

鉄筋コンクリート柱・梁接合部の
耐震性向上に関する研究

宇都宮大学工学部建設学科建築学コース

北山 和宏

①

鉄筋コンクリート柱・梁接合部の 耐震性向上に関する研究

北山和宏

1990年5月17日

宇都宮大学工学部建設学科建築学コース

論 文 要 旨

論文題目 : 鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震性向上に関する研究

氏 名 : 北山和宏

所 属 : 宇都宮大学工学部建設学科建築学コース 助手

本研究は、梁降伏が先行する鉄筋コンクリート造骨組内の柱・梁接合部について、その耐震性向上を目標として、地震時挙動を実験および解析によって検討したものである。本研究の直接の契機は、従来の日本ではほとんど地震被害の見られなかった柱・梁接合部が、靱性に依存した終局強度設計法の採用により、構造上の弱点になる可能性があるという危惧であった。ここで重要となるのは、以下の二点である。

- 1) 柱・梁接合部のせん断挙動
- 2) 柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋の付着性状が、骨組の地震時挙動にあたえる影響

そこで本研究では、これらの問題点を解明するために実験および解析を行なった。また、その結果を踏まえて、日本のRC規準[0.1]には今までなかった柱・梁接合部の耐震設計規定を提案した。なお、1988年に日本建築学会より出された『鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説』には、柱・梁接合部の耐震設計規定が含まれており、本研究の一部も参照された。

本論文は7章および4つの付録より構成される。第1章『研究の目的』では、研究の目的を明らかにし、本論文で使用する主要な用語の定義を行ない、柱・梁接合部に関する既往の研究をまとめた。

第2章『せん断抵抗機構の検討』では、既往の実験結果をもとに接合部せん断破壊の定義を行ない、接合部の破壊形式とせん断耐力について論じた。梁主筋の接合部内での付着劣化によって、接合部のせん断抵抗機構が変化することを Paulay らの提案したせん断抵抗機構を用いて説明した。せん断抵抗機構として、柱・梁危険断面に作用する鉛直および水平圧縮力の合力として接合部パネル内の主対角方向に形成される主ストラット機構と、梁・柱主筋の付着力および横補強筋の引張り力によって形成されるトラス機構との二つを考慮した。接合部内での梁主筋付着が良好に維持されるときにはトラス機構が形成され、接合部パネル内に応力が分散するが、梁主筋の付着劣化が生じるとトラス機構の負担分が減少し、主ストラット機構が接合部に入力されるせん断力の大部分を負担するようになると考えた。また、梁主筋の接合部内での付着性状に着目した実験結果より、梁主筋の接合部内での付着劣化によって生じる接合部せん断抵抗機構の変化について検討した。接合部横補強筋の機能として、梁主筋の付着が良好に維持されるあい

だせん断抵抗要素となるが、梁主筋付着劣化が生じるとコア・コンクリート拘束が主な役割となることを指摘した。

さらに、実験による測定では把握が困難な平面柱・梁接合部内の応力状態を調べるため、単調載荷による有限要素解析を行なった。梁主筋の付着性状と接合部横補強筋の引張り応力との関係から、横補強筋の引張り力を必要とするトラス機構の存在が示唆された。また、圧縮主応力分布より主ストラット機構の存在が確認された。層間変位の増大にともない、接合部入力せん断力に対するトラス機構の負担割合が減少したことより、接合部の終局状態を支配するせん断抵抗機構は主ストラット機構であると考えた。さらに、接合部のせん断圧縮破壊の原因として、本解析では考慮していない繰返し載荷によるコンクリートの劣化や、接合部パネルの斜めひびわれ幅増大によるコンクリート圧縮強度の低下が重要であると判断した。

第3章『接合部横補強筋の機能を検討する実験』では、接合部横補強筋の機能を検討するため、平面柱・梁接合部の横補強筋のディテールおよび量を変数として、正負交番繰返し載荷する実験を行なった。その結果、接合部の横補強筋として単筋を用い、異なる柱主筋に掛けることにより、せん断抵抗に寄与する横補強筋の引張り力を抽出できた。接合部の横補強筋は、梁主筋付着力が増加する間はトラス機構の形成によってせん断抵抗に寄与した。トラス機構によって伝達されるせん断力は、全横補強筋が降伏するとしたときの半分程度であった。しかし梁主筋付着力の減少と共にトラス機構によるせん断力負担能力は低下し、横補強筋に生じる引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用された。それゆえ、梁主筋の付着劣化を避けられない梁降伏型骨組においては、接合部横補強筋にせん断抵抗能力を期待することはできないと考えた。拘束筋としての接合部横補強筋は 0.35% 配筋すれば十分であることを示した。

第4章『スラブ付き立体柱・梁接合部の二方向加力実験』では、直交梁およびスラブをもつ立体柱・梁接合部試験体に、地震力を模擬する二方向加力実験を行なった。梁主筋の接合部内付着を良好に維持したにもかかわらず、スラブが付くことによって逆S字形の履歴形状を示した。また、接合部入力せん断力が $0.37 f_c$ と大きかったにもかかわらず、接合部のせん断圧縮破壊は生じなかった。この理由として、二方向加力によって直交梁付け根には曲げひびわれが生じたが、直交梁とスラブとが接合部コア・コンクリートを拘束したためと考えた。スラブが片側にしかない外柱・梁接合部試験体でも、直交梁のねじれ剛性が十分大きければ、変形とともにスラブ有効幅が広がり、大変形時には全幅有効とみなせることを確かめた。

第5章『平面骨組と立体骨組のちがいを検討する実験』では、付け根にひびわれのある直交梁およびスラブが、接合部のせん断耐力の増大に与える影響を検討するため、接合部せん断破壊が先行するよう入力せん断力を十分に大きくした平面および立体柱・梁接合部試験体に繰返し載荷する実験を行なった。加力されてひびわれの生じた直交梁が付くことにより、接合部のせん断耐力は 1.2 倍以上増大し、さらにスラブが付加されると合計で 1.3 倍以上になることを示した。本実験では、スラブ筋に生じる引張り力の一部が接合部内に入力され、残りのスラブ筋引張り力はスラブ断面内で圧縮反力を取ることににより、梁の曲げ耐力に貢献したと考えた。接合部せん断圧縮破壊が生じた平

面試験体の接合部パネルのひずみ状態を測定結果に基づき検討し、斜めストラット・コンクリートの圧壊によって接合部のせん断耐力が決定されたと考えた。

第6章『耐震設計規定の提案』では、構造物に許容される変形性能を考慮して柱・梁接合部の耐震設計規定を提案した。梁主筋の接合部内での付着劣化を、履歴ループの太り具合を示す等価粘性減衰定数 \dot{h}_{eq} によって数量化し、梁端パネ・モデルの等価粘性減衰定数 \dot{h}_{eq} が 10~25 % の範囲で構造物の地震応答にあたえる影響を検討した。その結果、 \dot{h}_{eq} が 10 % となる程度の付着劣化は認めるものの、それ以下の極端な付着劣化は防止することとした。また、梁主筋の接合部内付着劣化が生じると、斜めストラット・コンクリートがせん断力を負担すると考え、接合部を健全に保つために入力せん断力を制限した。ここで、加力されてひびわれのある直交梁が、接合部コア・コンクリートを拘束することによって接合部のせん断耐力上昇に寄与することを考慮した。接合部横補強筋はパネル内の主ストラット・コンクリートを拘束するのに十分な量を配筋することとした。

第7章『本研究の結論』では、本研究のまとめを述べ、さらに未解決の問題を挙げて今後の課題とした。

付録Aでは、日本、アメリカ、ニュージーランドおよび中国で実施された柱・梁接合部に関する共同実験の結果を簡単に紹介した。

付録Bでは、本論文でたびたび引用する平面柱・梁接合部Jシリーズ実験（小林裕氏担当）およびCシリーズ実験（筆者担当）の結果を紹介した。

付録Cでは、第6章で使用した等価粘性減衰定数 \dot{h}_{eq} の求め方を、武田モデルおよび武田スリップ・モデルについて示した。

付録Dでは、第6章で梁主筋の付着劣化の制限および入力せん断力の制限に使用した試験体のリストを示した。等価粘性減衰定数 \dot{h}_{eq} は、各実験を行なった研究機関より提供を受けた digital data を使用して計算した。

引用文献

- [0.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982。

本研究は、東京大学大学院博士課程在学中に行なった研究を宇都宮大学に赴任した後にも検討を続け、まとめたものです。学部4年時に青山・小谷研究室に入室して以来、多くの優秀で立派な先輩・同僚・後輩に出会うことができたのは望外の幸せです。これらの人々の御指導、御協力を仰いで、はじめてこの論文を執筆することができました。ここに深く感謝する次第であります。

東京大学教授 青山博之先生には、研究の場をあたえていただき常に御指導をたまわりました。筆者が大学院を中退した後も、研究を続けていけるよう御配慮いただき、また、折にふれ暖かい励ましのお言葉をいただき、生活面においても大変ご面倒をおかけしました。宇都宮大学へ転出した後も、宇都宮大学構造研究室の卒論生とともに工学部11号館地下2階で実験することを許していただき、大変感謝いたしております。さらに海外でのセミナーや国際会議に出席するよう勧めいただき、経済的にも御援助いただきました。東京大学助教授 小谷俊介先生には、全面的に御指導いただいたのはもちろんのこと、研究に対する真摯な態度や、英文論文作成、プレゼンテーションの方法など、多くのことを教えていただきました。また、ともしれば狭くなりしがちな筆者の視野を拓いて下さいました。青山、小谷両先生には、実験実施に際してひとかたならぬ御支援を賜りました。特に小谷先生には二度三度と御迷惑をおかけしましたことを深くお詫び申し上げます。夜中に地下2階実験室でおでんを作って食べながら、「もう、ひびわれなんか出っこないよ」と言いながらもひびわれ書きをしてくださった小谷先生の姿を忘れることはできません。顧みまして、青山、小谷両先生を恩師として間近に仰ぎ見ることができたことは、なにもものにもかえ難い喜びであります。

東京大学助手 細川洋治先生には、研究全般にわたって面倒をみていただくと同時に、試験体の作製や実験実施など研究を進める上で必要な多くのことをお教えいただきました。同 田才晃先生には、何でも相談できる良き先輩として付き合っていたいただき、常に暖かい励ましと適切な御指摘、御援助をいただきました。私が現在も研究を続けてゆけるのも、こうした先輩がたの暖かい愛情の賜物と思っております。

宇都宮大学教授 田中淳夫先生、助教授 入江康隆先生には、筆者が研究をつづけていけるよう暖かな御配慮をいただき、計算機や事務機器を揃えていただきました。また、田中先生には、鉄骨造の柱・梁接合部について御教示いただきました。同技官 野俣善則氏には、快適な研究室生活を送れるよう御配慮いただきました。

筆者の共同研究者として、栗栖浩一郎氏（Cシリーズ実験、1984年度千葉大学卒論生、大林組）、浅海慎一郎氏（Kシリーズ実験、1985年度東京大学卒論生、三菱重工）、安藤公一氏（有限要素解析、1986年度東京大学卒論生、三井物産）、朝倉英博氏（Bシリーズ実験、1987年度東京大学卒論生、東京大学大学院）、小嶋千洋氏（Aシリーズ実験、1988年度宇都宮大学卒論生、東海興業）には実験や解析を担当していただきました。特に小嶋君は、私にとっては宇都宮大学で指導した最初の卒論生であり、彼の活躍によってずいぶん勇気づけられたものです。

千葉大学助教授 野口博先生には、有限要素法プログラムの提供を受け、研究全般について御指導いただいたほか、委員会活動などをはじめとして常に親しく接していただきました。また、既往の研究をまとめるにあたり、『鉄筋コンクリート建物の終局型耐震設計』（青山博之編著、技報堂出版）内で野口先生と分担して執筆した「5.3 柱・梁接合部」を参考とさせていただきます。横浜国立大学助教授 壁谷澤寿海先生には、地震応答解析プログラム「DANDY」を使用させていただいたのはじめ、諸事に渡って御面倒をおかけしたことをお詫びします。名古屋工業大学助教授 市之瀬敏勝先生には、委員会活動などでお世話になり、常に適切な御助言を賜わると同時に良き相談相手として話を聞いていただきました。建設省建築研究所 堀原等氏には、実験時に用いるデータ・サンプリング・プログラムを使わせていただき、御指導いただきました。フジタ工業 田中清氏（元東京大学工学部受託研究員）には、実験実施に御協力いただくとともに、研究全般について適切な助言をいただきました。横浜国立大学助手 李康寧先生には、大学院の同級生として青山・小谷研究室で机をならべているあいだ、常に助言・助力をいただきました。また、プロット・プログラム「LBP PLOT」および断面曲げ解析プログラム「MVSC」を使用させていただきました。東京大学大学院博士課程 境有紀氏には、固有値解析プログラムを使用させていただきました。

「6-3 梁主筋付着指標の制限」を執筆するにあたり、鹿島建設、熊谷組、鴻池組、清水建設、竹中工務店、千葉大学野口研究室、東急建設、戸田建設、西松建設、間組、フジタ工業および三井建設より、貴重な実験データの提供を受けました。

大成建設戸田PC作業所、ショックベトンジャパンおよび東急工建相模原工場には、試験体作製にあたり御協力いただきました。また、東京鐵工には低強度鉄筋を作成していただき、高周波熱練および神戸製鋼からは高強度鉄筋の提供を受けました。

そのほか、本研究を進めるにあたっては、東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室および宇都宮大学工学部建設学科建築構造研究室の大学院生、研究生、卒論生諸氏に協力いただき、東京大学RCD研究会のメンバー各位からは折にふれて御指導、御鞭撻をいただきました。また、宇都宮大学1989年度卒論生 高橋智康君（清水建設、Iシリーズ実験担当）には、図面の作成などを引き受けていただきました。

これらの人々に深く感謝するとともに、これからも宜しく御指導下さいますようお願い申し上げます。

最後に、26才までの長きにわたり、学校で勉強を続けることを許してくれた両親に深い感謝の念を捧げます。

1990年6月

北山和宏



1988年2月 東京大学工学部11号館地下2階実験室にて（田中氏、北山、田才先生）
（撮影：小谷俊介先生）

鉄筋コンクリート柱・梁接合部の 耐震性向上に関する研究

[目次]

論文要旨
謝辞
目次
発表論文リスト

第1章 研究の目的	1-1
1-1 研究の目的	1-1
1-2 用語の定義	1-5
1-3 既往の研究	1-7
1-3-1 接合部のせん断挙動に関する研究	
§ 1 せん断抵抗機構	
§ 2 横補強筋の効果とせん断強度	
1-3-2 梁主筋の定着性能に関する研究	
1-3-3 立体骨組の挙動に関する研究	
§ 1 直交梁の効果	
§ 2 二方向加力を受ける接合部の挙動	
§ 3 スラブおよび直交梁の挙動	
1-3-4 そのほかの研究	
1-3-5 外柱・梁接合部の挙動に関する研究	
1-4 引用文献	1-24
第2章 せん断抵抗機構の検討	2-1
2-1 せん断耐力と破壊モード	2-1
2-1-1 内柱・梁接合部のせん断破壊の定義	
2-1-2 入力せん断力と破壊モード	
2-2 せん断抵抗機構の仮定	2-2
2-3 実験による検討	2-3
2-4 有限要素解析による検討	2-4
2-4-1 解析の目的	
2-4-2 解析概要	

	§ 1	解析試験体	
	§ 2	解析方法	
2-4-3		解析結果	
	§ 1	層間変位-層せん断力関係	
	§ 2	接合部内の引張り主応力分布	
	§ 3	接合部のせん断変形	
	§ 4	接合部内梁主筋の付着力	
	§ 5	接合部内柱主筋の付着力	
	§ 6	接合部横補強筋の応力	
	§ 7	接合部内の圧縮主応力分布	
	§ 8	接合部内の主応力分布	
2-4-4		解析結果のまとめ	
2-5		結論	2-10
2-6		引用文献	2-11

第3章 接合部横補強筋の機能を検討する実験（Bシリーズ） 3-1

3-1		実験の目的	3-1
3-2		実験概要	3-1
3-2-1		試験体	
	§ 1	形状	
	§ 2	設計方針	
	§ 3	配筋	
	§ 4	試験体作製	
3-2-2		実験方法	
	§ 1	加力方法および加力履歴	
	§ 2	計測方法	
3-2-3		材料特性	
	§ 1	コンクリート	
	§ 2	鉄筋	
3-2-4		準備計算	
	§ 1	部材耐力の計算	
	§ 2	部材変形の計算	
3-3		実験結果	3-32
3-3-1		実験経過	
3-3-2		復元力特性	
	§ 1	全体特性	
	§ 2	梁の復元力特性	
	§ 3	柱の復元力特性	
	§ 4	接合部の復元力特性	
3-3-3		各部材変形の割合	
3-3-4		梁主筋の付着性状	

3-4	接合部横補強筋の機能の検討	3-38
3-4-1	接合部横補強筋のひずみ	
3-4-2	横補強筋機能の検討	
3-4-3	柱主筋の付着力	
3-5	各国規定による接合部拘束筋量	3-38
3-6	結論	3-38
3-7	引用文献	3-39

第4章 スラブ付き立柱・梁接合部の二方向加力実験 (Kシリーズ) 4-1

4-1	実験の目的	4-1
4-2	実験概要	4-1
4-2-1	試験体	
4-2-2	実験方法	
4-2-3	材料特性	
4-2-4	柱および梁の曲げ耐力	
4-3	内柱・梁接合部試験体の実験結果	4-5
4-3-1	ひびわれ状態	
4-3-2	履歴特性	
4-3-3	変形特性	
4-3-4	柱主筋の応力	
4-3-5	スラブ筋の応力度分布	
4-3-6	接合部横補強筋のひずみ	
4-4	外柱・梁接合部試験体の実験結果	4-8
4-4-1	ひびわれ状態	
4-4-2	履歴特性	
4-4-3	変形特性	
4-4-4	柱主筋の応力	
4-4-5	梁主筋応力度分布	
4-4-6	接合部横補強筋のひずみ	
4-4-7	スラブ筋応力度分布	
4-4-8	直交梁およびスラブの挙動	
4-5	接合部入力せん断力の検討	4-10
4-6	結論	4-11
4-7	引用文献	4-12

