縮ひずみが大きくなっている。FR 1, FR 3では2階, 4階のはりの圧縮ひずみが大きく、3階, 5階のはりの圧縮ひずみは小さくなっており、3階には引張ひずみも生じている。FR 7では2階, 3階のはりに圧縮ひずみが、4階のはりに小さな圧縮ひずみまたは引張ひずみが生じている。この様な傾向は、変形角 $1/100$ でもみられる。

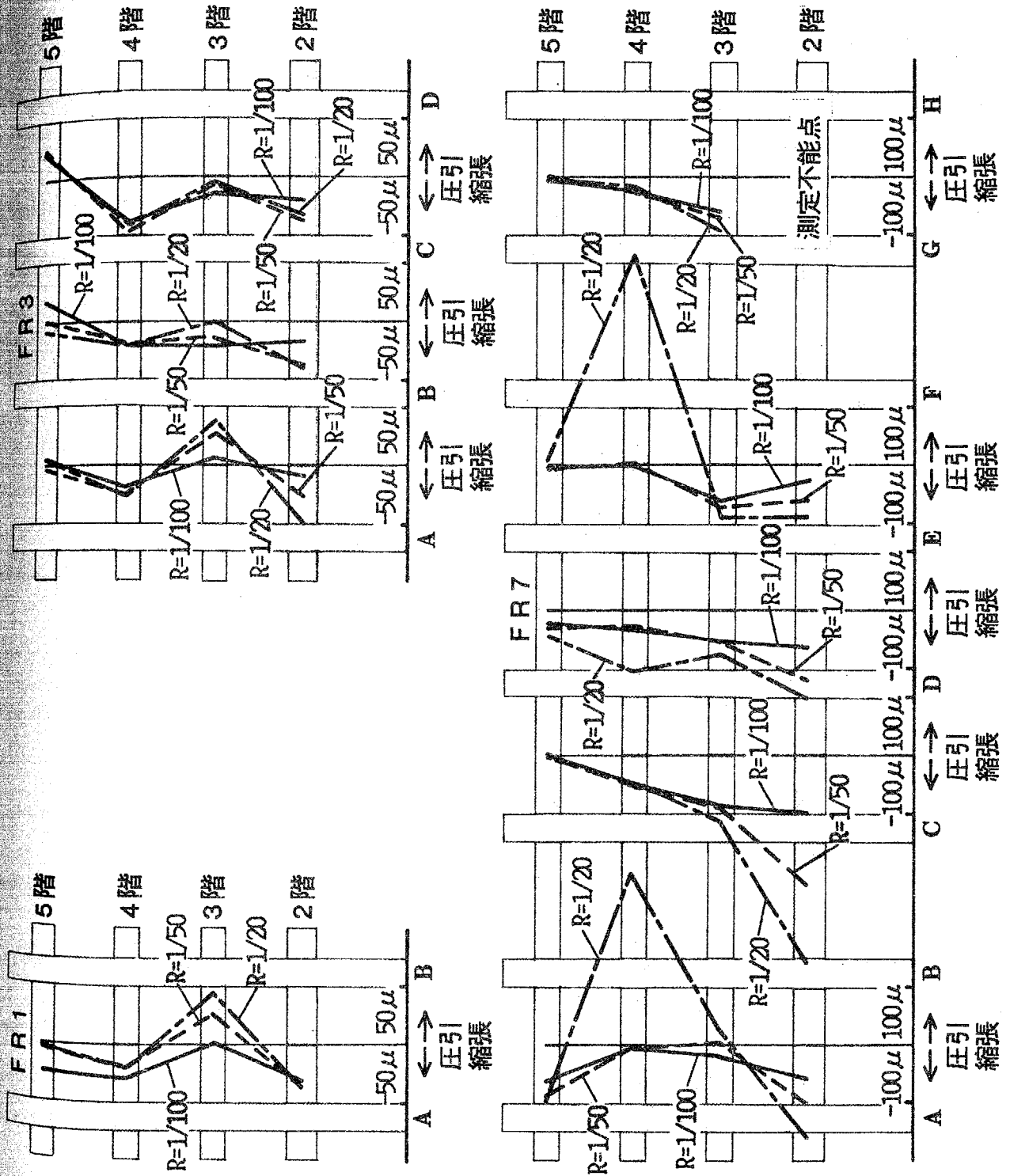


図4.21 はりの軸方向ひずみ

3.5 最終破壊状況

FR 1 および FR 3 の最終破壊状況を図4.22に示し、FR 7 のそれを図4.23に示す。3～5階のほりに比べて2階のほりにひび割れが少ないことは、2階ほりの圧縮ひずみ大きいことにも対応している。柱については全試験体とも1階柱脚に曲げひび割れを生じ、左側柱脚(FR 1のA柱、FR 3のA・B柱、FR 7のA・B柱)に圧壊が生じ、右側2階柱(FR 1のB柱、FR 3の全柱、FR 7のA以外の柱)の脚部にひび割れが見られる。FR 7の1階、右側(G・H)柱の脚部のひび割れが小さい。これは、最終的にA柱の1階の変形が9.8mm(部材角=5.6%)のときに、H柱の変形が1.7mm(部材角=1.0%)と相対的に右側の柱の変形が小さいことが原因である。しかし、2階柱の脚部のひび割れは、右側(D～H)柱で大きい。

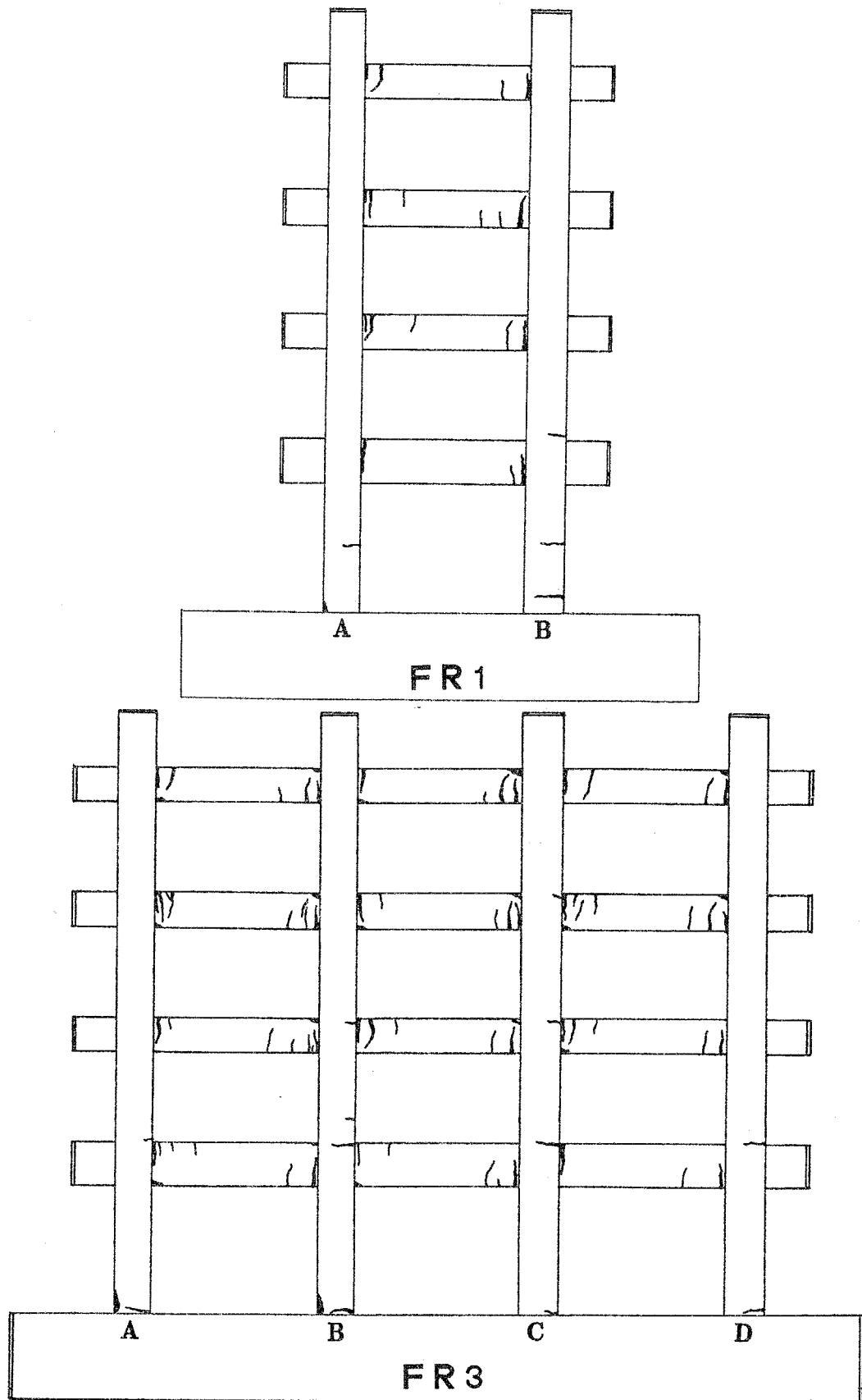


图4.22 最终破坏状况(FR1, FR3)

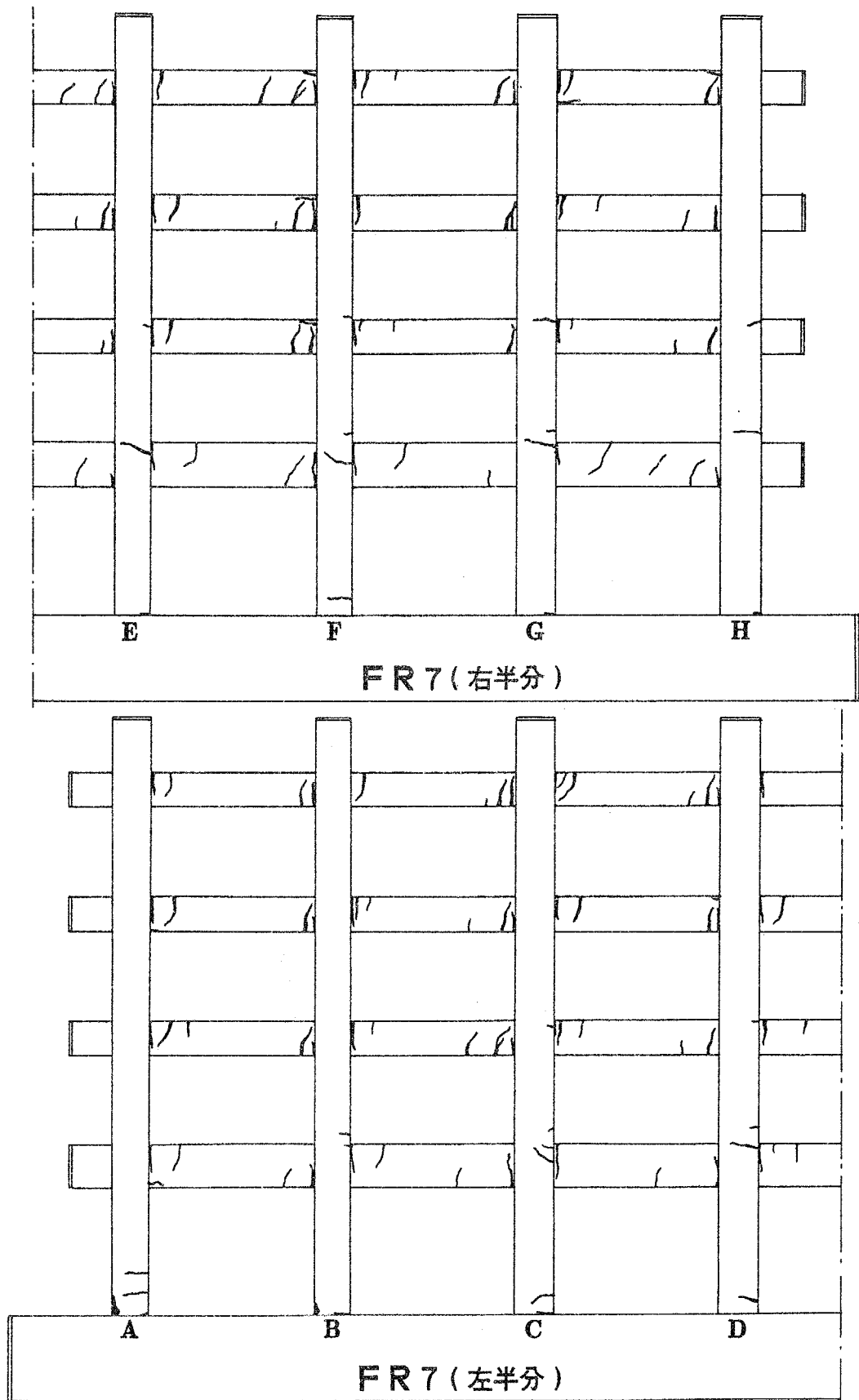


図4.23 最終破壊状況(FR7)

3.6 最終変形状態

全体変形角の平均が $1/20$ の時の変形の様子を図4.24に示し、最終変形状態を写真4.2に示す。図4.24は、2階柱はり接合部と5階柱はり接合部の変形後の位置を直線で結んで描いた変形図である。FR1は、A、B柱ともに2階柱はり接合部位置で折れ曲る変形モードを示しているが、A柱の方が変形が大きい。FR3、FR7では2階柱はり接合部位置において左側の柱ほど直線に近い変形を生じ、右側の柱(FR3のD柱、FR7のF・G・H柱)は2階はり位置で『逆くの字』に曲がっていることがよくわかる。ここにも、2階はりの軸方向伸びの影響がみられる。

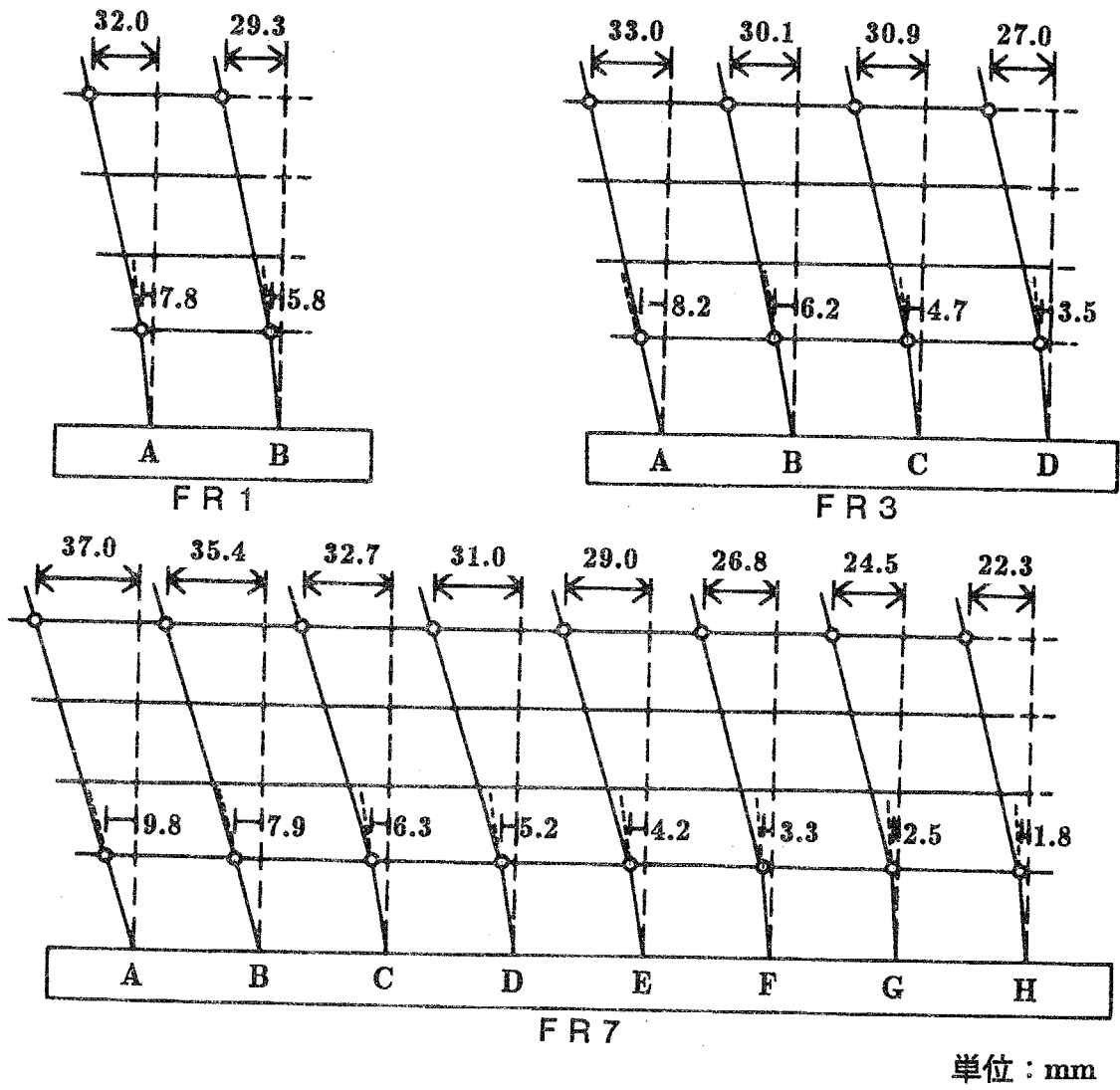
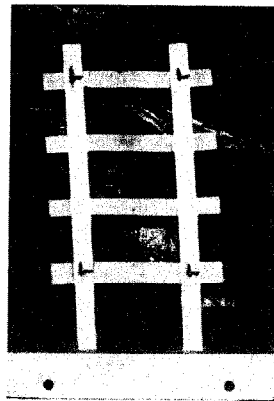
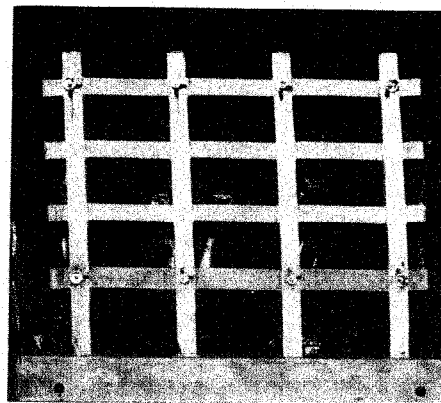


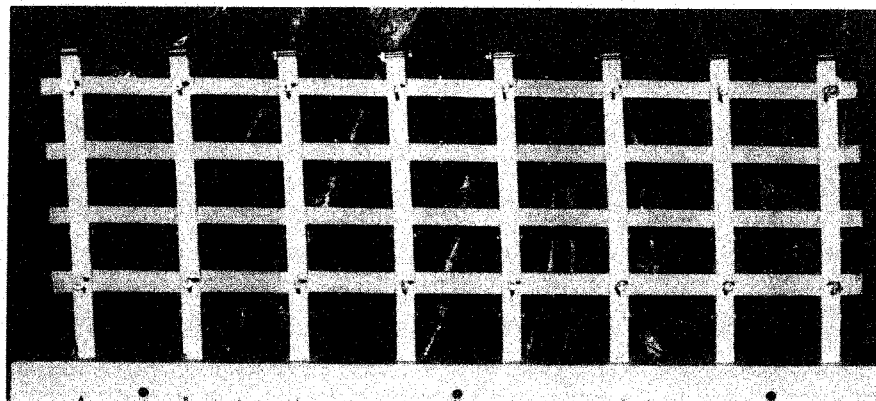
図4.24 全体変形角 $1/20$ における変形状態



FR1



FR3



FR7

写真4.2 最終変形状態

4. まとめ

スパン数をパラメータとして4層1スパン(F R 1)、4層3スパン(F R 3)、4層7スパン(F R 7)の縮小モデルを用いたはり降伏形多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の一方向水平加力実験を行い、はりの軸方向変形、はりに生じる軸方向ひずみ、骨組としての耐力、破壊性状等について調べ、以下の結論を得た。

- 1) はり降伏形の鉄筋コンクリート平面骨組が水平力を受けて変形するとき、初期にはどの柱も同じように傾いて変形する。その後はりが曲げ降伏し軸方向に伸びるが、基礎ばりはほとんど変形しないため1階柱の部材角に差が生じる。骨組が左向きに一方向載荷を受けるときに、1階柱の部材角は左側の柱ほど大きくなり、左端と右端では大きな差が生じる。これは、降伏するすべてのはりが拮がろうとするためスパン数が多いほど顕著である。
- 2) F R 1, F R 3, F R 7とも、2階はりの曲げ終局強度をその断面の保ち得る最大の曲げモーメントとし、3階以上のはりに対しては軸力0のときの最大曲げモーメントを用いて求めた水平耐力と同等の水平耐力を発揮した。F R 3, F R 7は、F R 1に比べ耐力上昇が大きかった。
- 3) 鉄筋コンクリート平面骨組が、右から左に一方向載荷をされる場合、2階はりの伸びは左側のスパンのはりほど大きい。
- 4) 鉄筋コンクリート平面骨組内で曲げ降伏して軸方向に伸びようとする2階はりに働く圧縮ひずみは、スパン数が多いほど大きい。
- 5) 鉄筋コンクリート平面骨組内の2階はりの軸方向伸びは、変形モードおよびひび割れ状況にも影響を及ぼす。すなわち、左側の柱と右側の柱では、2階はりの軸方向伸びが主たる要因と考えられる変形モードの差が見られ、右から左に一方向載荷を受ける場合は、左側の柱は1階柱脚を中心に回転するほぼ直線的な変形モードを示し、右側柱では2, 3階柱の脚部にもひび割れが発生した。これらの現象はスパン数が多くなるほど顕著である。

第 5 章

はりの軸方向変形拘束効果を考慮した 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の解析

1. はじめに
2. 解析方法および解析モデル
3. 解析結果および考察
4. まとめ

1. はじめに

前章では、骨組の力学的挙動を正確に把握するためには、軸方向変形拘束を受けるはりの力学的挙動を考慮する必要があるという観点から、スパン数をパラメータとしたはり降伏形多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の一方向水平加力実験を行った。実験によって、1) 2階はりには柱からの軸方向変形拘束が働き実際に圧縮ひずみが生じる、2) はりの軸方向変形により柱の変形モードには左右で大きな違いが現れる、3) 骨組全体の耐力は、はりに軸力が生じないとした場合より大きな耐力となる、などの結論を得ることができた。

しかし、塑性化した不静定骨組の柱のせん断力分端、はりの軸力分布などを実験から調べることには限界がある。これに対し、弾塑性解析によると任意の状態の任意の場所の応力状態等を調べることができる。また、parametric studyも実験に比較し簡単である。近年のコンピュータの大型化、高速化は目覚しく、鉄筋コンクリート構造の架構全体について接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した弾塑性解析を行うことも可能となった。

本章では、前章の実験に対してAppendix 1に示す弾塑性解析法を用いて解析を行い、実験では得られない応力分布等を求め、はりの軸方向変形が骨組の挙動に与える影響に関して考察を行う。さらに、解析結果による変形状態、応力分布をコンピュータグラフィックスを用いて可視化することによりはりの軸方向変形による影響をより理解し易いものにする。

2. 解析方法および解析モデル

2.1 解析方法

第3章で用いた、接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法を用いる。解析方法の詳細は、Appendix 1に示してあるので、ここでは省略する。

2.2 解析モデル

解析モデルを図5.1、5.2に示す。パネル間の柱・はり部材は各々材軸方向に20分割、5階柱は10分割、左右に張り出している片持ちばりは5分割した。各解析モデルの全体自由度は、FR1で3722、FR3で7724、FR7で15700自由度である。接合部パネルの剛性を求める際には、柱成およびはり主筋で囲まれた大きさを考え、厚さは柱幅とはり幅の平均とした(体積 V)。柱・はりの材端にひび割れが生じることを考慮して解析においてはパネルの大きさを、柱成およびはり成とし、接合部パネルの体積が V になる様に厚さを決定した。各々の柱の1階柱脚を固定とし、主筋の定着性状を考慮するために柱脚下に節点移動、回転およびせん断変形の全てを固定し、鉄筋の付着すべりのみを許したパネルを設けた。この柱脚下のパネル内の付着剛性は常に弾性とした。加力方法は、実験と同様に各柱の5階柱頭に鉛直方向力1400kgを与え、節点間の外力分布を一定に保ったまま変位制御を行う文献37)の方法により、一方向水平力を図5.1、5.2に示すような割合で左向きに作用させた。

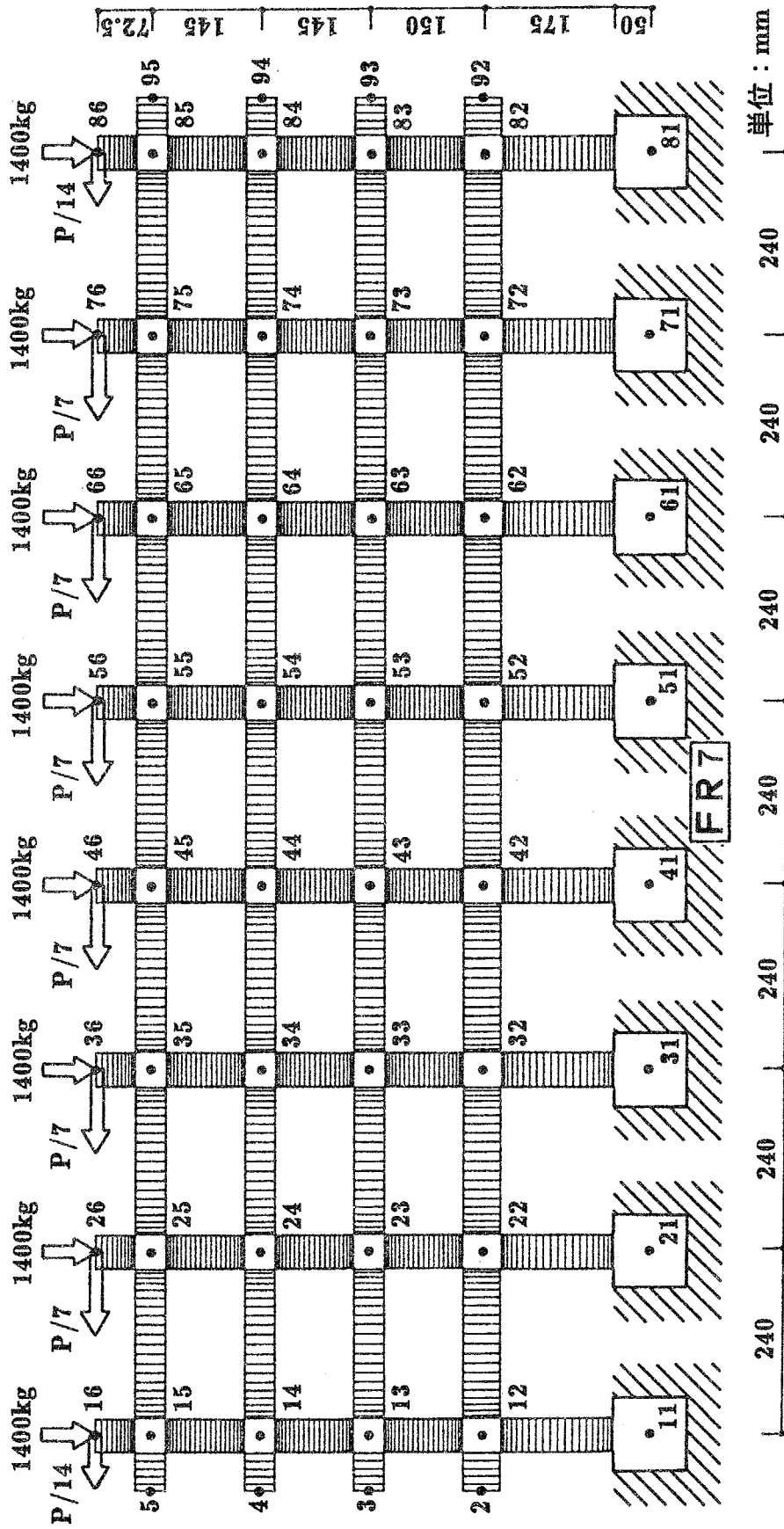


図5.2 解析モデル(FR7)

2.3 解析に用いた諸定数

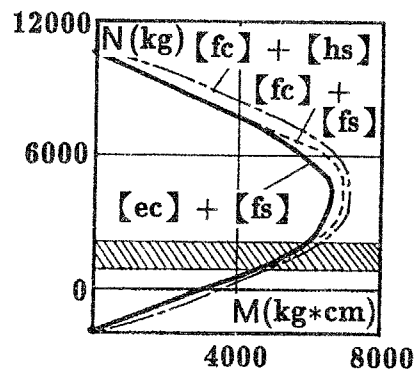
解析に用いた諸定数を Appendix 1 の記号に対応させて表 5.1 に示す。

表 5.1 解析に用いた諸定数

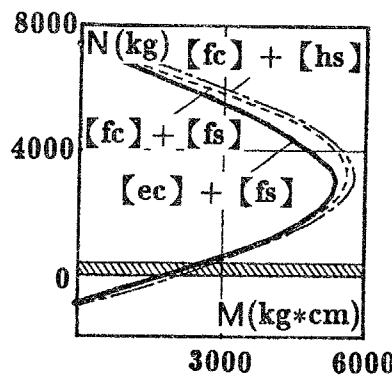
FR 1	
${}_cE=218.0 \text{ ton/cm}^2$	${}_c\varepsilon_B=0.0035$
${}_c\sigma_B=409.0 \text{ kg/cm}^2$	
FR 3	
${}_cE=226.0 \text{ ton/cm}^2$	${}_c\varepsilon_B=0.0037$
${}_c\sigma_B=430.0 \text{ kg/cm}^2$	
FR 7	
${}_cE=234.0 \text{ ton/cm}^2$	${}_c\varepsilon_B=0.0039$
${}_c\sigma_B=451.0 \text{ kg/cm}^2$	
FR 1, FR 3, FR 7 に共通	
${}_sE=2000. \text{ ton/cm}^2$	$\alpha=0.5 \text{ ton/cm}^2$
$E_p=1. \text{ ton/cm}^2$	${}_s\sigma_y=3236. \text{ kg/cm}^2$
$K_1=3.5(11.4) \text{ ton/cm}^3$	$G_1=60. \text{ ton/cm}^2$
$K_2=0.6(2.2) \text{ ton/cm}^3$	$G_2=48. \text{ ton/cm}^2$
$K_3=0.01(0.16) \text{ ton/cm}^3$	$G_3=12. \text{ ton/cm}^2$
$K_4=0.01(0.05) \text{ ton/cm}^3$	$\tau_{y1}=50.(60.) \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_{y1}=0.0005$	$\tau_{y2}=75.(93.) \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_{y2}=0.003$	$\tau_{y3}=5.(5.) \text{ kg/cm}^2$
()内は接合部パネル用	

コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏応力度等の数値は素材試験による値を用い、主筋の付着に関する値は、村山ら³⁶⁾の行った付着試験結果を参考にモデル化した。部材内では、初期剛性 3.5 ton/cm^3 、終局付着応力 75 kg/cm^2 、接合部パネル内では、初期剛性 11.4 ton/cm^3 、終局付着応力 93 kg/cm^2 とした。接合部パネルのひび割れ強度、終局強度等は、上村式²⁰⁾により決定した。本解析で用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は、Appendix 1 に示すようにひずみ軟化を直接的には扱わない方法を用いている。本解析で用いる応力-ひずみ関係を基に求めたN-M相関曲線とe関数法によって求めたN-M相関曲線とを図5.3に示す。図5.3中、【fc】+

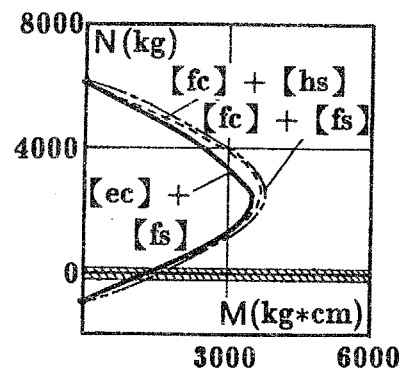
【hs】、【fc】+【fs】、【ec】+【fs】と示したものは、コンクリートの応力-ひずみ関係でひずみ軟化を考慮しない図5.4中の【fc】、e関数とした【ec】および鉄筋の応力-ひずみ関係を2次勾配無しとした【fs】、2次勾配有りとした【hs】の組合せにより求めたN-M相関曲線である。【hs】を用いる場合は、鉄筋の最大ひずみを30%とした。本解析で用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は、繰り返したときにひずみ軟化を考慮できるという点で若干異なるが、一方向載荷の場合は図5.4中の【fc】と同じである。図5.3中、斜線を施してある部分は本解



柱のN-M相関曲線



2階はりのN-M相関曲線



3~5階はりのN-M相関曲線

//// は本解析での変動範囲

図5.3 本解析で用いるN-M相関曲線

析で扱った軸力の範囲を示している。この範囲では【fc】+【fs】と【ec】+【fs】にはほとんど差がなく、【fc】+【hs】と【ec】+【fs】では、3~4%の違いであるが、ひずみ軟化領域の大きさ・収束安定性の問題等³⁸⁾を考慮し、【fc】+【hs】を用いることとした。

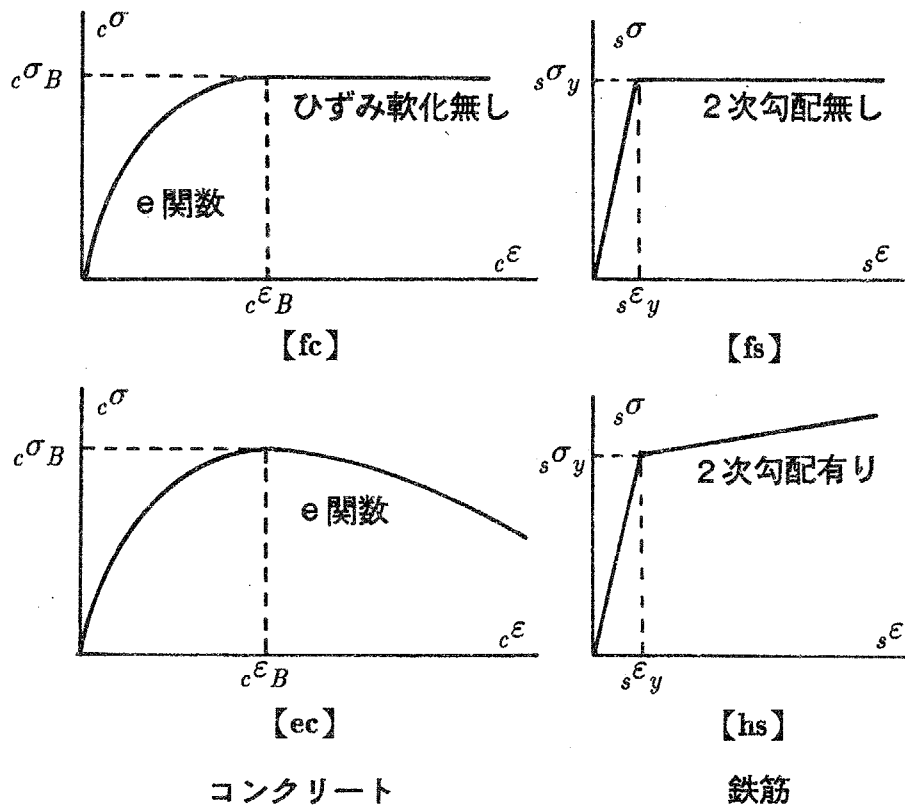


図5.4 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係

3. 解析結果および考察

3.1 水平力—水平変位関係

図5.5にFR 1の、図5.6、5.7にFR 3の、図5.8、5.9、5.10、5.11にFR 7の水平力と柱はり接合部位置での水平変位の関係を実験結果と比較して示す。どちらの図においても上段は5階柱はり接合部位置の、下段は2階柱はり接合部位置の水平変位を示している。図中の δ_{5A} 、 δ_{2A} などの記号は、図4.9に示したように5階はりA柱、2階はりA柱接合部位置の水平変位を表し、枠下の()内の数値は、1階柱脚から5階柱はり接合部中心までの高さ=615mm に対する全体変形角および、1階階高=175mm に対する部材角である。太実線が解析値を、細実線が実験値を示している。また、図中の略算1、略算2で示した破線は、『第4章

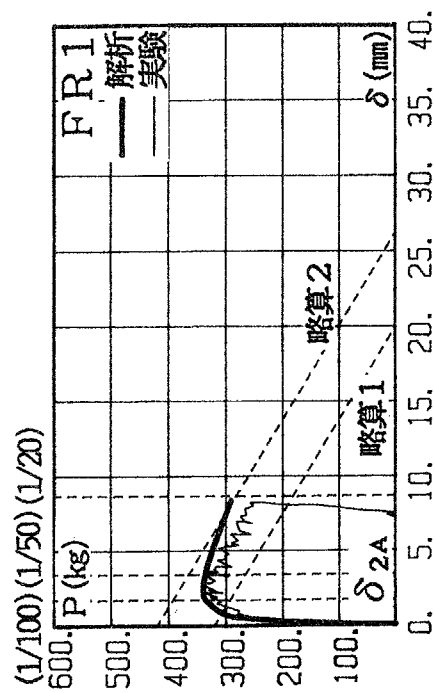
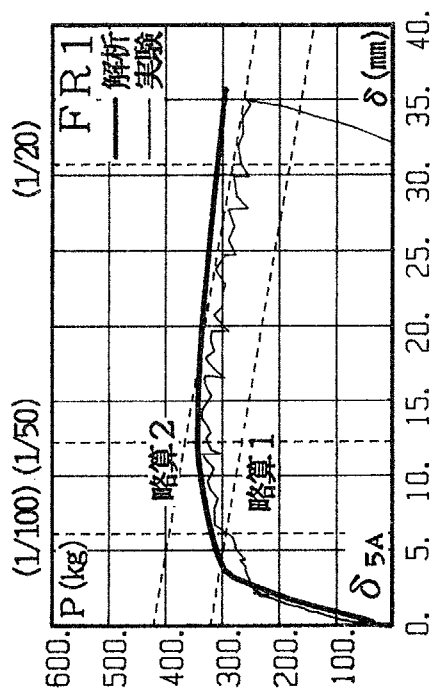
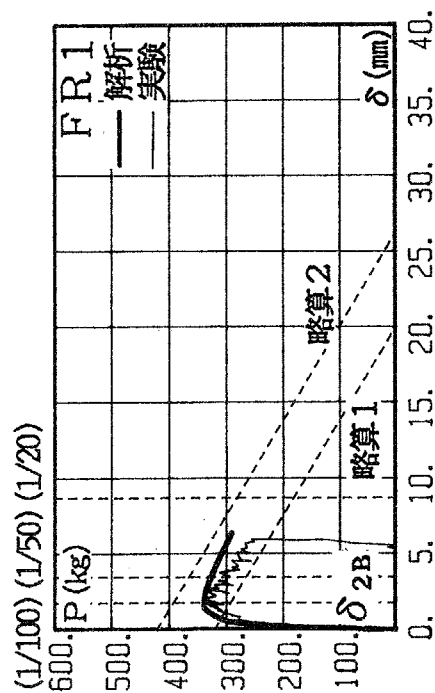
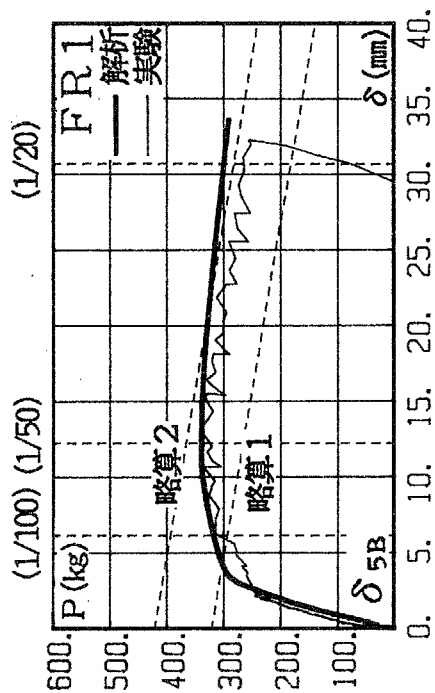
2.5 部材断面のN—M相関曲線および試験体の計算による水平耐力』の図4.12、4.13の略算1、略算2の略算モデルより求めた水平耐力にP— Δ 効果を考慮したものである。略算1は、はりの曲げ終局強度として軸力0のときの値を用いて求めた水平耐力である。略算2は、2階はりには圧縮軸力が作用するとして、2階はりの曲げ終局強度だけをその断面の保ち得る最大曲げモーメントとし、3階以上のはりに対しては軸力0として求めた値を用いて求めた水平耐力である。

表5.2に全体変形角1/50のときの耐力について実験値と解析値を比較して示す。両者は、よい対応を示している。全体変形角が大きくなるに従い、各試験体とも解析値の方が実験値をやや上回る傾向があるものの、ほぼよい対応を示している。初期の段階では、階毎にどの柱の水平変位も同じであるが、変形の増大と共に、右側の柱に比べ左側の柱ほど水平変位が大きくなる現象が顕著になっている。これは、曲げ降伏したはりが軸方向伸びるためである。解析値を略算値と比較すると、実験値同様、各試験体とも略算2とほぼ同じ耐力を示している。このように耐力が上昇したのは、降伏したはりが軸方向に伸びようとするとき、これが耐力

に余裕のある柱の剛性により拘束され、はりの曲げ耐力が上昇したためと考えられる。このことについては、後に解析結果より求めたはりの曲げモーメントと軸力の軌跡をN-M相関曲線と対応させて考察する。

表5.2 全体変形角1/50における耐力

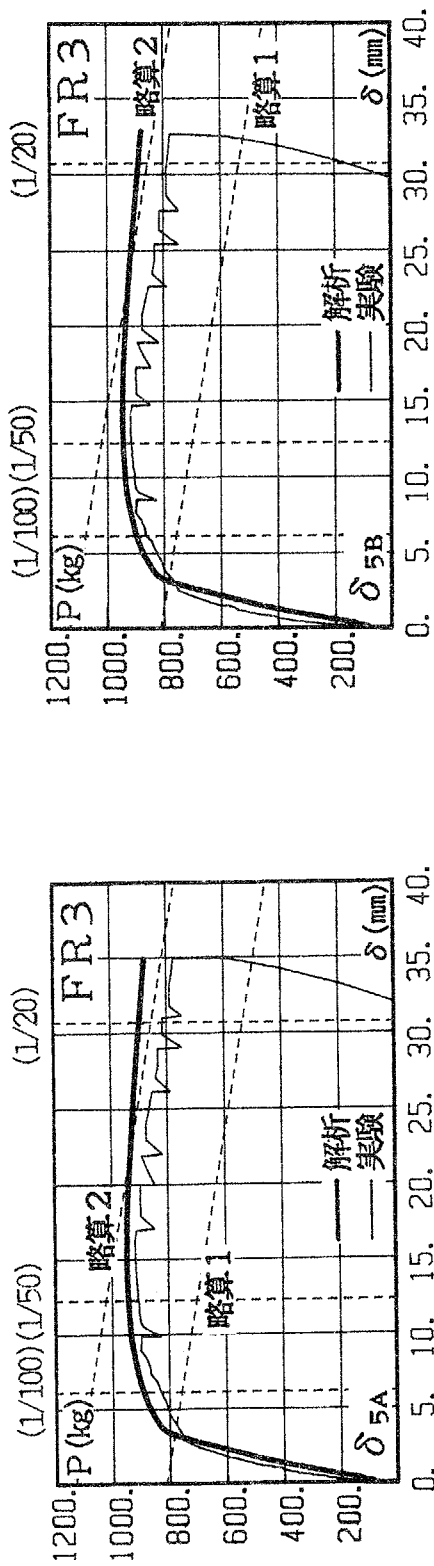
	実験(kg)	解析(kg)	実験/解析
FR1	328.5	340.1	0.97
FR3	918.4	943.5	0.97
FR7	2032.5	2136.3	0.95



() 内は変形角

() 内は部材角

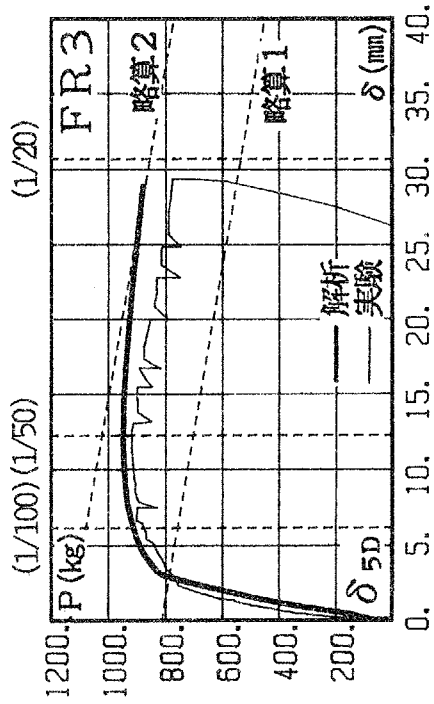
図5.5 水平力-水平変位関係(FR1)



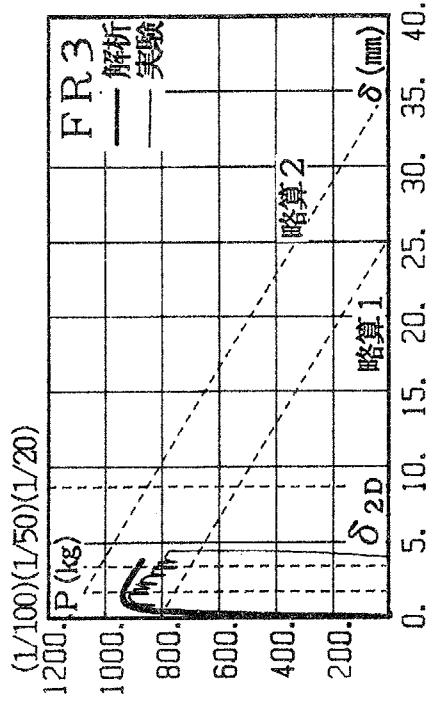
() 内は変形角

() 内は部材角

図5.6 水平力-水平変位関係(FR3 : A, B柱)



()内は変形角



()内は部材角

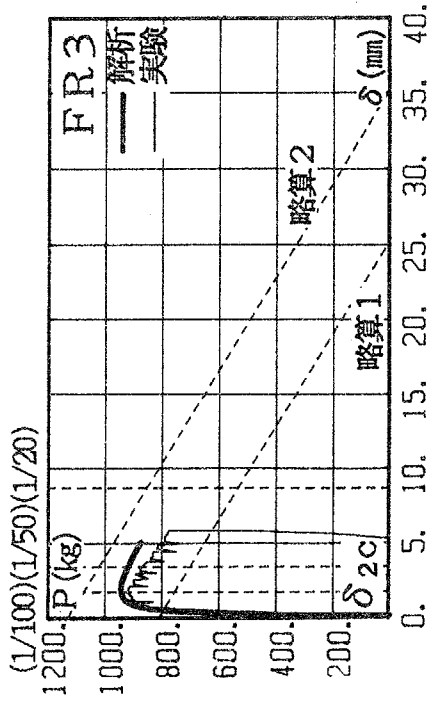
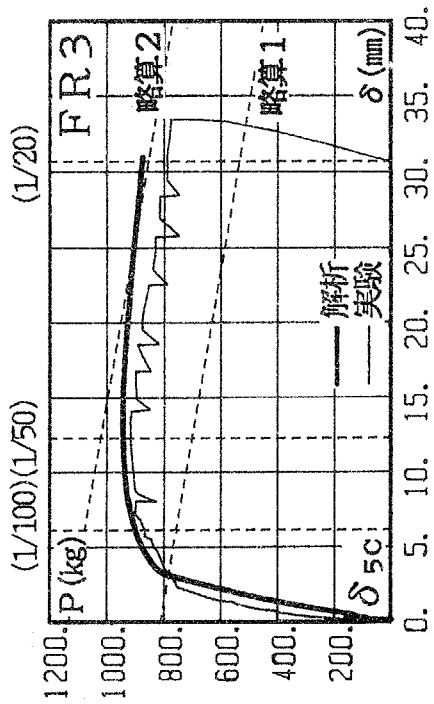
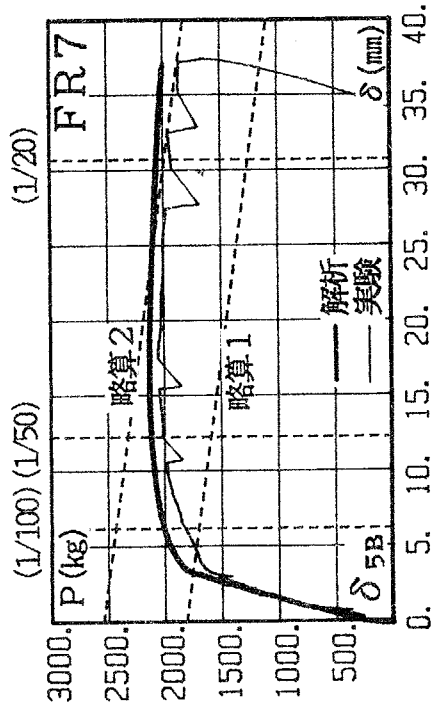
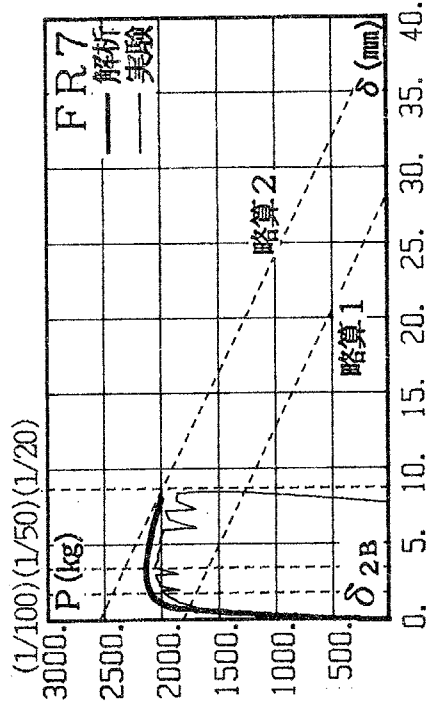


図5.7 水平力-水平変位関係(FR3 : C, D柱)



()内は変形角



()内は部材角

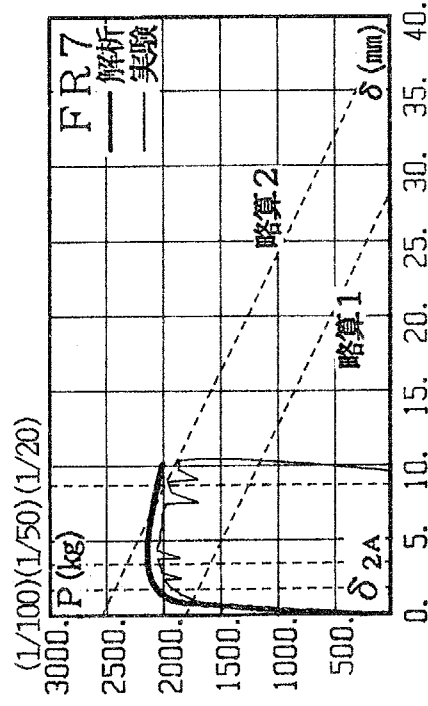
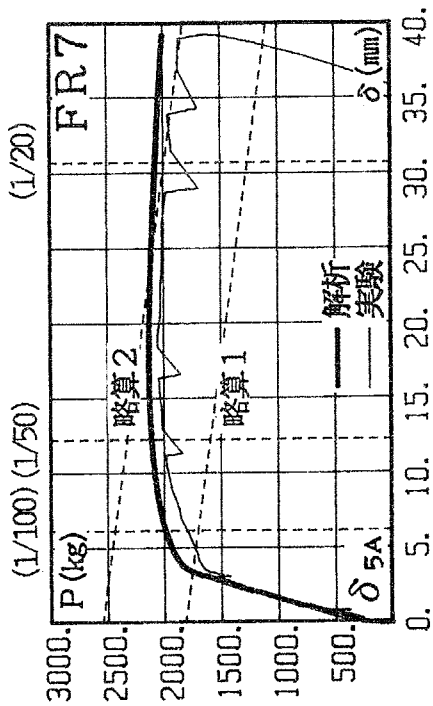
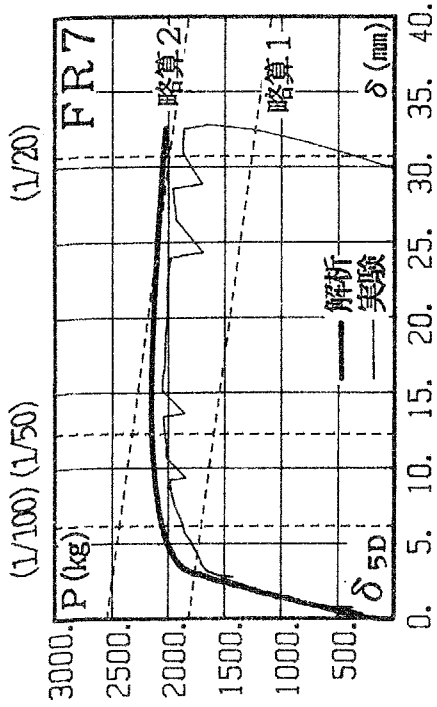
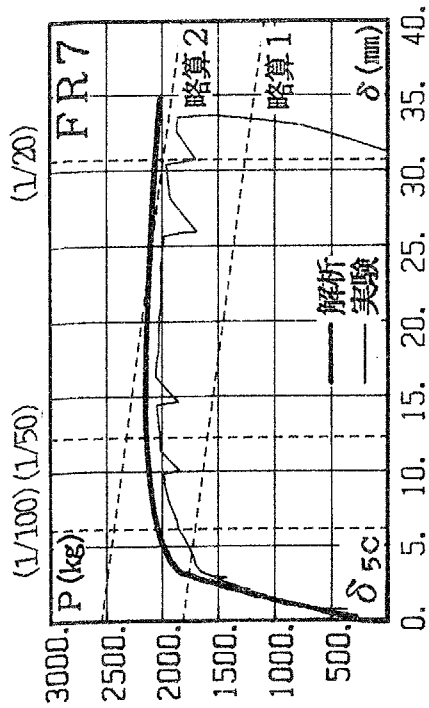


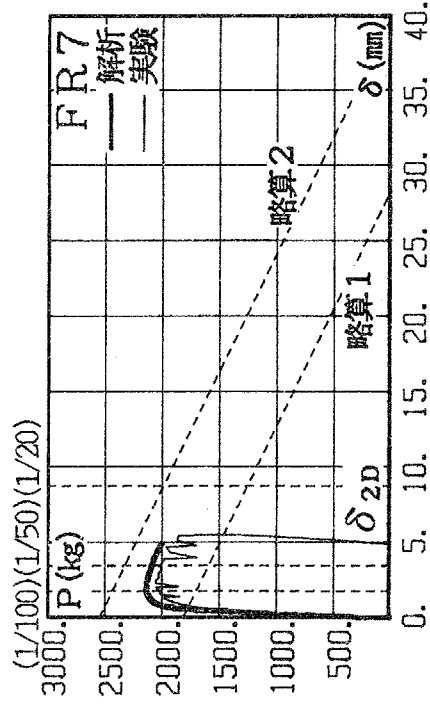
図5.8 水平力-水平変位関係(FR7 : A, B柱)



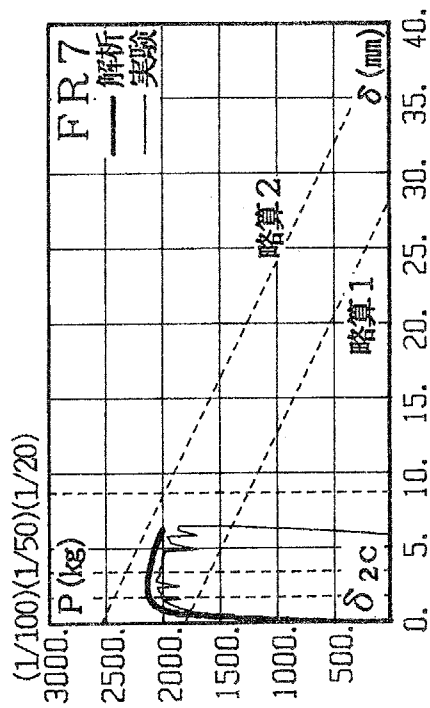
()内は変形角



()内は変形角

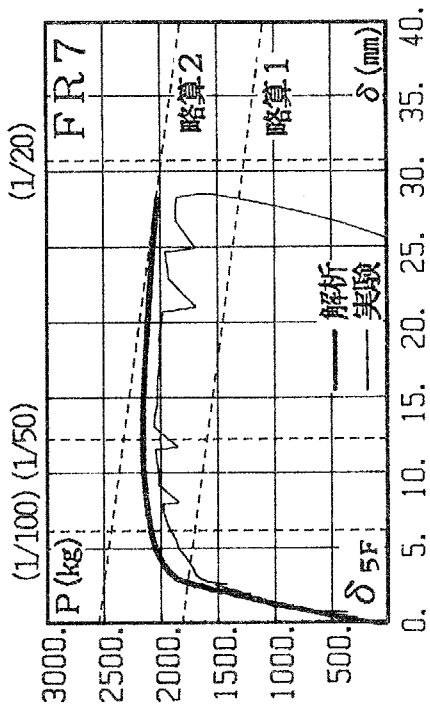


()内は部材角

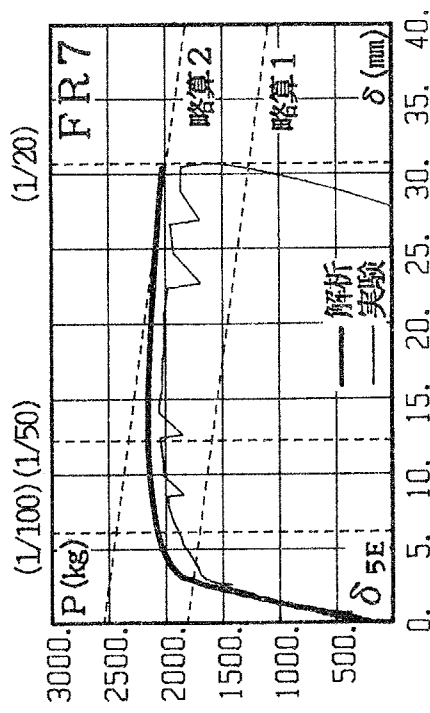


()内は部材角

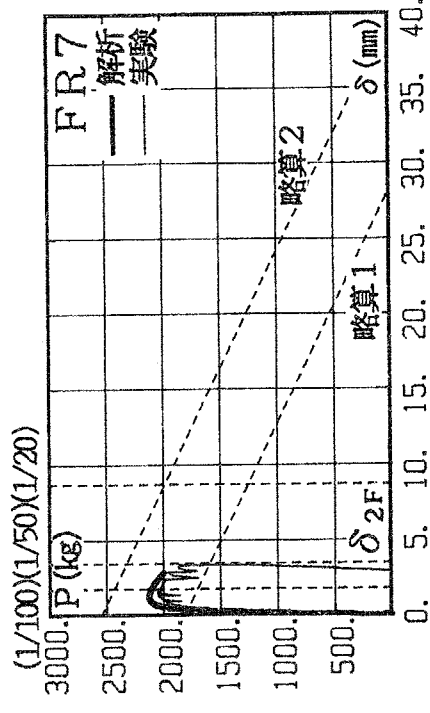
図5.9 水平力-水平変位関係(FR7 : C, D柱)