第5章 平面骨組と立体骨組のちがいを検討する実験 (Aシリーズ) 5-1

5-1	実験の目的	5-1
5-2	実験概要	5-1
5-2-1	試験体	

	§ 1	形状	
	§ 2	設計方針および配筋	
	§ 3	試験体の製作	
5-2-2		実験方法	
	§ 1	加力方法	
	§ 2	計測方法	
	§ 3	実験方法	
5-2-3		材料特性	
	§ 1	コンクリート	
	§ 2	鉄筋	
5-2-4		準備計算	
	§ 1	部材耐力の計算	
	§ 2	部材変形の計算	
5-3		実験結果	5-40
5-3-1		破壊性状	
5-3-2		復元力特性	
	§ 1	全体特性	
	§ 2	梁の復元力特性	
	§ 3	柱の復元力特性	
	§ 4	接合部の復元力特性	
5-3-3		各部材変形の割合	
5-3-4		破壊モードの特定	
5-3-5		接合部のせん断挙動	
	§ 1	せん断耐力	
	§ 2	接合部横補強筋のひずみ分布	
	§ 3	接合部パネルのひずみ状態	
5-3-6		スラブ筋のひずみ分布	
5-4		直交梁およびスラブの影響	5-47
5-4-1		直交梁の影響	
5-4-2		スラブの影響	
5-5		結論	5-50
5-6		引用文献	5-51

第6章 耐震設計規定の提案 6-1

6-1	接合部に要求される性能	6-1
6-2	梁主筋付着劣化と構造物の地震応答	6-1
6-2-1	地震応答解析の方法	
6-2-2	地震応答解析の結果	
6-3	梁主筋付着指標の制限	6-5
6-4	接合部入力せん断力の制限	6-7
6-5	横補強筋の必要最小量	6-8

6-6	軸力による影響	6-8
6-7	結論	6-9
6-8	引用文献	6-10

第7章 本研究の結論 7-1

7-1	本研究の結論	7-1
7-2	未解決の問題	7-4
7-2-1	接合部のせん断耐力	
7-2-2	接合部横補強筋量の合理的な算定法	
7-2-3	梁主筋の付着劣化の制限	
7-2-4	接合部のせん断変形角	
7-2-5	高強度材料を用いた柱・梁接合部の挙動	
7-2-6	スラブが接合部のせん断耐力に与える影響	
7-3	引用文献	7-6

付録A	4 国試験体の挙動の比較 (英文)
付録B	JおよびCシリーズの実験結果
付録C	等価粘性減衰定数の求め方
付録D	使用した試験体のリスト

卒業論文

震災構造物の復旧技術に関する研究

東京大学工学部建築学科、1984年、2月10日提出

修士学位論文

鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性に関する研究

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻、1986年、2月6日提出

1. 田才晃、北山和宏、小谷俊介、青山博之：エポキシ樹脂で補修された鉄筋コンクリート梁の曲げ性状、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984、pp. 625-628.
2. 北山和宏、田才晃、小谷俊介、青山博之：純曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のエポキシ樹脂による補修効果 その2 エポキシ樹脂注入補修の効果について一、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和59年、7月、pp. 213-216.
3. 北山和宏、田才晃、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造曲げ部材のエポキシ樹脂による補修効果 その2 樹脂注入補修の効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年、10月、pp. 2265-2266.
4. 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、昭和60年、6月、pp. 605-608.
5. 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋の付着をよくした梁降伏型骨組接合部の挙動（その1、その2） 日本建築学会関東支部研究報告集、昭和60年、7月、pp. 25-32.
6. Otani, S., K. Kitayama and H. Aoyama: Beam Bar Bond Stress and Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Connections, August 29, 1985, Department of Architecture, Faculty of Engineering, University of Tokyo.
7. 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和60年、10月、pp. 293-294.
8. Kitayama, K., K. Kurusu, S. Otani and H. Aoyama: Behaviour of Beam-Column Connections with Improved Beam Reinforcement Bond, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 7, 1985, pp. 551-558.

9. 北山和宏、浅海慎一郎、小谷俊介、青山博之：スラブ付き立体骨組接合部の履歴性状、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和61年、6月、pp.161-164.
10. 北山和宏、浅海慎一郎、小谷俊介、青山博之：スラブ付き立体柱・梁接合部の挙動、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、昭和61年、6月、pp.649-652.
11. 北山和宏、浅海慎一郎、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部に関する実験的研究（その5 スラブ付き外柱・梁接合部の挙動）、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II、昭和61年、8月、pp.77-78.
12. Kitayama K., S. Asami, S. Otani and H. Aoyama: Behavior of Reinforced Concrete Three-Dimensional Beam-Column Connections With Slabs, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 8, 1986, pp.381-388.
13. 北山和宏、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、昭和61年、12月、pp.1687-1692.
14. 田才晃、隈沢文俊、北山和宏、中楚良昭：昭和62年岩手県中部を震源とする地震による被害調査、建築防災、1987年5月号、pp.1-48.
15. Kitayama, K., S. Otani and H. Aoyama: Earthquake Resistant Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Vol.1, August, 1987, pp.315-326.
16. KITAYAMA, Kazuhiro, Shunsuke OTANI and Hiroyuki AOYAMA: Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections With Slabs, The U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-column Joints for Earthquake Resistance, August 10-12, 1987.
17. 北山和宏、安藤公一：有限要素法によるRC造内柱・梁接合部せん断伝達機構の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II、昭和62年、10月、pp.639-640.
18. 北山和宏、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組における柱・梁接合部の耐震性向上に関する研究、東京大学工学部建築学科青山研究室、昭和63年3月.
19. 北山和宏、朝倉英博、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法、第10回コンクリート工学年次論文報告集、第10巻第3号、1988年、6月、pp.491-496.

20. KITAYAMA, K., S. OTANI and H. AOYAMA: Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Subjected to Bi-directional Load Reversals, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Vol. VIII, August, 1988, pp. VIII 581-586.
21. AOYAMA, H., S. OTANI and K. KITAYAMA: Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Connections, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Vol. IV, August, 1988, pp. IV 615-620.
22. 北山和宏、小谷俊介、青山博之: 鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の横補強筋機能の実験的検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、昭和63年、10月、pp. 423-424.
23. Kitayama, K., H. Asakura, S. Otani and H. Aoyama: Earthquake Resistant Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 10, 1988, pp. 281-288.
24. Aoyama, H., K. Kitayama, Y. Kurose and K. Saïda: Demonstration of Difference in Code and Practice between U.S. and Japan -- Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Frames, paper prepared for Third U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practice, 1988.
25. 北山和宏: RC建物のはり塑性ヒンジ域移動による耐震性能(抄訳)、コンクリート工学、Vol. 27, No. 2, 1989, pp. 63-66.
26. KITAYAMA, Kazuhiro: Role of Lateral Reinforcement in Interior Joints, Fourth U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Hawaii, May 24-26, 1989.
27. KITAYAMA, Kazuhiro: Effect of Transverse Beams and Floor Slabs on Shear Strength in Interior Joints, Fourth U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Hawaii, May 24-26, 1989.
28. KITAYAMA, Kazuhiro: Comparison of Test Results on Quadri-Lateral Programme, Fourth U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Hawaii, May 24-26, 1989.
29. 北山和宏、小嶋千洋、小谷俊介、青山博之: 高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、第11回コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11-2, 1989, 7月、pp. 531-536.

30. 田才晃、和泉信之、勝俣英雄、北山和宏：終局型耐震設計法によるRC骨組の2方向地震力に対する挙動、第11回コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11-2、1989、7月、pp.199-204.
31. 北山和宏、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断耐力におけるひび割れた直交梁の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1989年、10月、pp.455-456.
32. 和泉信之、田才晃、勝俣英雄、北山和宏：終局強度設計法による鉄筋コンクリートフレーム構造の設計とその地震応答解析（その2 本設計）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1989年、10月、pp.653-654.
33. 田才晃、芳村学、小谷俊介、北山和宏：終局強度設計法による鉄筋コンクリートフレーム構造の設計とその地震応答解析（その3 地震応答解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1989年、10月、pp.655-656.
34. 北山和宏：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の最近の研究について、コンクリート工学、Vol.27、No.10、1989、pp.53-56.
35. Aoyama, H., K. Kitayama, Y. Kurose and K. Saido: Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Frames—Demonstration of Difference in Code and Design Practice among U.S., New Zealand and Japan—, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, Series(B), Vol.40, No.2, 1989, pp.69-108.
36. 北山和宏：主筋抜け出しを考慮した柱・梁部材の降伏変形推定法、コンクリート工学協会靱性シンポジウム講演論文集、1990年、5月.
37. 北山和宏、小谷俊介、青山博之：地震力を受ける鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の履歴挙動に関する実験的研究、第8回日本地震工学シンポジウム論文集（投稿中）、1990年.
38. 北山和宏、小谷俊介、青山博之：高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1990年、10月、pp.
39. 北山和宏、江藤啓二：抜け出しを考慮した梁部材の降伏変形算定法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1990年、10月、pp.

第1章 研究の目的

1-1 研究の目的

本研究は、鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の耐震性能の把握とその向上を目的としたものであり、柱の両側に梁が取り付け付内柱・梁接合部を主な検討対象とする。

靱性に依存する耐震構造として梁崩壊型の骨組が望ましい。その理由として、

- (1) 梁端部に形成される塑性ヒンジには、軸力が作用しないため大きな塑性変形能力を期待できる。また、耐力低下を生じることなく安定したエネルギー吸収性能を発揮できる。
- (2) いくつかの梁において曲げ破壊が生じても、建物全体の崩壊に至ることはない。
- (3) 構造物を安全に保ちながら、すべての梁端部に塑性ヒンジを同時に発生させることが可能である。

の三つをあげることができる。このように梁降伏型骨組の柱・梁接合部は、鉛直荷重を保持するとともに、地震時には梁端部に形成される塑性ヒンジによるエネルギー吸収機構を維持する必要がある。このために、震害を受けた接合部の補修が困難なこととあわせて、接合部のせん断破壊や接合部内に通し配筋された梁主筋の付着破壊を防ぐことが重要である。

従来の日本の鉄筋コンクリート造建物は許容応力度法に基づいて設計され、主に建物の強度によって地震力に抵抗するものであり、柱断面が十分大きかったために、過去の震災においては柱・梁接合部の被害はほとんど見られなかった。そのため、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[1.1]には柱・梁接合部についての耐震規定が設けられていなかった。しかしながら、設計の合理化、材料の高強度化あるいは靱性依存型の設計法の採用等により従来とは異なる建物が建設され、接合部が構造上の弱点になる可能性が指摘されており、1988年に日本建築学会から出された終局強度設計法にもとづく耐震設計指針(案)[1.2]において接合部の耐震設計規定が初めて明文化された。これは、靱性に富んだ挙動を期待できる梁崩壊型の終局状態を確保するためには、部材のせん断破壊や付着破壊を防ぐことは不可欠であり、柱・梁接合部も例外ではないためである。接合部の耐震設計規定を作成するにあたっては、日本での柱・梁接合部に関する研究が反映された。その内容は以下の二点に大別される。

- (1) 接合部内のせん断力は主対角方向に形成される斜めコンクリート・ストラットによって伝達されることを考え、このストラットの圧壊を防止するために接合部入力せん断力をコンクリート圧縮強度の関数として制限する。接合部横補強筋によるせん断耐力への寄与は大きくないと考えられている。
- (2) 接合部内を通し配筋される梁主筋の付着劣化によって、顕著な靱性低下やスリップ性状が生じることを防ぐために、主筋径と柱せいとの関係を制限する。

比較のため、アメリカおよびニュージーランドにおける接合部の耐震設計規定の概念について説明する。アメリカでは ACI-ASCE 352 委員会の勧告[1.3]において、梁部材が接合部を被覆する割合に応じて接合部入力せん断力を制限するとともに、主筋径と柱せいとの関係を定めている。接合部せん断抵抗機構については特に述べていないが、日本と同様に斜め圧縮ストラットによって伝達されると考えている。接合部横補強筋は、柱に配筋される拘束筋を接合部にもそのまま配筋することとしており、横補強筋と接合部のせん断抵抗機構との関係については言及されていない。

これに対して、ニュージーランドの NZS 3101:1982[1.4]は日本、アメリカの耐震設計規定と大いに考え方が異なる。接合部のせん断抵抗機構として、横補強筋の引張り力および柱中段筋の付着力に依存したトラス機構を主と考えており、接合部内に多量の横補強筋を配することを要求している。梁主筋径と柱せいとの関係も鉄筋強度によって厳しく制限されている。このように柱・梁接合部の耐震設計規定が国によって異なるのは、骨組に要求される性能、使用される材料、建設現場での慣例、などが異なるためと思われる。

そこで本論文では、柱・梁接合部の破壊形式、復元力特性、梁主筋の接合部内付着性状と接合部せん断抵抗機構との関係、接合部横補強筋の役割、直交梁およびスラブが接合部のせん断耐力に与える効果、などを調べ、それらが構造物の挙動に与える影響を明らかにする。さらに、これらの検討結果をもとに、鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の耐震設計規定を提案し、これによって柱・梁接合部の耐震性向上を目指すものである。なお、耐震設計規定を提案するにあたり、ここでは、靱性に依存する終局強度型の構造物を想定し、構造物に許容される変形性能との対応を考慮した。以下に本研究の概要を説明する。

第1章では、研究の目的を明らかにし、本論文で使用する主要な用語の定義を行なった。また、柱・梁接合部に関する既往の研究を、接合部のせん断挙動、接合部内を通し配筋される梁主筋の定着性能、立体骨組の挙動、そのほかの研究、および外柱・梁接合部の挙動、の五つに分けてまとめた。

第2章では、既往の実験結果をもとに接合部せん断破壊の定義を行ない、接合部の破壊形式とせん断耐力について論じた。梁主筋の接合部内での付着劣化によって接合部のせん断抵抗機構が変化することを、Paulay らの提案したせん断抵抗機構を用いて説明し、その妥当性を実験および有限要素解析によって検討した。以下にその概要を示す。

せん断抵抗機構として、柱・梁危険断面に作用する鉛直および水平圧縮力の合力として接合部パネル内の主対角方向に形成される主ストラット機構と、梁・柱主筋の付着力および横補強筋の引張り力によって形成されるトラス機構との二つを指摘した。接合部内での梁主筋付着が良好に維持されるときにはトラス機構が形成され、接合部パネル内に応力が分散するが、梁主筋の付着劣化が生じるとトラス機構の負担が減少し、主ストラット機構が接合部に入力されるせん断力の大部分を負担するようになると考えた。また、梁主筋の接合部内での付着性状に着目した実験結果より、梁主筋の接合部内での

付着劣化によって生じる接合部せん断抵抗機構の変化について検討した。接合部横補強筋の機能として、梁主筋の付着が良好に維持されるあいだはせん断抵抗要素となるが、梁主筋付着劣化が生じるとコア・コンクリート拘束が主な役割となることを指摘した。

さらに、実験によっては把握の困難な接合部パネル内の応力状態を調べるため、単調載荷による有限要素解析を行なった。梁主筋の付着性状と接合部横補強筋の引張り応力との関係から、横補強筋の引張り力を必要とするトラス機構の存在が示唆された。また、圧縮主応力分布より主ストラット機構の存在が確認された。層間変位の増大にともない、接合部入力せん断力に対するトラス機構の負担割合が減少したことより、接合部の終局状態を支配するせん断抵抗機構は主ストラット機構であると考えた。さらに、接合部のせん断圧縮破壊の原因として、本解析では考慮していない繰返し載荷によるコンクリートの劣化や、接合部パネルの斜めひびわれ幅増大によるコンクリート圧縮強度の低下が重要であることを指摘した。

第3章では、接合部横補強筋の機能を検討するために、平面柱・梁接合部の横補強筋の詳細および量を変数として正負交番繰返し載荷する実験を行なった。その結果、接合部の横補強筋として単筋を用い、異なる柱主筋に掛けることにより、せん断抵抗に寄与する横補強筋の引張り力を抽出できた。接合部の横補強筋は、梁主筋付着力が増加する間はトラス機構の形成によってせん断抵抗に寄与した。トラス機構によって伝達されるせん断力は、全横補強筋が降伏するとしたときの半分程度であった。しかし梁主筋付着力の減少と共にトラス機構によるせん断力負担能力は低下し、横補強筋に生じる引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用された。それゆえ、梁主筋の付着劣化を避けられない梁降伏型骨組においては、接合部横補強筋にせん断抵抗能力を期待することはできないと考えた。拘束筋としての接合部横補強筋は 0.35% 配筋すれば十分であることを示した。

第4章では、直交梁およびスラブをもつ立体柱・梁接合部試験体に、地震力を模擬する二方向加力を行なった。梁主筋の接合部内付着を良好に維持したにもかかわらず、スラブが付くことによって、逆S字形の履歴形状を示した。また、接合部入力せん断力が大きいにもかかわらず、接合部のせん断圧縮破壊は生じなかった。この理由として、二方向加力によって直交梁付け根には曲げひびわれが生じたが、直交梁とスラブとが接合部コア・コンクリートを拘束したためと考えられた。また、スラブ筋引張り力による直交梁のねじれはスラブが片側にしかない外柱・梁接合部において厳しくなると考えられたので、立体外柱・梁接合部試験体に二方向載荷してスラブおよび直交梁の挙動を検討した。

第5章では、付け根にひびわれのある直交梁およびスラブによる、接合部のせん断耐力の増大に対する寄与を検討するため、接合部せん断破壊が先行するよう入力せん断力を十分に大きくした平面および立体柱・梁接合部試験体に繰返し載荷する実験を行なった。その結果、加力されてひびわれの生じた直交梁が付くことにより、接合部のせん断耐力は 1.2 倍以上増大し、さらにスラブが付加されると合計で 1.3 倍以上になることが示された。また、接合部せん断圧縮破壊が生じた平面試験体の接合部パネルのひびわれ状態を測定結果に基づき検討し、斜めストラット・コンクリートの圧壊によって接合