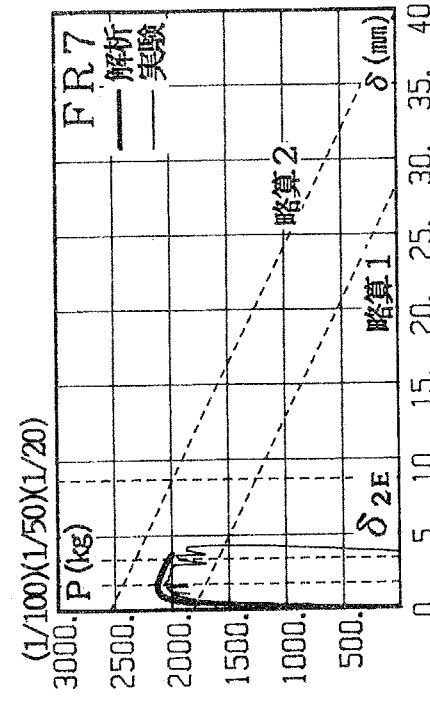
() 内は変形角



() 内は変形角

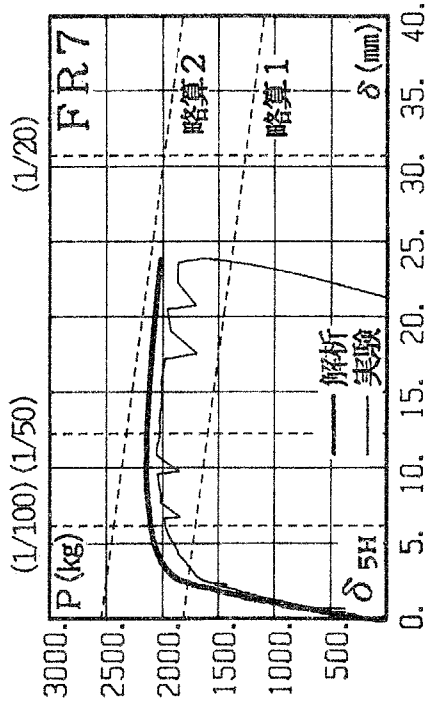


() 内は部材角

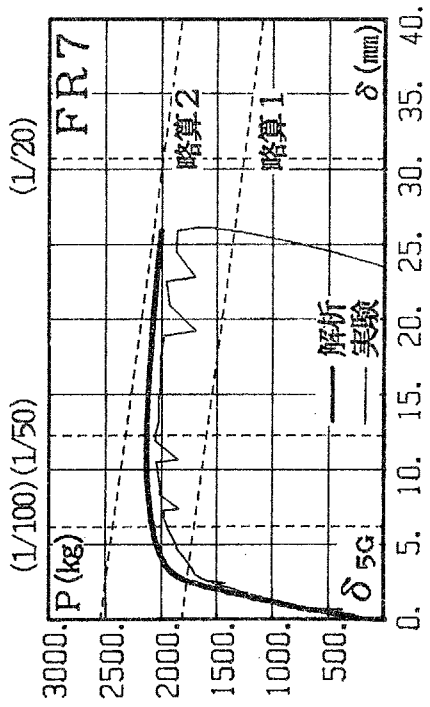


() 内は部材角

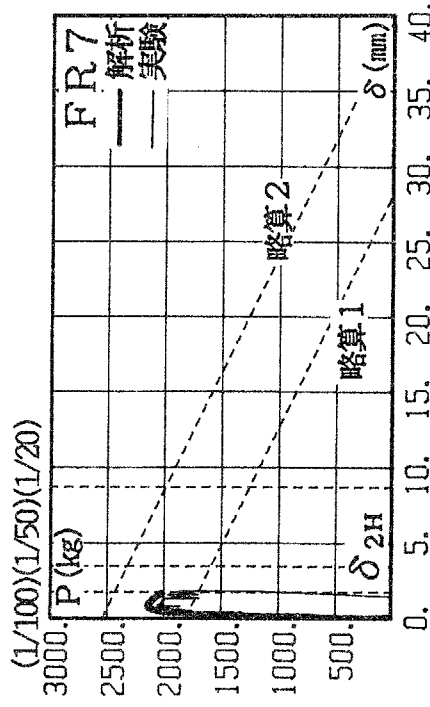
図5.10 水平力-水平変位関係(FR7 : E, F柱)



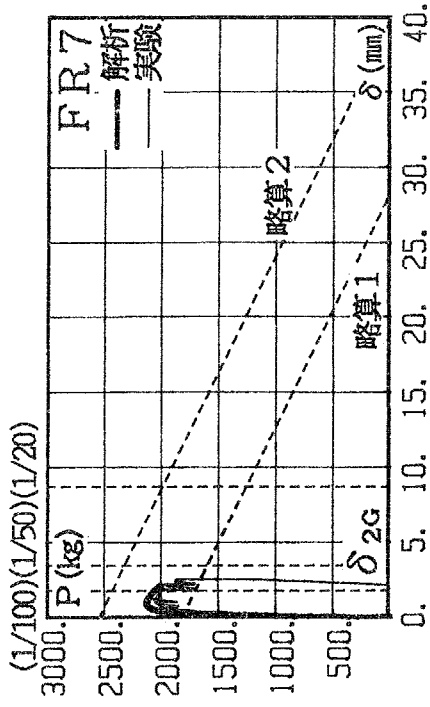
() 内は変形角



() 内は変形角



() 内は部材角



() 内は部材角

図5.11 水平力-水平変位関係(FR7 : G, H柱)

3.2 水平力一はりの軸方向変位関係

図5.12にFR 1の、図5.13、5.14にFR 3の、図5.15、5.16、5.17、5.18にFR 7の水平力とはりの軸方向伸びの関係を実験結果と比較して示す。どちらの図においても上段は5階のはりの伸びを、下段は2階のはりの伸びを示している。 Δ に続く5, 2は、それぞれ5階, 2階のはりであることを表し、ABは、(A柱の水平変位)と(B柱の水平変位)の差を表している。図5.5~5.11と同様に太実線が解析値を、細実線が実験値を示している。

曲げひび割れ発生直後では、軸方向伸びは小さいが、降伏耐力以後から伸び方が大きくなりはじめ、水平変位の増加と共に増大している。実験における5階はりでは、はり端部に生じた圧壊の影響と考えられ、その個々のはりの伸び方は不規則であるが、解析においてはどのスパンもほぼ同じ伸びになっている。

全体変形角の平均が $1/20$ のときの、2階, 5階はりの軸方向伸びを実験値と共に図5.19に示す。5階はりの伸びは、実験値がばらついているのに対し、解析値はスパンに関係なくほぼ一定である。2階はりの伸びは、実験値と解析値は非常によい対応を示している。FR 3, FR 7では左側のスパンほど伸びが大きくなっている。1階柱脚は殆ど変形を生じない基礎ばりによって固定されており、その上曲げ降伏したはりはそのはりも軸方向に伸びようとするため、この2階はりの伸びが累積されて左の1階柱ほど部材角が大きくなる。この結果、左側のスパンのはりほど、はり端の回転角が大きくなる。一般にはり端の回転角が大きいほどはりの軸方向変形も大きくなるため、左側のスパンほど軸方向伸びが大きくなったものと思われる。これに対して、3階以上のはりには基礎ばりの拘束の影響が小さいため、柱を押し拡げることが容易となり、どのスパンでもはりはほぼ同等に伸びたと考えられる。

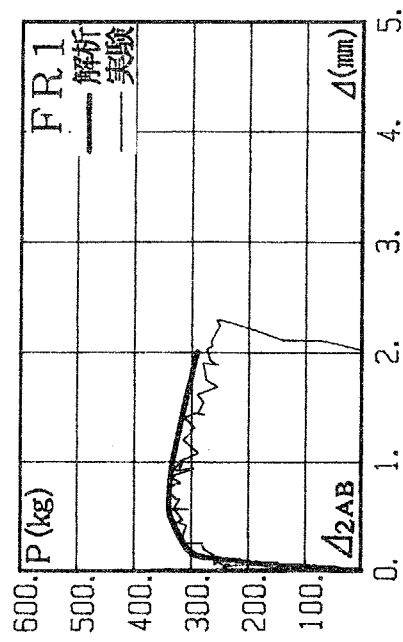
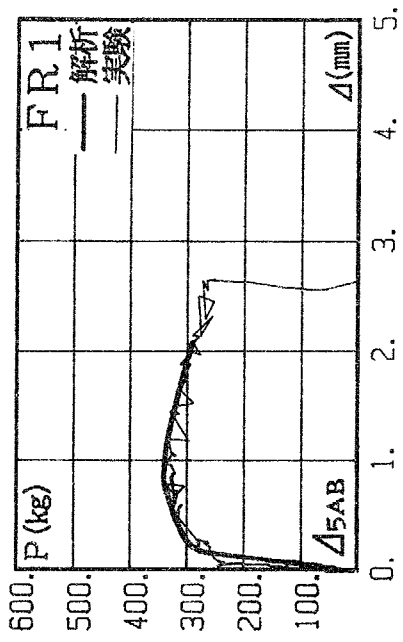


図5.12 水平力-はりの軸方向変位関係(FR1)

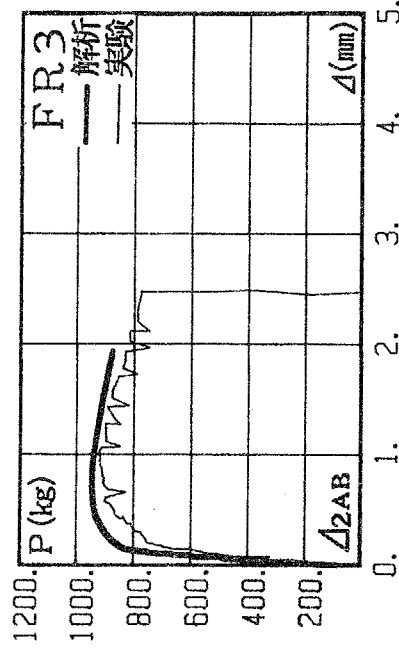
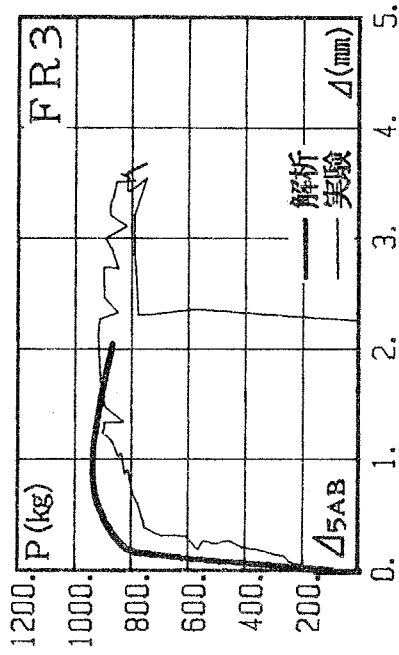


図5.13 水平力-はりの軸方向変位関係(FR3 : AB)

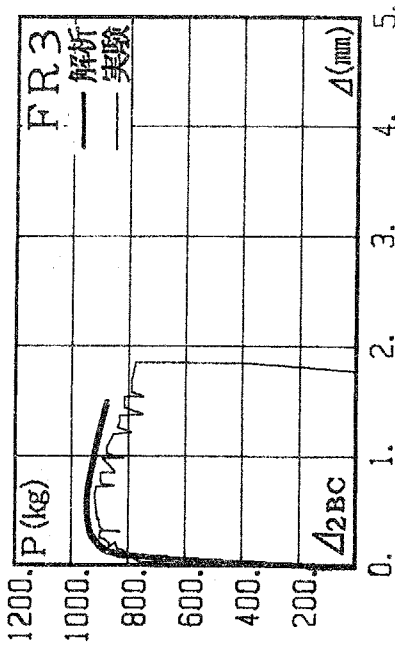
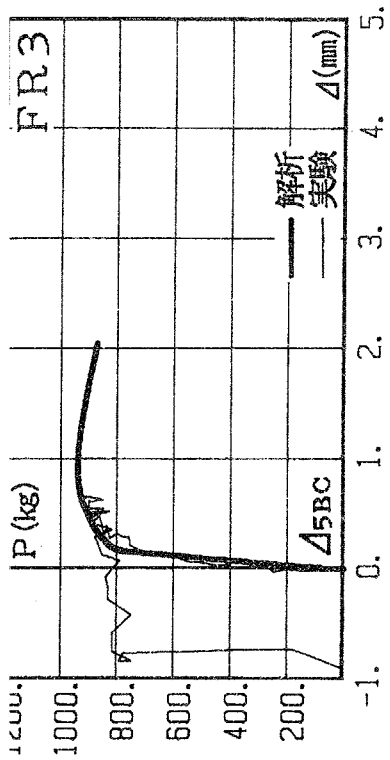
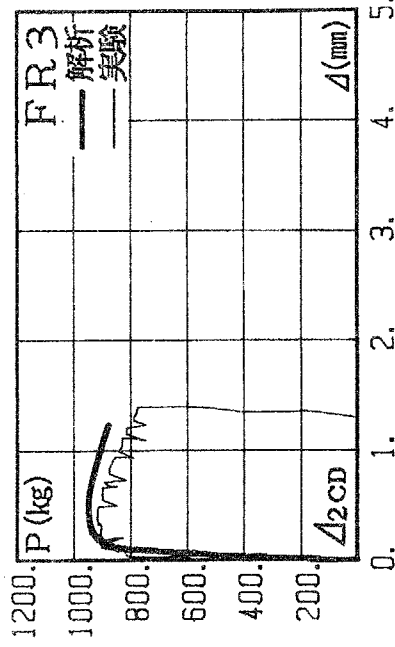
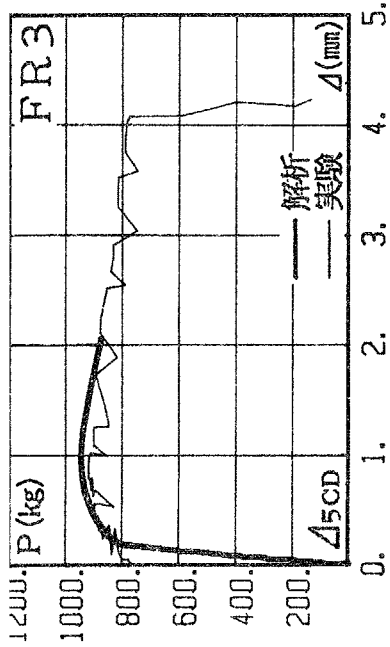


図5.14 水平カーはりの軸方向変位関係(FR3 : BC, CD)

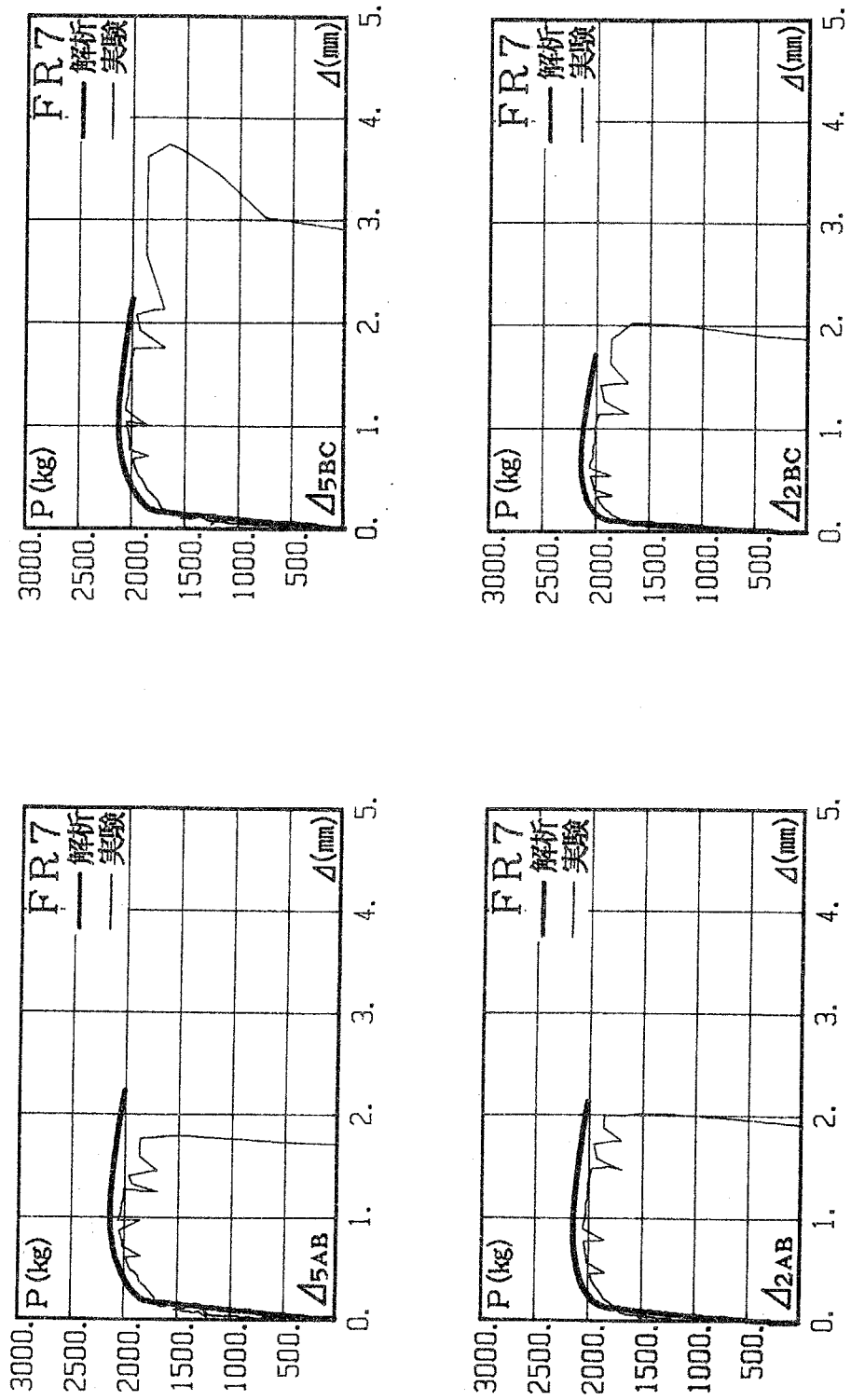


図5.15 水平力一はりの軸方向変位関係(FR7: AB, BC)

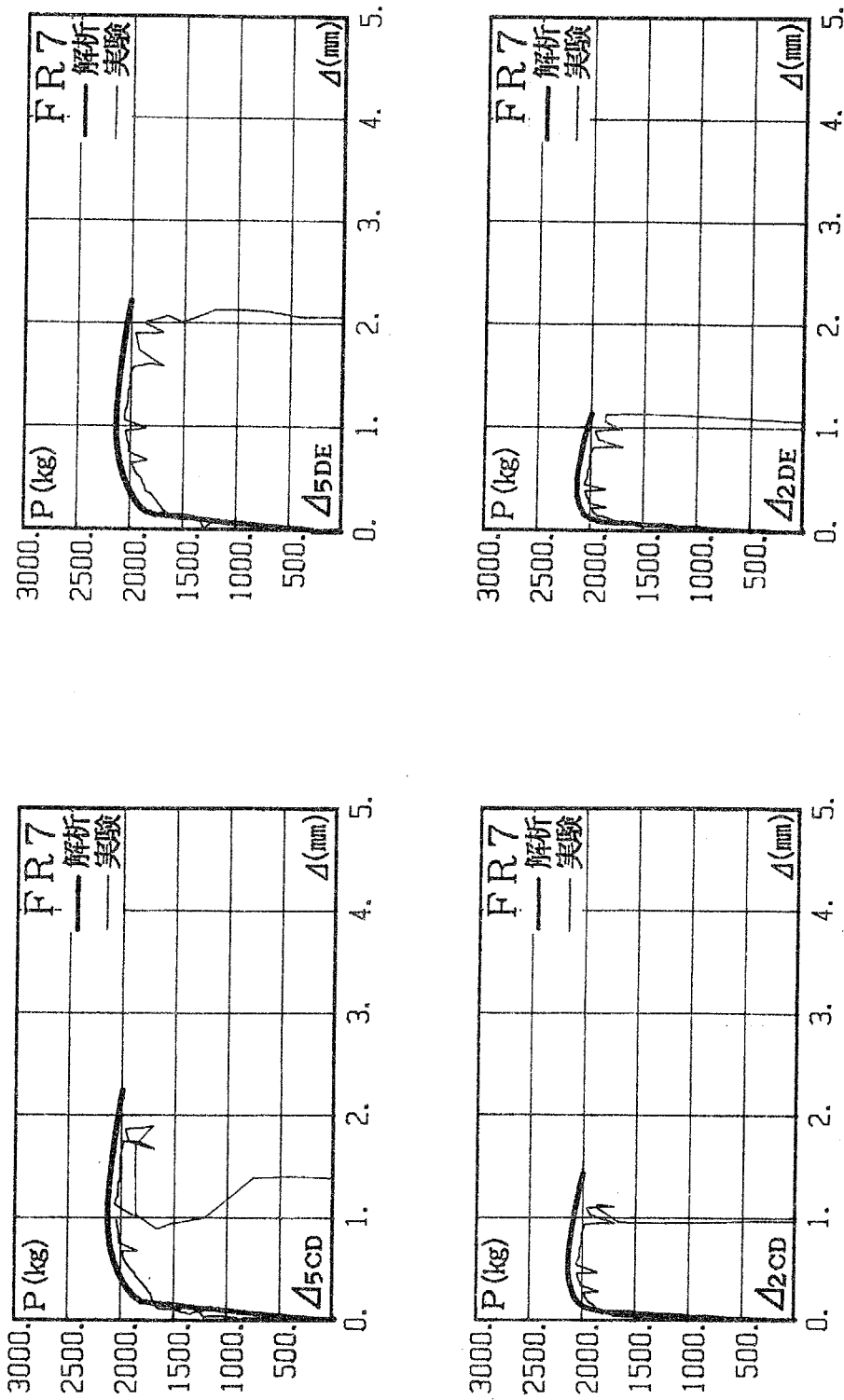


図5.16 水平力一はりの軸方向変位関係(FR7 : CD, DE)

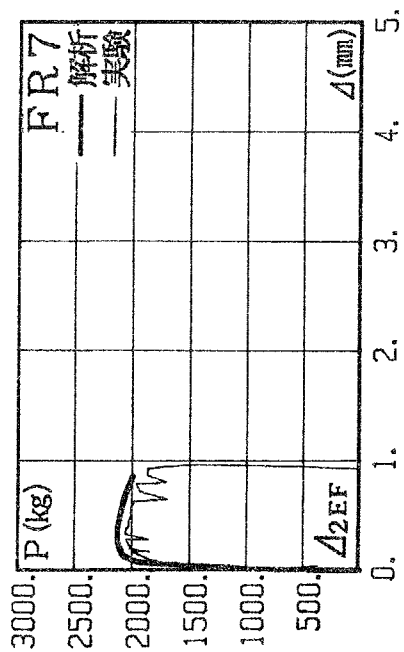
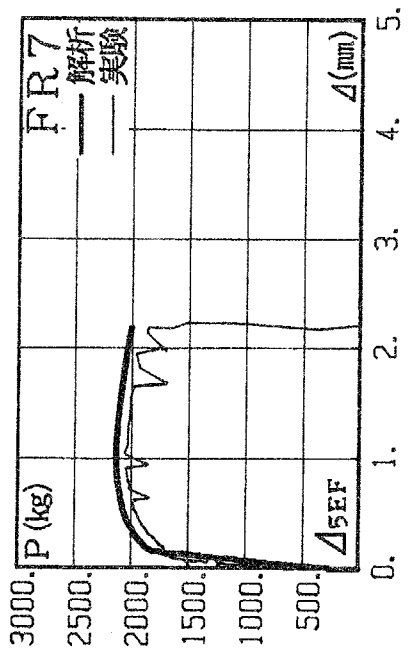
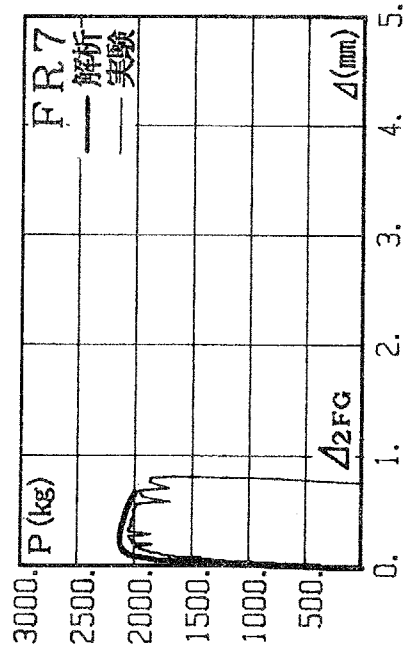
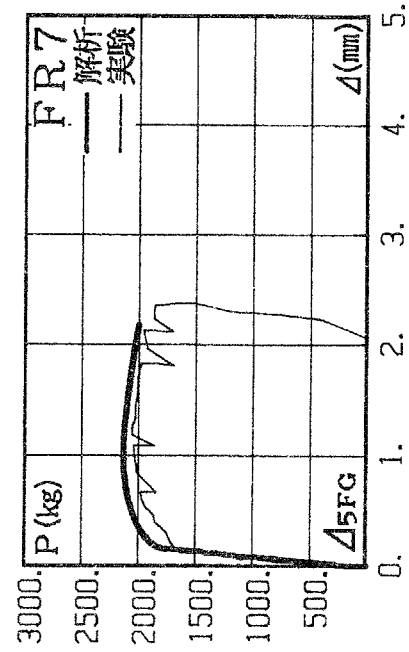
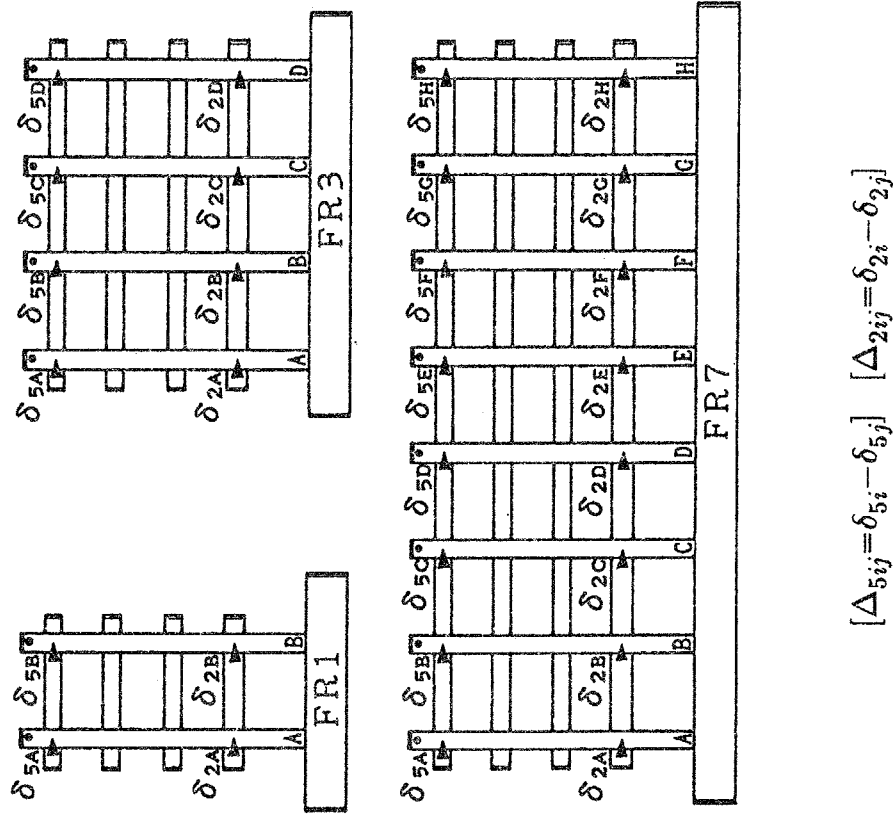


図5.17 水平力一はりの軸方向変位関係(FR7:EF,FG)



$$[\Delta_{5ij} = \delta_{5i} - \delta_{5j}] \quad [\Delta_{2ij} = \delta_{2i} - \delta_{2j}]$$

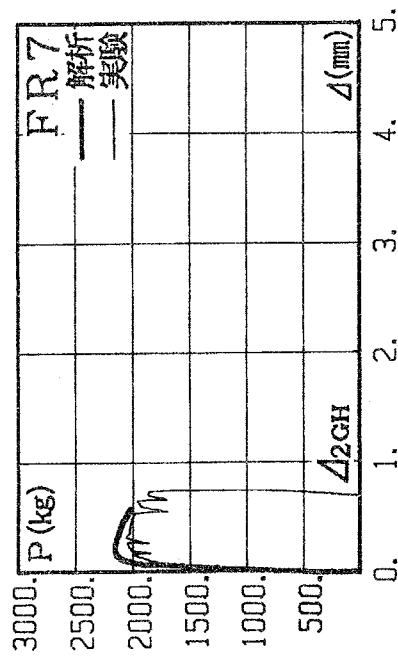
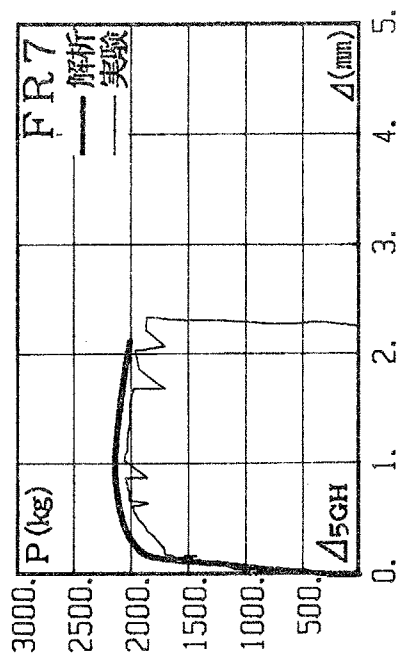


図5.18 水平力-はりの軸方向変位関係(FR7 : GH)

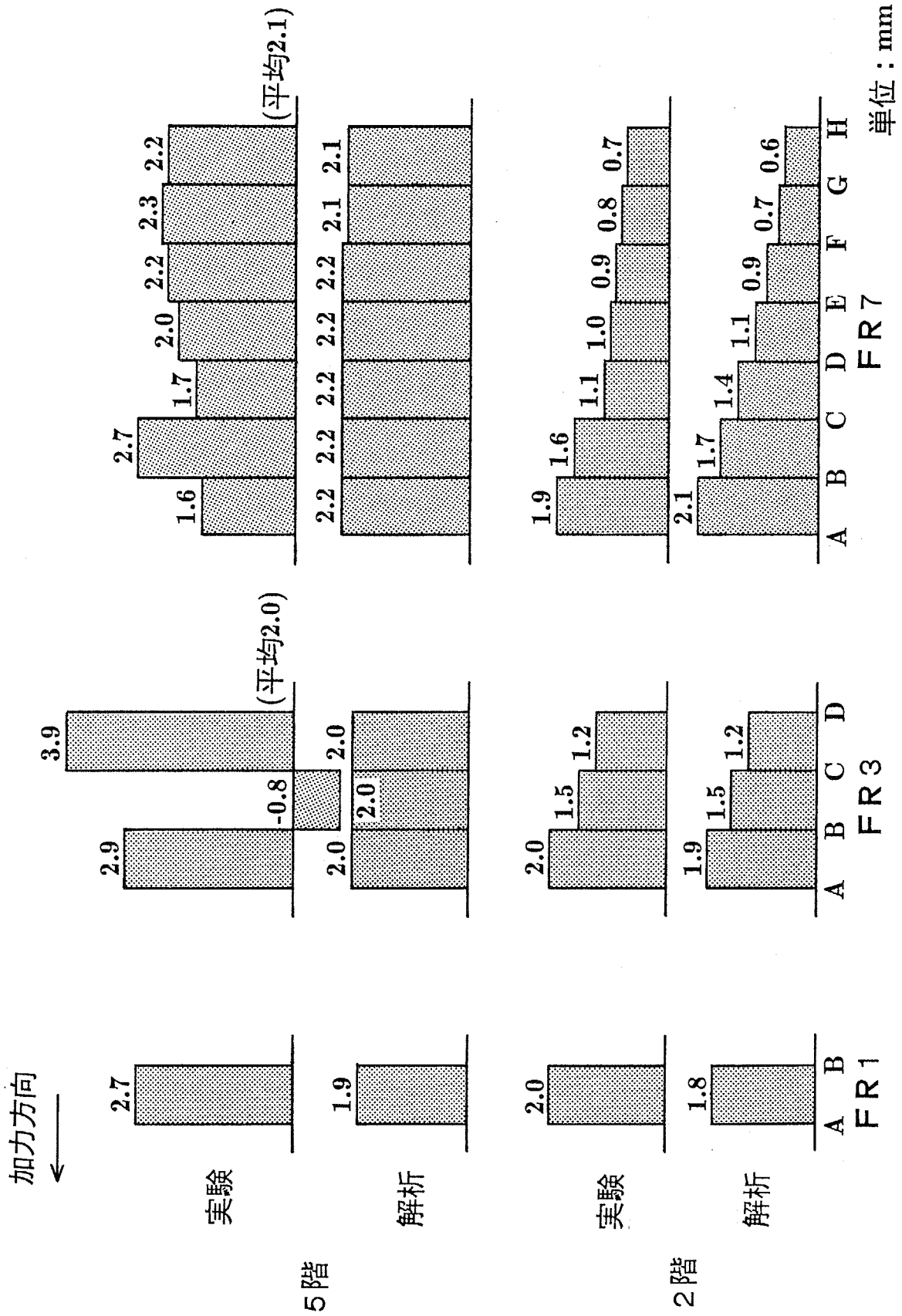


図5.19 全体変形角が1/20のときの5階，2階はりの軸方向伸び

3.3 応力状態の変化

全体変形角の平均が1/200、1/100、1/20 のときの曲げモーメント図、軸力図を、それぞれFR1、FR3、FR7について図5.20、5.21、5.22に示す。曲げモーメント図中()内の数値はせん断力を表している。このせん断力は、柱頭・柱脚の曲げモーメントの勾配から求めた。これは、柱の負担している力の水平成分ではなく、鉛直力によるP-Δ効果の影響を受けているので各層のせん断力の総和は作用している水平力より部材角の大きな上階ほど大きい。軸力は、圧縮力を負で表し、はりのみに値を記入してある。

1)FR1

1、2階のA、B柱のせん断力分担の割合に違いがみられる。全体変形角が大きくなるにつれ、A柱1階およびB柱2階のせん断力増加の割合が大きくA柱2階およびB柱1階のせん断力増加の割合が小さくなっている。全体変形角1/100から1/20では、2階はりが伸びたため左の2階柱はり接合部点が押し拡げられてA柱2階のせん断力は減少している。

はりの軸力は、2、3、4、5階へと圧縮—引張—圧縮—引張となっている。2階はりが伸びた時に、1階柱脚は固定されているので、2階はりには圧縮力が働き、柱の変形モードは『逆ハの字』になる。しかし、2階より上の階のはりがこの『逆ハの字』の変形モードによる柱間隔以上に伸びなければ、そのはりには引張力が働く。4、5階はりの軸力は2、3階のそれに比べ小さい。全体変形角1/20では、2階はりには、約15kg(平均圧縮応力度=10kg/cm²)の軸力が生じている。

2)FR3

FR1同様、全体変形角が大きくなるにつれ、A柱1階およびB柱2階のせん断力増加の割合が大きく、A柱2階およびB柱1階のせん断力増加の割合が小さくなっている。全体変形角1/100から1/20では、FR1同様、A柱2階のせん断

力は減少している。中央B, C柱1階を比較すると、B柱の方がせん断力が大きい傾向が現れている。

はりの軸力は、2, 3階で圧縮-引張となっており、4, 5階はりの軸力は2, 3階のそれに比べ極端に小さい。2, 3階とも左のスパンほど軸力が大きい。全体変形角1/20では、2階はりには、約250kg(平均圧縮応力度=17kg/cm²)の軸力が生じている。

3)FR7

全体的な傾向は、FR1, FR3と同じであるが、FR7ではその現象がより顕著に現れている。全体変形角1/200で既に、2階左柱および1階右柱のせん断力が他に比べ小さくなっている。全体変形角1/20では、この現象はより明確に現れており、A柱2階のせん断力は20kg、H柱1階のせん断力は80kgと非常に小さい。全体変形角1/200、1/100のとき2階はりの軸力は右の2スパン以外には、ほぼ均等な圧縮力が働いており、左から2番目のスパンのはりで最大となっている。2階はりに比較し、3, 4, 5階のはりの軸力は非常に小さい。全体変形角1/20では、2階はりでは左側ほど大きな軸力が働いており、左の3スパンで特に大きい。2階はりには、最大約430kg(平均圧縮応力度=29kg/cm²)の軸力が生じている。せん断力について見ると、1階柱では左柱から右柱へと分担せん断力が減少しているが、B柱からG柱までの分担せん断力の減り方に対して、A柱からB柱およびG柱からH柱のせん断力の減り方が大きい。2階について見ると、A柱からB柱のせん断力の増加およびG柱からH柱のせん断力の減少の割合は、B柱からG柱の変化に比べ大きい。

1, 2階柱の曲げモーメントは、左端1階柱・右端2階柱で傾きが大きく、左端2階柱・右端1階柱で傾きが小さく、2階はりの軸方向伸びを押しやる方向に作用していることがよくわかる。

4) 全試験体の傾向

全試験体とも全体変形角が増えるに従い、一般のはり降伏形架構に見られるように1階柱の反曲点位置は上に移動している。全体変形角 $1/100$ から $1/20$ では、全水平力は減少しているが、はりの軸力は大きくなっており、特にFR1では2, 3階はりの、FR3, FR7では2階はりおよび一番左のスパンの3階はりの軸力の変化が大きい。2階はりには、他に比べ大きな圧縮力が生じている。2階はりの圧縮力は、スパン数が大きいほど大きく、最終的には左側のスパンほど大きい。

全試験体とも両端部の柱を見ると2階右端柱および1階左端柱のせん断力増加の割合が大きく、2階左端柱および1階右端柱のせん断力増加の割合が小さくなっている。これは左右端の柱の軸力の違いによる曲げ耐力の違いおよび2階はりが拡がるために生じる柱への付加せん断力大きいことによる。

この二つの影響は簡単には分離できないが、全体変形角 $1/20$ のときの解析結果を用いて具体的に検討する。1階柱脚モーメントの比は、左柱からFR1 (1.17, 0.83)、FR3 (1.17, 1.02, 1.00, 0.81)、FR7 (1.20, 1.05, 1.04, 1.03, 1.02, 0.98, 0.95, 0.73) となっており、1階柱のせん断力の比は左柱からFR1 (1.39, 0.61)、FR3 (1.27, 1.23, 1.07, 0.42)、FR7 (1.53, 1.31, 1.16, 1.05, 0.96, 0.89, 0.83, 0.28) となっている。軸力による影響は1階柱脚の曲げモーメントの差に現れているもののこれは、せん断力の差に比べると小さいことがわかる。これより2階はりの伸びによる影響が大きいと考える。はりに軸力が生じないとした略算1のモデルにおいて、2階はりの降伏モーメントを上下の柱に2等分して振り分ける方法により求めた1階柱のせん断力の比は、左柱から、FR1 (1.12, 0.88)、FR3 (1.04, 1.08, 1.08, 0.81)、FR7 (1.00, 1.04, 1.04, 1.04, 1.04, 1.04, 1.04, 0.78) となり、先に示した解析結果による1階柱せん断力分布と比較すると大きく異なり、2階はりの軸力の影響が大きいことがわかる。

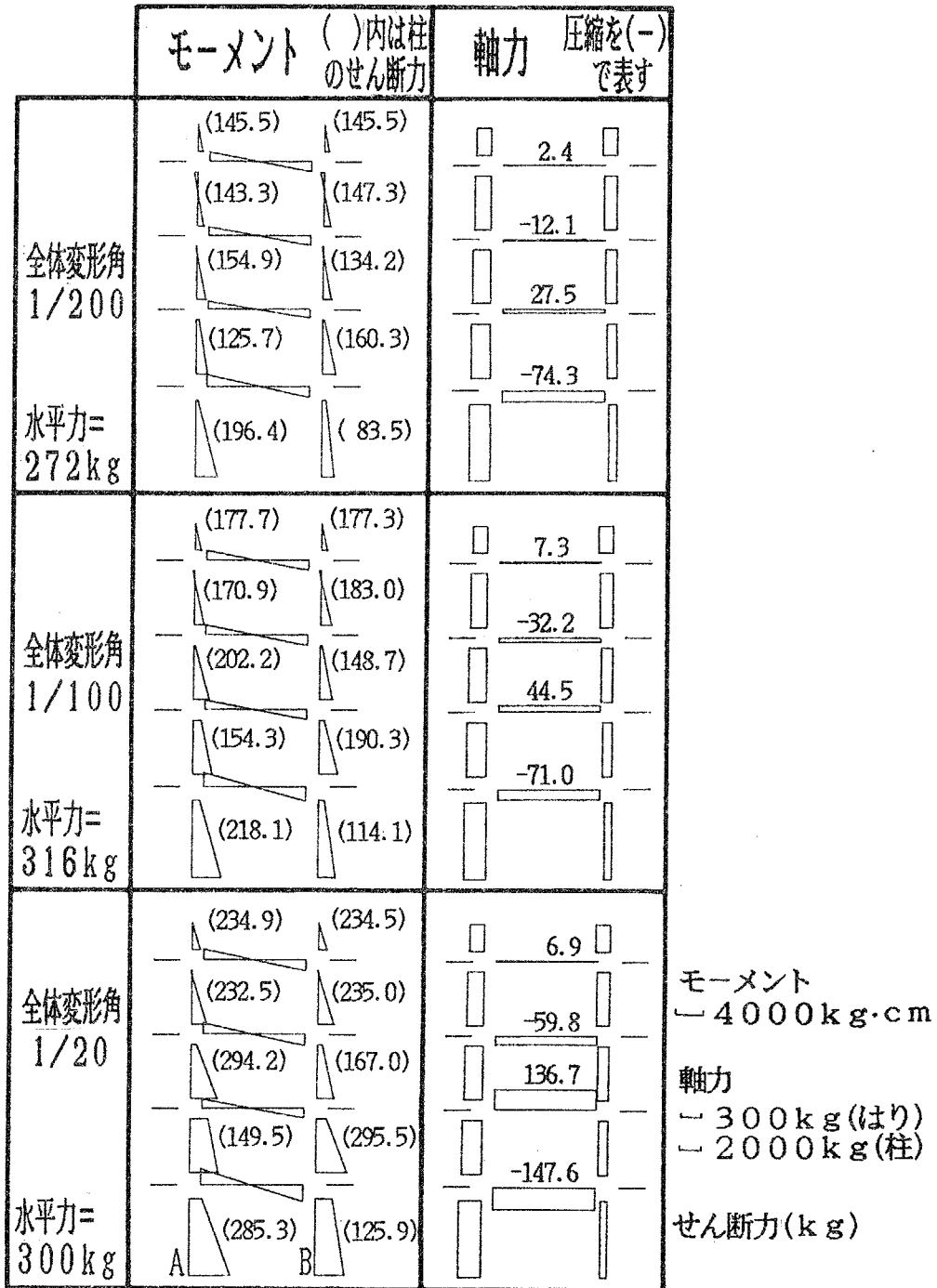


図5.20 応力状態の変化(F R 1)

	モーメント ~ 4000 kg \cdot cm	()内は柱の せん断力(kg)				軸力 ~ 300 kg(はり) 圧縮を ~ 2000 kg(柱) (-)で表す
全体変形角 1/200 水平力= 777kg		(138.9)	(268.4)	(268.4)	(138.7)	
		(142.9)	(263.3)	(261.0)	(146.5)	
		(152.6)	(243.7)	(258.7)	(156.2)	
		(104.2)	(284.7)	(269.7)	(147.5)	
		(288.7)	(248.2)	(191.2)	(66.5)	
全体変形角 1/100 水平力= 897kg		(169.7)	(319.2)	(318.9)	(168.8)	
		(181.0)	(301.7)	(294.7)	(197.1)	
		(202.3)	(286.5)	(310.0)	(169.0)	
		(135.4)	(336.2)	(322.4)	(160.6)	
		(270.3)	(299.8)	(262.5)	(96.7)	
全体変形角 1/20 水平力= 877kg		(234.5)	(380.0)	(379.2)	(232.4)	
		(251.0)	(364.9)	(357.5)	(249.7)	
		(291.8)	(330.6)	(354.1)	(232.1)	
		(100.5)	(418.7)	(427.0)	(231.0)	
		(341.7)	(332.8)	(289.7)	(113.9)	

図5.21 応力状態の変化(F R 3)

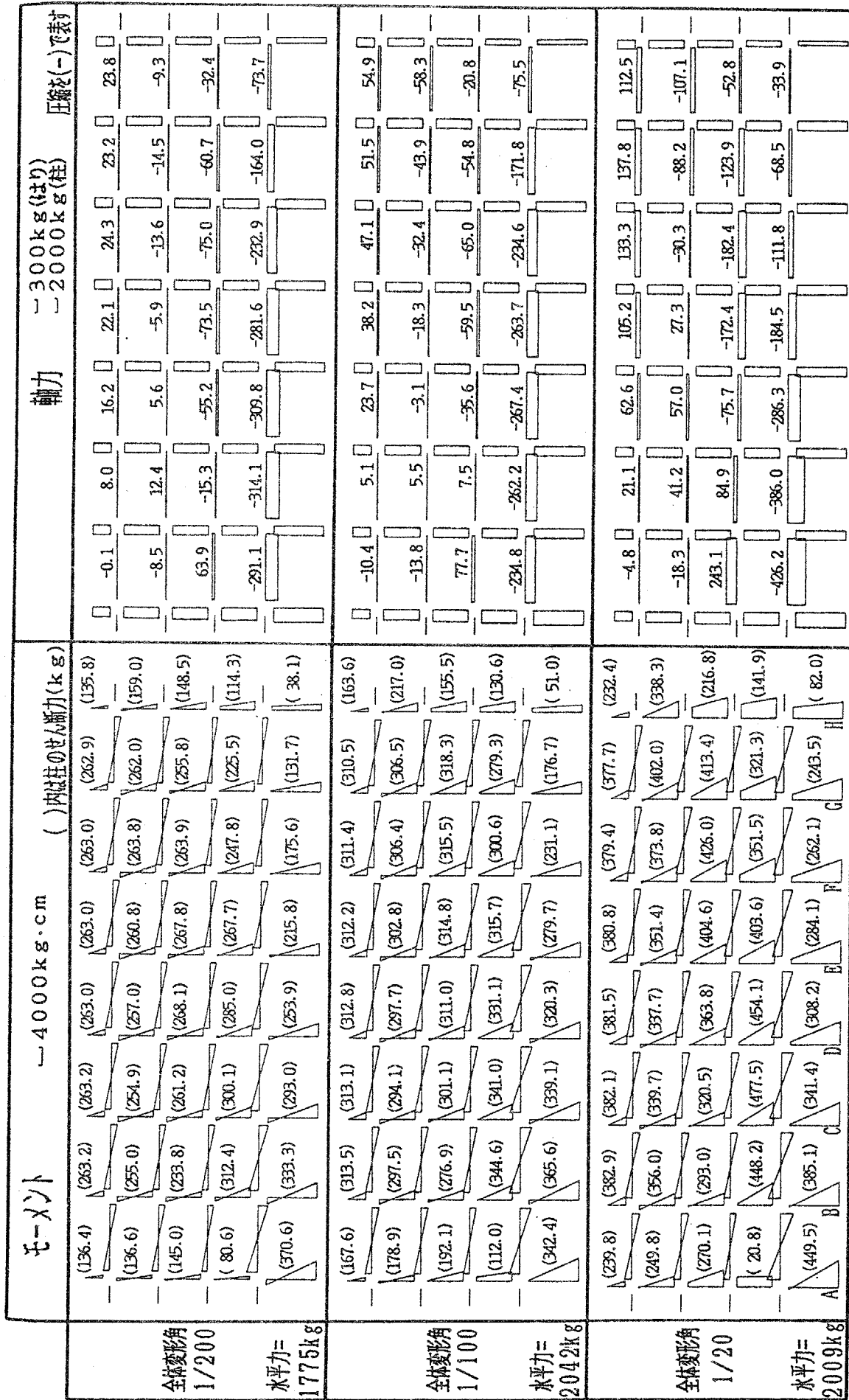


図5.22 応力状態の変化(F R 7)

3.4 部材端曲げモーメント－軸力関係

先にも述べたように、2階はりの圧縮軸力に比べ3、4、5階はりのそれは小さいので2階はりに注目して考察する。図5.23に2階はり端の曲げモーメントとはりに生じた軸力の軌跡を示す。実線が左端、破線が右端を示している。ここに示している相関曲線は、図5.3中の【fc】＋【hs】、【fc】＋【fs】の二つを示している。軸力は、はりに圧縮力が生じる時を正で示してあり、曲げモーメントは、下端引張を正としている。左側のスパンのはりほど大きな曲げモーメントを示しているが、これは左側にある柱の変形が右側にある柱の変形に比べ大きいため左のスパンのはりほど節点回転角が大きいことによる。軸力の発生により、はり端部のモーメントは、【fc】＋【hs】の降伏曲線に沿って圧縮軸力が変動し、曲げモーメントも変化している。しかし、軸力がゼロの時の曲げモーメントより大きな曲げモーメントを示しており、これにより図5.5～図5.11において耐力上昇が見られたことを説明できる。

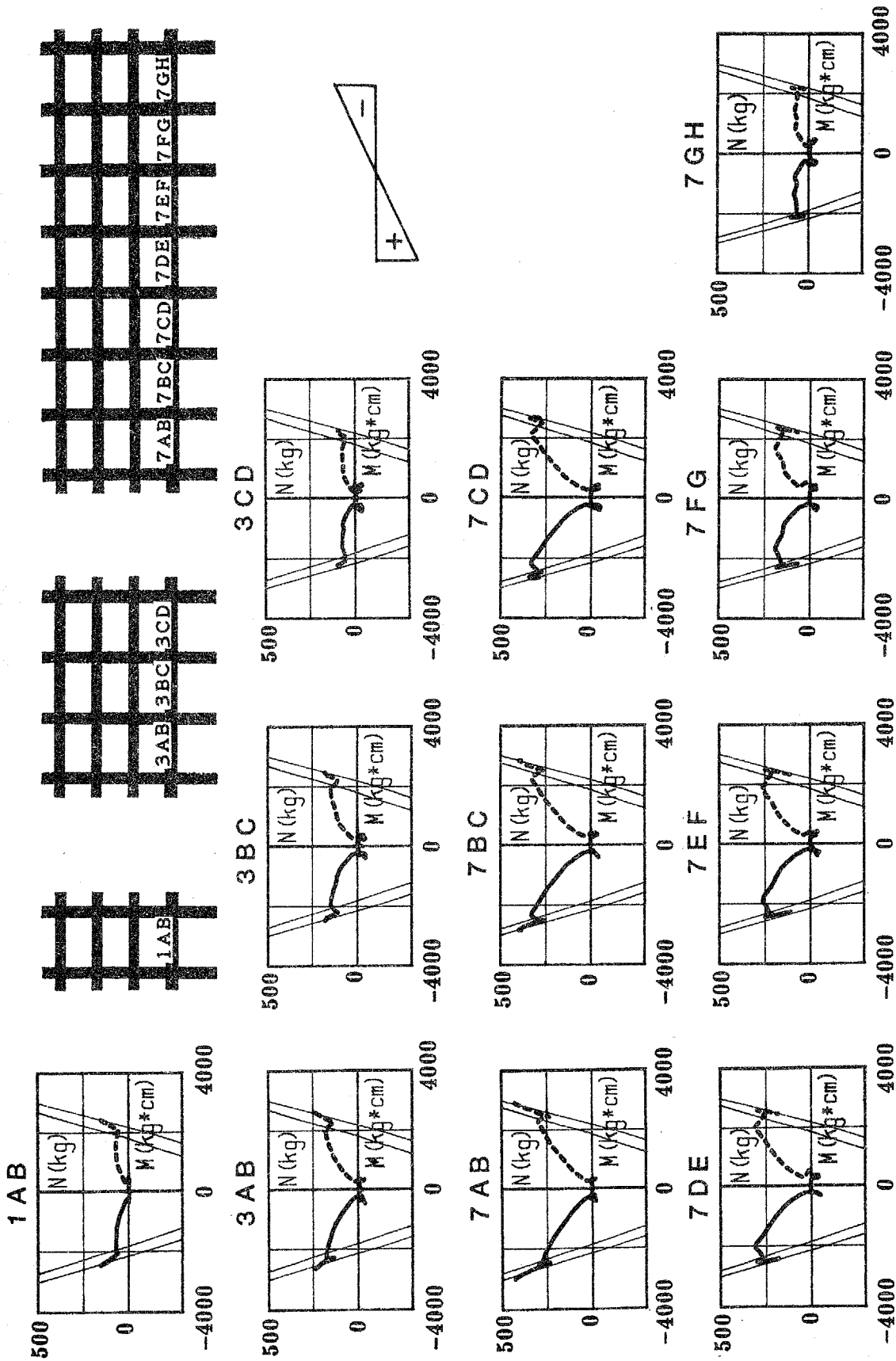


図5.28 ばり端曲げモーメント-軸力関係

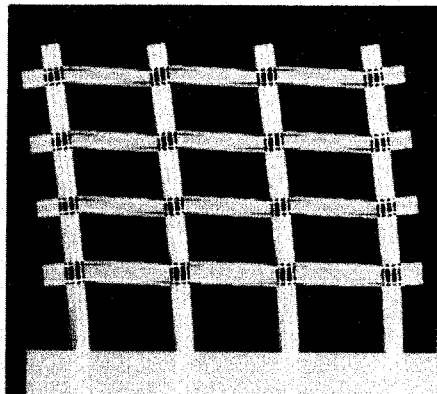
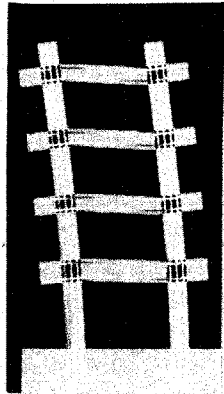
3.5 最終変形状態

全体変形角の平均が $1/200$ および $1/20$ でのコンピュータグラフィックス(CG)による応力分布図・変形状態図および実験の最終状態を写真5.1～写真5.2に示す。解析結果は、モードの違いをわかりやすくするために、5階柱はり接合部位置での平均水平変位が等しくなるように変形のみ20倍または2倍に誇張してある。コンクリート・鉄筋ともに圧縮は赤色で示す。コンクリートは、応力の小さな部分を灰色で示し、鉄筋は引張を青色で、応力の小さな部分を黄色で示す。

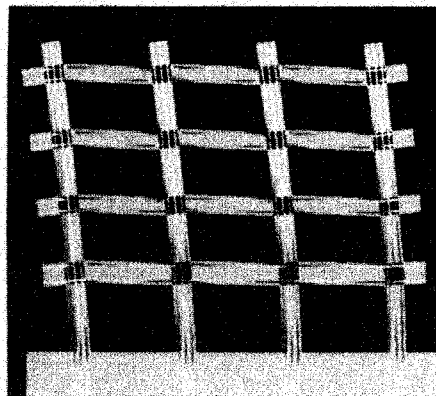
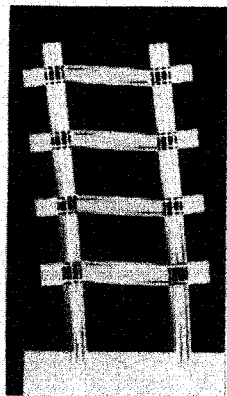
はりには、対角線上に圧縮力が伝達している様子がよくわかる。変形角が大きくなると、鉄筋の引張降伏長さが拡大する様子や、柱およびはりの軸力が変動する様子等がよくわかる。特に、2階はりでは左側ほど赤色が多く、左側ほど圧縮力が大きいことがわかる。各試験体とも $1/20$ では柱の変形モードはその位置により異なっており、解析結果と実験最終状態の写真とは非常に近い変形モードを示している。FR1は、どちらの柱も2階柱はり接合部位置で折れ曲る変形モードを示しているが、左柱の方が変形が大きくなっている。FR3, FR7では2階柱はり接合部位置において左側の柱ほど直線に近い変形を生じ、右側の柱は2階はり位置で『逆くの字』に曲がっていることがわる。

両端柱の平均全体変形角が $1/20$ におけるFR7の両端柱2階はり付近の拡大図を写真5.3に示す。上述したような左端柱と右端柱の変形モードの違いがよくわかる。右端柱1階は、柱頭の水平変位が小さく、等曲げに近い状態になっている。このため、この柱の右側には、柱脚から柱頭までひび割れ(応力ゼロ)がはいり、右側の鉄筋は柱全長に渡り青色(引張)になっている。この青色は、2階接合部パネルを通して2階柱にまで続いている。また1階、2階の柱脚左側は赤色(圧縮)になっている。これに対し、左端柱では、右側の鉄筋の青色は1階柱脚付近に集中している。また柱のコンクリートの赤色も1階柱脚に集中している。これは、左端柱が1階柱脚を中心に直線的に変形しており、右端柱が2階接合部位置で『

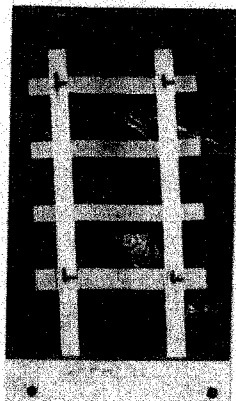
逆くの字』に折れ曲がる変形モードを示していることに対応している。右端のはりに比べ左端のはりの方が、赤色の面積が大きく圧縮力が大きいことがわかる。



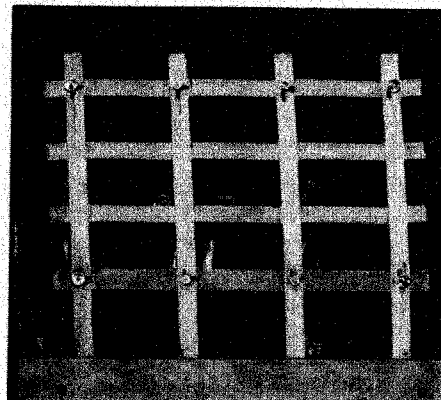
全体变形角 : 1/200(变形倍率 : 20倍)



全体变形角 : 1/20(变形倍率 : 2倍)