部のせん断耐力が決定されたと考えた。本実験では、スラブ筋に生じる引張り力の一部が接合部内に入力され、残りのスラブ筋引張り力はスラブ断面内で圧縮反力を取ることに
により、梁の曲げ耐力に貢献したと考えた。

第6章では、構造物に許容される変形性能を考慮して柱・梁接合部の耐震設計規定を提案した。すなわち、梁主筋の接合部内での付着劣化が構造物の地震応答に与える影響を検討した結果をもとに、ある程度の付着劣化は認めるものの、極端な付着劣化は防止することとした。また、梁主筋の接合部内付着劣化が生じると、斜めストラット・コンクリートがせん断力を負担すると考え、接合部を健全に保つために入力せん断力を制限した。この際、加力されて付け根にひびわれのある直交梁が、接合部コア・コンクリートを拘束することによって接合部のせん断耐力上昇に寄与することを考慮した。

第7章では、本研究の結論を述べ、さらに未解決の問題を挙げて今後の課題とした。

付録Aでは、日本、アメリカ、ニュージーランドおよび中国で実施された柱・梁接合部に関する共同実験の結果を簡単に紹介した。

付録Bでは、本論文でたびたび引用する平面柱・梁接合部Jシリーズ実験（小林裕氏担当）およびCシリーズ実験（筆者担当）の結果を紹介した。

付録Cでは、第6章で使用した等価粘性減衰定数 h_{eq} の求め方を、武田モデルおよび武田スリップ・モデルについて示した。

付録Dでは、第6章で梁主筋の付着劣化の制限および入力せん断力の制限に使用した試験体のリストを示した。等価粘性減衰定数 h_{eq} は、各実験を行なった研究機関より提供を受けた digital data を使用して計算した。

1-2 用語の定義

ここでは本論文で使用する主な用語の定義を示す。

接合部横補強筋： 接合部内の横方向の鉄筋で、最下段の梁上端筋と最上段の梁下端筋との間に配筋されたもの。柱主筋にかけることを原則とする。

接合部横補強筋比 p_{jh} ： (1.1)式に示すように、接合部横補強筋断面積の総和 ΣA_{jh} を、 $7/8 d$ （加力方向の梁断面の応力中心間距離に相当する、 d ：梁有効せい）および柱幅 b_c で除したもの。梁断面の有効せい d が上下で異なる場合には、便宜的に下端引張り時の有効せいを用いる。

$$p_{jh} = \Sigma A_{jh} / (7/8 d \cdot b_c) \quad (1.1)$$

接合部せん断抵抗断面積： 接合部有効幅 b_j と柱せい D_c とで囲まれる部分。接合部有効幅 b_j は日本建築学会による「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）」[1.2]と同じとし、(1.2)式による。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (1.2)$$

ここで、 b_b ： 梁幅、 b_{a1} および b_{a2} は $b_l/2$ または $D_c/4$ の小さいほうとする。 b_l は梁側面からこれに平行な柱側面までの長さである（図 1-1 参照）。一般的なプロポーションの柱、梁部材によって構成される接合部では b_j が、柱幅と梁幅との平均値となることが多い。なお、横補強筋比を求める際には柱幅 b_c を用いており有効幅 b_j とは異なるが、この不一致による不都合は特に生じないと考える。

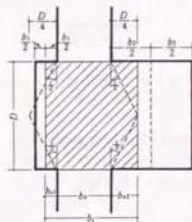


図 1-1： 接合部せん断抵抗断面積[1.2]

接合部入力せん断応力度：接合部に入力されるせん断力を上記で定義したせん断抵抗断面積で除したもの。接合部に入力されるせん断力 V_j は、(1.3)式に示すように、設計時には、上下の梁主筋の引張り力の和から層せん断力を引いたもの、実験の解析では、左右の測定された梁せん断力から求めた危険断面での曲げモーメントを応力中心間距離で除し、その和から測定された柱せん断力を引いたもの、を用いる。

$$V_j = (A_t + A_b) \sigma_t - V_{col} \quad (1.3(a))$$

あるいは、

$$V_j = (M_{b,t}/j_t + M_{b,b}/j_b) - V_{col} \quad (1.3(b))$$

ここで、 A_t 、 A_b ：梁上端および下端主筋の断面積の和、 σ_t ：梁主筋の引張り応力度、 V_{col} ：柱のせん断力、 $M_{b,t}$ 、 $M_{b,b}$ ：梁危険断面での上端引張り時および下端引張り時の曲げモーメント、および、 j_t 、 j_b ：梁危険断面での上端引張り時および下端引張り時の応力中心間距離、である（図 1-2 参照）。

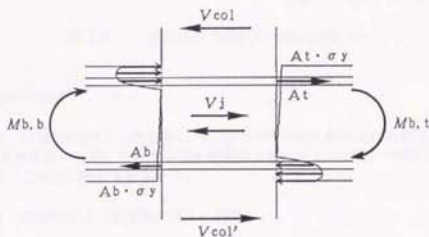
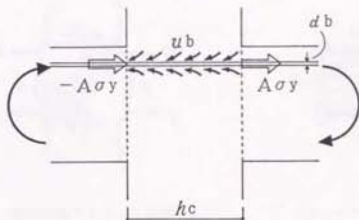


図 1-2： 接合部入力せん断力

梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f'_c}$ ：梁主筋が柱面的一端で引張り降伏し他端で圧縮降伏するときの柱内平均付着応力度 u_b （図 1-3 参照）をコンクリート圧縮強度の平方根 $\sqrt{f'_c}$ （ f'_c ：材料試験にもとづくコンクリート圧縮強度、 kgf/cm^2 ）で基準化したもの。柱内平均付着応力度 u_b は以下のように表わされる。

$$u_b = \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{d_b}{h_c} \quad (1.4)$$

ここで、 d b : 梁主筋径、 h c : 柱せい、および σ y : 梁主筋の降伏強度 (kgf/cm²)、である。



$$u b \cdot (d b \pi) \cdot h c = 2 A \sigma y$$

$$[A = (d b / 2) \pi]$$

図 1-3 : 梁主筋の柱内平均付着応力度 $u b$

1-3 既往の研究

ここでは、(i)接合部のせん断挙動、(ii)接合部内を通し配筋される梁主筋の定着性能、(iii)立体骨組の挙動、(iv)そのほかの研究、および、(v)外柱・梁接合部の挙動、の五つに分けて既往の研究を概観する。

1-3-1 接合部のせん断挙動に関する研究

§1 せん断抵抗機構

Park, Paulay, Priestley が提案したせん断抵抗機構[1.5]を図 1-4 に示す。これは、接合部パネルの主対角に沿った斜め圧縮コンクリート・ストラットによって応力を伝達する圧縮ストラット機構と、接合部横補強筋の引張り力、梁・柱主筋の付着力および部分的な斜め圧縮コンクリート・ストラットによって応力を伝達するトラス機構との組み合わせである。梁降伏後の繰り返し載荷によって、梁付け根での曲げひびわれが閉じなくなると、梁は上下主筋の偶力によって曲げモーメントに抵抗する。この場合、梁付け根のコンクリートには圧縮力が生じなくなり、圧縮ストラット機構は消失する。NZS 3101:1982 はこのような場合を想定して、接合部に入力されるせん断力の大部分をトラス機構によって負担させている。このような状態となるには、接合部内での梁主筋の付着が良好に維持されることが必要である。しかしながら、日本のように比較的高強度の鉄筋を用いる場合や、施工の合理化のために少数の太径主筋を用いる場合には、梁主筋の

接合部内での付着劣化は避けられず、トラス機構のせん断抵抗に対する寄与は減少すると考えられる。

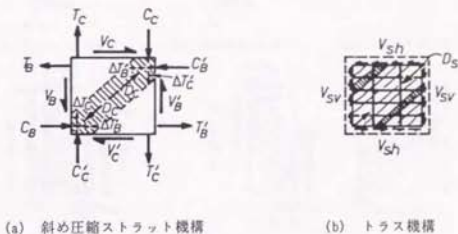


図 1-4 : Park らによる接合部のせん断抵抗機構 [1.5]

Park らの考え方は、接合部に入力されるせん断力をコンクリートと横補強筋とによって負担させるものと捉えられるが、トラス機構の形成のためには、横補強筋に生じる引張り力の反力としてコンクリートの斜め圧縮力が必要とされることに留意すべきである。このような累加の考え方により、Sarsam、Phipps は平面外柱・梁接合部の実験結果をもとに単調載荷時の接合部のせん断終局強度式を提案した [1.6]。

野口、菅野、渡辺は、接合部パネル内の応力状態を有限要素解析によって詳細に検討し、Park らが提案した二つのせん断抵抗機構の負担割合を求めた [1.7, 8]。梁主筋の接合部内での付着剛性を弾性として抜け出しを防止した理想試験体では、接合部パネル全域に圧縮主応力が分布したこと、接合部のコンクリート要素が負担するせん断力は、圧縮ストラット機構による計算値とはほぼ一致したが、トラス機構による負担せん断力は、圧縮ストラット幅の取り方によって大きく影響を受けるため、横補強筋に生じる引張り力とは必ずしも一致しなかったこと、などを示した。

有限要素解析によって、梁降伏後の接合部のせん断圧縮破壊を再現するためには、梁付け根の圧壊を防ぐために梁部分のコンクリート圧縮強度を高くするとともに、接合部内要素のコンクリート圧縮強度を引張り主ひずみの関数として低減させることが有効と思われる。

市之瀬はいくつかのせん断抵抗機構を仮定し (図 1-5)、接合部域および上下の柱域での応力の釣り合いに基づいて、せん断抵抗に寄与する横補強筋量を算定する方法を開発した [1.9]。接合部のせん断に抵抗するために必要な横補強筋量は、以下によって求められる。

$$W_{sh} = W_{qs} + W_{ta} + W_{tc} \quad (1.4)$$

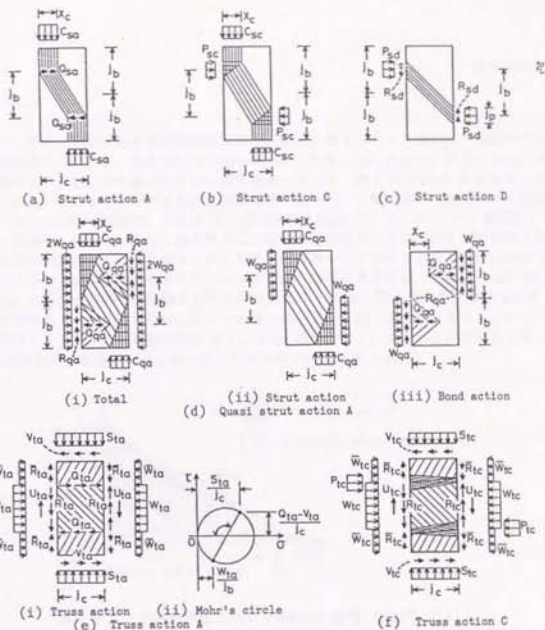


図 1-5 : 市之瀬による接合部のせん断抵抗機構 [1.9]

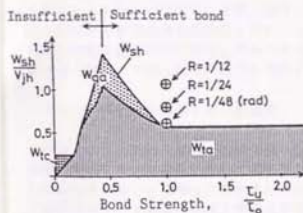


図 1-6 : 横補強筋量に対する梁主筋の付着強度の影響 [1.9]

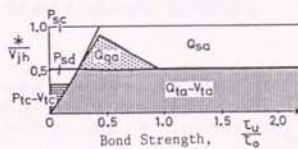


図 1-7 : せん断抵抗機構の負担割合 [1.9]

ここで、 W_{sh} ：要求される横補強筋張り力、 W_{qa} ：準ストラット機構Aの形成のために必要な締めつけ力で、梁主筋付着力の一部 Q_{qa} に等しい、および、 W_{ta} 、 W_{tc} ：トラス機構AおよびCの形成のために必要な締めつけ力で、図 1-5(e(ii)) に示すモールの応力円より求めることができる。必要横補強筋量 W_{sh} と梁主筋の付着強度との関係を図 1-6 に示す。付着強度 τ_o は $3\sqrt{f'_c}$ (単位: Mpa) とした。 W_{sh} は付着強度とともに増加し、柱面的一端で張力降伏し、他端で圧縮降伏する理想的な付着状態の時に最大値に達する。しかしながらこれ以降は、付着が十分に良好であるために、斜めストラット形成に必要な梁主筋の付着力の一部 Q_{sa} が増大するために、 W_{sh} は逆に減少する。上述のせん断抵抗機構の負担割合を図 1-7 に示す。梁主筋付着が良好であると、付着力によってすべてのせん断力が伝達され、梁付け根の圧縮コンクリートによって形成されるストラット機構の成分 P_{sc} 、 P_{sd} は消失する。また、必要横補強筋量 W_{sh} は柱軸力の増大によって減らすことが可能である (図 1-8)。

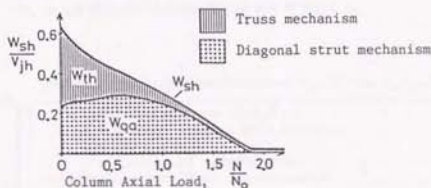


図 1-8 : 横補強筋量に対する柱軸力の影響[市之瀬、1.9]

市之瀬は同様の考え方によって、上下端の梁主筋量が異なるときには横補強筋量を減らせることを示した[1.10]。また、藤井、森田は市之瀬の理論を参考にして、外柱・梁接合部のせん断抵抗機構を検討した[1.11]。市之瀬との大きな違いは、柱中段筋の鉄筋力が接合部を鉛直方向に均等に締めつけるとはしていない点で、多くの場合には、接合部パネル全域に一律な斜め圧縮力が作用するトラス機構は形成されないことを示した。

§2 横補強筋の効果とせん断強度

接合部のせん断抵抗機構と横補強筋の役割とは密接な関係がある。野口、栗栖は、接合部が破壊しない試験体において梁主筋の付着が良い場合には、接合部横補強筋ひずみが付着劣化の生じた場合よりも大きかったことを示した[1.12]。このことは、Park らの提唱するトラス機構の存在を予想させる。

上村は、既往の実験結果より、横補強筋が接合部のせん断終局強度にあたえる影響は少ないことを示し、トラス機構は成立せず、圧縮ストラット機構が主であるとした[1.1

3]。これを検証するため平面柱・梁接合部の実験を行ない、最大せん断力は異なるにもかかわらず、斜め圧縮ストラットの合力は同程度であるという結果を得た。また、圧縮ストラット域外の梁主筋付着力と横補強筋のひずみとは一対一の関係がある可能性を示唆した[1.14]。

既往の実験結果よりせん断強度に対する横補強筋の効果を調査した例は、この他に寺岡、狩野ら[1.15, 16]、Kurose, Guimaraes ら[1.17]によるものがあり、ともに横補強筋がせん断強度にあたる影響は少ないことを示した。ただし、Kurose らは接合部の片側にのみ直交梁を有するとき、あるいは直交梁を持たない平面接合部については、横補強筋がせん断強度を上昇させると述べている(図 1-9 参照)。さらに、寺岡らは平面柱・梁接合部の実験より、接合部のせん断強度はコンクリート圧縮強度に大きく依存すると述べ、接合部の破壊は斜めストラットの圧縮破壊によって生じるとした。また、斜めせん断ひびわれ面での横補強筋ひずみには、せん断抵抗のほかに圧縮ストラットを拘束する効果も含まれると考え、拘束によるひずみは加力と直交する方向のひずみに等しいと仮定して、せん断抵抗に対する横補強筋の寄与を検討した。

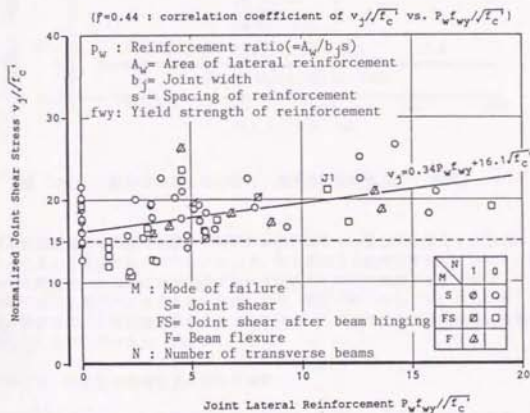


図 1-9 : 接合部せん断強度にあたる横補強筋の効果[黒瀬, 1.17]

接合部の最大せん断力と変形との関係を実験によって検討した研究に、野口、波辺によるものがある[1.18]。最大せん断力時の層間部材角は、図 1-10 に示すように接合部せん断入力レベルが大きくなるほど減少した。ここで、入力せん断力が最も大きい試験体では接合部のせん断圧縮破壊が先行し、それ以外の試験体は梁降伏後の接合部せん断圧縮破壊と判断された。接合部入力せん断力が小さいほど梁降伏後も安定して耐力を保持し、接合部に入力されるせん断力が小さく、梁主筋の接合部内付着が良好に維持される場合には、パネル内に圧縮応力が均等に分布するため、斜めストラット・コンクリートの圧縮ひずみは小さくなり、シリンダー圧縮強度時のひずみに達する層間部材角は増大した。

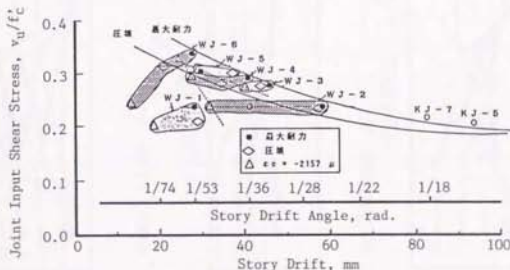


図 1-10 : 接合部の最大せん断力-層間部材角関係[野口・波辺, 1.18]