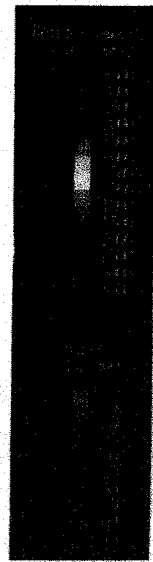
FR 1

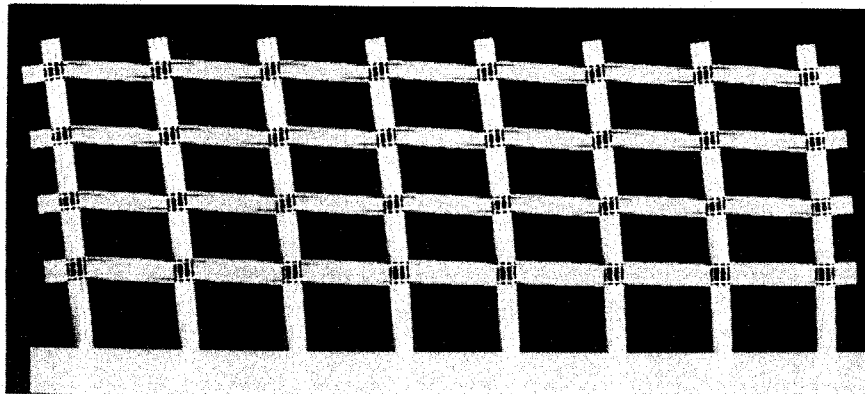


FR 3

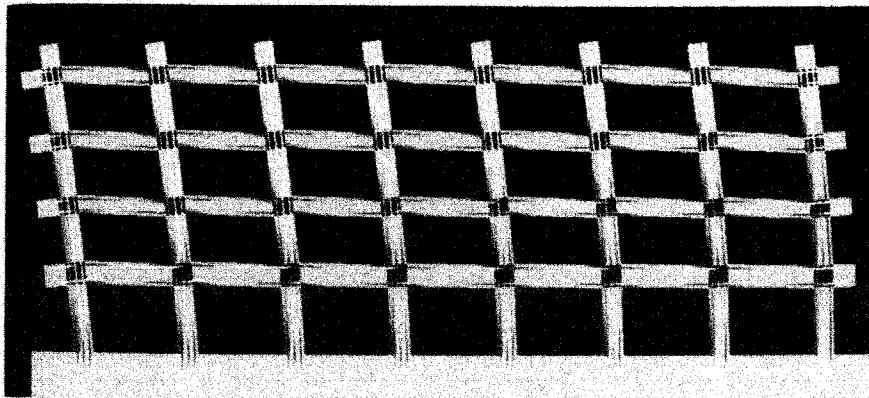
実験最終状態(全体变形角約1/20)

写真5.1 CGによる応力分布図、変形状態図
および実験最終状態(FR 1 , FR 3)

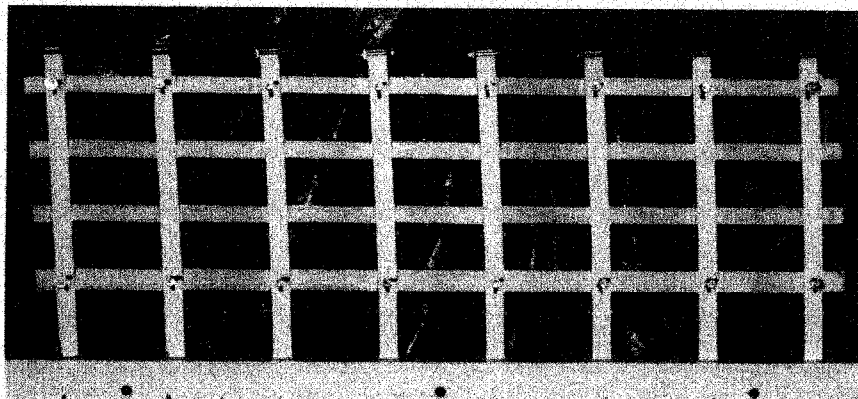




全体変形角 : $1/200$ (変形倍率 : 20倍)



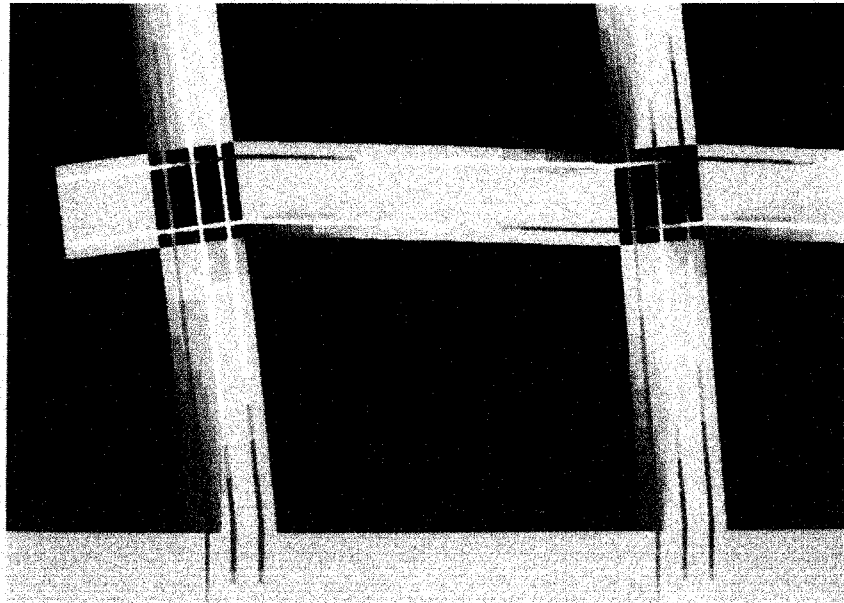
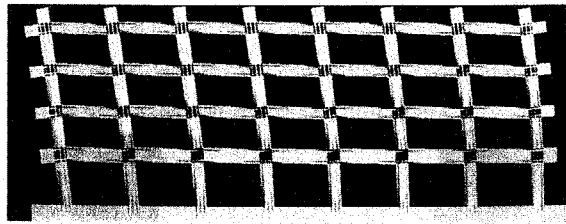
全体変形角 : $1/20$ (変形倍率 : 2倍)



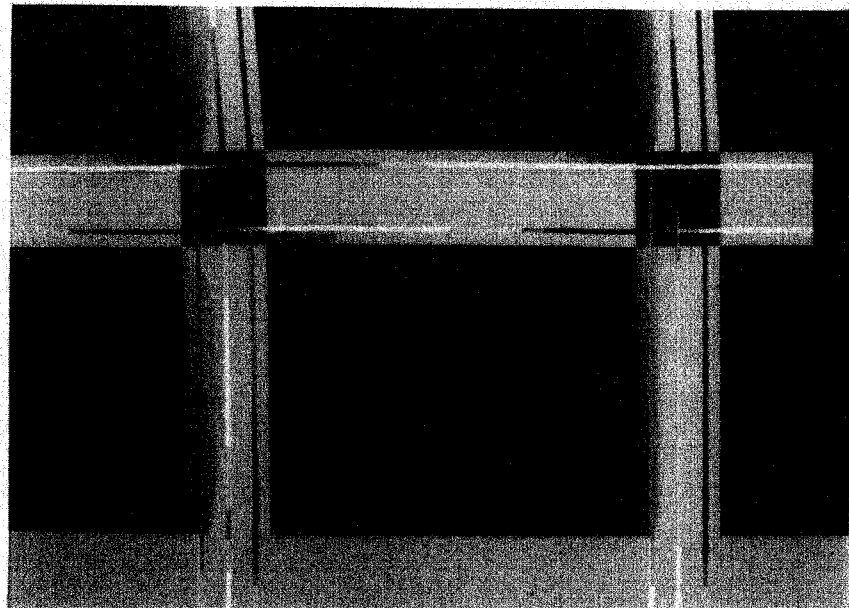
FR 7

実験最終状態(全体変形角約 $1/20$)

写真5.2 CGによる応力分布図、変形状態図
および実験最終状態(FR 7)



FR7、1階の左端スパン部分の拡大



FR7、1階の右端スパン部分の拡大

写真5.3 応力分布および変形状態の拡大図(全体変形角：1/20，変形倍率：2倍)

4. まとめ

第4章に示した実験に対して弾塑性解析を行い、はりの軸方向変形、はりに生じる軸方向ひずみ、骨組としての耐力、破壊性状等について調べた。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 本解析により耐力、変形状等において実験結果を説明することができる。
- 2) 鉄筋コンクリート平面骨組内で曲げ降伏したはりの軸方向伸びにより、柱に付加せん断力が加わるためスパン両端の柱のせん断力分担に大きな違いを生じる。この現象は1, 2階柱において顕著であり、スパン数が多くなるほど顕著である。
- 3) FR1, FR3, FR7とも、2階はりの曲げ終局強度をその断面の保ち得る最大の曲げモーメントとし、3階以上のはりに対しては軸力0のときの最大曲げモーメントを用いて求めた水平耐力と同等の水平耐力を発揮した。これは圧縮軸力によるはりの曲げ耐力上昇のためであることが解析により明らかになった。
- 4) 鉄筋コンクリート骨組が、右から左に一方向載荷をされる場合、2階はりの伸びは左側のスパンのはりほど大きく、柱の耐力に余裕がある場合は2階はりの軸力は、左側のスパンほど大きい。また、曲げ降伏して軸方向に伸びようとする2階はりに働く圧縮軸力は、スパン数が多いほど大きい。
- 5) 解析結果のコンピュータグラフィックスを用いた図形出力は、構造物内の応力状態、変形の様子など構造物の力学的挙動を把握する上で有効である。
- 6) 本解析結果は、実験結果をほぼ説明していると考えられ、本解析法は曲げ降伏するはりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組の挙動を表すことができる。

第 6 章

結 論

本研究は曲げ降伏する鉄筋コンクリートはりに対して、部材相互が関係し合っ
て挙動することにより軸方向変形拘束効果が生じることを考慮し、鉄筋コンクリ
ートはり部材および鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性挙動をより正確にとらえ
ようとしたものであり、軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性
性状ならびにはりの軸方向変形拘束に注目した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑
性性状を調べたものである。

以下、本研究で得られた結論を述べる。

- 1) 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりが、曲げせん断力を受け変形
すると、はりには圧縮力が加わり、拘束を受けないはりに比べ耐力上昇を起
こす。
- 2) 軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリートはりでは、コンクリートの圧壊が、
軸方向変形拘束を受けないはりに比べ早目に生じるため、変形能力が低下す
る。特にT形はりではその低下が著しい。このため、軸方向変形拘束を受け
るはりの変形能力を過大評価しないようにする必要がある。
- 3) 曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリートはりにおいて軸方向変形を拘束しな
い場合は、鉄筋コンクリートはり断面内の鉄筋量が多いほど、同じたわみ
におけるはりの軸方向変形量は小さい。
- 4) 曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリートはりにおいて軸方向変形を拘束した
場合の耐力上昇の割合は、同じ部材角で比較した場合、せん断スパン比が小
さいほど大きい。
- 5) はり降伏形の鉄筋コンクリート平面骨組が水平力を受けて変形するとき、初
期にはどの柱も同じように傾いて変形する。その後はりが曲げ降伏し軸方向
に伸びるが、基礎はりはほとんど変形しないため1階柱の部材角に差が生じ
る。骨組が左向きに一方方向載荷を受けるときに、1階柱の部材角は左側の柱
ほど大きくなり、左端と右端では大きな差が生じる。これは、降伏するすべ

てのはりが拡がろうとするためスパン数が多いほど顕著である。

- 6) 鉄筋コンクリート平面骨組において、2階はりの曲げ終局強度をその断面の保ち得る最大の曲げモーメントとし、3階以上のはりに対しては軸力0のときの最大曲げモーメントを用いて求めた水平耐力と同等の水平耐力を発揮した。これは圧縮軸力によるはりの曲げ耐力上昇のためであることが解析により明らかになった。
- 7) 鉄筋コンクリート平面骨組において、曲げ降伏したはりの軸方向伸びにより、柱に付加せん断力が加わるため、スパン両端の柱のせん断力分担に大きな違いを生じる。この現象は、1, 2階柱において顕著である。
- 8) 鉄筋コンクリート平面骨組が、右から左に一方向載荷をされる場合、2階はりの伸びは左側のスパンのはりほど大きく、柱の耐力に余裕がある場合は2階はりの軸力は、左側のスパンほど大きい。
- 9) 鉄筋コンクリート平面骨組内で曲げ降伏して軸方向に伸びようとする2階はりに働く圧縮ひずみは、スパン数が多いほど大きい。
- 10) 鉄筋コンクリート平面骨組内の2階はりの軸方向伸びは、変形モードおよびひび割れ状況にも影響を及ぼす。すなわち、左側の柱と右側の柱では、2階はりの軸方向伸びが主たる要因と考えられる変形モードの差が見られ、右から左に一方向載荷を受ける場合は、左側の柱は1階柱脚を中心に回転するほぼ直線的な変形モードを示し、右側柱では2, 3階柱の脚部にもひび割れが発生した。これらの現象はスパン数が多くなるほど顕著である。
- 11) コンピュータグラフィックスを用いて構造物内の応力状態、変形の様子などの解析結果を図形出力し可視化することは、構造物の力学的挙動を把握する上で非常に有効である。
- 12) 本論で示した解析結果は、実験結果をほぼ説明していると考えられ、本解析法は曲げ降伏するはりの軸方向変形拘束効果を考慮した多層多スパン鉄筋コ

ンクリート平面骨組の挙動を表すことができる。

Appendix 1

接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した
分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法

1. はじめに
2. 解析方法
3. 鉄筋コンクリート部材の各部材要素の
剛性マトリックスと節点内力ベクトル
4. 接合部パネルの剛性マトリックスと内力ベクトル
5. まとめ

1. はじめに

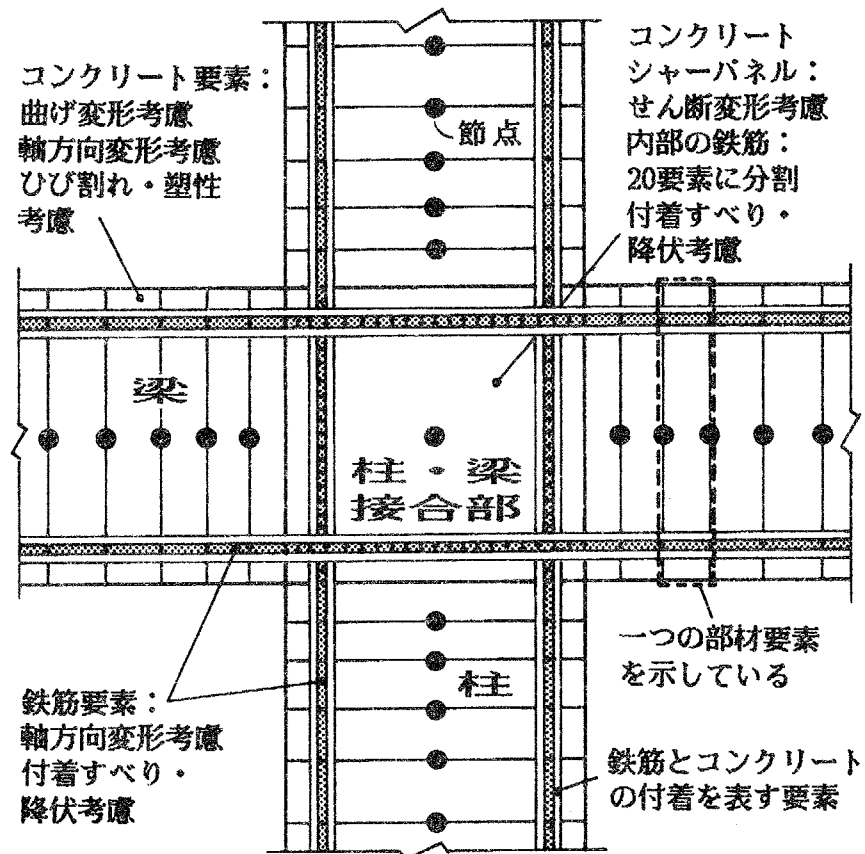
第3章、第5章において軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性解析、軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性解析に用いた解析法の詳細を述べる。

本解析法は、接合部パネル内および部材内の鉄筋の付着すべりを考慮するなど軸方向変形の評価が可能な解析法であり、本論文の内容に非常に密接に関係してくるものである。

2. 解析方法

2.1 鉄筋コンクリート骨組のモデル化と解析上の仮定

モデルの概略を図a1.1に示す。以下、部材を材軸方向に分割したものを部材要素と称し、断面を層状に分割したものを単位分割要素と称する。

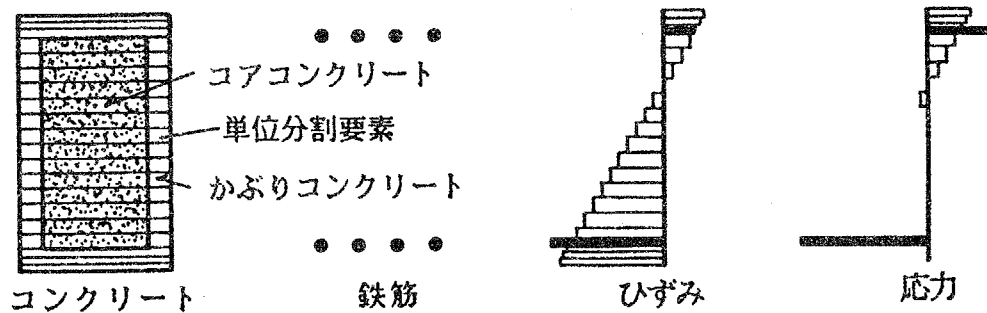


図a1.1 鉄筋コンクリート骨組モデル

1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート骨組のうち、鉄筋コンクリート部材に関するモデル化および解析上の仮定は次の通りである。

- (a) 部材は、材軸方向に数十の部材要素に分割する。各部材要素の間で変位と回転は連続性を保つが、部材要素ごとに独立な変位関数を用いる。変位の微分項(ひずみ・曲率等)の不連続は許容する。
- (b) 各部材要素の変形成分として、軸方向変形、曲げ変形を考慮し、せん断変形は無視する。
- (c) 部材要素内の応力、ひずみ状態は各部材要素の材軸方向2点のガウスポイントの断面についてのみ追跡し、部材要素内部の応力、ひずみ状態の追跡は行わない。但し、ひずみエネルギーを計算する際には、内部の応力状態が必要であるが、これはガウスポイントにおける応力を用いて線形補間して求める³⁹⁾。
- (d) 各部材要素の断面は、コンクリート断面をせい方向に単位分割要素に層状分割して扱い、鉄筋は鉄筋として別に扱う(図a1.2)。この際、フープ、スターラップ等によって拘束された部分のコンクリート(コアコンクリート)とそうでない部分のコンクリート(かぶりコンクリート)を分けて考える。



図a1.2 部材要素断面の分割とひずみ・応力

- (e) 断面内のひずみ、応力に関しては、断面の単位分割要素中で一定とし、各単位分割要素の中心で代表させる。

- (f) コンクリート断面に関する平面保持が成立するものとする。但し、鉄筋とコンクリートの間には付着すべりを考慮しているので鉄筋のひずみは、同じ位置にあるコンクリートのひずみと一致しないことを考慮する。

2) 柱・はり接合部

柱・はり接合部は、接合部パネルとして扱う。接合部パネルは、せん断変形を考え、接合部自身の圧縮・引張変形、曲げ変形は無いものとする。せん断変形は接合部パネル内で一様であるとする。接合部パネル内部の鉄筋の付着すべり・降伏を考慮するため、接合部パネル内において、鉄筋の材軸方向に各鉄筋を20要素に分割する。柱・はり等の部材内の鉄筋と接合部パネル内の鉄筋の応力、すべりを連続的に扱う。

3) 材料特性

本解析法に用いる材料の応力-ひずみ関係、付着応力-すべり関係などに関しては、以下に述べる通りである。

- (a) コンクリートの応力-ひずみ関係、鉄筋の応力-ひずみ関係、および主筋とコンクリートの付着すべりを表わすための付着応力-すべり関係、および接合部パネルの応力-ひずみ関係としてそれぞれ、図a1.3～図a1.6に示すものを用いる。付着応力-すべり関係について、部材、接合部パネル共にひび割れによる付着応力・付着剛性の低下は考慮しない。コアコンクリートのひずみ軟化域における剛性は、Kent, Parkの式による⁴⁰⁾。
- (b) ひずみ軟化を有するコンクリートや石のような材料では、損傷の進行と共に起こる耐力低下は、マイクロクラックや空隙等の存在によって説明されている。これらの材料から造られるほとんどの構造物では、マイクロクラック等の現象のスケールが、実際に使われる有限要素メッシュのスケールに対して、大抵の場合モデル化するには小さすぎるため、ひずみ軟化を表わすhomogenized modelを使って、この効果を数値解析に取り入れなければならない。

しかし、有限要素解析にひずみ軟化を考慮した場合、ひずみ軟化に伴って開放されるエネルギーが、要素の大きさによって変化するため解は要素の大きさに左右される^{41),42)}。

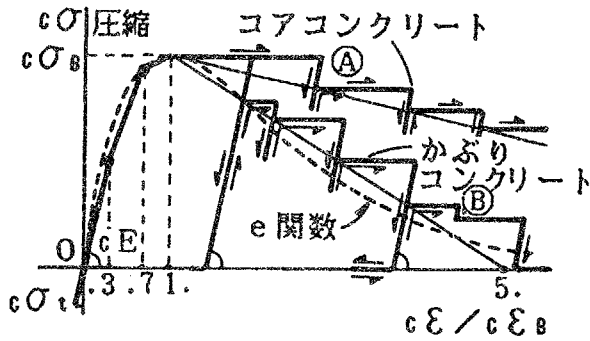
例えば、図a1.7に示すような集中荷重を受ける片持ちばりを考える。図のような要素分割を行い、分割要素法を用いて解析すると、モーメント勾配があるために危険断面位置の部材要素④が、最初にひずみ軟化領域に入る。さらに、変形させるとこの要素のひずみは増加し、応力解除が起きる。そのため、他の要素のひずみは、減少する(図a1.7)。つまり、部材要素④のひずみだけが増加し、ひずみの局所化が生じる。換言すると、実際現象とは異なり、解析では塑性領域の局所化が起こる。よって、ひずみ軟化に伴って開放されるエネルギーは、メッシュサイズによって変化することになる。ひずみ軟化は、材料の有限な大きさに分散するということが、実験的に認められており^{43),44)}、ひずみ軟化領域の拡がりに適合した大きさの分割要素を用いれば、より実現象に近い解を得ることができることになる。前川ら⁴⁵⁾は、軟化領域での材料モデルを用いるときは、実験条件と適用するときの要素の寸法に適合性を持たさなければ、解析の意味を失うことを指摘している。

分割要素法を用いて筆者が行った、集中荷重を受ける鉄筋コンクリート片持ちばりの解析においては、荷重-変位関係は要素の大きさにより概ね図a1.8のようになった。①、②、③、④の順に要素の大きさが大きくなっている。要素の大きさが極端に小さな場合には、①のように最大耐力以後に生じる局所的な塑性変形よりも、弾性部材の応力が低下するために生じる変形の戻りの方が大きくなり変位が戻ることもある。

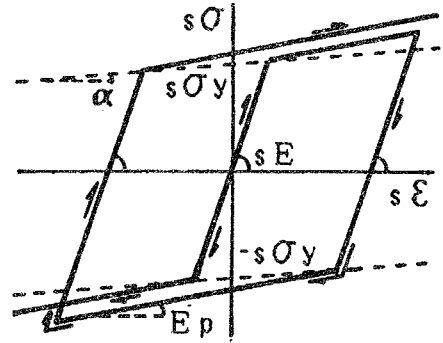
このような問題に対し、幾つかのモデルが提案されている⁴⁶⁾⁻⁵¹⁾。Pietruszczakら⁴⁶⁾は、代表厚さ d をもつ shear band modelを用いることにより、メッシュサイズの大きさによる影響を小さくしている。Bazantら⁴⁷⁾⁻⁵⁰⁾は、代表長

長さ l をもつ imbricated elementを用いる方法を示し、ひずみ軟化は常に長さ l をもつ要素のみで評価することにより、要素分割の影響を取り除いている。二者の研究では、代表厚さ d 、代表長さ l の大きさの決定が今後の課題としている。畑中ら⁵¹⁾は、実験式から求めた長さ l_p の塑性領域で塑性曲率 ϕ_p は、一様であるとする塑性ヒンジモデルを提案し、鉄筋コンクリートはり部材の回転性能を解析的に求める際には、構成部材の応力-ひずみ関係、断面のモーメント-曲率関係等が、塑性領域の広がりには及ぼす影響を十分に反映させる必要のあることを述べている。しかし、塑性領域の広がりには及ぼす軸力の影響、繰り返し荷重下での塑性領域の安定性については、今後の課題としている。

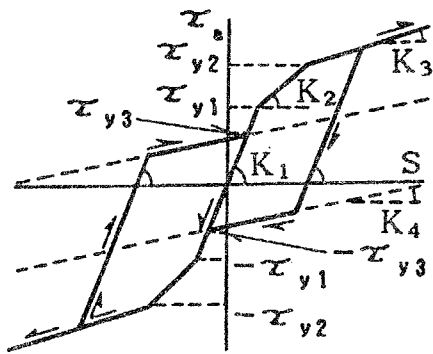
これらと同様に、ひずみ軟化を分割要素法(有限要素解析)に取入れる際には、収束安定性⁴⁵⁾を含めて、未だに解決されていない種々の問題が存在している。本解析では、コンクリートのひずみ軟化を、直接的には扱わないこととする。ここでは、図a1.3に示すように圧縮ひずみが増加する限りにおいては、応力解除をしない方法を用いる。除荷された時に、ひずみ軟化領域で仮定した直線と除荷直線とが交わる場合は、再載荷した時に、この交点での応力より大きな応力を負担し得ないこととし(図a1.3 中Ⓐ)、ひずみ軟化領域で仮定した直線と除荷直線とが交わらない場合は、再載荷時点での応力より大きな応力を負担し得ないこととする(図a1.3 中Ⓑ)。



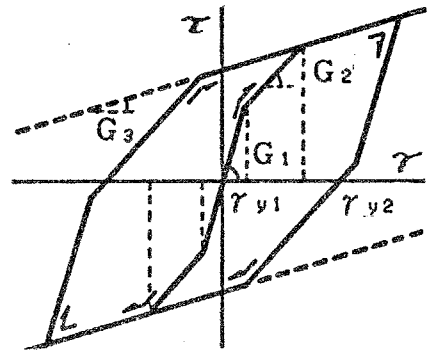
図a1.3 コンクリートの応力-ひずみ関係



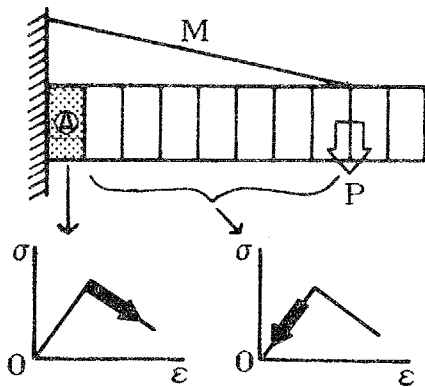
図a1.4 鉄筋の応力-ひずみ関係



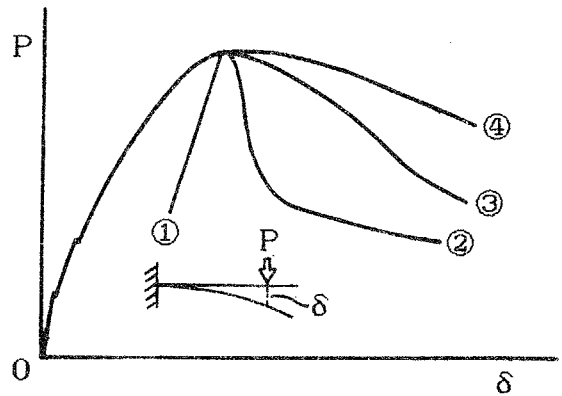
図a1.5 付着応力-すべり関係



図a1.6 接合部パネルの応力-ひずみ関係



図a1.7 ひずみ軟化特性を有する材料
で作られた片持ちばり



図a1.8 分割要素法による荷重-たわみ関係
(要素の大きさは①<②<③<④)

4) 座標系と変位増分ベクトル

本解析法に用いる座標系および変位増分ベクトルに関しては以下に述べる通りである。

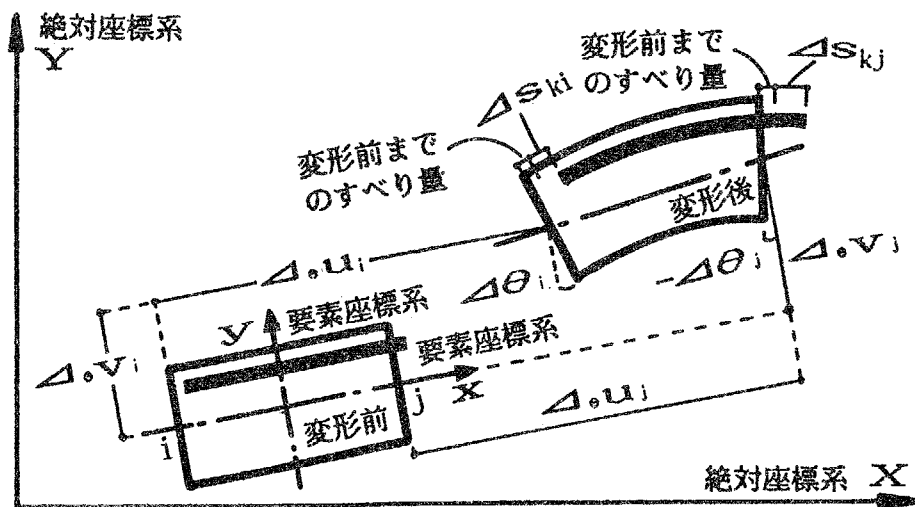
- (a) 絶対座標系 X, Y 軸並びに、部材要素と共に移動する要素座標系 x, y 軸を定義する。図a1.9に示すように各節点で、変位成分として x, y 軸に対応する方向の変位増分 $\Delta u, \Delta v$ 、回転の増分 $\Delta\theta$ および各々の鉄筋のすべり増分 ΔS を考える。結果として、鉄筋が4段の場合、接合部パネルのない節点 i における変位増分ベクトル Δu_i および節点力ベクトル f_i は、それぞれ

$$\Delta u_i = \{ \Delta u \ \Delta v \ \Delta\theta \ \Delta S_1 \ \Delta S_2 \ \Delta S_3 \ \Delta S_4 \}^T \quad (\text{a1.1})$$

$$f_i = \{ f_x \ f_y \ f_m \ f_1 \ f_2 \ f_3 \ f_4 \}^T \quad (\text{a1.2})$$

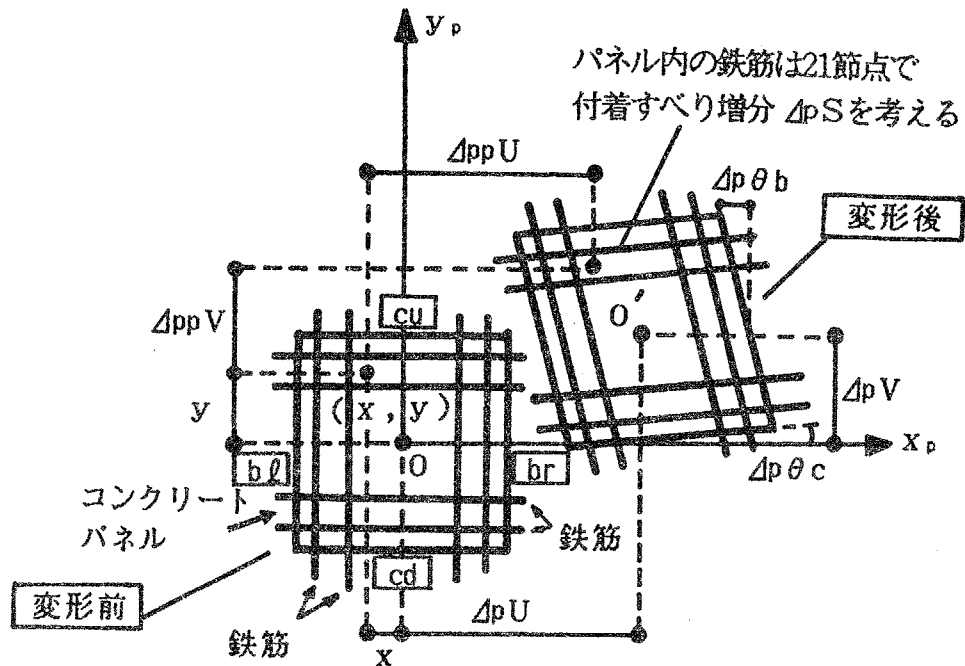
の7個の成分をもち一つの部材要素の両端の節点変位増分ベクトル Δu 、節点力ベクトル f は14個の成分をもつことになる。

但し、 f_x, f_y は x, y 方向の節点力、 f_m は節点モーメント、 f_1, f_2, f_3, f_4 は各段の鉄筋に働く軸方向力である。



図a1.9 部材要素の座標系と変位増分

- (b) 接合部パネルの中心に原点を持つ x_p, y_p 軸を定義する。接合部パネル中心点で、変位成分として x_p, y_p 軸方向の変位増分 $\Delta_p u, \Delta_p v$ 、はり面、柱面の回転の増分 $\Delta_p \theta_b, \Delta_p \theta_c$ を考え、各々の鉄筋に関しては、接合部パネル内の19節点および接合部パネル両端面の2節点ですべり増分 $\Delta_p S$ を考える(図a1.10)。



図a1.10 接合部パネルの座標系と変位増分

例えば柱の主筋が4段、はりの主筋が2段の場合を考えると一つの接合部パネルの未知変位数は、コンクリートパネルに関して4、柱筋に関して $21 \times 4 = 84$ 、はり筋に関して $21 \times 2 = 42$ 、の計130となる。本解析では、接合部パネル内の鉄筋に関して、軸方向に20要素に分割した各段の鉄筋要素の21の節点のうち、部材が取り付く接合部パネル面上の2節点におけるすべり増分は残し、直接外力が作用していないことを利用して内部の19の節点でのすべり増分を消去する。よって、一つの接合部パネルの未知変位数は、コンクリートパネルに関して4、柱筋に関して $4 \times 2 = 8$ 、はり筋に関して $2 \times 2 = 4$ の計16に

なる。このことにより、接合部パネルのはり面、柱面におけるすべり増分のみで接合部パネル内部の鉄筋の付着すべりまで表現でき、鉄筋のすべりが接合部パネル面から内部に進行してゆく現象を追える。結果として、柱の主筋が4段、はりの主筋が2段の場合を例として示すと、接合部パネルを有する節点における変位増分ベクトル $\Delta_p u_i$ および、節点力ベクトル ${}_p f_i$ はそれぞれ、

$$\Delta_p u_i = \{ \Delta_p u \quad \Delta_p v \quad \Delta_p \theta_b \quad \Delta_p \theta_c \quad \Delta S_{1cd} \quad \Delta S_{2cd} \quad \Delta S_{3cd} \quad \Delta S_{4cd} \\ \Delta S_{1cu} \quad \Delta S_{2cu} \quad \Delta S_{3cu} \quad \Delta S_{4cu} \quad \Delta S_{1bl} \quad \Delta S_{2bl} \quad \Delta S_{1br} \quad \Delta S_{2br} \}^T \quad (a1.3)$$

$${}_p f_i = \{ {}_p f_x \quad {}_p f_y \quad {}_p f_{mb} \quad {}_p f_{mc} \quad f_{1cd} \quad f_{2cd} \quad f_{3cd} \quad f_{4cd} \\ f_{1cu} \quad f_{2cu} \quad f_{3cu} \quad f_{4cu} \quad f_{1bl} \quad f_{2bl} \quad f_{1br} \quad f_{2br} \}^T \quad (a1.4)$$

の16個の成分をもつことになる。

但し、 ${}_p f_x$, ${}_p f_y$ は x_p , y_p 方向の節点力、 ${}_p f_{mb}$, ${}_p f_{mc}$ はパネルモーメント、 $f_{1cd} \sim f_{2br}$ は各段の鉄筋に働く軸方向力であり、 cd , bl , cu , br は図a1.10中の記号に対応している。有限要素法を用いて、接合部パネルを縦4分割、横4分割すると $5 \times 5 \times 2 = 50$ 自由度となる。本解析では、パネルのせん断変形を一樣と考えているので内部鉄筋を20要素に分割しても、上述したように16自由度で接合部の挙動を表わせる。

2.2 解析法の概要

本論文で用いる非線形解析法は、ポテンシャルエネルギー増分の停留原理に基づいた増分法である。以下に展開をするように、ポテンシャルエネルギー増分を、変位増分の二次形式によって表わされたひずみエネルギー増分と外力を受けている部分が変位することにより失う外力のポテンシャルエネルギーの差として考える。これに、二次形式の変分原理を応用して増分形の方程式を導き、Step by Step法とIteration法によって弾塑性解析を行う。

全構造体に対する釣合方程式は(a1.5)式のようになる。

$${}_g\mathbf{K} \Delta_g \mathbf{u} + {}_g\mathbf{f}_{in} - {}_g\mathbf{f}_{ex} = 0 \quad (\text{a1.5})$$

但し、

$${}_g\mathbf{K} = \sum_{e=1}^m \{ {}_e\mathbf{L}^{-1T} {}_e\mathbf{K} {}_e\mathbf{L}^{-1} \} + \sum_{p=1}^n \{ {}_p\mathbf{L}^{-1T} {}_p\mathbf{K} {}_p\mathbf{L}^{-1} \} \quad (\text{a1.6})$$

: 全構造体の剛性マトリックス

m : 全部材要素数

n : 全接合部パネル数

${}_e\mathbf{L}^{-1}$: 部材要素と全構造体間の座標変換マトリックス

${}_e\mathbf{K}$: 3. で求められる各部材要素の剛性マトリックス

${}_p\mathbf{L}^{-1}$: 接合部パネルと全構造体間の座標変換マトリックス

${}_p\mathbf{K}$: 4. で求められる各接合部パネルの剛性マトリックス

$\Delta_g \mathbf{u}$: 全構造体の変位増分ベクトル

$${}_g\mathbf{f}_{in} = \sum_{e=1}^m \{ {}_e\mathbf{L}^{-1T} {}_e\mathbf{f}_{in} \} + \sum_{p=1}^n \{ {}_p\mathbf{L}^{-1T} {}_p\mathbf{f}_{in} \} \quad (\text{a1.7})$$

: 全構造体の内部応力に釣合う為に必要な節点内力ベクトル

${}^e f_{in}$: 3. で求められる増分計算前の内部応力に釣り合う各部材要素の
節点内力ベクトル

${}^p f_{in}$: 4. で求められる増分計算前の内部応力に釣り合う各接合部パネルの
内力ベクトル

${}^g f_{ez}$: 全構造体に作用する外力ベクトル

3. 鉄筋コンクリート部材の各部材要素の剛性マトリックスと節点内力ベクトル

3.1 変位増分関数

要素座標系における x 軸方向変位増分 Δu を x の一次式、 y 軸方向変位増分 Δv を x の三次式、鉄筋とコンクリート間のすべり増分 ΔS を x の一次式の関数で表わす。鉄筋 4 段の場合について示すと (a1.8) 式のようになる。

$$\Delta u = \alpha_1 + \alpha_2 x$$

$$\Delta v = \alpha_3 + \alpha_4 x + \alpha_5 x^2 + \alpha_6 x^3$$

$$\Delta \theta = \alpha_4 + 2\alpha_5 x + 3\alpha_6 x^2$$

$$\Delta S_1 = \alpha_7 + \alpha_8 x \quad (\text{a1.8})$$

$$\Delta S_2 = \alpha_9 + \alpha_{10} x$$

$$\Delta S_3 = \alpha_{11} + \alpha_{12} x$$

$$\Delta S_4 = \alpha_{13} + \alpha_{14} x$$

但し、

$$\alpha = \{ \alpha_1 \ \alpha_2 \ \alpha_3 \ \alpha_4 \ \alpha_5 \ \alpha_6 \ \alpha_7 \ \alpha_8 \ \alpha_9 \ \alpha_{10} \ \alpha_{11} \ \alpha_{12} \ \alpha_{13} \ \alpha_{14} \}^T$$

: 変位増分関数の未定係数

(a1.8) 式において、 x に部材要素の両端の座標 $x=1/2l$, $x=-1/2l$ (l は部材要素の長さ) を代入することにより変位増分ベクトル $\Delta_e u$ は未定係数ベクトル α で表せる。

この関係から、 α は $\Delta_e u$ の線形結合で表せる。

3.2 部材要素内部の変位増分

要素座標系x軸上の点(x,0)を通りx軸に垂直な断面を考える。x軸上の点 (x,0)におけるx軸、y軸に対応した方向の変位増分をそれぞれ Δu 、 Δv とし回転の変位増分を $\Delta\theta$ とする。この断面内におけるk段目の鉄筋とコンクリートの間のすべり増分を ΔS_k とする。

1) コンクリート

コンクリート要素に関し、断面内の任意の点(x,y)のx、y方向の変位増分および、回転の変位増分($\Delta_c u$ $\Delta_c v$ $\Delta_c \theta$) は、(a1.9)式のように表わすことができる。

$$\begin{aligned}\Delta_c u &= \Delta u - y \frac{d\Delta v}{dx} \\ \Delta_c v &= \Delta v \\ \Delta_c \theta &= \Delta\theta\end{aligned}\tag{a1.9}$$

2) 鉄筋

この断面内のk段目にある鉄筋(x,y_k)に関して、x、y方向の変位増分および、鉄筋とコンクリートの間のすべり増分($\Delta_s u_k$ $\Delta_s v_k$ ΔS_k)は(a1.10)式のように表わせる。

$$\begin{aligned}\Delta_s u_k &= \Delta u - y_k \frac{d\Delta v}{dx} + \Delta S_k \\ \Delta_s v_k &= \Delta v \\ \Delta S_k &= \Delta S_k\end{aligned}\tag{a1.10}$$

3.3 部材要素内部のひずみ増分

1) コンクリート

要素座標系 x 軸上の点 $(x,0)$ を通る断面上の任意の点 (x,y) におけるコンクリート要素の軸方向のひずみ増分 $\Delta_c \varepsilon_x$ は、有限変形を考慮して次のように求めることができる。

$$\begin{aligned}\Delta_c \varepsilon_x &= \frac{d\Delta_c u}{dx} + \frac{1}{2} \left[\frac{d\Delta_c v}{dx} \right]^2 \\ &= \frac{d\Delta u}{dx} - y \frac{d^2 \Delta v}{dx^2} + \frac{1}{2} \left[\frac{d\Delta v}{dx} \right]^2\end{aligned}\quad (\text{a1.11})$$

2) 鉄筋

この断面内の (x,y_k) の位置にある k 段目の鉄筋要素の軸方向のひずみ増分 $\Delta_s \varepsilon_{sk}$ は、有限変形を考慮して次のように求めることができる。

$$\begin{aligned}\Delta_s \varepsilon_{sk} &= \frac{d\Delta_s u_k}{dx} + \frac{1}{2} \left[\frac{d\Delta_s v_k}{dx} \right]^2 \\ &= \frac{d\Delta u}{dx} - y_k \frac{d^2 \Delta v}{dx^2} + \frac{d\Delta S_k}{dx} + \frac{1}{2} \left[\frac{d\Delta v}{dx} \right]^2\end{aligned}\quad (\text{a1.12})$$

3.4 一つの部材要素に蓄えられるひずみエネルギー増分

変位増分によって一つの部材要素に蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_e U$ は、そのStepまたはIterationの計算を行う直前に生じている応力がひずみ増分によってなすひずみエネルギー増分 [応力×ひずみ増分] と、ひずみ増分によって生じる応力増分がひずみ増分によってなすひずみエネルギー増分 $[\frac{1}{2}\{\text{接線剛性} \times (\text{ひずみ増分})^2\}]$ の和として(a1.13)式のように表わすことができる。(a1.13)式は、コンクリートの応力、鉄筋の応力、付着応力に関する項を含んでいる。

$$\begin{aligned} \Delta_e U = & \iint_A \sigma_x \Delta \epsilon_x dA dx + \frac{1}{2} \iint_A E (\Delta \epsilon_x)^2 dA dx \\ & + \sum_{k=1}^{n_s} \int_l \sigma_{zk} a_k \Delta \epsilon_{zk} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l E_k a_k (\Delta \epsilon_{zk})^2 dx \\ & + \sum_{k=1}^{n_s} \int_l \psi_k \tau_k \Delta S_k dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l \psi_k K_k (\Delta S_k)^2 dx \end{aligned} \quad (\text{a1.13})$$

但し、

- A : 要素の断面積
- l : 部材要素の長さ
- ${}_c E$: コンクリート要素の応力-ひずみ関係における接線剛性
- ${}_c \sigma_x$: コンクリート要素の軸方向応力度
- ${}_s E$: 鉄筋要素の応力-ひずみ関係における接線剛性
- ψ : 鉄筋要素の周長
- ${}_s a$: 鉄筋要素の断面積
- ${}_s \sigma_x$: 鉄筋要素の軸方向応力度
- K : 付着応力-ひずみ関係における接線剛性
- τ : 鉄筋要素の付着応力度
- n_s : 鉄筋の段数
- k : k 段目の鉄筋であることを表す

3.5 各部材要素の剛性マトリックスおよび節点内力ベクトル

(a1.8)、(a1.13)式より一つの部材要素に蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_e U$ は、未定係数を消去することにより、(a1.14)式で表すことができる。

$$\Delta_e U = \Delta_e \mathbf{u}^T \mathbf{f}_{in} + \frac{1}{2} \Delta_e \mathbf{u}^T \mathbf{K} \Delta_e \mathbf{u} \quad (\text{a1.14})$$

但し、

$\Delta_e \mathbf{u}$: 各部材要素の変位増分ベクトル

この \mathbf{f}_{in} 、 \mathbf{K} が、ある外力、変形を受けた構造物の今のStepから次のStepへの計算に必要な部材要素の節点内力ベクトルと剛性マトリックスである。

4. 接合部パネルの剛性マトリックスと内力ベクトル

4.1 コンクリートパネル

1) コンクリートパネルのせん断ひずみ増分

コンクリートパネルはせん断変形を起こすものとする。接合部パネルのせん断ひずみ増分 $\Delta\gamma$ は、柱面の回転増分とはり面の回転増分の差として表せる。

$$\Delta\gamma = \Delta_p\theta_c - \Delta_p\theta_b \quad (\text{a1.15})$$

但し、

$\Delta_p\theta_c$: 柱面の回転増分

$\Delta_p\theta_b$: はり面の回転増分

2) 一つのコンクリートパネルに蓄えられるひずみエネルギー増分

変位増分によりコンクリートパネルに蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_{pp}U$ は、2.4と同様にして(a1.16)式のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \Delta_{pp}U &= \Delta_{pp}U_1 + \Delta_{pp}U_2 \\ &= \int_v \tau \Delta\gamma \, dv + \frac{1}{2} \int_v G(\Delta\gamma)^2 \, dv \end{aligned} \quad (\text{a1.16})$$

但し、

v : コンクリートパネルの体積

G : コンクリートパネルの応力-ひずみ関係におけるせん断接線剛性

τ : コンクリートパネルのせん断応力度

3) コンクリートパネルの剛性マトリックスと内力ベクトル

$\Delta_{pp}U_1$, $\Delta_{pp}U_2$ は、(a1.15)式より、(a1.17), (a1.18)式のように計算できる。

$$\begin{aligned} \Delta_{pp}U_1 &= \int_v \tau \Delta\gamma \, dv \\ &= \int_v \tau (\Delta_p\theta_c - \Delta_p\theta_b) \, dv \\ &= (\Delta_p\theta_b \quad \Delta_p\theta_c) \begin{pmatrix} -B D t \tau \\ B D t \tau \end{pmatrix} \end{aligned}$$

$$= (\Delta_p \theta_b \quad \Delta_p \theta_c) {}_{pp} \mathbf{f}_{in} \quad (\text{a1.17})$$

$$\begin{aligned} \Delta_{pp} U_2 &= \frac{1}{2} \int_v G(\Delta \gamma)^2 dv \\ &= \frac{1}{2} \int_v G(\Delta_p \theta_c - \Delta_p \theta_b)^2 dv \\ &= \frac{1}{2} (\Delta_p \theta_b \quad \Delta_p \theta_c) \begin{pmatrix} B D t G & -B D t G \\ -B D t G & B D t G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta_p \theta_b \\ \Delta_p \theta_c \end{pmatrix} \\ &= \frac{1}{2} (\Delta_p \theta_b \quad \Delta_p \theta_c) {}_{pp} \mathbf{K} \begin{pmatrix} \Delta_p \theta_b \\ \Delta_p \theta_c \end{pmatrix} \quad (\text{a1.18}) \end{aligned}$$

但し、

B : コンクリートパネルの幅

D : コンクリートパネルの高さ

t : コンクリートパネルの厚さ

この ${}_{pp} \mathbf{f}_{in}$, ${}_{pp} \mathbf{K}$ が、ある外力、変形を受けた構造物の今のStepから次のStepへの計算に必要なコンクリートパネルの内力ベクトルと剛性マトリックスである。

4.2 接合部パネル内鉄筋

1) 変位増分関数

接合部パネル内の鉄筋は先に述べたように、各段のはり筋・柱筋について材軸方向に20要素に分割する。この各要素について、鉄筋とコンクリートの間のすべり増分を一次式で表す。

$$\text{[はり筋]} \quad \Delta_p S_b = \beta_{b_1} + \beta_{b_2} x \quad (\text{a1.19})$$

$$\text{[柱筋]} \quad \Delta_p S_c = \beta_{c_1} + \beta_{c_2} y \quad (\text{a1.20})$$

但し、 β_{b_1} , β_{b_2} , β_{c_1} , β_{c_2} は、未定係数であるが、各鉄筋要素の両端のすべり増分で表すことができる。

2) 接合部パネル内鉄筋の変位増分

接合部パネル内の x_p 軸から距離 y の位置にあるはり筋の x_p 軸方向変位増分 $\Delta_{ps}u_b$ 、 y_p 軸から距離 x の位置にある柱筋の y_p 軸方向変位増分 $\Delta_{ps}v_c$ は、(a1.21), (a1.22)式のように表わせる。

$$\text{[はり筋]} \quad \Delta_{ps}u_b = \Delta_p u - y\Delta_p\theta_b + \Delta_p S_b \quad (\text{a1.21})$$

$$\text{[柱筋]} \quad \Delta_{ps}v_c = \Delta_p v + x\Delta_p\theta_c + \Delta_p S_c \quad (\text{a1.22})$$

但し、

$\Delta_p u$: 接合部パネル中心点の x_p 軸方向変位増分

$\Delta_p v$: 接合部パネル中心点の y_p 軸方向変位増分

$\Delta_p S_b$: コンクリートとはり筋の相対すべり増分

$\Delta_p S_c$: コンクリートと柱筋の相対すべり増分

3) 接合部パネル内鉄筋のひずみ増分

(a1.21), (a1.22)式より、接合部パネル内はり筋の軸方向ひずみ増分 $\Delta_{ps}\epsilon_b$ および、接合部パネル内柱筋の軸方向ひずみ増分 $\Delta_{ps}\epsilon_c$ は以下のように求めることができる。

$$\text{〔はり筋〕 } \Delta_{ps}\epsilon_b = \frac{\partial \Delta_{ps}u_b}{\partial x} = \frac{d\Delta_p S_b}{dx} \quad (\text{a1.23})$$

$$\text{〔柱筋〕 } \Delta_{ps}\epsilon_c = \frac{\partial \Delta_{ps}v_c}{\partial y} = \frac{d\Delta_p S_c}{dy} \quad (\text{a1.24})$$

4) 接合部パネル内鉄筋要素に蓄えられるひずみエネルギー増分

変位増分が生じることにより、接合部パネル内のはり筋要素に蓄えられるひずみエネルギー増分および、付着すべりによるエネルギー増分 $\Delta_{ps}U_b$ は、2.4と同様にし
て(a1.25)式のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \Delta_{ps}U_b = & \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \sigma_{bk} ps a_{bk} \Delta_{ps}\epsilon_{bk} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps E_{bk} ps a_{bk} (\Delta_{ps}\epsilon_{bk})^2 dx \\ & + \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \psi_{bk} ps \tau_{bk} \Delta_p S_{bk} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \psi_{bk} ps K_{bk} (\Delta_p S_{bk})^2 dx \end{aligned} \quad (\text{a1.25})$$

接合部パネル内の柱筋要素に蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_{ps}U_c$ についても、
同様に求められる。

$$\begin{aligned} \Delta_{ps}U_c = & \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \sigma_{ck} ps a_{ck} \Delta_{ps}\epsilon_{ck} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps E_{ck} ps a_{ck} (\Delta_{ps}\epsilon_{ck})^2 dx \\ & + \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \psi_{ck} ps \tau_{ck} \Delta_p S_{ck} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n_s} \int_l ps \psi_{ck} ps K_{ck} (\Delta_p S_{ck})^2 dx \end{aligned} \quad (\text{a1.26})$$

但し、

l : 鉄筋要素の長さ

$ps\tau$: 鉄筋要素の付着応力度

psE : 鉄筋要素の応力-ひずみ関係における接線剛性

$ps\psi$: 鉄筋要素の周長

psa : 鉄筋要素の断面積

$ps\sigma$: 鉄筋要素の軸方向応力度

psK : 付着応力-ひずみ関係における接線剛性

n_s : 鉄筋の段数

k : k 段目の鉄筋であることを表す

b : はりであることを表す

c : 柱であることを表す

5) 接合部パネル内鉄筋要素の剛性マトリックスおよび節点内力ベクトル

(a1.19), (a1.20), (a1.25), (a1.26) 式より、接合部パネル内はり筋要素に蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_{ps} U_b$ および接合部パネル内柱筋要素に蓄えられるひずみエネルギー増分 $\Delta_{ps} U_c$ は、未定係数を消去することにより、(a1.27), (a1.28) 式のように表すことができる。

$$\Delta_{ps} U_b = \Delta_{ps} \mathbf{u}_b^T \mathbf{p}_s \mathbf{f}_{inb} + \frac{1}{2} \Delta_{ps} \mathbf{u}_b^T \mathbf{p}_s \mathbf{K}_b \Delta_{ps} \mathbf{u}_b \quad (\text{a1.27})$$

$$\Delta_{ps} U_c = \Delta_{ps} \mathbf{u}_c^T \mathbf{p}_s \mathbf{f}_{inc} + \frac{1}{2} \Delta_{ps} \mathbf{u}_c^T \mathbf{p}_s \mathbf{K}_c \Delta_{ps} \mathbf{u}_c \quad (\text{a1.28})$$

$$[\text{はり筋}] \quad \Delta_{ps} \mathbf{u}_b = \{ \Delta_p S_{b_{1i}}, \Delta_p S_{b_{2i}}, \Delta_p S_{b_{3i}}, \Delta_p S_{b_{4i}}, \Delta_p S_{b_{1j}}, \Delta_p S_{b_{2j}}, \Delta_p S_{b_{3j}}, \Delta_p S_{b_{4j}} \}^T$$

$$[\text{柱筋}] \quad \Delta_{ps} \mathbf{u}_c = \{ \Delta_p S_{c_{1i}}, \Delta_p S_{c_{2i}}, \Delta_p S_{c_{3i}}, \Delta_p S_{c_{4i}}, \Delta_p S_{c_{1j}}, \Delta_p S_{c_{2j}}, \Delta_p S_{c_{3j}}, \Delta_p S_{c_{4j}} \}^T$$

: 接合部パネル内鉄筋要素の変位増分ベクトル, i, j は両端の節点名

$\mathbf{p}_s \mathbf{f}_{inb}$, $\mathbf{p}_s \mathbf{f}_{inc}$, $\mathbf{p}_s \mathbf{K}_b$, $\mathbf{p}_s \mathbf{K}_c$ は、ある外力、変形を受けた構造物の今のStepから次のStepへの計算に必要な接合部パネル内鉄筋要素の内力ベクトルと剛性マトリックスである。

4.3 接合部パネルの剛性マトリックスと内力ベクトル

増分計算前の内部応力に釣り合う各接合部パネルの内力ベクトル ${}_p f_{in}$ および、各接合部パネルの剛性マトリックス ${}_p K$ は、(a1.17), (a1.18), (a1.27), (a1.28)式から(a1.29), (a1.30)式のように表わせる。

$${}_p f_{in} = {}_{pp} f_{in} + {}_{ps} f_{inb}' + {}_{ps} f_{inc}' \quad (\text{a1.29})$$

$${}_p K = {}_{pp} K + {}_{ps} K_b' + {}_{ps} K_c' \quad (\text{a1.30})$$

${}_{ps} f_{inb}'$, ${}_{ps} f_{inc}'$, ${}_{ps} K_b'$, ${}_{ps} K_c'$ は、(a1.27), (a1.28)式の ${}_{ps} f_{inb}$, ${}_{ps} f_{inc}$, ${}_{ps} K_b$, ${}_{ps} K_c$ から、接合部パネル内の各鉄筋の19節点でのすべり増分を消去して求めた接合部パネルの鉄筋要素の内力ベクトルと剛性マトリックスである。

4.4 接合部パネルを有する部材の剛性マトリックスと内力ベクトル

1) 部材の変位増分と接合部パネルの変位増分の連続条件

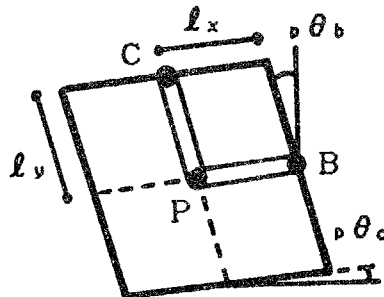
接合部パネルの中心点Pの変位増分 $\Delta_p \mathbf{u} = (\Delta_p u \ \Delta_p v \ \Delta_p \theta_b \ \Delta_p \theta_c)^T$ とはり面の中央点Bの変位増分 $\Delta u_b = (\Delta u_b \ \Delta v_b \ \Delta \theta_b)^T$ の連続条件は(a1.31)式のように表わせる(図a1.11)。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \Delta u_b \\ \Delta v_b \\ \Delta \theta_b \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & l_z \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_p u \\ \Delta_p v \\ \Delta_p \theta_b \\ \Delta_p \theta_c \end{Bmatrix} \\ &= \mathbf{R}_b \Delta_p \mathbf{u} \end{aligned} \quad (\text{a1.31})$$

接合部パネルの中心点Pの変位増分と柱面中央点Cの変位増分 $\Delta u_c = (\Delta u_c \ \Delta v_c \ \Delta \theta_c)^T$ の連続条件は、(a1.32)式のように表わせる。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \Delta u_c \\ \Delta v_c \\ \Delta \theta_c \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & -l_y & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_p u \\ \Delta_p v \\ \Delta_p \theta_b \\ \Delta_p \theta_c \end{Bmatrix} \\ &= \mathbf{R}_c \Delta_p \mathbf{u} \end{aligned} \quad (\text{a1.32})$$

但し、 l_x , l_y は図a1.11のP点を原点とした座標で与える。



図a1.11 接合部パネル

2) 接合部パネルを有する部材の剛性マトリックスと内力ベクトル

(a1.31), (a1.32) 式の変換マトリックス R_b または R_c を、接合部パネル面における鉄筋のすべりと部材要素両端部における鉄筋のすべりの連続条件を含めて拡大した変換マトリックス R' と部材要素の剛性マトリックス ${}_eK$ および節点内力ベクトル ${}_ef_{in}$ を用いることにより、接合部パネルを有する部材の剛性マトリックス ${}_eK'$ および内力ベクトル ${}_ef'_{in}$ は、(a1.33), (a1.34)式のように表わすことができる。

$${}_eK' = R'^T {}_eL^{-1T} {}_eK {}_eL^{-1} R' \quad (a1.33)$$

$${}_ef'_{in} = R'^T {}_eL^{-1T} {}_ef_{in} \quad (a1.34)$$

但し、 R' は、部材要素の*i*端に接合部パネルが取り付く場合、部材要素の*j*端に接合部パネルが取り付く場合で異なるが、 R_b または R_c マトリックスと単位マトリックスを対角線上に組み合わせたマトリックスである。