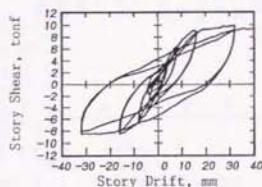
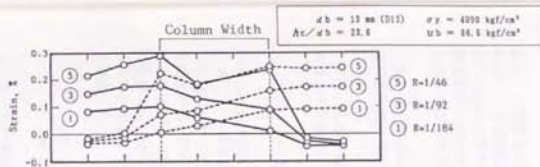
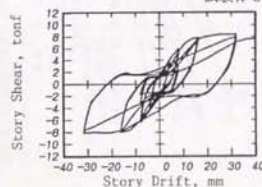
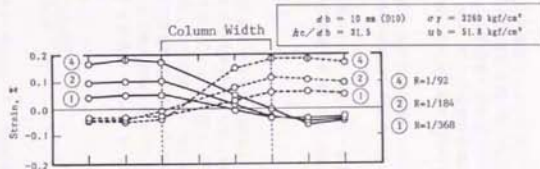
せん断抵抗機構を明確に規定して論理的に接合部のせん断強度を算定する方法は、現在のところまだ開発されていない。そこで、接合部のせん断強度を知ることなく、接合部のせん断変形-せん断応力度関係における剛性劣化のみを考慮することによって、架構の耐力低下を説明できることを、森田、藤井、野村が示した[1.19]。これに対して上村は、接合部のせん断強度が存在することを示し、このような剛性劣化機構は実現象を説明していないと述べた[1.14]。

1-3-2 梁主筋の定着性能に関する研究

梁降伏型骨組の内柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋の付着が劣化すると、復元力特性が逆S字状の履歴面積の小さいループとなり、梁端部におけるエネルギー吸収能が低下する。この例として、平面柱・梁接合部試験体に繰り返し載荷して得られた復元力特性と梁主筋ひずみ分布を図 1-11(a~c) に示す[1.20~22]。(柱せい/梁主筋径)比が小さいと、梁主筋付着劣化が生じて(a)のように圧縮側梁主筋のひずみが引張りへ



(a) (柱幅/梁主筋径) 比 小 試験体 J 1 [小林、1.20]

(b) (柱幅/梁主筋径) 比 大、梁主筋降伏強度 低
試験体 C 1 [北山、1.21]

(c) (柱幅/梁主筋径) 比 大、梁主筋降伏強度 高 試験体 S 3 [小林、1.22]

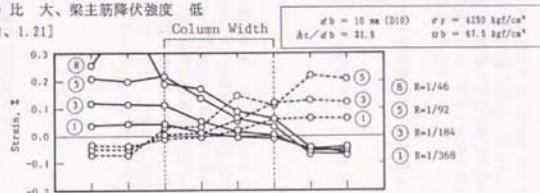


図 1-11 : 復元力特性と梁主筋ひずり分布の実験例

転化し、履歴特性のピンチ化が顕著となる。一方、(柱せい/梁主筋径)比が大きいと(b)のように梁主筋付着が良好に維持され、太った紡錘形の履歴特性となる。ただし、(b)と(c)のように(柱せい/梁主筋径)比が同じで梁主筋降伏強度が異なる場合には、履歴形状に差が生じたことから、梁主筋の接合部内での付着性状は(柱せい/梁主筋径)比だけでなく梁主筋降伏強度にも大きく依存していると考えられる。

そこで、柱せい、梁主筋径、梁主筋降伏強度、コンクリート圧縮強度などを考慮して、梁主筋の接合部内での付着性状を検討した研究を紹介する。

多田、武田は実験結果を基にして、履歴ループが紡錘形になる場合とピンチ化を呈する場合との境界として、以下の関係を導いた[1.23]。

$$ub/\sqrt{f'_c} = 4.0 \quad (1.5)$$

Ruitong, Park は、骨組に要求される靱性能として降伏変形にもつづき塑性率 4 および 2.5 (どちらも、少なくとも 8 回の繰返し載荷を行ない、目標とする塑性率での耐力低下が 20 % 未満であることを)を設定し、平面内柱・梁接合部の繰返し載荷実験を行なった[1.24, 1.25]。その結果より、NZS 3101:1982 の接合部横補強筋量の規定、および通し配筋される(梁主筋径/柱せい)比の制限を緩和できることを示した。具体的には、通し配筋される(梁主筋径/柱せい)比について、上端、下端の鉄筋量のちがいを考慮して、塑性率 4 の骨組 (frames of adequate ductility) において下式を提案した。

$$\frac{db}{hc} \leq \frac{15.5\sqrt{f'_c}}{(1+\beta)\sigma_y} \quad (1.6)$$

ここで、 db : 梁主筋径、 hc : 柱せい、 β : 上端筋量に対する下端筋量の比で 1 以下 (上端筋について検討する場合)、 σ_y : 梁主筋降伏強度 (kgf/cm^2)、および、 f'_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm^2)、である。この規定と NZS 3101 との比較を図 1-12 に示す。塑性率 2.5 を目標とする骨組 (frames of limited ductility) では、(梁主筋径/柱せい)比の制限は必要ないとした。さらに、接合部せん断抵抗機構として斜めストラット・コンクリートによる寄与を大幅に考慮し、塑性率 2.5 を目標とする骨組においては接合部に入力されるせん断力の 60 % を負担するとした。

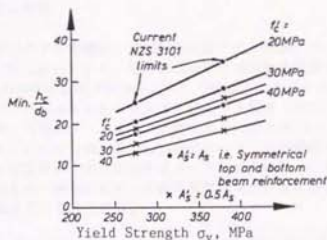


図 1-12 : Ruitong による hc/db の制限 [1.24, 25]

この研究は、現行の WZS 3101:1982 における接合部の耐震規定の見直しを要求するものとして重要と思われる。ただし、(梁主筋径/柱せい)比を(1.6)式のように制限するにあたっての接合部に要求される耐震性能のクライテリアを、明確に規定することが必要と思われる。また、設計法として使用するためには、接合部架構の塑性率と地震応答との対応関係や、塑性率と配筋詳細との関係を定める必要があろう。

Leon は実験によって、梁主筋の接合部内での定着が接合部の挙動にあたる影響を調べ、接合部入力せん断力と必要定着長さ(すなわち柱せい)との関係を導いた[1.28]。必要柱せいを梁主筋径の N 倍とすると、 N は以下のように簡単な式で表現される。

$$N = \beta + 10 \quad (1.7)$$

ここで、 β は柱全断面積に対する接合部入力せん断応力度を $\sqrt{f'_c}$ (単位: psi) で除いたものである。ただしこの実験では、梁主筋の径および強度を一定として、柱せいを変数としたために、(梁主筋径/柱せい)比と接合部入力せん断応力度レベル(すなわち β)とが反比例しており、(1.7)式のような関係を導くには飛躍があるように思われる。

1-3-3 立体骨組の挙動に関する研究

§1 直交梁の効果

加力されない直交梁が接合部に取り付くことにより、接合部のせん断強度は増大されることが、大和田[1.27]や Meinheit, Jirsa[1.28]によって示されている。Meinheit らによる実験結果を図 1-13 に示す。接合部断面積の 70% を覆う直交梁が接合部に付加されることによって、接合部のせん断強度は 1.2~1.8 倍上昇した。実際の骨組では二方向の地震力によって直交梁も加力されるため、直交梁付け根に曲げひびわれが生じるが、その後の直交梁の効果については不明である。

§2 二方向加力を受ける接合部の挙動

立体柱・梁接合部試験体に二方向加力する実験は、1989年現在までに、日本、アメリカ、ニュージーランドおよび中国で行なわれている。特に、1984年に青山博之東京大学教授および J. O. Jirsa テキサス大学教授の呼びかけによって「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計に関するアメリカ、ニュージーランド、日本の3国セミナー」が開かれ[1.29]、その後中国も加わり、各国のコードに従って実大あるいは 1/2 スケールの立体柱・梁接合部試験体を設計し、同一の加力履歴[1.30]によって二方向載荷する実験が行なわれた[1.17、31~33]。本論文第5章で説明する K シリーズ実験は、この4国共同研究の一環として行なわれたものである。これら4国の実験結果の比較は筆者によって行なわれており[1.34]、付録 A として紹介する。

日本では、鈴木[1.35]、Joshie[1.36]、草刈、後藤ら[1.37]、藤原、西村ら[1.38]によって二方向載荷する実験が行なわれた。このうち、藤原らの研究は二方向加力時の接

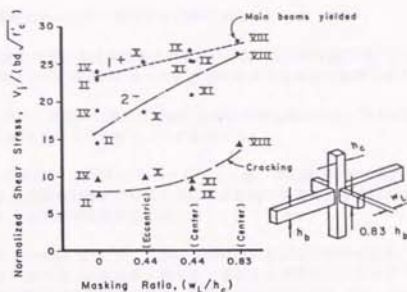


図 1-13 : 接合部せん断強度に対する
加力されない直交梁の効果 [Meinheit, 1.28]

合部のせん断強度を検討したものであり、 $0.2 f'_c$ の軸力を作用させ 45 度方向に加力したスラブなし立体試験体のせん断耐力は、平面柱・梁接合部のそれとほぼ同じであったことを示した。このほかの研究は、いずれも接合部に入力されるせん断力が小さく、単位梁構全体の挙動、スラブ有効幅の検討、柱の二軸曲げ挙動、梁主筋の付着性状、などを調べたものである。二方向加力時の接合部のせん断強度についての研究が不足しており、さらに検討することが必要である。以下に、鈴木、Joshie の研究結果を列記する。彼らの試験体は、軸力の大きかった試験体 (SB60) を除いて、柱と梁との曲げ耐力比がいずれも 1.4 以下であり、二方向加力時には柱の降伏によって耐力が決定される可能性があった。

(1) 実験によって得られた復元力特性は柱軸力の大きい試験体を除いて、すべて逆 S 字形となり、この原因としては、(i) 梁主筋の接合部からの抜け出し、(ii) 上柱とスラブ面のコンクリート打ち継ぎ面におけるひびわれ、のふたつが考えられる。柱軸力の大きい試験体では、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ までは紡錘形履歴を示し、このことから、梁主筋の接合部内での付着が悪い場合には、柱軸力が梁主筋の抜け出しを抑制する効果があるといえる。

(2) 上端引張時のスラブの協力幅は、梁の変形の増加に伴って拡大してゆき、最大耐力時 (層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ 以上) には全幅有効となる。

(3) 中柱では、直交梁の両側のスラブ筋に作用する引張り力が打ち消しあうため、直交梁に生じるねじれモーメントは大きくならない。それに対して外柱では、スラブが直交梁の片側にしかつかないために、スラブの応力が打ち消されない。このため、直交梁

がねじれや鉛直回りの曲げで破壊する危険性がある。

- (4) 二方向地震力を受ける立体骨組の梁は、その部材方向の地震力のみを負担すると考えてよく、直交方向の地震力によって鉛直面内の変位はあまり影響を受けない。
- (5) 二方向加力時には柱の二軸曲げ相関が全体の挙動に現われる。層せん断力の軌跡は、柱の降伏曲面を円形と仮定することで説明できる。
- (6) 二方向加力時には、接合部内コンクリートは梁より伝達された二軸応力を受け、コンクリートの応力状態が厳しくなるために、梁主筋の付着応力伝達能力が低下し、一方向加力時よりも梁主筋平均付着応力度が著しく低下する。

アメリカでは、Kurose ら[1.17]、Leon、Jirsa[1.39]による研究がある。Kurose らは、スラブ付き平面内柱・梁接合部に繰り返し載荷する実験およびスラブ付き立体柱・梁接合部に二方向載荷する実験を行ない、梁降伏後の層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ で接合部のせん断破壊が生じたこと、立体になることにより接合部せん断耐力が上昇したこと、上端引張り時の梁曲げ耐力に有効なスラブ筋量は全スラブ筋の 60 % であったこと、などを示した。Leon らは、立体内柱および外柱・梁接合部に一方向あるいは二方向繰り返し載荷する実験を行なった。柱および梁の曲げ耐力が接近していたために、二方向加力時に柱の損傷が顕著になったこと、柱軸力が接合部の挙動にあたえる影響はほとんど無かったこと、梁幅が小さいと柱隅部のコンクリートの剥落が早期に生じ、柱端部にヒンジが発生したこと、などを指摘した。また、直交梁とスラブは接合部内の斜め圧縮ストラットの維持に貢献するが、スラブが拘束するのは接合部の上部だけであるので、接合部の耐力増大に寄与するとは考え難いと述べた。また、接合部を健全に保つために、以下のような提案を行なった。

- (1) 接合部入力せん断応力度を $4 \sqrt{f'_c}$ (単位: kgf/cm^2) 以下に制限する。接合部せん断抵抗面積は $b \times d$ (論文中に定義はないが、 b : 柱幅、 d : 柱有効せい、と思われる) とする。
- (2) 柱部材には、梁部材の少なくとも 1.3 倍の二軸曲げ超過強度をあてる。
- (3) 接合部横補強筋や大きな梁断面が接合部を適切に拘束する。
- (4) 定着を得るためには、鉄筋径の 24 倍以上の長さが必要である。

§3 スラブおよび直交梁の挙動

スラブおよび直交梁の挙動を、スラブ筋のひずみおよび直交梁のねじれ角と水平面内たわみの測定値を用いて詳細に検討した例として、鈴木[1.35]による研究がある。図 1-14 に示すように、スラブ筋には直交梁の両側ともに引張り力が生じており、このために直交梁のねじれが大きくなり、加力と直交方向のスラブ筋にも引張り力が作用しており、スラブが剛体回転していること、などを指摘した。

スラブ筋に生じた引張り力が接合部内に伝達される機構を検討した研究には、Cheung、Paulay ら[1.31、40]、Pantazopoulou、Moehle[1.41]によるものがある。Cheung らは、スラブが付く平面内柱・梁接合部に繰り返し載荷する実験の結果より、図 1-15 のよう

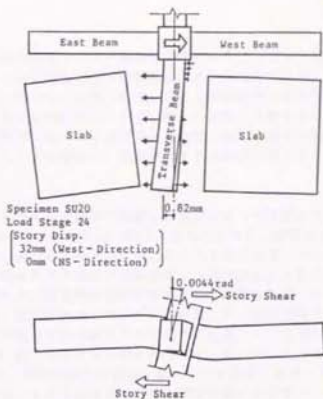


図 1-14 : 鈴木によるスラブおよび直交梁の挙動[1.35]

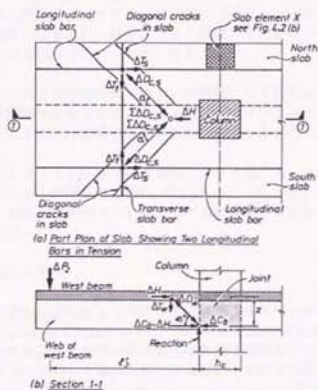


図 1-15 : Cheungらによるスラブ筋引張り力の接合部への伝達機構[1.31.40]

に、主方向および直交方向のスラブ筋の付着力によって、スラブ面内に斜め圧縮ストランドが形成され、この圧縮力が主方向梁に伝達されることにより、接合部内に入力される機構を考案した。Pantazopoulou らは、外柱・梁接合部に取り付く直交梁がスラブ筋の引張り力により水平面内変形し、かつ、ねじれを生じる場合のスラブの挙動を説明するために、スラブ面内において主方向梁と直交梁とを結ぶ斜め引張りトラスを考案した。主方向梁に対するスラブの効果は、圧縮軸力を主方向梁に導入することによって表現された。

スラブ有効幅にあたる直交梁の影響を、実験によって調査した研究に Durrani, Zorri[1.42]、French, Boroojerdi[1.43]によるものがあり、解析によって検討した研究に上述した Pantazopoulou, Moehle[1.41]によるものがある。Durrani らは、外柱・梁接合部の地震時挙動に対するスラブの影響および直交梁による接合部の拘束効果を調べるため、スラブ幅および直交梁の有無を変数とした実験を行なった。直交梁の接合部に対する拘束効果は、直交梁にねじれひびわれが発生した後は期待できないこと、直交梁にねじれひびわれが生じた後のスラブ有効幅は(柱幅) + (直交梁せいの2倍)と表わせたこと、直交梁のねじれによって接合部内にせん断応力が伝達されること、などを示した。French らは、梁曲げ耐力に協力するスラブ有効幅に対する直交梁のねじれ剛性の影響を調べるため、スラブ付き立体内柱・梁接合部の直交梁せいを変数として一方向繰り返し載荷実験を行なった。直交梁せいが大きくなり、ねじれ剛性が增大するほどスラブ有効幅は拡大したが、その差は変形が小さい時に顕著であり、大変形時の耐力の差は10%以内であったことを示した。Pantazopoulou らは、内柱・梁接合部や剛強な直交梁を有する外柱・梁接合部における上端引張り時のスラブ有効幅として、降伏前には、(梁幅) + (梁せいの3倍)、降伏後には(梁幅) + (梁せいの4倍)、さらに大変形時には(梁幅) + (梁せいの5~6倍)を示した。

これらの研究では、スラブの有効幅が梁せいの関数として表現された。これに対して、日本では梁スパンの関数で表わされており、スパンと梁せいとは密接に関係しているが、どちらがより合理的にスラブ有効幅を表現するか、検討する必要がある。

梁曲げ耐力に協力するスラブの有効幅は変形とともに増大し、全幅有効となり得ることが多くの実験研究によって示された【例えば1.31, 35~37, 40】。また、実大7層建物の実験によっても、建物部材角が $1/64$ rad のときに全スラブ幅の85%が有効であると報告された[1.44]。

1-3-4 そのほかの研究

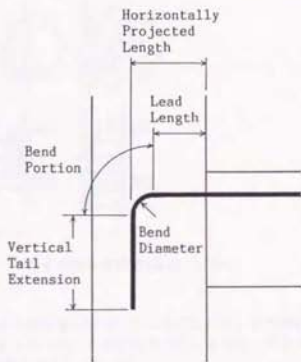
地震時に接合部を健全に維持するために、梁付け根の塑性ヒンジを梁スパンの内側に移動させる方法(Relocated hinge)があり、NZS 3101:1982では規定として認められている。この方法は特に、接合部内の梁主筋の付着劣化を防止するために有効と考えられる。Relocated hinge を用いた場合の骨組の耐震性を検討するために、Paulay, Park[1.45]、Abdel-Fattah, Wight[1.46]、城ら[1.47]によって柱・梁接合部を用いた実験が行なわれている。この場合、梁端塑性ヒンジの回転量が增大し、梁せん断力も増加することから、適切なヒンジ位置と配筋詳細が要求される。

さらに、Al-Haddad、Wight[1.48]は、relocated hinge を採用した場合の建物の耐震性能を地震応答解析によって検討した。その結果、普通のせん断スパン比を持つ梁では、ヒンジ域を移動させたことによる不利益はほとんど生じないこと、せん断スパン比が 3.5 未満の梁ではヒンジ領域での回転変形が大きくなるため適切な配筋を施す必要があること、を明らかにした。

1-3-5 外柱・梁接合部の挙動に関する研究

本論文は、内柱・梁接合部を主要な対象としており、外柱・梁接合部の耐震性については、第5章で立体スラブ付き外柱・梁接合部試験体の挙動を検討する程度である。ここでは、外柱・梁接合部の耐力および変形能に影響をあたえる要因について簡単に触れることとする。

外柱・梁接合部では梁主筋を接合部内で定着する必要がある。梁が一方方向のみとり付くため接合部入力せん断力は小さくなるが、梁主筋の定着ディテールによって破壊モードが変化する。すなわち、90度折り曲げ定着された梁主筋をもつ外柱・梁接合部の挙動は、水平投影長さ、折り曲げ半径および垂直部の余長によって大きく異なる（各部の名称は図 1-16 参照）。また、接合部のせん断耐力は梁主筋の定着ディテールに密接に関係していることが指摘されており、接合部のせん断破壊と定着破壊とを明確に区別することは困難である。そこで梁主筋の付着・定着に主眼を置いて、項目ごとに既往の実験結果を整理する。



(1) 水平投影長さ

図 1-16 : 外柱・梁接合部の各部の名称

90度折り曲げ定着の場合、スリップ量が大きくなると、その定着耐力は折り曲げ起点以降がほとんどを負担しており、水平部分の付着力による定着耐力への寄与は少ない（図 1-17、[1.49]）。接合部コア・コンクリート内には、折り曲げ部の支圧反力と柱・梁付け根に生じる圧縮力とによって斜め圧縮ストラットが形成され、その水平力伝達能力が接合部のせん断耐力や梁曲げ耐力に大きな影響を与える[1.50]。水平投影長さが十分に長い場合、斜め圧縮ストラットが有効なせん断抵抗機構となる（図 1-18(a)）が、水平投影長さが短くなるに従い圧縮ストラットの勾配が急になり、伝達できる水平せん断力は減少する（図 1-18(b)）。

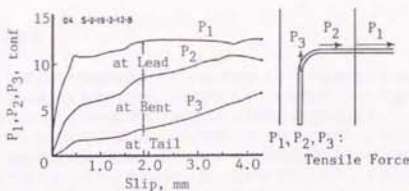


図 1-17 : 定着耐力に占める各部の負担力[藤井、1.49]

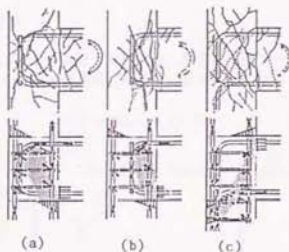


図 1-18 : 定着ディテールとせん断抵抗機構[金田、1.50]

折り曲げ部の支圧反力が接合部内のせん断伝達に寄与していることから、水平投影長さによって接合部のせん断耐力は変化する[1.50]。梁主筋降伏の生じる外柱・梁接合部の水平せん断耐力 V_u として下式が提案されている[1.51]。

$$V_u = 2 \sqrt{f_c} \cdot B \cdot l_{dh} \quad (1.8)$$

ここで、 f_c : コンクリート強度 (kg/cm^2)、 B : 柱幅、 l_{dh} : 水平投影長さ、ただし、 $l_{dh} \geq 0.75 D$ 、 D : 柱せい、である。

梁曲げ降伏を先行させ良好な靱性能を維持するためには、水平投影長さを確保することが重要 [1.52、53] で、その必要長さとして $13 d_b$ (d_b : 梁主筋径) [1.52]、あるいは $11 d_b$ [1.54] などの値が示されている。このことから、現行の RC 規準[1.1]に示されているように総定着長さ L を規定することだけでは十分な定着能力を確保できないと考えられ、実験によっても実証された[1.55]。

(2) 下端筋の定着

日本では、慣用的に下端筋を柱内に折り曲げ定着（すなわち曲げ下げ定着）することが多いが、これでは十分に梁曲げ耐力を発揮できず、上端筋にくらべて耐力・靱性ともに低下する[1.52, 55]。折り曲げ部分の支反力が接合部内の圧縮ストラットを形成する成分とならず、柱断面の圧縮力がこれを支持する（図 1-18(c)）。そこで、曲げ下げ部分の柱内に横補強筋を多く配筋することにより、下端筋引張り時の定着能力を改善することが可能である[1.51]が、接合部内に折り曲げ定着するほうがさらに効果的であると考えられる。その場合、接合部内の配筋が過密になることを防ぐために上端筋と下端筋とを連続させるU型定着法が提案されており、のみみみ長さ 15 d b あれば、主筋の降伏強度までの定着を確保できることが示された[1.56]。

(3) 折り曲げ内法半径

折り曲げ内法半径が大きいほど定着耐力は上昇する（図 1-19, [1.49]）。一方、折り曲げ内法半径の大小による最大耐力に著しい差異はないという実験結果[1.56]もある。

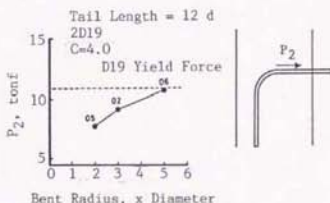


図 1-19 : 定着耐力に対する折り曲げ内法の半径の影響[藤井, 1.49]

(4) 垂直部の余長

垂直部の余長の役割は靱性能の確保であり、6 d b 以上必要である[1.52]。ただし、10~12 d b 程度あれば十分であり、これ以上の延長は効果がない[1.49]。

(5) 柱軸力

高軸力により上端筋水平部分に沿った付着剥離ひびわれの発生が抑えられ、耐力も上昇した。しかし水平投影長さが短い場合には、最大耐力後の耐力低下が顕著であった[1.54]。接合部横補強筋比が 0.1 % 程度に小さい場合には、柱軸力が接合部のせん断変形にあたえる影響はほとんどなかったが、横補強筋比が 0.5 % と大きい場合には、柱

軸力が小さくなるとともに接合部のせん断変形は増大した[1.57]。

(8) 接合部横補強筋

接合部横補強筋は繰返し載荷時の耐力劣化の軽減に有効で、コンクリート斜め圧縮ストラット機構が作用する場合に拘束筋として機能すると考えられる[1.50]。一方、90度折り曲げ部の支圧力の反力を、接合部横補強筋および縦補強筋による引張り力で確保する補強法が提案されており、この方法により水平投影長さが不十分でも定着性能を改善し、梁曲げ耐力を発揮させることが可能である[1.58]。これは、横補強筋がせん断抵抗に貢献した例と考えられる。

1-4 引用文献

- [1.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982。
- [1.2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988年、10月。
- [1.3] ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 82, No. 3, 1985, pp. 286-283.
- [1.4] Standards Association of New Zealand: New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101, 1982.
- [1.5] Paulay, T., R. Park and M. J. N. Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, November, 1978, pp. 585-593.
- [1.6] Sarsam, K. F., and M. E. Phipps: The Shear Design of in Situ Reinforced Concrete Beam-Column Joints subjected to Monotonic Loading, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, No. 130, March, 1985, pp. 16-28.
- [1.7] 野口博、菅野弘：地震力を受けるRC柱・はり接合部の内部応力状態に関する解析的研究、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、Vol. 8, 1986, pp. 633-636.
- [1.8] 野口博、渡辺一弘：RC柱・はり接合部のせん断抵抗機構に関する解析的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11, 1987年、10月、pp. 631-632.
- [1.9] Ichinose, T., : A Rational Design Procedure for Shear Reinforcement in R/C Interior Joint, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, August, 1988, pp. IV 609-614.
- [1.10] 市之瀬敏勝：付着良好な梁降伏型RC内部接合部の必要せん断補強筋量、日本建築学会構造系論文報告集、No. 383, 1988年、1月、pp. 88-97.
- [1.11] 藤井栄、森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文報告集、No. 398, 1989年、4月、pp. 61-71.
- [1.12] 野口博、栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11, 1987年、10月、pp. 627-628.

- [1.13] 上村智彦：鉄筋コンクリート梁・柱接合部の終局強度に関する研究、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、Vol.8、1986、pp.637-640。
- [1.14] 上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10-3、1988、pp.519-524。
- [1.15] 寺岡勝、狩野芳一ほか、：鉄筋コンクリート造十字形柱はり接合部の力学性状に関する研究（その1～3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1986年、8月、pp.115-120。
- [1.16] 林和也、狩野芳一、寺岡勝ほか、：同上（その4、5）：日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp.615-618。
- [1.17] Kurose, Y., G. N. Guimaraes, et al.: Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Uniaxial and Biaxial Loading, PMFSEL Report, No.88-2, December, 1988, The University of Texas at Austin.
- [1.18] 渡辺一弘、安部勝弘、村川諒二、野口 博：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10-3、1988年、6月、pp.497-500。
- [1.19] 森田司郎、藤井栄、野村祥一：RC外部柱・梁接合部の耐力と変形状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.9-2、1987、pp.175-180。
- [1.20] 小林裕、瀧正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の実験的研究、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984年、pp.653-656。
- [1.21] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985年、6月、pp.605-608。
- [1.22] 小林裕、小谷俊介：鉄筋コンクリート造柱梁接合部内の梁主筋付着に関する研究（その1）、日本建築学会大会梗概集、1983年、9月、pp.1819-1820。
- [1.23] 多田利正、武田寿一：RC柱梁接合部梁通し配筋の定着長について、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年、10月、pp.1887-1888。
- [1.24] Ruitong, D. and R. Park: A Comparison of The Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility, Research Report 87-4, University of Canterbury, June, 1987.
- [1.25] Park, R. and D. Ruitong: A Comparison of The Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited

- Ductility, Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 21, No. 4, December, 1988, pp. 255-278.
- [1.26] Leon, R. T. : Anchorage Requirements in Interior R.C. Beam-Column Joints, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, August, 1988, pp. IV 591-596.
- [1.27] 大和田義正：鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究（その4）、日本建築学会大会梗概集、1980年、9月、pp.1511-1512.
- [1.28] Weinheit, D. F., and J. O. Jirsa : Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, ASCE ST11, November, 1981, pp. 2227-2244.
- [1.29] 小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の設計に関する日本・アメリカ・ニュージーランド セミナー議事録、東京大学工学部建築学科青山研究室、1984年.
- [1.30] Minutes of the Second U.S.-N.Z.-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, May 28 and 29, 1985, in Tokyo, Aoyama Laboratory, University of Tokyo.
- [1.31] Cheung, P. C., T. Paulay and R. Park. : Interior and Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints of a Prototype Two-Frame with Floor Slab Designed for Earthquake Resistance, University of Canterbury, Research Report, 89-2, March, 1989.
- [1.32] Chen, Y., G. Chen and H. Gao : Full Scale Tests on Seismic Behavior of Internal Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Bidirectional Cyclic Loading, paper prepared for the Third U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, August 10 to 12, 1987, at University of Canterbury, Christchurch.
- [1.33] Zhu, B. and Y. Chen : Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Bi-Directional Cyclic Loading, paper prepared for the Third U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, August 10 to 12, 1987, at University of Canterbury, Christchurch.
- [1.34] Kitayama, K. : Comparison of Test Results on Quadri-Lateral Programme, paper prepared for the Fourth U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, May 24 to 26, 1989, at University of Hawaii, Hawaii.

- [1.35] 鈴木紀雄：鉄筋コンクリート造立体骨組の復元力特性に関する研究、東京大学博士論文、1983年。
- [1.36] Joshie, K. Halim: 強震を受ける鉄筋コンクリート造立体骨組の耐震性能に関する研究、東京大学博士論文、1985年。
- [1.37] 草刈敏夫、後藤康明、真柄祥吾、城攻、柴田拓二：鉄筋コンクリート造立体柱梁接合部の破壊性状に関する研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年、10月、pp.1871-1874。
- [1.38] 藤原幹弘、西村泰志、南宏一：2方向地震力を受ける立体柱梁接合部の弾塑性性状、コンクリート工学年次論文報告集、第10巻第3号、1988年、6月、pp.525-530。
- [1.39] Leon, R. and J. O. Jirsa: Bidirectional Loading of R.C. Beam-Column Joints, Earthquake Spectra, Vol.2, No.3, 1986, pp.537-564.
- [1.40] Cheung, P., T. Paulay and R. Park: A Reinforced Concrete Beam-Column Joint of a Prototype One-way Frame with Floor Slab Designed for Earthquake Resistance, Research Report 87-6, University of Canterbury, July, 1987.
- [1.41] Pantazopoulou, S. J. and J. P. Moehle: The Effect of Slabs on the Flexural Behavior of Beams, College of Engineering, University of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC-87/17, October, 1987.
- [1.42] Durrani, A. H. and H. E. Zerbe: Seismic Resistance of R/C Exterior Connections with Floor Slab, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.113, No.8, August, 1987, pp.1850-1864.
- [1.43] French, C. W. and A. Boroojerdi: Contribution of R/C Floor Slabs in Resisting Lateral Loads, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.115, No.1, January, 1989, pp.1-18.
- [1.44] 芳村学、黒瀬行信、上之園隆志：鉄筋コンクリート造実大7層建物実験におけるはり・柱部材の弾塑性挙動（その5）、日本建築学会構造系論文報告集、No.391、1988年、9月、pp.27-35。
- [1.45] Paulay, T. and R. Park: Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance, Research Report 84-9, University of Canterbury, June, 1984.

- [1.46] Abdel-Fattah, B. and J. K. Wight: Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings, *ACI Structural Journal*, January-February, 1987, pp.31-39.
- [1.47] 城攻、後藤康明、柴田沢二: 梁の塑性ヒンジ発生域制御によるRC骨組の復元力特性改善、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、Vol.8、1986、pp.629-632.
- [1.48] Al-Haddad, M.S. and J.K.Wight: Relocating Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings, *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.2, March-April, 1988, pp.123-133.
- [1.49] 藤井栄、森田司郎、後藤定己: 折り曲げ定着部の耐力と破壊性状、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982、pp.273-276.
- [1.50] 金田和浩、近藤吾郎、藤井 栄、森田司郎: 外端柱・梁接合部におけるせん断破壊と定着破壊の相関、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1984年、pp.665-668.
- [1.51] 金田和浩、藤井栄、森田司郎: 交番荷重下のRC外端柱・梁接合部の挙動に与える接合部補強の効果、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985、pp.613-616.
- [1.52] 角徹三、大山哲、牧村幸二、八代宗明: RC柱・はり外部接合部におけるはり主筋の定着性能に関する実験的研究、第8回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1986、pp.641-644.
- [1.53] 角徹三、中田信治、大山哲: RC柱・はり外部接合部におけるはり主筋の定着性能に関する実験的考察、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985、pp.617-620.
- [1.54] 前田隆彦、西村泰志、南宏一: 鉄筋コンクリート造柱・梁接合部における梁主筋の定着機構に関する実験的研究(その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造Ⅱ、昭和60年、pp.301-302.
- [1.55] 若林 實、南 宏一、西村泰志、今仲伸郎: ト字形柱・はり接合部の梁主筋の定着性能、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983年、pp.417-420.
- [1.56] 別所佐登志、岡本公夫、相沢恂、福島稔: 太径異形鉄筋を用いたU型はり主筋定着法の実験研究、鹿島建設技術研究所年報、第25号、pp.143-154.
- [1.57] 角徹三、浅草肇: 鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部の耐力と靱性、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 論文集、日本コンクリート工学協会、1988年、9月、pp.11-119 - 11-130.

- [1.58] 西村泰志、南 宏一：鉄筋コンクリート造外部柱・はり接合部におけるはり主筋の定着機構におよぼす補強筋の効果、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年、pp.645-648.