(a1.6)式の ${}_eL^{-1T} {}_eK {}_eL^{-1}$ を ${}_eK'$ に、(a1.7)式の ${}_eL^{-1T} {}_ef_{in}$ を ${}_ef'_{in}$ に置き換えることにより、接合部パネルを有する部材の剛性マトリックスと内力ベクトルが求められる。

5. まとめ

以上、本論文第3章、第5章で用いた弾塑性解析法の詳細を述べた。この解析法の適用性については、第3章、第5章に述べてある。

Appendix 2

過去の地震被害における柱破壊に関する一考察

1. はじめに
2. 過去の地震被害における柱破壊に
関する一考察
3. まとめ

1. はじめに

建築骨組の耐震設計において強震時に1階柱脚およびはり端のみが塑性化するはり降伏形架構(靱性骨組)を目指して建物の設計を行うことが推奨されている。これは、柱降伏形架構の場合、各層の損傷分布が強度分布に敏感であり相対的に弱い層に損傷が集中しやすいが、はり降伏形架構の場合は、はりのみが全層に渡って塑性化し、骨組の塑性エネルギー吸収能力が有効に発揮されることを利用しようというものである。

しかし、「構造物の設計を行うと、架構の崩壊メカニズムはどちらかと云えばはり崩壊形になる場合が多い。(中略)しかしながら、不思議なことに、過去の多くの震害を照査すると特殊な構造物は別として、はり端に塑性ヒンジが発生し崩壊に近い状態に至っている構造物は皆無に等しい。」⁵²⁾と久徳博士が指摘しているように、過去の震害においてははりと柱では柱の破壊が顕著である。

ここでは、過去の地震被害において、はり降伏形を目指して設計されたと思われる建物で柱の壊れているものを示し、周辺構造要素によりはりの軸方向伸びが拘束され、はりに圧縮軸力が作用して曲げ終局強度が上昇することが、柱破壊の原因の一つになり得ることを示す。

2. 過去の地震被害における柱破壊に関する一考察

2.1 仮定条件

過去の地震被害におけるはりの軸方向伸びの影響を考察する為に、骨組構造に注目し以下に示す様な仮定を設ける。

- 1) 2階はりの軸方向伸びに注目する。このはりの軸方向伸びを拘束するものは様々な構造要素が考えられるが、基礎ばりにより柱脚の水平移動が拘束されている1階柱のみにより拘束されるものとする。その軸方向変形拘束剛性 K は、常に弾性とし(a2.1)式により求める。

$$K = \frac{1}{\frac{l^3}{12E_c} I_e + \frac{1.2l}{G_c} A_c} \quad (\text{a2.1})$$

但し、 E_c : コンクリートのヤング係数

G_c : コンクリートのせん断係数

A_c : 柱の有効断面積(ヤング係数比: 10)

I_e : 柱の鉄筋を考慮した有効断面2次モーメント(ヤング係数比: 10)

l : 柱の内り高さ

- 2) はりの軸方向伸び Δ は柱部材角1/100前後を仮定して、はりの内りスパンの Δ/l 倍とし、 Δ/l は表a2.1のようにせん断スパン比 a/D によって変える。但し、 l は、はり部材の変形前の内り長さ、 Δ は、はりの変形後の軸方向伸びである。多スパン構造の中央のはりは大きな拘束力を受けると考えられるが、軸力 N の計算をする際には1スパン骨組中にあるはりを想定して

$$N = K \times \frac{\Delta}{2} \text{の式により求めた。}$$

表a2.1 はりのせん断スパン比と $\frac{\Delta l}{l}$

a/D	$\frac{\Delta l}{l}$ (%)
2~3.5	0.2
3.5~5	0.1

第2章、第4章の実験では、柱部材角1/100近辺ではりの軸方向伸びは、はり長さの0.3%程度である。第4章に示したせん断スパン比をパラメータにした解析では、同じ部材角に対してはせん断スパン比が大きくなるほど、耐力上昇率が小さくなる傾向がみられたのではり長さに対する軸方向伸び量の割合 α も小さくなるとして、この解析結果を参考に表a2.1のように決定した。また、瀧口等⁴⁾により $a/D=2, 3$ のはりに対して、「鉄筋コンクリート部材は、繰り返しの曲げおよびせん断を受けて大きな変形を生じた場合、1%のオーダーの材長伸長が起こり得る。」と指摘されている。しかし、はりが軸方向拘束を受ければ、はりの伸びは小さくなる方向に働くであろうことを考慮して0.2%~0.1%とした。この仮定は、あくまでも憶測の域を出てはいないが、0.2%~0.1%という値は瀧口等の指摘している1%に比較しても過大評価ではないと考える。

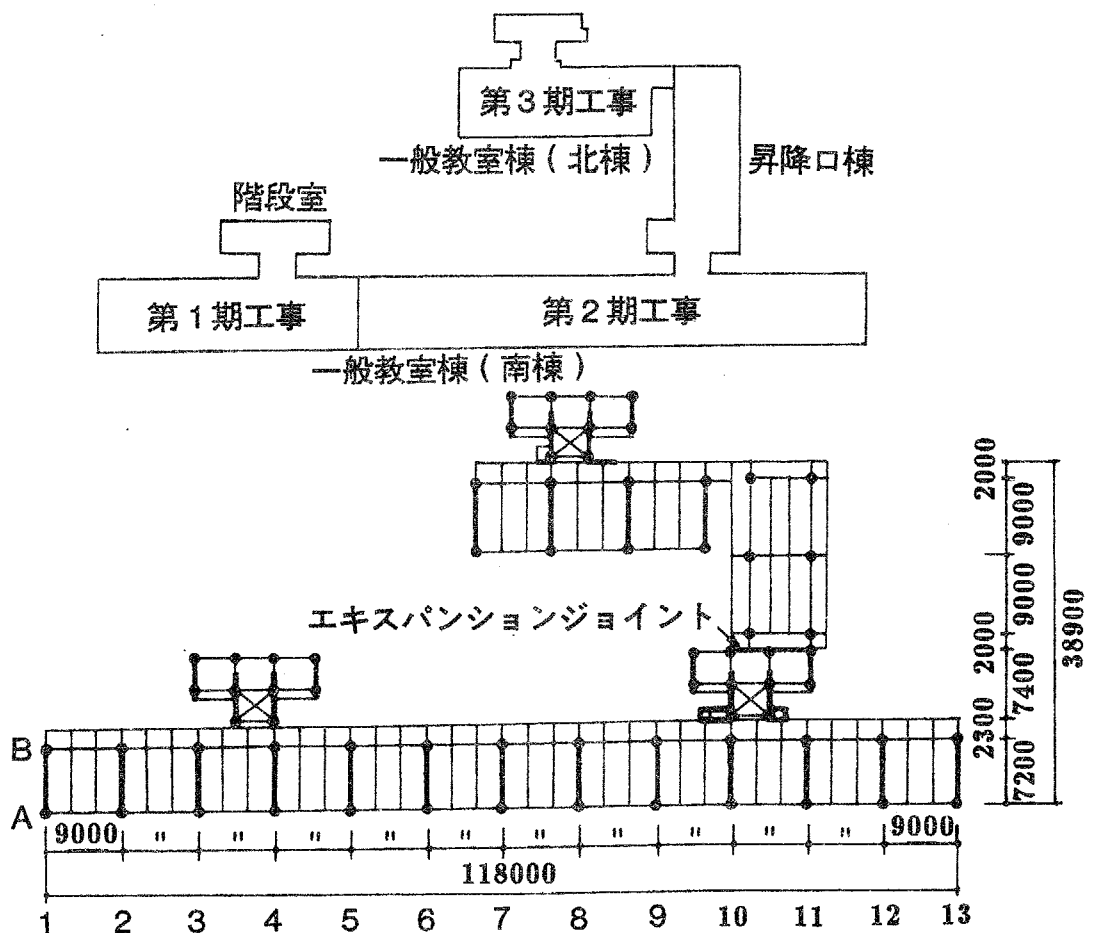
- 3) 柱の2軸曲げ、床の振れ振動による柱への影響、柱の軸力変動、等は無視する。

これらの影響を考慮すると、柱破壊の現象を説明し易くなるものと思われるが、はりの軸方向伸びだけに注目しても柱破壊の現象を説明できるかどうかの考察を行う為にこれらの影響は無視する。

- 4) 柱に作用する軸力は、各階毎に(柱の負担床面積) $\times 1 \text{ ton/cm}^2$ より求める。
- 5) はりは、鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説⁶⁾ p8, (1)式により求めた有効幅のスラブ幅を有するT形ばりとして扱う。
- 6) 部材の曲げ終局強度は、コンクリートの応力-ひずみ関係に e 関数を用い、鉄筋の応力-ひずみ関係に完全弾塑性形のものを用いて軸力 N を一定として曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係を導き、その結果から求めた最大曲げモーメントを用いて描いた各部材断面の N - M 相関曲線から決定する。

2.2 上久保小学校(1968年十勝沖地震)⁵³⁾

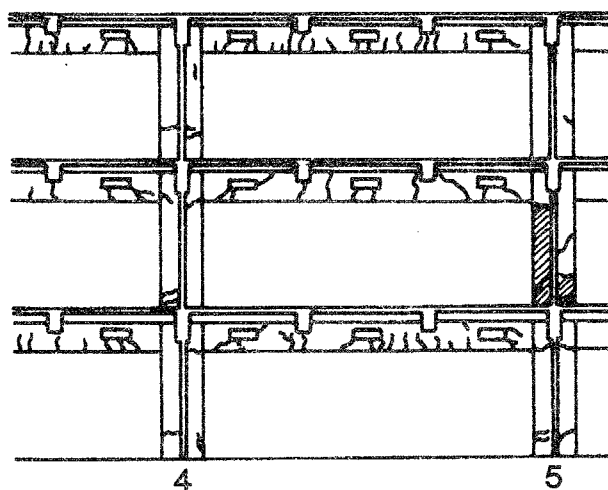
1968年5月16日の十勝沖地震において中破した上久保小学校の例を示す。この建物は、鉄筋コンクリート造地上3階建ての一般教室棟2棟と、地上2階建ての昇降棟からなり、2階伏せ図は 図a2.1に示す通りである。図に示すように第1期工事(1964年建設)、第2期工事(1965年建設)、第3期工事(1966年建設)からなる。一般教室棟のはり間方向は南棟の10通り1階および12通り2階を除く全スパンに耐震壁をとり、これに震力を負担させている。桁行方向は計算上の耐震壁はなく、2列のラーメンで震力を負担させている。



図a2.1 2階伏せ図(文献53より転写)

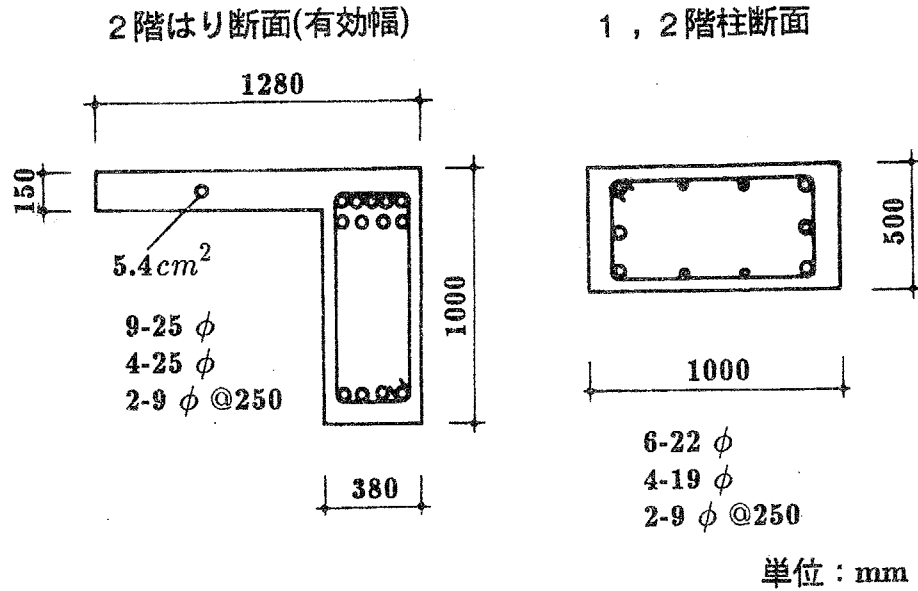
桁行方向が2列のラーメン構造で構成されている一般教室棟(南棟)のB通り5の柱に注目し、この近辺のひび割れ図を 図a2.2に示す。文献53)の被害状況にも記載されているように、5柱の2階部分の曲げによる被害が著しく鉄筋が露出した。はりには曲げひび割れおよびダクト孔よりせん断ひび割れが生じた。

□ ダクト吹出し口

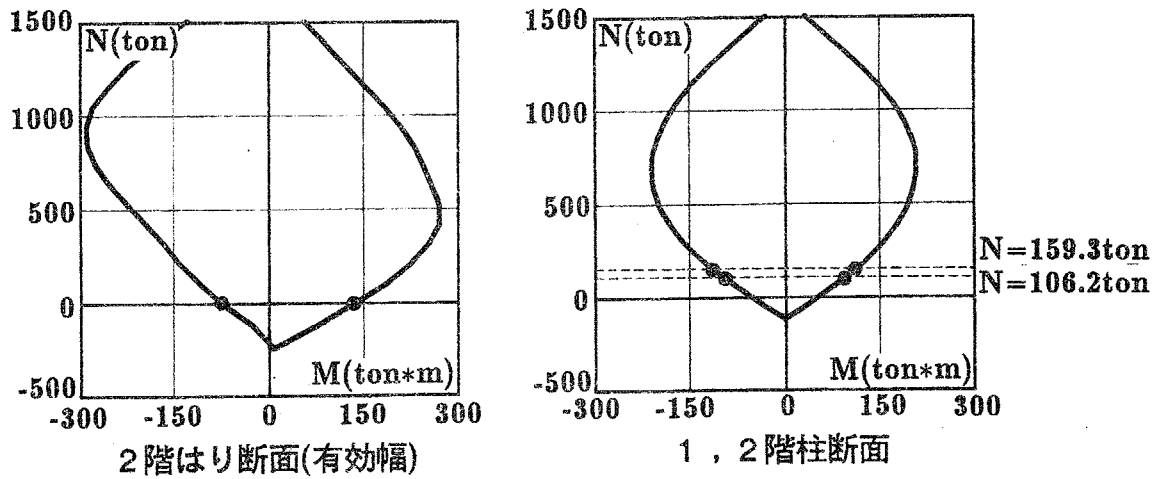


図a2.2 ひび割れ図(B通り5柱近辺, 文献53より転写)

柱およびはりの断面図を 図a2.3に示し、の仮定条件6)に述べたe関数法により求めたそれぞれの部材のN-M相関曲線を 図a2.4に示す。

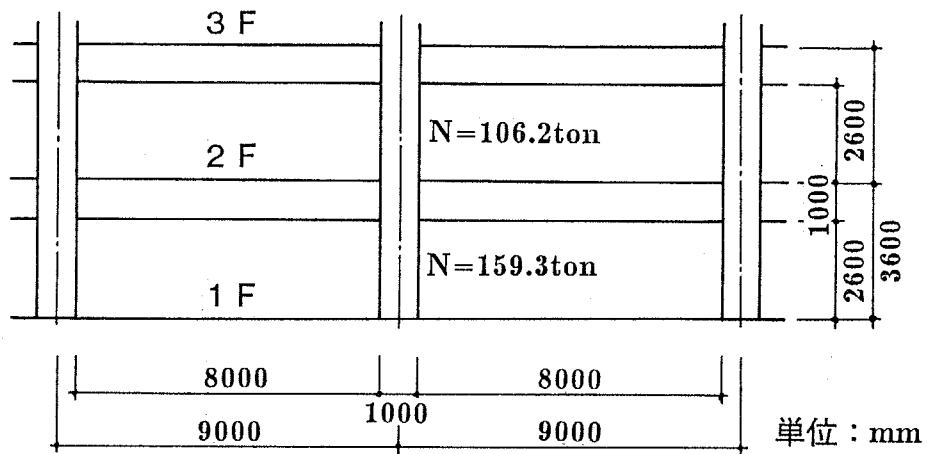


図a2.3 部材断面図

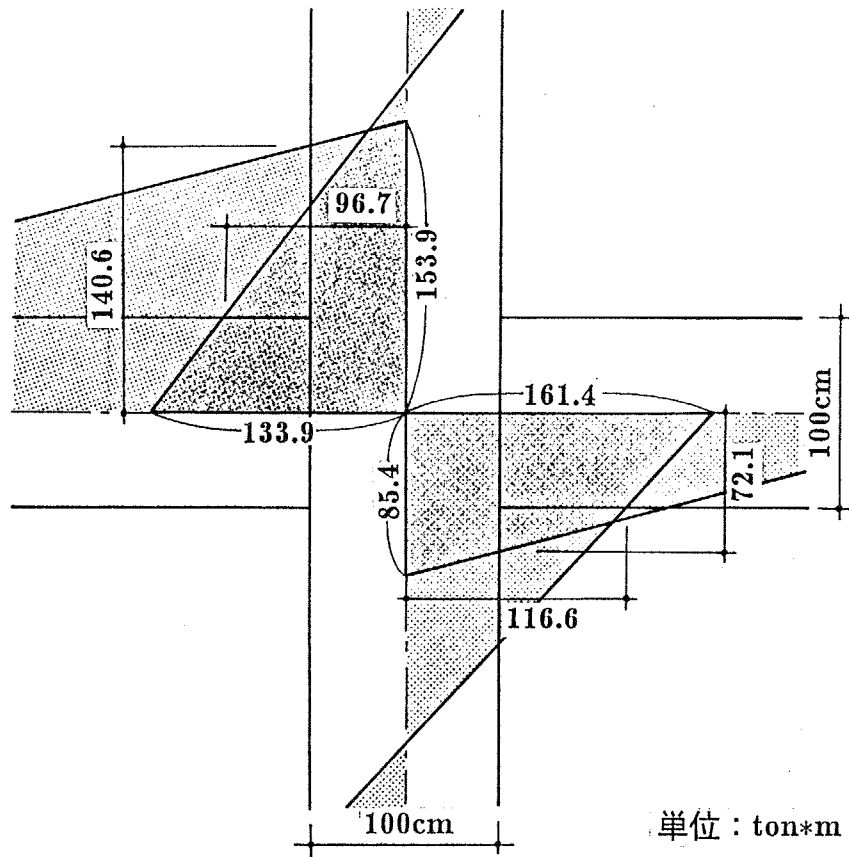


図a2.4 部材のN-M相関曲線

注目している構面の立面図を図a2.5に示し、はりの軸力をゼロとした時の曲げ終局強度を図a2.6に示す。接合部中心点における曲げ終局強度を比較すると、左右のはりの曲げ終局強度の和は239.3ton*mであるのに対し、上下の柱のそれは295.3ton*mであり、はり降伏形となる。



図a2.5 注目している構面の立面図



図a2.6 曲げ終局強度図(はりの軸力=0)

2.1 の仮定条件1),2)より、1階柱による軸方向変形拘束剛性 K 、はりの軸方向伸び量 $\Delta(=l \times 0.001)$ 、はりに生じる圧縮軸力 N は表a2.2の様に来まる。

表a2.2 K, Δ, N

軸方向変形拘束剛性K (ton/cm)	軸方向伸びΔ (cm)	圧縮軸力 $N = K \cdot \frac{\Delta}{2}$ (ton)
449.2	0.8	178 ($\sigma = 34 \text{ kg/cm}^2$)

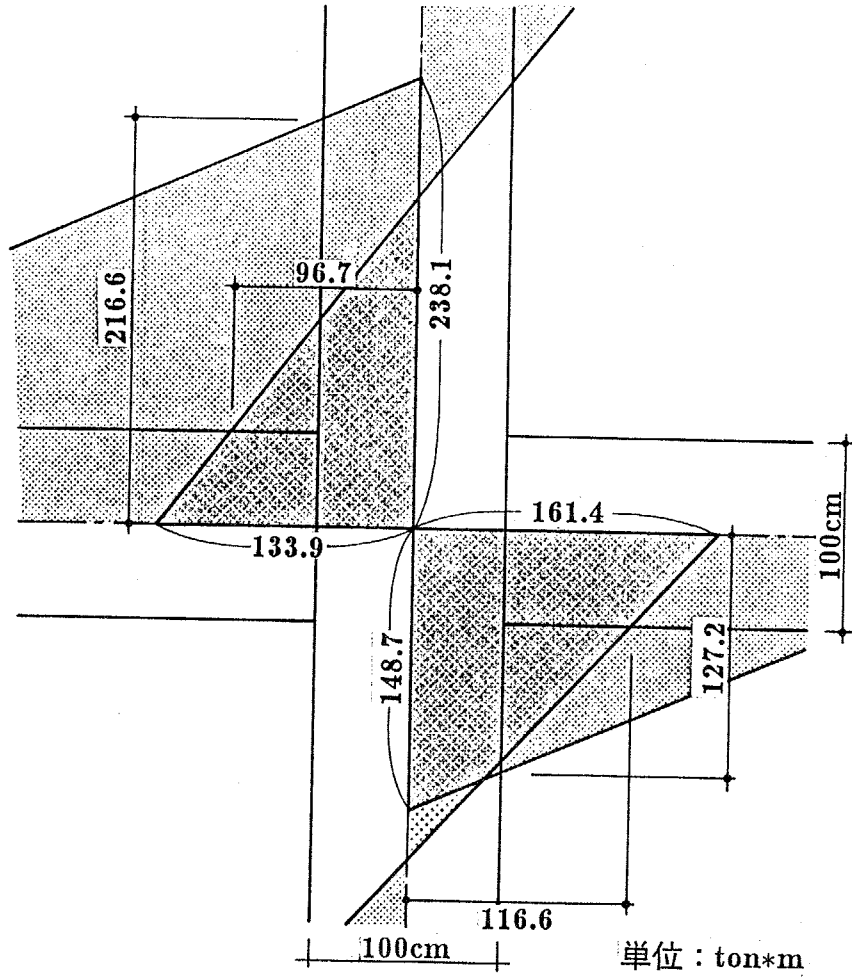
この圧縮力178ton($\sigma = 34 \text{ kg/cm}^2$)が作用した時、図a2.7に示すように、はりの曲げ終局強度は216.6ton*m、127.2ton*mとなり、このモーメントによるせん断力は43.0tonとなるが、荒川mean式によるせん断終局強度は49.0tonであるので、43.0tonまで終局強度が上がる可能性がある。接合部中心点におけるはりの曲げ終局強度の和386.8ton*mが柱のそれより大きく柱降伏形となり、柱の曲げ破壊を説明できる。

ここで、平均圧縮応力度 σ が大きめであることを考慮し、 $\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$ の場合についても同様の考察を行った。以上の結果をまとめて表a2.3に示す。

表a2.3 はりの圧縮軸力に対する柱・はり曲げ終局強度

はりに生じる軸圧縮応力度	左右のはりの曲げ終局強度の和	上下の柱の曲げ終局強度の和	崩壊メカニズム
$\sigma = 0 \text{ kg/cm}^2$	239.3 ton*m	295.3 ton*m	はり降伏形
$\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2$	253.8 ton*m	295.3 ton*m	はり降伏形
$\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$	295.0 ton*m	295.3 ton*m	どちらとも云えない
$\sigma = 34 \text{ kg/cm}^2$	386.8 ton*m	295.3 ton*m	柱降伏形

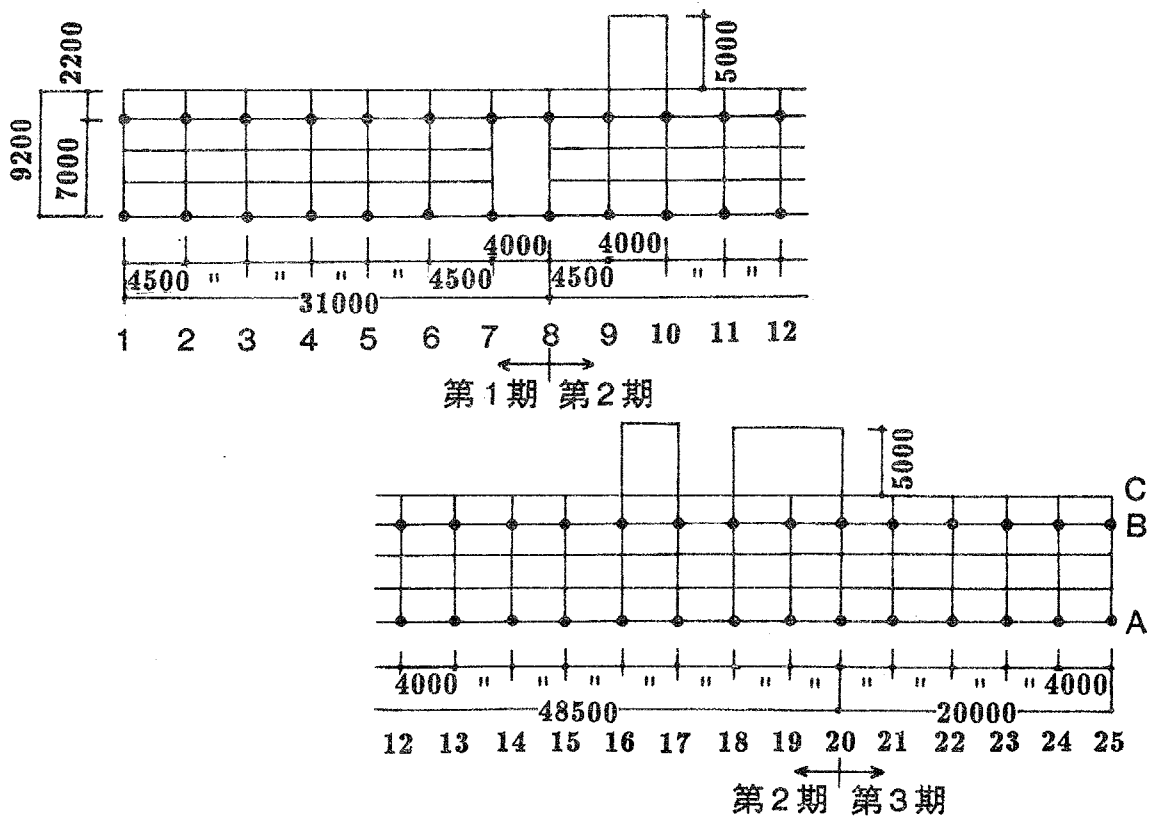
この表からわかるようにはりの平均圧縮応力度 $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$ が柱/はり曲げ終局強度比が逆転する境界であることがわかる。すなわち、これ以上に大きな圧縮軸力がはりに作用すると柱の曲げ破壊を説明できる。



図a2.7 曲げ終局強度図(はりの軸力=178ton, $\sigma = 34 \text{ kg/cm}^2$)

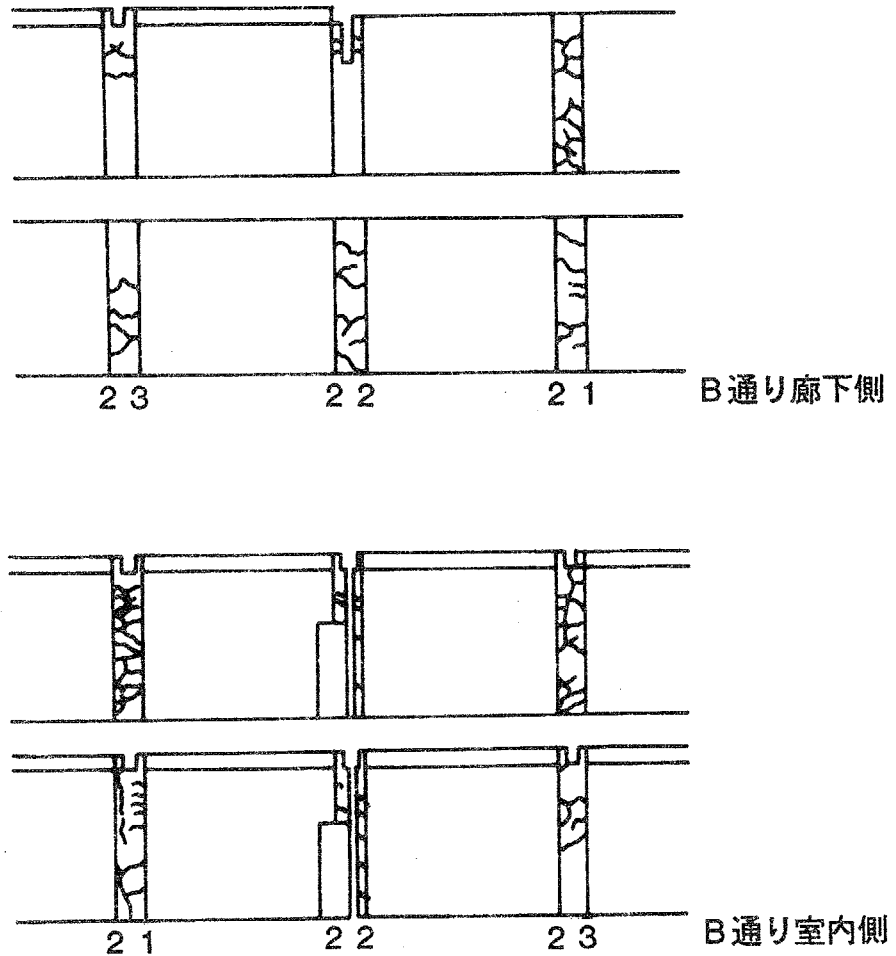
2.3 西郷小学校(1978年宮城県沖地震)⁵⁴⁾

1978年2月20日の宮城県沖地震において大破した西郷小学校の例を示す。この建物は、鉄筋コンクリート造2階建てであり、2階伏せ図は 図a2.8に示す通りである。図に示すように第1期棟(1962年建設)、第2期棟(1973年建設)、第3期棟(1974年建設)からなるが、B通り2、3期棟はすべて長柱のラーメンである。1、3期棟の被害が著しく1期棟はせん断形、3期棟は曲げ形という対照的な被害形式を示した。