第2章 セン断抵抗機構の検討

2-1 セン断耐力と破壊モード

2-1-1 内柱・梁接合部のせん断破壊の定義

本論文における内柱・梁接合部のせん断破壊とは、パネル・コンクリートの圧壊や斜めひびわれ幅の拡大が生じることにより接合部のせん断変形が増大し、柱・梁および接合部から成る単位架構の全体変形に占める割合が、梁の変形成分よりも大きくなることと定義する。梁降伏が生じる以前にこのような現象が起こると、構造物全体として想定した保有耐力を得ることができずに危険である。また、梁降伏が生じる場合においても、柱・梁接合部にせん断による損傷の集中が生じると、単位架構の耐力の低下は緩やかであるのに対して、梁端部に降伏ヒンジの発生する全体変形が増大して、期待するベース・シアをあたえる崩壊型に達するまでの変形が大きくなり、 $P-\Delta$ 効果などの予期せぬ要因を無視できなくなって構造物の耐震性能上好ましくないと判断される。

接合部のせん断破壊はさらに、高せん断力を受けるときのせん断圧縮破壊と横補強筋量が少ないときのせん断引張り破壊の二つに区別できる。

2-1-2 入力せん断力と破壊モード

内柱・梁接合部の破壊モードは、

- (1) 接合部のせん断破壊
- (2) 梁降伏後の接合部せん断破壊
- (3) 梁曲げ破壊、および
- (4) 梁通し主筋の付着破壊

の四つに分けられる。このうちの(1)～(3)までは接合部に入力されるせん断力の大きさによって分類でき、それぞれの実験例における典型的なひびわれ状態および接合部入力せん断力-せん断変形角関係を図 2-1 に示す。同図より、接合部のせん断圧縮破壊はパネル・コンクリートが斜め圧縮力によって圧壊したもので、その耐力低下は緩やかで、柱あるいは梁部材のせん断斜張力破壊のように脆性的なものではないことがわかる。梁降伏後に接合部せん断圧縮破壊が生じた場合、接合部のせん断終局強度は梁曲げ耐力と一致することになるが、梁曲げ降伏と同時に接合部がせん断圧縮破壊するわけではないので、これを柱・梁接合部のせん断耐力と呼ぶのは不適切である。この場合、梁主筋の付着劣化によって接合部の主対角方向の斜めストラット・コンクリートに圧縮応力が集中し、さらに接合部パネルのひびわれたコンクリートの圧縮強度が繰り返し載荷によって低下するため、このストラット・コンクリートが圧壊すると考えられる。すなわち接合部のせん断耐力は、図 2-2 に模式的に示されるように、ある固有の値から変形の増大や繰り返し載荷によって徐々に低下すると考えるのが妥当である。なお単調載荷時のせん断耐力についても、接合部パネルにある程度の斜めせん断ひびわれが発生し、かつ

梁主筋の付着劣化が生じるのであれば、基本的には同図で表現できると考える。

以上は接合部パネル・コンクリートの圧壊による破壊である。これとは別に、接合部横補強筋量が極端に少ない場合 ($\rho_{jh} = 0.1\%$) に、斜めひびわれ幅の拡大を抑えることができず、接合部せん断変形が増大した[2.1]。これは引張りによる接合部のせん断破壊と考えられる。接合部のせん断引張り破壊は、横補強筋量が少なく、梁主筋の接合部内での付着性状が良好で、かつ、接合部に入力されるせん断力が斜めストラット・コンクリートを圧壊させない程度に小さい場合に生じ得ると考えられる。

接合部内を通し配筋される梁主筋の付着破壊は、接合部に入力されるせん断力の大きさにかかわらず、主に柱せい、梁主筋径と強度およびコンクリート引張り強度の組み合わせに依存している。ただし接合部内梁主筋の付着破壊が生じても、柱・梁部材で見られる付着割裂破壊のような耐力の急激な低下をとまなうことはない。むしろ、梁主筋の接合部からの抜け出しによって生じる復元力特性のピンチ化が重要である。これについては第6章で詳細に検討する。

2-2 セン断抵抗機構の仮定

内柱・梁接合部に作用する応力を図 2-3 に示す。接合部のせん断抵抗機構として Paulay らは図 2-4(a, b) に示す二つを提案した[2.3]。ここでは、これらを主ストラット機構およびトラス機構 (I) と呼ぶ。主ストラット機構は、柱・梁危険断面に作用する水平および鉛直方向圧縮力の合力として、接合部パネル内の主対角方向に形成されるものである (この斜め圧縮束を主ストラットと呼ぶ)。主ストラット機構は、接合部内梁主筋の付着性状の良否にかかわらず形成される。これに対して、トラス機構 (I) の形成には接合部パネル内に均等に分布する圧縮力が必要であり、この分布圧縮力を維持するためには、水平および鉛直方向の引張り力、さらに梁主筋および柱主筋からの付着力が必要である。

この二つのせん断抵抗機構のほかに、図 2-4(c) に示すような、横補強筋の引張り力、柱側主筋からの付着力およびコンクリート圧縮ストラットによって形成されるトラス機構 (II) が存在する。ただし横補強筋を多量に配筋しても接合部のせん断破壊の防止には有効ではないことが 1 シリーズ実験によって示されており (後述)、トラス機構 (II) の負担割合は小さいと考えられる。

梁主筋の接合部内付着が良好な場合、主ストラット機構が負担するせん断力はおおむね圧縮力 $Cb1$ (図 2-3 参照) に等しく、トラス機構 (I) が負担するせん断力は引張り力 $Tb2$ にほぼ等しい。このとき、トラス機構 (I) によるせん断抵抗は主ストラット機構によるものとほぼ同等となる。

トラス機構 (I) は梁および柱主筋からの付着力が良好に維持されるときに形成される。しかしながら、梁崩壊形建物においては、梁降伏後まで梁主筋の接合部内での付着を良好に保つことは困難である。梁主筋の接合部内付着劣化が生じると、トラス機構 (I) のせん断抵抗能力は急激に低下し、接合部横補強筋のせん断抵抗に対する機能が

失われる。そのため接合部入力せん断力は、主ストラット機構によってすべて負担されるようになる。接合部内のせん断抵抗機構は、このように梁主筋の接合部内での付着状態によって変化すると考えられる。

付着劣化により梁主筋から接合部コア・コンクリートに応力が伝達されない場合、危険断面での梁主筋引張り力は、反対の柱面での圧縮コンクリートによって抵抗され、主ストラットに流れる圧縮力は増大する。主ストラット・コンクリートは、繰返し載荷によって劣化し、主ストラットと平行な方向に生じる斜めひびわれによってコンクリート圧縮強度が低下していることが考えられる。このため、主ストラット機構によるせん断抵抗能力も低下し、ついにはせん断圧縮破壊を生じることもある。梁主筋付着劣化後の接合部横補強筋の役割は、コア・コンクリートを拘束することである。

2-3 実験による検討

梁降伏型骨組では、接合部に入力されるせん断力は梁の降伏によってほぼ一定となるので、梁降伏時までに接合部せん断破壊が生じなければ、接合部破壊は避けられるはずである。ところが「2-1-2」で指摘したように、梁降伏後の繰返し載荷によって接合部のせん断破壊が生じることがある。この例として、梁主筋の接合部内での付着劣化が生じたJシリーズ試験体[2.4]では、梁降伏後の大変形時に接合部にせん断による損傷が集中した。いっぽう、梁主筋の接合部内での付着が良好であったCシリーズ試験体[2.5]では、梁降伏後も接合部に被害が集中するようなことはなかった。そこで、ここではこの2シリーズの平面柱・梁接合部の実験結果をもとに、接合部のせん断抵抗機構について考察する。

JおよびCシリーズ試験体とも形状は同一で、縮尺は実物の約1/2であり、梁断面200×300 mm、柱断面300×300 mm、左右梁の支持点間距離2700 mm、上下柱の支持点間距離1470 mmである。梁・柱主筋の断面中心とコンクリート面までの距離はいずれも30 mmとした。梁端部はピン・ローラー支持、下柱端部はピン支持とし、加力は柱頭に取り付けた二基のアクチュエータによって行い、鉛直方向のアクチュエータで一定の軸力を保持しながら水平方向のアクチュエータで正負繰返し載荷した。なお、JおよびCシリーズの実験結果の概略を付録Bに示した。

試験体J1およびC1の実験終了時のひびわれ状態を図2-5に示す。試験体J1では、層間部材角1/23 radの大変形時に接合部かぶりコンクリートが剥落し、接合部せん断圧縮破壊を生じた。それに対して試験体C1では、接合部に多くの斜めせん断ひびわれを生じたものの、せん断破壊することなく、梁端部に良好な塑性ヒンジが形成された。ただし、接合部入力せん断応力度は、試験体J1のほうが試験体C1に比べて1.25倍大きかったことに注意が必要である。接合部斜めせん断ひびわれの数は試験体J1のほうが少なく、主対角方向に形成された×形のひびわれ幅が、変形とともに増大した。試験体C1では、多くの斜めせん断ひびわれが生じ、接合部パネル内に均等に応力が分布していたことを示す。

試験体J1およびC1の層せん断力-層間変位関係を図2-6に示す。試験体J1で

は逆S字状の履歴を示し、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 以降特に顕著になった。それに対して試験体 C1 は、履歴面積の大きい紡錘型の復元力特性を示した。接合部のひびわれ状態から、梁主筋の接合部内付着の良否による、主ストラット機構およびトラス機構の存在（あるいは非存在）が予想される。試験体 J1 においても、梁主筋の付着劣化が顕著にならないあいだは斜めせん断ひびわれが発生するが、変形の増大とともに主対角方向の斜めせん断ひびわれが支配的となった。これより、梁主筋の接合部内での付着劣化によってトラス機構 (I) が消失し、主ストラットへの圧縮応力集中によって接合部せん断圧縮破壊が生じたと考えられる。試験体 C1 では、主ストラット機構およびトラス機構の両方が存在し、接合部パネル・コンクリート内には斜め圧縮応力が均等に分布したと思われる。

試験体 J3 および C2 は、対応する試験体 J1 および C1 の接合部横補強筋量を増やしたものである。すなわち試験体 J3 では、横補強筋比を 0.27% から 1.27% へ、試験体 C2 では 0.27% から 0.90% へと増加させた。接合部横補強筋のひずみ分布を図 2-7 に示す。接合部内での梁主筋の付着劣化が生じた試験体 J1、J3 とを比較すると、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ までは大きな違いは見られなかった。また、横補強筋量を増やしても接合部のせん断圧縮破壊を防止できなかった。一方、試験体 C1、C2 では、試験体 C1 の横補強筋は層間部材角 $1/92 \text{ rad}$ で降伏ひずみに達し、それ以降もひずみが増大したのに対して、試験体 C2 では弾性範囲にとどまった。

このことから、J シリーズ試験体と C シリーズ試験体とは、梁主筋の接合部内付着性状の違いによって、接合部横補強筋の役割が異なると予想される。試験体 J3 において層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 以降も横補強筋のひずりが増大したのは、膨張しようとする接合部コア・コンクリートを拘束したためと考えられる。これに対して試験体 C2 では接合部入力せん断力が小さかったため拘束効果によるひずみの増大が見られなかったと考えられ、試験体 J3 と試験体 C2 とを直接比較することはできない。横補強筋量を増やすことにより接合部のせん断変形は抑えられるが、C シリーズ実験でその差が観察されたのは、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ を超える変形に達してからであった。

2-4 有限要素解析による検討

2-4-1 解析の目的

ここでは内柱・梁接合部のせん断抵抗機構を、非線形有限要素解析によって検討した。内柱・梁接合部のせん断抵抗機構としてはすでに「2-2」で説明したように、接合部内の主対角方向のコンクリートによって圧縮力を負担する主ストラット機構と、接合部内の横補強筋の引張り力および梁・柱主筋の付着力に依存するトラス機構が考えられる。地震時におけるこれらの抵抗機構の負担割合を検討することは、接合部のせん断設計法を作成する上で重要な問題である。

これらの機構の存在を調べるため、柱・梁接合部を含む十字形等の試験体を用いた実験が多数行われてきた。しかしながら、変形の増大や荷重状態による、これらの抵抗機構の負担割合の変化については、未だ十分に解明されていない。このように実験によ

る接合部のせん断抵抗機構の把握が困難なのは、二つの抵抗機構の負担割合が接合部内を通し配筋される主筋の付着性状に依存して変化し、その実態をひずみ測定などによって正確にとらえることが難しいためと思われる。主ストラット機構は、主として接合部の外に達する梁・柱からの圧縮力により形成され、梁主筋の付着の良否には影響されない。これに対して、トラス機構が形成されるためには梁主筋の付着力が必要である。特に梁主筋の引張り降伏後の付着力がきわめて測定し難いこともあり、このような現象を実験により的確に分離抽出するのは非常に困難である。

そこで、すでに実験が行なわれた付着性状の異なる2体の試験体と、そのうち一つの付着を完全に絶縁した理想化された試験体の計3体を対象として、非線形有限要素解析を行ない、二つのせん断抵抗機構の存在や荷重段階に応じた変化を解析的に追跡した。

2-4-2 解析概要

§1 解析試験体

解析はすでに紹介した梁降伏型平面柱・梁接合部試験体 J1[2.4]、C1[2.5]、および試験体 C1 と同一配筋で梁主筋の接合部内付着を絶縁したもの（以降、試験体 C1NB と呼ぶ）の3体について行った。試験体 C1、J1 の諸元を表 2-1 に、材料特性を表 2-2 にそれぞれ示す。両試験体とも梁上端筋は二段配筋であり、接合部横補強筋は 2-D6 を三組 ($\rho_{jh} = 0.27\%$) 配筋し、柱には中段筋を配した。

§2 解析方法

解析には野口・長沼によって開発された有限要素法プログラム[2.6]を使用した。野口らは同プログラムによって内柱・梁接合部試験体の繰返し載荷解析を行ない、プログラムの妥当性を示した[2.8]。コンクリート要素には、各節点で剛性評価を行なう線形ひずみ三角形要素を用い、鉄筋要素には一次元線要素を用いた。ひびわれの開閉を表現するためにクラック・リンクを配した。ひびわれ面の法線方向 $\pm 30^\circ$ の範囲の垂直応力がコンクリートの引張り強度を超えた場合にひびわれが開いたと判断し、クラック・リンクの剛性を零とした。なお、骨材のかみ合い作用によるひびわれ面でのせん断伝達力は考慮しなかった。柱・梁主筋要素とコンクリート要素とはボンド・リンクによって結び付着力を表現した。付着応力-すべり量関係を図 2-8 に示す。鉄筋径の違いは付着応力-すべり量関係の初期剛性を変化させることによって考慮した。ひびわれが生じた位置では付着力を零とし、主筋の降伏が生じた場合には付着力を半減させ、それぞれ付着剛性を零とした。柱・梁および接合部の横補強筋は一要素として表現し、主筋要素と節点を共有させた。解析は荷重増分によって行ない、不釣り合い力は次のステップで解除した。なお、解析は計算量の節減のために単調載荷にて行なった。計算には東京大学大型計算機センターの M680H を使用した。

解析試験体のメッシュ分割を図 2-9 に、解析時の節点数、計算時間などを表 2-3 に示す。コンクリート要素分割（要素数 400）および鉄筋要素分割（要素数 272）は共通とし、ひびわれ位置は実験結果を参考にして定めた。梁主筋の付着が良好であった試験

体 C1 では接合部せん断ひびわれ本数を多くした。試験体 J1 では接合部上側に斜めひびわれを偏在させた。

2-4-3 解析結果

§1 層間変位-層せん断力関係

実験における包絡線および単調載荷解析による層間変位-層せん断力関係および諸事象発生状況を図 2-10 に示す。試験体 C1 の解析による層間変位は実験よりも多少小さいが、実験をはば再現している。一方、試験体 C1NB では同一荷重時の層間変位は実験よりも大きくなり、荷重の増大とともに顕著になった。この理由として、

- (1) 接合部内梁主筋付着が絶縁されているため、柱面一端での梁主筋引張り力の反力を他端の梁付け根コンクリートによってとらなければならない、コンクリート節点の圧壊が早期に生じたこと、
- (2) 梁主筋の接合部域からの抜け出し量が試験体 C1 の解析値の 2 倍以上あり、これによる付加回転によって梁の変形が増大したこと、

のふたつが挙げられる。

試験体 J1 の解析による初期剛性は実験よりも約 2 倍大きかった。また、梁主筋降伏前に剛性が急激に低下したが、これは梁主筋の付着破壊発生（後述）が原因と思われる。

§2 接合部内の引張り主応力分布

解析による接合部主対角方向の引張り主応力分布を試験体 C1、C1NB について図 2-11 に示す。低荷重時（層せん断力 4.0 tonf）における試験体 C1 の引張り主応力は試験体 C1NB の約 2 倍であり、梁主筋の付着力によって、より大きなコンクリート引張り力を生じたことがわかる。試験体 C1NB では引張り主応力がコンクリート引張り強度の約半分であったため、接合部斜めせん断ひびわれがほとんど開かなかった。なお、梁主筋の接合部内付着を絶縁した試験体 C1NB の接合部パネル斜めひびわれ発生時の層せん断力は、図 2-10 では 3.0 tonf と判定されたが、ひびわれ発生位置はパネルの左上あるいは右下の主対角列から離れた点であり、かつ、数点のクラック・リンクで局部的にひびわれが開いたにすぎなかった。試験体 C1NB の主対角列のひびわれが開いたのは、層せん断力 7.5 tonf のときであった。これに対して試験体 C1 では、層せん断力 4.0 tonf で、主対角列以外にも分散した多数のクラック・リンクでひびわれ発生と判断された。

§3 接合部のせん断変形

接合部せん断変形角-層せん断力関係を図 2-12 に示す。試験体 J1 ではせん断変形角を直接に測定しており、その包絡線をあわせて示す。試験体 C1、C1NB の解析値を比較すると、試験体 C1 では、斜めせん断ひびわれ発生後にせん断変形角が増大し、梁主

筋からの付着力の低下とともにほぼ一定となった。一方、試験体 C1NB では接合部の斜めせん断ひびわれがほとんど聞かないために線形のせん断挙動を示し、試験体 C1 よりもせん断変形角は小さくなった。このことから、梁主筋の付着劣化が生じ、接合部コンクリート内に導入される引張り力が小さくなったほうが接合部せん断変形は抑えられると思われる。北海道大学および Canterbury 大学での実験結果[2.7, 8]もこのことを示しているが、これらは接合部入力せん断力レベル（入力せん断応力度のコンクリート圧縮強度に対する比）がかなり小さい場合であり、これが大きくなると圧縮応力が主ストラット・コンクリートに集中し、接合部がせん断圧縮破壊する危険がある。

試験体 J1 ではほぼ実験結果を追跡しているが、解析では梁主筋付着力の低下とともにせん断変形角は一定となり、実験結果とは異なった。

§ 4 接合部内梁主筋の付着力

接合部内梁主筋に配置したボンド・リンクの付着力を合計したものを図 2-13 に示す。試験体 C1 では梁主筋の降伏後も付着力が増大し、その後、接合部内への降伏域の進展による付着力の半減、および付着応力-すべりモデル上での最大付着応力到達後の付着力の半減、のふたつにより付着力の低下が生じた。それに対して試験体 J1 では、梁主筋降伏前に多くのボンド・リンクが最大付着応力に到達し、その後の付着力半減（付着破壊）により付着力の低下を生じた。このことは、試験体 J1 の梁主筋付着状態のほうが悪く、早期に付着劣化が生じることを示しており、実験結果と定性的に合致する。

梁主筋の接合部内付着力 F_b （これは梁主筋付着によって接合部に入力されるせん断力である）と、梁付け根の圧縮コンクリートによって接合部に入力されるせん断力 C_c とには、例えば下端筋について以下の関係が成り立つ（図 2-14 参照）。

$$F_b, b + C_c = V_j + V_{col} \quad (2.1)$$

ここで、 F_b, b ：梁下端筋の接合部内での付着力、 C_c ：コンクリートの圧縮力、 V_j ：接合部入力せん断力、および V_{col} ：層せん断力、である。付着力 F_b は、上述のように接合部内に配置したボンド・リンクの負担応力の和として求まり、右辺の $(V_j + V_{col})$ は危険断面における引張り側の梁主筋の負担力の和として求まる。これより接合部に入力されるせん断力に対する、梁主筋付着力およびコンクリート圧縮力の負担割合を求めることができる。そこで、梁主筋付着力によって接合部内に入力されるせん断力 F_b が $(V_j + V_{col})$ に占める割合を上端筋（上端筋と中段筋とを合わせたもの）および下端筋とに分けて図 2-14 に示す。図中の黒塗りは実験値である。試験体 C1、J1 とも変形とともに梁主筋付着力の負担割合が低下し、実験結果と同様の傾向を示した。上端筋と下端筋とで負担力の差が生じたのは、上端筋量が下端筋量の 2 倍あるためである。両試験体を比較すると、変形が小さい範囲ではほぼ同一の負担割合であったが、試験体 C1 の梁上端筋では変形の増大にともなう負担力の低下が小さく、層間変位 20 mm 以降は約 40 % と一定になった。それに対して試験体 J1 の上端筋負担力の割合は約 25 % まで低下した。これは、試験体 C1 と試験体 J1 との梁主筋付着性状の差を表わすものと考えられる。ただし、梁下端筋の負担割合は両試験体でほぼ同一であった。

§ 5 接合部内柱主筋の付着力

柱断面中央に配した柱主筋（柱中段筋）の接合部内付着応力分布を試験体 C1、J1 について図 2-15 に示す。柱中段筋はその付着力によってトラス機構形成に役立つと思われる、そのためには接合部内で付着力の向きが逆転することが必要である。試験体 C1 では接合部斜めせん断ひびわれ発生後に付着力が急増するが、層間変位 8 mm 以降はほぼ一定となった。これは「2-4-3 § 6」に示すように横補強筋ひずみが微増し始める点と一致している。中央ひびわれの上下で付着応力の向きが変わっており、接合部コア・コンクリートを上下に締めつける効果があることがわかる。

試験体 J1 でも同様の傾向が見られ、層間変位 10 mm 以降はほぼ一定となった。

§ 6 接合部横補強筋の応力

解析による層間変位—接合部横補強筋応力関係を図 2-16 に示す。接合部内梁主筋の付着を絶縁した試験体 CINB では横補強筋引張り応力はほとんど生じておらず、トラス機構が形成されないことを示す。変形が増大すると圧縮応力を示すが、これは接合部内のコンクリート要素が梁付け根によって局部的に圧縮され縮んだためであり、実現象とは異なると思われる。一方、試験体 C1 では横補強筋に引張り力が生じ、これから梁主筋付着力によるトラス機構の存在が示唆される。

試験体 C1 では層間変位 12 mm 以降、横補強筋の負担力はゆるやかに低下したが、梁主筋付着力は層間変位 18 mm まで増大した。一方、トラス機構形成のために必要な柱主筋からの付着力は層間変位 12 mm 以降はほぼ一定になった（ボンド・リンクの履歴は、いずれも付着応力—すべり量曲線の最大点到達前の正勾配上にあった）。このことから、接合部横補強筋に引張りひずみを生じさせる要因として、柱主筋付着力も考慮する必要があると考える。

試験体 J1 においても、横補強筋応力最大時の変位と梁主筋付着力最大時の変位とは異なっていた。また、試験体 CINB と同様に変形が増大とともに引張り応力が低下し圧縮応力に転化した。このとき接合部主対角方向の斜めひびわれ幅は減少していた。

実験では横補強筋のひずみは層間変位とともに増大し降伏を生じた。これはせん断伝達によって生じるひずみのほかに、コア・コンクリートの拘束によって生じるひずみが存在するためである。解析で横補強筋のひずみが小さかった理由は、加力と直交方向の拘束効果によるひずみを考慮していないこと、およびコンクリート要素の局部的な圧縮変形にともなう、その要素の節点に連結する横補強筋のひずみも減少したこと、などが考えられる。

§ 7 接合部内の圧縮主応力分布

解析による接合部対角方向の圧縮主応力分布を図 2-17 に示す。試験体 C1、CINB で

はほぼ同様の圧縮主応力分布を示し、梁主筋付着性状による差はほとんど見られなかった。接合部せん断入力レベルが低かった(応力度で $0.22 f_c'$ 、 f_c' : コンクリート圧縮強度、 kgf/cm^2)ことが影響していると考えられる。

試験体 J1 では、梁主筋付着力低下前後の圧縮主応力分布を示した。梁主筋付着力の低下による圧縮主応力の局所的な増大は見られなかった。ある幅をもった主ストラット存在は予想される。一方、実験においては層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ の大変形時に接合部への損傷集積が生じており、Collins らや前川らが鉄筋コンクリート板要素で指摘した [2.9, 10] ような、ひびわれたコンクリートの圧縮強度の低下が接合部コンクリート内でも生じている可能性が大きい。

§8 接合部内の主応力分布

層せん断力 7.5 tonf 時の接合部内主応力分布を図 2-18 に示す。記号 B は付着破壊の生じた点、記号 C はひびわれ発生によって付着を切った点、○印はコンクリート節点の圧壊をそれぞれ表している。各試験体とも主対角方向に圧縮ストラットが形成されていることがわかる。ただし、接合部内梁主筋の付着を絶縁した試験体 C1NB では、梁付け根から接合部に導入される圧縮力が大きいため梁付け根付近の主応力の傾きは水平に近くなり、全体として S 字状の力の流れを示した。

2-4-4 解析結果のまとめ

本解析により得られた知見を以下に示す。

- (1) 梁主筋付着性状が悪い場合には接合部パネル内の引張り主応力は小さく、斜めせん断ひびわれがほとんど開かないためせん断変形も小さかった。
- (2) 梁主筋の付着性状と接合部横筋強筋の引張り応力との関係から、トラス機構の存在が示唆された。また、層間変位の増大にともないトラス機構は次第に消滅した。
- (3) 圧縮主応力分布より主ストラット機構の存在が確認された。トラス機構の負担割合が減少したことより、主ストラット機構が支配的なせん断抵抗機構である。
- (4) 一方単調載荷解析では、梁主筋の接合部内付着を絶縁した試験体 C1NB の圧縮主応力分布は、梁主筋付着が良好な試験体 C1 のそれとほぼ同様であり、圧縮主応力はコンクリート最大強度に達しなかった。また、付着劣化が早期に生じる試験体 J1 においても主ストラットへの圧縮力の集中は見られなかった。これに対して試験体 J1 の実験では、梁降伏後の大変形時に接合部の損傷が顕著になり耐力がわずかに低下したことから、接合部パネルの主ストラット・コンクリートが圧壊したと判断した。これは、本解析では考慮していない繰返し載荷によるコンクリートの劣化や、接合部パネルのひびわれ幅増大によるコンクリート圧縮強度の低下が原因と考えられる。

2-5 結論

梁主筋の接合部内での付着劣化によって接合部のせん断抵抗機構が変化することを、実験および有限要素解析によって指摘した。梁主筋の付着が良好に維持されるあいだは、トラス機構の形成によって横補強筋はせん断抵抗要素となるが、梁主筋付着劣化が生じると主ストラット機構のせん断力負担が増大し、横補強筋の主な役割はコア・コンクリートの拘束と考えられる。ただし、主ストラット機構および梁主筋の付着性状に依存するトラス機構のせん断力負担割合の定量化についてはさらに検討を要す。

梁主筋の付着劣化により主ストラット機構が主要なせん断抵抗機構となる。それゆえ、接合部の梁降伏後のせん断圧縮破壊を防止するためには、コンクリート拘束による圧縮強度の上昇を期待して接合部横補強筋を多量に配筋すればよいと考えられるが、現実的な方法ではない。むしろ、接合部に入力されるせん断力を制限すべきである。

2-6 引用文献

- [2.1] 野口博、栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（C構造II）、1987、10月、pp. 627-628.
- [2.2] 栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、千葉大学修士論文、1987年、3月。
- [2.3] Paulay, T., R. Park and J. N. Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, November, 1978, pp. 585-593.
- [2.4] 小谷俊介、小林裕、福正俊、青山博之：鉄筋コンクリート造梁降伏形骨組接合部のせん断耐力、日本建築学会大会梗概集、1984、pp. 1891-1892.
- [2.5] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、日本建築学会大会梗概集、1985、pp. 293-294.
- [2.6] 野口博、長沼一洋：繰返し荷重を受けるRC柱・はり接合部の非線形解析、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、1983、10月、pp. 139-146.
- [2.7] 後藤康明、城攻、柴田拓二：RC内部柱梁接合部とその周辺の補強効果について、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻、第2号、1987、pp. 187-192.
- [2.8] Ruitong, D. and R. Park: A Comparison of the Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility, Research Report 87-4, University of Canterbury, June, 1987.
- [2.9] Vecchio, F. J. and M. P. Collins: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, March-April, 1986, pp. 219-231.
- [2.10] 宮原長久、川上泰司、前川宏一：ひびわれを含む鉄筋コンクリート板要素の一軸圧縮応力下における非線形挙動、土木学会論文報告集、第378号/V-6、1987、2月、pp. 249-258.

表 2-1 : 試験体諸元

Specimen	C1	J1
(a) Beam		
Top Bars	12-D10	8-D13
p_s (%)	1.59	1.88
Bot. Bars	6-D10	4-D13
p_s (%)	0.79	0.94
Stirrups	2-D6	2-D6
ϕ (cm)	5.0	5.0
p_w (%)	0.64	0.64
(b) Column		
Total Bars	16-D13	16-D13
p_s (%)	2.26	2.26
Hoops	4-D6	2-D6
ϕ (cm)	5.0	8.0
p_s (%)	0.85	0.27
Load (kgf/cm ²)	20.0	20.0
(c) Connection		
Hoops	2-D6	2-D6
sets	3	3
p_w (%)	0.27	0.27

表 2-2 : 材料特性

(a) Concrete

Specimen	Compressive Strength kgf/cm ²	Tensile Strength kgf/cm ²	Secant Modulus kgf/cm ²
C1	261	25	207,600
J1	262	23	222,000

Note: Secant modulus at one-quarter of the compressive strength

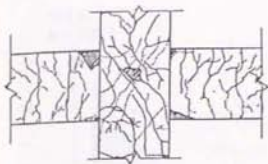
(b) Reinforcing Bars

Bar Size	Diameter mm	Area mm ²	Yield Strength kgf/cm ²	Tensile Strength kgf/cm ²	Specimen
D6	6.35	31.67	3,750 3,300	5,310 4,990	J1 C1
D10	9.53	71.33	3,260	4,390	C1
D13	12.7	126.7	4,090 4,300	5,720 5,760	J1 C1

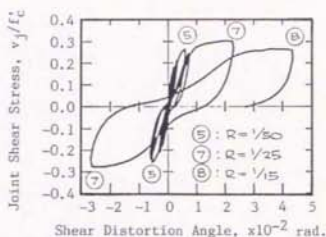
Note: Young's modulus was assumed to be 2.1×10^6 kgf/cm².

表 2-3 : 解析試験体の諸元

	試験体 C1	試験体 J1
総節点数	1480	1418
コンクリート節点数	1237	1175
フープ（鉄筋）節点数	243	243
コンクリート要素数	400	400
フープ（鉄筋）要素数	272	272
ボンド・リンク要素数	325	312
クラック・リンク要素数	390	323
荷重増分1ステップに 要する演算時間(CPU-TIME)	9分30秒	8分40秒

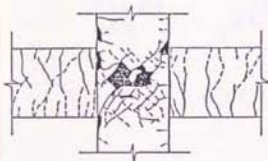


(i) ひびわれ状態

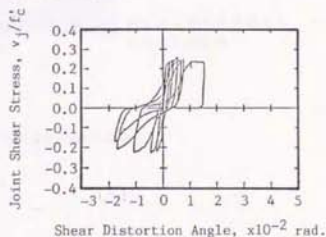


(ii) 接合部せん断変形角
—入力せん断応力度関係

(a) 接合部せん断破壊 (試験体 A1)

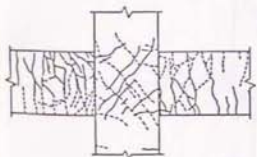


(i) ひびわれ状態

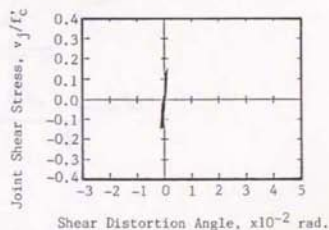


(ii) 接合部せん断変形角
—入力せん断応力度関係

(b) 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊 (試験体 WJ-3[2.1])



(i) ひびわれ状態



(ii) 接合部せん断変形角
—入力せん断応力度関係

(c) 梁曲げ破壊 (試験体 No. 6[2.2])

図 2-1 : 破壊モードの実験例

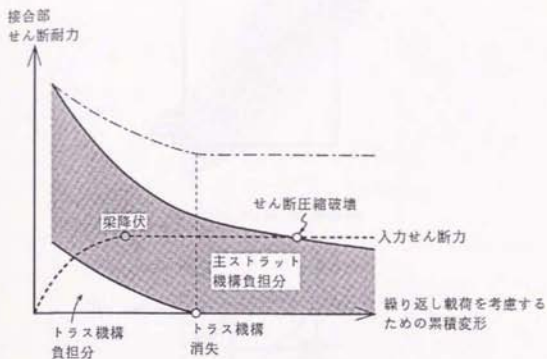


図 2-2 : 接合部せん断耐力の低下

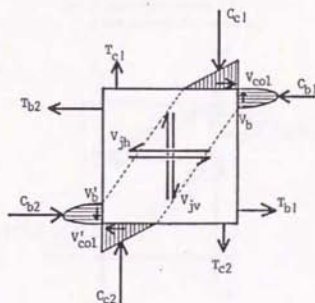
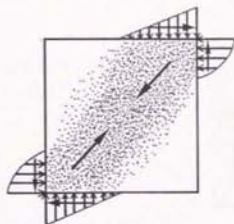
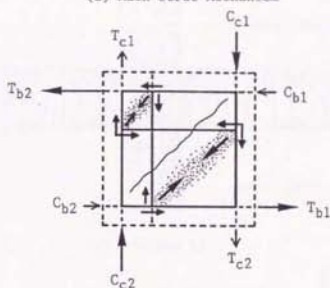


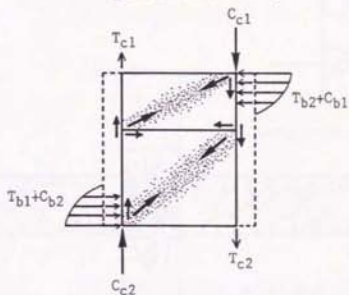
図 2-3 : 接合部に作用する応力



(a) Main Strut Mechanism

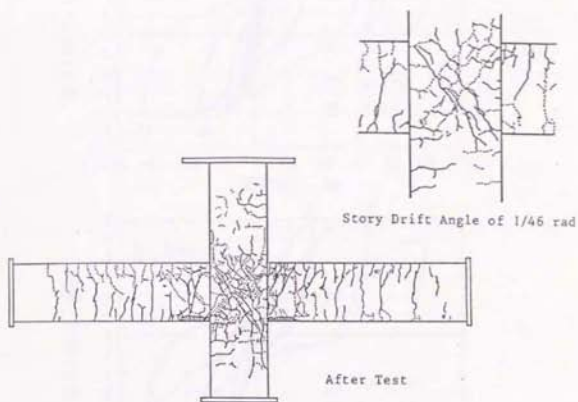


(b) Truss Mechanism (I)
(Sub-strut Mechanism)

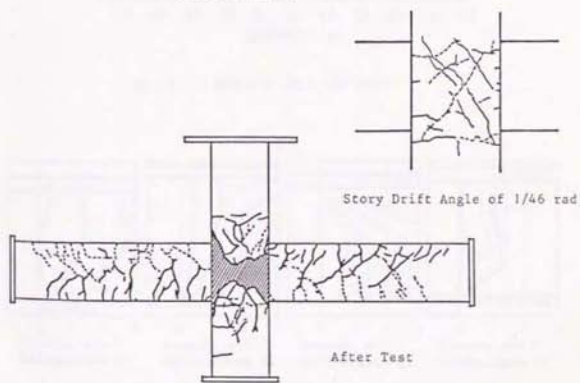


(c) Truss Mechanism (II)

図 2-4 : 接合部のせん断抵抗機構



(a) Specimen C1



(b) Specimen J1

図 2-5 : 実験終了時のひびわれ状況

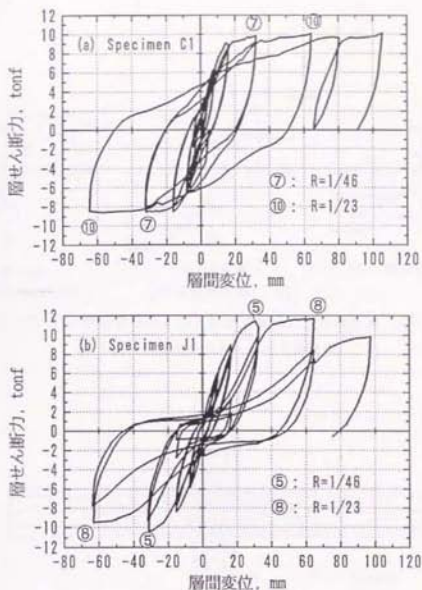


図 2-6 : 層間変位—層せん断力関係

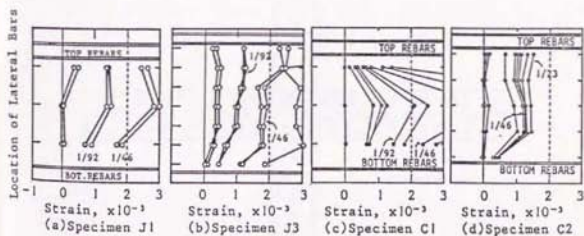
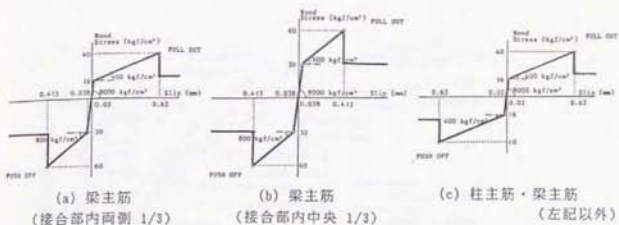