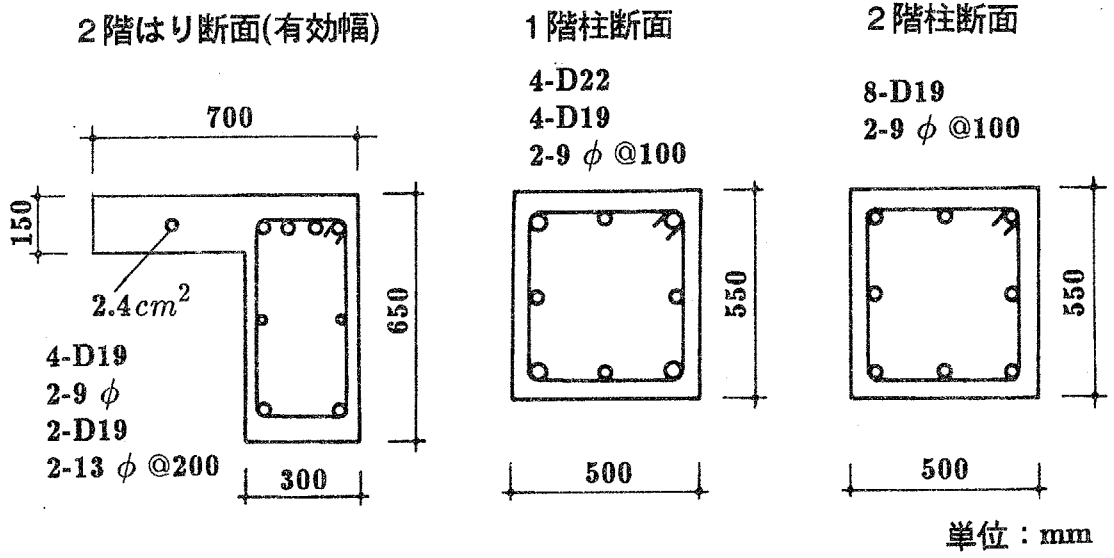
図a2.8 2階伏せ図(文献54より転写)

長柱のラーメン構造であるB通り21～23の柱に注目し、このひび割れ図を図a2.9に示す。文献54)の被害状況にも記載されているように柱に多数の曲げひび割れが発生している。

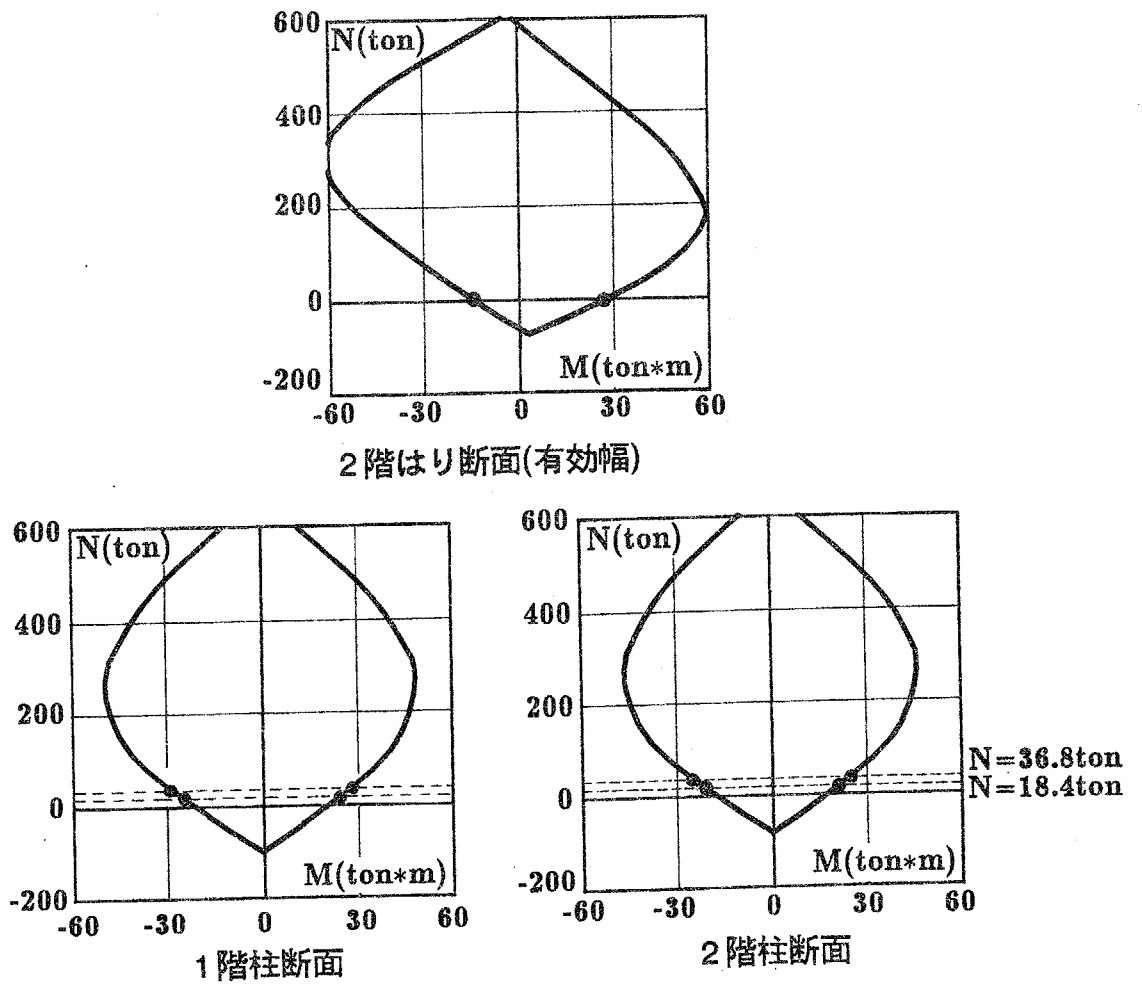


図a2.9 ひび割れ図(B通り21～23柱近辺, 文献54より転写)

柱およびはりの断面図を図a2.10に示し、2.1の仮定条件6)に述べたe関数法により求めたそれぞれの部材のN-M相関曲線を図a2.11に示す。

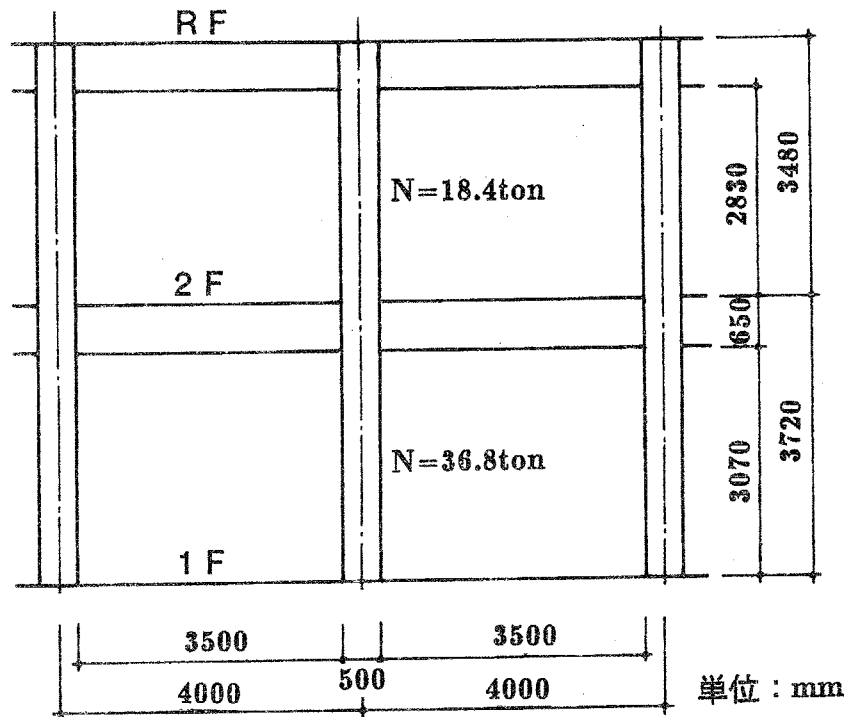


図a2.10 部材断面図

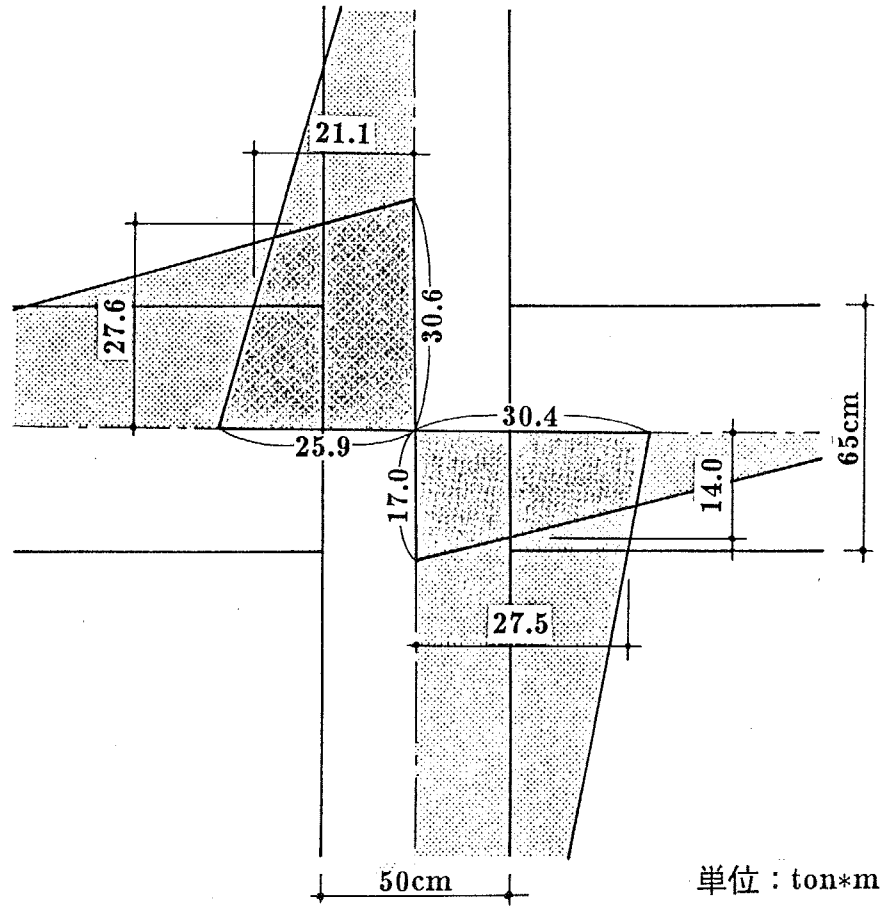


図a2.11 部材のN-M相関曲線

注目している構面の立面図を図a.2.12に示し、はりの軸力をゼロとした時の曲げ終局強度を図a.2.13に示す。接合部中心点における曲げ終局強度を比較すると、左右のはりの曲げ終局強度の和は47.6ton*mであるのに対し、上下の柱のそれは56.3ton*mであり、はり降伏形となる。



図a.2.12 注目している構面の立面図



図a2.13 曲げ終局強度図(はりの軸力=0)

2.1 の仮定条件1),2)より、1階柱による軸方向変形拘束剛性K、はりの軸方向伸び量 $\Delta (=l \times 0.002)$ 、はりに生じる圧縮軸力Nは表a2.4の様に求まる。

表a2.4 K, Δ , N

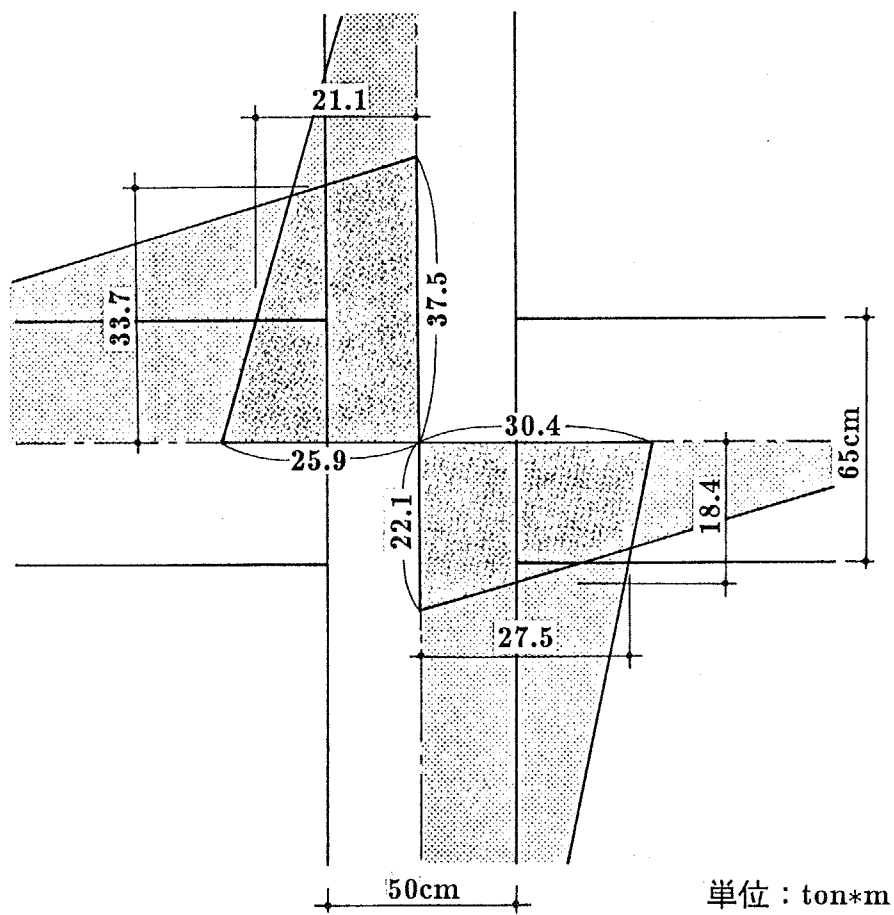
軸方向変形拘束剛性K (t/cm)	軸方向伸び Δ (cm)	圧縮軸力 $N = K \times \frac{\Delta}{2}$ (ton)
58.8	0.7	20.6 ($\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2$)

は14.9tonとなるが、荒川mean式によるせん断終局強度は27.0tonであるので、14.9tonまで終局強度が上がる可能性がある。接合部中心点におけるはりの曲げ終局強度の和59.6ton*mが柱のそれより大きく柱降伏形となり、柱に曲げひび割れが多数見られることを説明できる。

以上の結果を表a2.5に示す。

表a2.5 はりの圧縮軸力に対する柱・はり曲げ終局強度

はりに生じる 軸圧縮応力度	左右のはりの 曲げ終局強度の和	上下の柱の曲げ 終局強度の和	崩壊メカニズム
$\sigma = 0 \text{ kg/cm}^2$	47.6 ton*m	56.3 ton*m	はり降伏形
$\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2$	59.6 ton*m	56.3 ton*m	柱降伏形



図a2.14 曲げ終局強度図(はりの軸力=20.8ton , $\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2$)

3. まとめ

過去の地震被害において、はり降伏形を目指して設計されたと思われる建物で柱の壊れているものを示し、はりの軸方向伸びおよび軸方向変形拘束剛性を大胆な仮定の下に求めて柱/はりの曲げ終局強度比を調べ、柱破壊に関する考察を行った。

はり降伏形で設計された建物の柱が破壊してしまう現象は、柱の2軸曲げ、軸力変動、スラブ筋の効果などが原因と云われている。本章では、曲げ降伏して軸方向に伸びるはりに軸方向変形拘束力が作用しはりの曲げ終局強度が上昇することが原因となり得るか如何かを考察した。その結果、はりに軸方向変形拘束力が作用し、はりの曲げ終局強度が上昇することを考慮すると、柱破壊を説明できる場合があることを示した。

参 考 文 献

- 1) Housner.G.W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering 1956, pp.5-1~5-13
- 2) 大崎順彦：建築と地震，岩波新書，1983年8月
- 3) コンクリート構造物の靱性評価研究委員会：コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会，1988年
- 4) 瀧口克己，市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート梁の材長変化について，日本建築学会東海支部研究報告集，1977年2月，pp.251~254
- 5) 穂積秀雄，小林義幸，山野祐司，平野道勝：床板と骨組から成る構造物の降伏関節6法による極限解析，日本建築学会構造系論文報告集，第355号，1985年9月，pp.39~52
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988年7月
- 7) 荒川 卓，大野和男：新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について，日本建築学会論文報告集，第57号，1957年7月，pp.581~584
- 8) 大野和男，柴田拓二，荒川 卓：鉄筋コンクリート梁に対する曲げと剪断の加力方式，日本建築学会大会学術講演要旨集，1962年9月，p.102
- 9) 黒正清治，松崎育弘，瀧口克己，和田 章，林 静雄，福原正志，小林克己，三枝達夫：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能に関する研究（その9），日本建築学会大会学術講演梗概集，1985年10月，pp.441，442
- 10) 最上達雄，是永建好：水平力を受ける不静定架構における梁の軸力について，コンクリート工学年次論文報告集，第9巻，2号，1987年，pp.253~256
- 11) 淵川正四郎，市川昌和，山崎利次，川島俊一，藤沢正視，芳村 学：T形ばりの靱性におよぼす肋筋量の影響(その1 実験概要) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究 —，日本建築学会大会学術講演梗概集C，構造II，1987年10月，pp.205，206

- 12) 市川昌和, 淵川正四郎, 藤沢正視, 芳村 学: T形ばりの靱性におよぼす筋量の影響(その2 結果の検討) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, 構造II, 1987年10月, pp.207, 208
- 13) 藤沢正視, 尾崎昌凡: はりとスラブの協働効果に関する解析的研究(荷重増分法による立体弾塑性解析) — 高層壁式ラーメン構造に関する研究 —, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, 構造II, 1987年10月, pp.225, 226
- 14) 小森清司: 鉄筋コンクリート一方向スラブの耐力とたわみに及ぼす面内圧縮力のアーチ効果について, 構造工学論文集, Vol.34B, 1988年3月, pp.281~294
- 15) Chengsheng Ouyang and Wimal Suaris : RC Rectangular Slab with Edge Restraints, Jour. of the Structural Engng., Proc. of ASCE, Vol.113, No.11, November, 1987, pp.2146~2165
- 16) 大久保全陸, 阿納哲郎: 鉄筋コンクリートウォールガーダーの曲げせん断挙動(その2: 軸方向拘束力の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp.227,228
- 17) 大久保全陸, 塩屋晋一, 阿納哲郎: 鉄筋コンクリート造ウォールガーダーの強度変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, 第11巻, 第2号, pp.63~68, 1989年
- 18) H.E.Zerbe and A.J.Durrani : Seismic Behavior of Indeterminate R/C Beam-to-column Connection Subassemblies, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.IV, August, 1988, pp.663~668
- 19) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度, 日本建築学会論文報告集, 第42号, 1951年2月, pp.59~70
- 20) 上村智彦: 鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1975年10月, pp.1155,1156

- 21) G.M.Sabnis and R.N.White : Behavior of Reinforced Concrete Frames Under Cyclic Loads Using Small Scale Models, ACI Journal, September, 1969, pp.703~715
- 22) A.H.Chowdhury and R.N.White : Materials and Modeling Techniques for Reinforced Concrete Frames, ACI Journal, November, 1977, pp.546~551
- 23) 森田司郎, 藤井 栄, 石塚秀教, 中西 浩 : 鉄筋コンクリートの縮小モデル化に伴う寸法効果(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985年10月, pp.477~482
- 24) D.P.Abrams : Scale Relations for Reinforced Concrete Beam-Column Joints, ACI Structural Journal, November-December, 1987, pp.502~512
- 25) S.Otani and M.A.Sozen : Simulated Earthquake Tests of R/C Frames, Journal of the Structural Division, Vol.100, No.ST3, March, 1974, pp.687~901
- 26) 若林 實, 南 宏一, 西村泰志, 谷口孝生, 島川正樹 : 連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート構造骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究(その3 支持地盤との相互作用を考慮した並列連層耐震壁の実験計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1978年9月, pp.1457~1458
- 27) 清水 泰, 東 洋一, 遠藤利根穂 : 既存鉄筋コンクリート造建築構造物の耐震補強方法に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, 1982年, pp.177~180
- 28) 牧 幹夫, 高木仁之, 狩野芳一 : 鉄筋コンクリート連層耐震壁の靱性の向上に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984年10月, pp.1829~1830 ほか多数
- 29) H.Cecen : R/C Frame Models : Observed Seismic Response, Journal of Structural Engineering, Vol.110, No.12, December, 1984, pp.3015~3030

- 30) 江戸宏彰, 武田寿一: 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究(その4) - 30層モデル建物を対象とした6層RC骨組の地震動破壊実験 -, 大林組技術研究所報, No.31, 1985年, pp.20~25 ほか多数
- 31) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 藤川広治: 鉄筋コンクリート多層多スパンラーメン架構の弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究(II. 柱降伏型), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1986年, pp.109~112 ほか多数
- 32) 望月 重: ラーメン内におけるせん断破壊型耐震壁の非弾性性状 - 主としてスリップ破壊型耐震壁について -, 日本建築学会構造系論文報告集, 第384号, 1988年2月, pp.106~115
- 33) 安部 勇, 岡田恒男, 北川良和, 平石久廣, 隈澤文俊, 鹿嶋俊英, 秦 雅史, 細矢 博: 1/7立体模型による振動実験(その1~その3) - 高層壁式ラーメン構造に関する研究 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp. 633~638
- 34) 堀内昇二, 藤岡あゆみ, 藤崎邦江, 山本昌士, 隈澤文俊, 岡田恒男: 鉄筋コンクリート造超小型立体模型による振動破壊実験(その1~その4) - 高層壁式ラーメン構造に関する研究 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp.639~646
- 35) 島津孝之, 荒木秀夫, モリック・アリ・アクバル, 藤田超司, 門司陽二郎: 正弦波および地震波をうける多層立体骨組の動的挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.35B, 1989年3月, pp.245~254 ほか多数
- 36) 村山八州雄, 野田 進: RC構造物の縮小実験に関する基礎的研究, 鹿島建設技術研究所年報, 第30号, 1982年7月, pp.31~40
- 37) 須藤福三, 和田 章: 複数の荷重を受ける構造物の不安定領域を含んだ非線形解析法について, 日本鋼構造協会第11回大会研究集会マトリックス解析法研究発表論文集, 1977年, pp.217~222

- 38) 前川宏一：有限要素法による鉄筋コンクリート非線形解析の数値計算上の特徴，コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン，社団法人日本コンクリート工学協会鉄筋コンクリート構造の有限要素解析と設計法研究委員会，1989年3月，pp.127～134
- 39) 藤本盛久，和田 章，白方和彦，小杉 立：筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究，日本建築学会論文報告集，第209号，1973年7月，pp.41～51
- 40) Park,R., Kent,D.C., and Sampson,R.A. : Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Jour. of ST-Div., Proc. of ASCE, Vol.98, No.7, July 1972, pp.1341～1360
- 41) Bazant,Z.P., and Belytschko,T.B. : Wave Propagation in Strain-Softening Bar ; Exact Solution, Jour. of Engng. Mech., Proc. of ASCE, Vol.111, No.3, March 1985, pp.381～389
- 42) Schreyer,H.L., and Chen,Z. : One-Dimensional Softening with Localization, Jour. of Applied Mech., Trans. of the ASME, Vol.53, Dec. 1986, pp.791～797
- 43) Bazant,Z.P., and Panula,L. : Statistical Stability Effects in Concrete Failure, Jour. of EM-Div., Proc. of ASCE, Vol.104, No.EM5, Oct. 1978, pp.1195～1212
- 44) 小阪義夫，谷川恭雄，畑中重光，三輪隆治：RC梁部材の塑性ヒンジ部におけるコンクリートの応力-ひずみ関係，第8回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1986年，pp.545～548
- 45) 前川宏一，山崎 淳，檢貝 勇：材料非線形を考慮した終局耐力以後の構造解析に関する一考察，RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集，1984年12月，pp.113～118

- 46) Pietruszczak,S., and Mtoz,Z. : Finite Element Analysis of Deformation of Strain-Softening Materials, International Jour. of Numerical Methods in Engng., Vol.17, 1981, pp.327~334
- 47) Bazant,Z.P., Belytschko,T.B., and Chang,T. : Continuum Theory for Strain-Softening, Jour. of Engng. Mech., Proc. of ASCE, Vol.110, No.12, Dec. 1984, pp.1666~1692
- 48) Bazant,Z.P. : Imbricate Continuum and Its Variational Derivation, Jour. of Engng. Mech., Proc. of ASCE, Vol.110, No.12, Dec. 1984, pp.1693~1712
- 49) Belytschko,T.B., Bazant,Z.P., Hyun,Y., and Chang,T. : Strain-Softening Materials and Finite-Element Solutions, Computer & Structures, Vol.23, No.2, 1986, pp.163~180
- 50) Bazant,Z.P., and Chang,T. : Nonlocal Finite Element Analysis of Strain-Softening Solids, Jour. of Engng. Mech., Proc. of ASCE, Vol.113, No.1, January 1987, pp.89~105
- 51) 畑中重光, 三輪隆治, 谷川恭雄, 小阪義夫 : 鉄筋コンクリート梁部材の塑性ヒンジモデル, コンクリート工学年次論文報告集, 第9巻, 第2号, 1987年, pp. 247~252
- 52) 久徳敏治 : 設計手法、建築構造の耐震設計を考える, 日本建築学会近畿支部, 1983年10月, pp.23~32
- 53) 日本建築学会 : 1968年十勝沖地震災害調査報告, 1968年, pp.282~297
- 54) 日本建築学会 : 1978年宮城県沖地震災害調査報告, 1978年, pp.422~431

本研究に関連して著者の発表した論文

()内は共著者

【日本建築学会構造系論文報告集】

- 1) 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第380号, 1987年10月, pp.45~55(林、和田、黒正) [主に第2章, 第3章に関係]
- 2) 接合部パネルのせん断変形、鉄筋の付着すべりを考慮した分割要素法による鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第386号, 1988年4月, pp.24~35(和田、林、黒正) [主に Appendix1 に関係]
- 3) 曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第393号, 1988年11月, pp.25~34(黒正、和田、林、坂川)
- 4) 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骨組の弾塑性性状に関する解析研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第396号, 1989年2月, pp.60~68(和田、林、黒正) [主に第5章に関係]
- 5) 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, 第403号, 1989年9月, pp.45~55(和田) [主に第4章に関係]
- 6) 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の解析 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2報), 日本建築学会構造系論文報告集, 第407号, 1990年1月, pp.35~45(和田) [主に第5章に関係]

【構造工学論文集】

- 7) 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状, 構造工学論文集, Vol.32B, 1986年3月, pp.183~188(和田、林) [主に第3章に関係]

【IABSE】

- 8) Computer Analysis of Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Frame, IABSE 13th Congress in Helsinki June 1988, pp.665-670 (KOKUSHO, WADA) [主に Appendix1 に関係]

【WCEE】

- 9) Behaviors of Reinforced Concrete Beam Subjected to The Axial Restriction of Deformation, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.IV, August, 1988, pp.463-468 (KOKUSHO, WADA, HAYASHI) [主に第2章, 第3章に関係]

【構造工学における数値解析シンポジウム論文集】

- 10) 繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート骨組の線材理論に基づいた弾塑性解析法に関する研究, 第9回構造工学における数値解析シンポジウム論文集, 1985年7月, pp.157~162(黒正、和田)
- 11) 線材理論に基づく鉄骨鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法, 第11回構造工学における数値解析シンポジウム論文集, 1987年7月, pp.305~308(和田、進士)

【電子計算機利用シンポジウム論文集, 情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集】

- 12) 応力-歪関係の中に負こう配を有する材料によって作られた構造物の解析法, 第6回電子計算機利用シンポジウム論文集, 1984年3月, pp.205~210(黒正、和田)
- 13) 増分解法による保有耐力算定法について, 第8回電子計算機利用シンポジウム論文集, 1986年3月, pp.175~180(近藤、深井、和田)
- 14) 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の弾塑性解析, 第12回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, 1989年12月, pp.331~336(和田)

【日本建築学会大会学術講演梗概集】

- 15) 鉄筋コンクリート部材の付着を考慮した曲げ弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983年9月, pp.1883~1884(黒正、和田)
- 16) 歪軟化領域を有する材料によって作られた構造物の非線形解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984年10月, pp.2205~2206(黒正、和田)
- 17) 接合部のせん断変形と鉄筋の付着すべり・降伏を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985年10月, pp.C11~12(黒正、和田)
- 18) ひずみ軟化特性を有する構造物の非線形解析において収束計算を安定させる一方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1986年8月, pp.C681~682(黒正、和田)
- 19) 増分解法によるビル建築の保有水平耐力計算法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1986年8月, pp.C683~684(近藤、深井、和田)
- 20) 軸方向拘束を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する研究(その1)曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987年10月, pp.

C61～62(黒正、林、和田)

- 21) 軸方向拘束を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する研究(その2)弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987年10月, pp.C63～64(黒正、和田、林)
- 22) 線材理論に基づく鉄骨鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987年10月, pp.C1309～1310(和田、進士)
- 23) 曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する研究(その1 実験方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp.C277～278, (黒正、和田、林、坂川、武居、伊藤)
- 24) 曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する研究(その2 実験結果および考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp.C279～280, (黒正、和田、林、坂川、武居)
- 25) 曲げ降伏するはりの軸方向伸び現象を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する研究(その3 弾塑性解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年10月, pp.C281～282, (黒正、和田、林)
- 26) 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験(その1 実験計画および実験結果の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1989年10月, pp.C861～862, (和田、下鳥)
- 27) 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験(その2 実験結果および考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1989年10月, pp.C863～864, (和田、下鳥)