図 2-7 : 接合部横補強筋のひずみ分布



以上はすべて D10 鉄筋の場合。D13 鉄筋の場合は付着剛性を 10/13 倍する。

図 2-8 : 付着応力度—すべり量関係

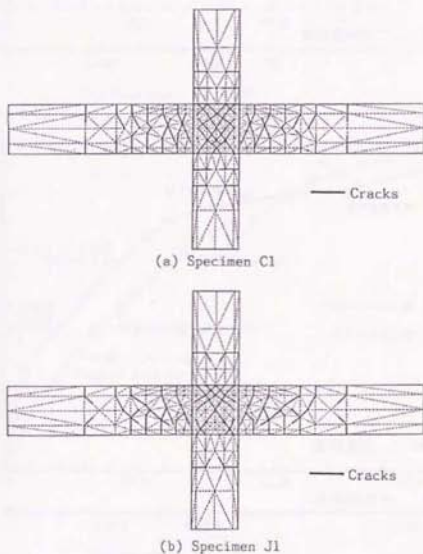
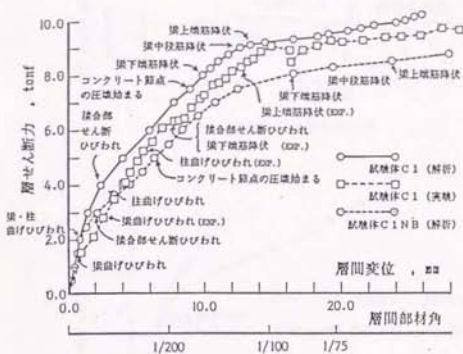
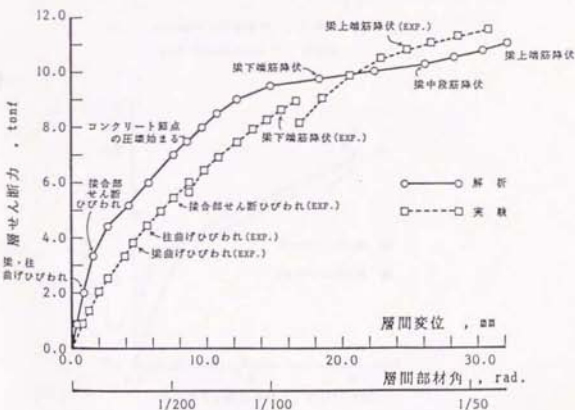


図 2-9 : 有限要素分割



(a) Specimens C1, C1NB



(b) Specimen J1

図 2-10 : 層間変位-層せん断力関係

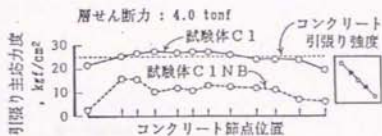


図 2-11 : 引張り主応力度分布

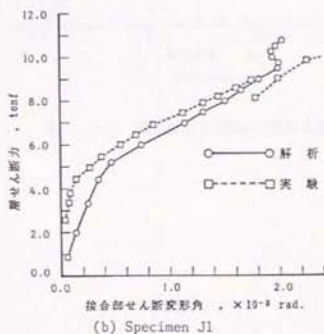
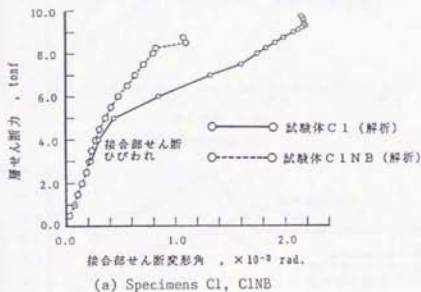
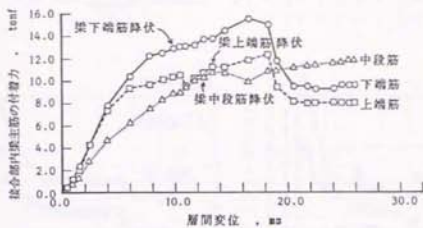
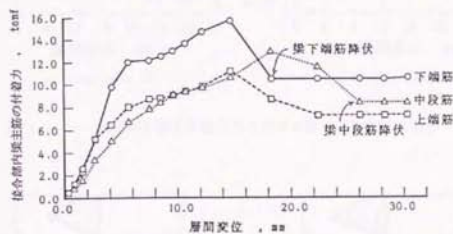


図 2-12 : 接合部せん断変形角—層せん断力関係

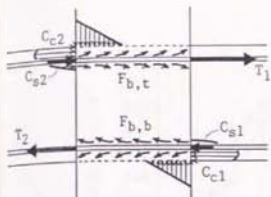


(a) Specimen C1



(b) Specimen J1

図 2-13 : 接合部内梁主筋の付着力の総和



$$T1 = Cc1 + Cs1$$

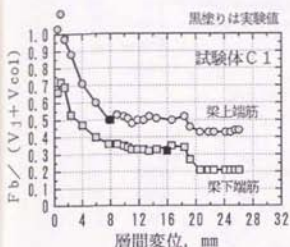
$$T2 = Cc2 + Cs2$$

$$Fb,t = T1 + Cs2 \quad (\text{梁上端筋の付着力})$$

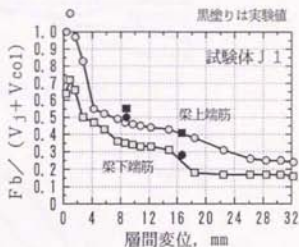
$$Fb,b = T2 + Cs1 \quad (\text{梁下端筋の付着力})$$

$$Vj = T1 + Cs2 + Cc2 - Vcol$$

$$= T2 + Cs1 + Cc1 - Vcol$$

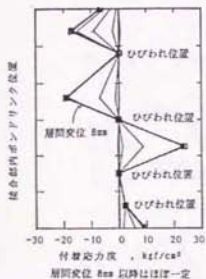


(a) Specimen C1

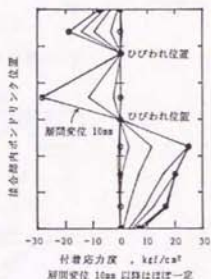


(b) Specimen J1

図 2-14 : 梁主筋付着力が接合部入力せん断力に寄与する割合



(a) Specimen C1



(b) Specimen J1

図 2-15 : 接合部内柱主筋の付着応力度分布

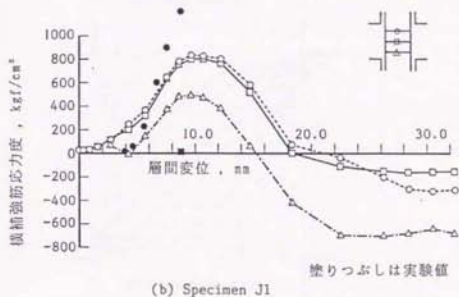
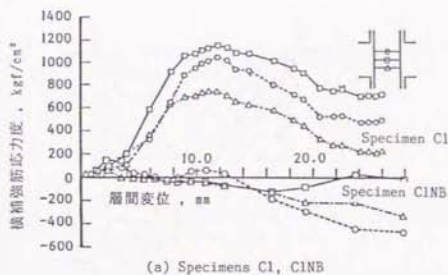


図 2-16 : 接合部横補筋の負担応力度

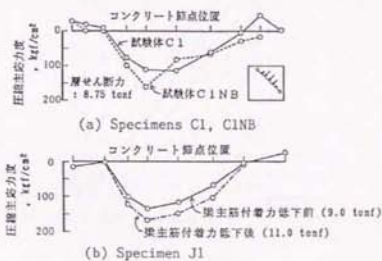


図 2-17 : 圧縮主応力度分布

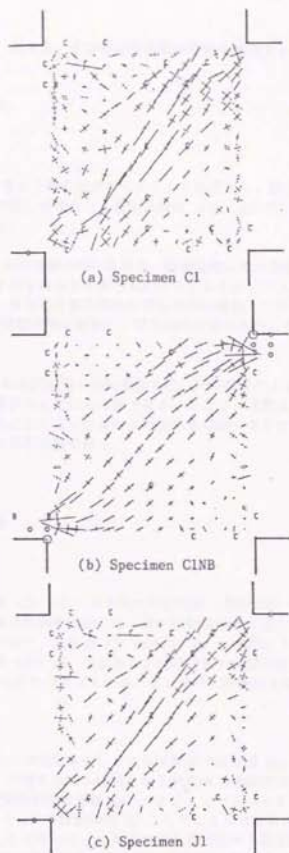


图 2-18 : 接合部内主应力度分布

第3章 接合部横補強筋の機能を検討する実験

3-1 実験の目的

本実験では、

- (1) 接合部内梁主筋の付着劣化が生じることを前提とし、接合部入力せん断応力度を $0.30 f_c$ 程度まで許容した場合に、層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ の拘束筋として必要十分な横補強筋量を調べる。
- (2) 接合部内の梁主筋付着が良好な場合、横補強筋はせん断抵抗要素となり得るので、拘束筋として要求される量よりも多くを配筋することがトラス機構を形成するために有利となる。そこで、梁主筋の接合部内付着を良好に維持した試験体において、全補強の $1/3$ 程度の接合部横補強筋を配筋し、梁主筋付着劣化の生じる試験体と接合部の挙動を比較する。
- (3) 実際に用いられる閉鎖型の横補強筋では、拘束効果によるひずりとせん断抵抗によるひずみとを分離することは不可能である。そこで、両端に 180 度フックをもつ単筋を柱主筋にかけることによってふたつの効果を分離することを試み、閉鎖型横補強筋を用いた場合との挙動の比較を行う。

3-2 実験概要

3-2-1 試験体

§1 形状

試験体は実物の約 $1/2$ スケールを持つ平面内柱・梁接合部4体 (Bシリーズ) であり、平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものと考ええる。形状は4体とも同一であり、梁断面 $200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 、柱断面 $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 、柱芯から梁端支持点までが 1350 mm 、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ 735 mm である。これらの寸法はJおよびCシリーズ試験体と同一である。

§2 設計方針

接合部内梁主筋の付着劣化を生じさせる試験体 (試験体 B1、B2) には梁主筋として D13 (SD35) を用い、付着を良好に維持させる試験体 (試験体 B3、B4) には低強度の D10 (SD24) を用いた。梁主筋付着指標 ($u_b / \sqrt{F_c}$ 、 F_c : コンクリート設計基準強度、単位: kgf/cm^2)。コンクリート圧縮強度 f_c としてここでは設計基準強度 F_c を用いた) はそれぞれ 5.0、3.2 となった。これらは第6章で述べる梁主筋付着指標の制限値 4.5 をほぼ満たしている。接合部入力せん断力は試験体 B1、B2 で $0.33 F_c$ 、試験体 B3、

B4 で 0.23 F_c である。

試験体は梁曲げ降伏が先行するように設計した。柱と梁との曲げ降伏耐力比は、梁主筋に D13 を用いた試験体（試験体 B1、B2）で 1.62、梁主筋に D10 を用いた試験体（試験体 B3、B4）で 1.64 である。ここで、梁降伏は二段目の主筋が降伏したとき、柱降伏は一段目の主筋が降伏したときとした。詳細は「3-2-4 準備計算」に示す。

以上の設計時における試験体特性を表 3-1 に示す。

表 3-1: 設計時の試験体特性

	梁主筋付着指標 $u_b / \sqrt{F_c}$	接合部入力 せん断力 v_p / F_c	柱・梁の曲げ耐力比
試験体 B1、B2	5.0	0.33	1.62
試験体 B3、B4	3.2	0.23	1.64

§3 配筋

配筋詳細を図 3-1 に、試験体諸元を表 3-2 に示す。柱・梁の配筋は二種類で試験体 B1 と B2、B3 と B4 は同一である。梁主筋は接合部内を通し配筋し、上下等量、二段配筋とした。試験体 B1、B2 の梁引張り鉄筋比は 2.05 % でかなり大きい。JASS 5 鉄筋コンクリート工事[3.1]による鉄筋の最小間隔の規定では一列に 5 本まで配筋できるが、引張り鉄筋比がさらに大きくなり現実的でないため一列に 4 本とした。試験体 B3、B4 の梁主筋は最小間隔の規定により一列に 6 本とし引張り鉄筋比は 1.68 % となった。

接合部の横補強筋には付着力の発生を防ぐために丸鋼を用い、試験体 B1、B2 で 0.35 %、接合部内での梁主筋付着が良好と予想される試験体 B3、B4 では、トラス機構の形成を考慮して 0.88 % を配筋した。各試験体の接合部横補強筋の詳細を図 3-2 に示す。試験体 B1、B3 の接合部横補強筋には単筋を使用し、試験体 B2、B4 には通常用いられる閉鎖型フープ筋を横補強筋として使用した。通常の閉鎖型の横補強筋では、拘束効果によるひずみとせん断抵抗によるひずみとを分離することは不可能である。そこで、試験体 B1、B3 のように両端に 180 度フックを持つ単筋を異なる柱主筋にかけることにより二つの効果を分離することを試み、閉鎖型の横補強筋を用いた場合との挙動の比較を行なう。

①の加力方向に平行な単筋はせん断力およびコア・コンクリートの加力方向の膨張に

対して抵抗要素となる。一方、②の加力方向と直交する単筋はその方向のコンクリートの膨張を拘束する。閉鎖型フープ筋は放射状に膨張しようとするコンクリートを四隅の柱主筋にかかる補強筋に引張り力が生じることによって抑える(図 3-3)。すなわち横補強筋の加力方向の部分と直交方向の部分ともに引張り力を生じ、鉄筋が連続していることから相互に影響を与え合う。また、加力方向部分にはせん断抵抗による引張り力も発生し、この影響が直交方向部分にも引張り力を生じさせる。これに対して試験体 B1、B3 のように①の加力方向に平行な単筋は、②の直交方向単筋とは異なる柱主筋に掛かっているため、直交方向の拘束力による影響を受けないと考えられる。

柱および梁部材のせん断補強筋量は、コンクリートの引張り強度 f_t を 27 kgf/cm^2 としコンクリートによる負担分を $f_t b j$ (b : 部材幅、 j : 応力中心間距離)、残りをせん断補強筋に負担させるものとして決定した。ただし試験体 B3、B4 の梁については梁付け根コンクリートの拘束および主筋の座屈防止を考慮して必要以上に配筋した。

§ 4 試験体製作

試験体は大成建設戸田PC作業所にて作製した。せん断補強筋の折り曲げ寸法および余長は JASS 5 に従った。型枠には 2.5 mm 厚さの鉄板を用い、内面に油を塗布した。組み上げた鉄筋を型枠中に設置したのち、柱・梁の端部に鉄板(厚さ 25 mm、あらかじめスタッドを打ってある)を取り付け主筋と溶接した。また、鉄筋に貼付した箔ひずみゲージのリード線は鉄筋に分散してはわせ、梁上部より取り出した。

コンクリート打設は、1987年12月26日(晴れ)に御ショックベトンジャパンにおける工場建屋内において4体同時に行なった。打設は縦打ちであり、打ち継ぎ部は設けなかった。上柱部分の打設は上部プレートに設けた 10 cm 四方の開口を通して行った。養生は室内においてシート掛けで行い、16日後に脱型し1988年1月13日に東京大学工学部1号館地下2階にテスト・ピースとともに搬入した。

3-2-2 実験方法

§ 1 加力方法および加力履歴

加力装置を図 3-4 に示す。試験体の両梁端はビン・ローラー支持、下柱はビン支持とした。上柱加力点には三基のアクチュエータを取りつけ、一基で一定の鉛直荷重を加え、一基で繰り返し水平荷重を加えた。残り一基は試験体を支持するため加力方向と直交する水平面内に取りつけた。アクチュエータの容量は水平方向 50 tonf、鉛直方向 100 tonf である。また、水平方向のアクチュエータの自重が試験体に作用しないようカウンターウェイトを取りつけた。さらに、試験体の鉛直軸まわりの回転を拘束するために、試験体に平行にバタグラフを取りつけた。梁に生じるひびわれのため梁が軸方向に伸び、そのためバタグラフには最大 0.5 tonf ほどの引張り力および圧縮力を生じることが過去の試験により指摘された。しかしこの力は梁にわずかに軸力として作用するだけで全体の復元力特性には影響しないと判断した。

各試験体の加力履歴を図 3-5 に示す。扉間部材角 $1/400 \text{ rad}$ 、 $1/200 \text{ rad}$ を各 1 サイクルずつ行ない、その後 $1/100 \text{ rad}$ あるいは柱・梁接合部単位架構としての降伏（ニュージーランドの方法によって定める。図 3-6 参照）のどちらか先に生じたほうを 2 サイクル、あとを 4 サイクル、 $1/50 \text{ rad}$ を 2 サイクル、 $1/100 \text{ rad}$ を 1 サイクル挿入したあと、試験体の変形特性を調べるために $1/25 \text{ rad}$ を 1 サイクル、 $1/15 \text{ rad}$ を半サイクル加力した。全サイクル数は 13 である。

§ 2 計測方法

測定装置を図 3-7 に示す。上柱に加える水平力および両梁端のせん断力をロード・セルにより測定する。各電気式変位計の測定対象を以下に述べる。変位計 No. 4 で上柱加力点の水平変位、変位計 No. 5、6 で接合部パネル斜め方向変位（斜めひびわれ幅の総和にはば対応するが、パネルの面外のはらみ出しによって生じる変位計取り付け基部の回転による伸びが含まれる）、変位計 No. 7、8 で梁端のたわみ、変位計 No. 9、10 で上下柱端のたわみ、変位計 No. 11~22 で各位置における局部変形量、変位計 No. 23、24 で梁軸方向変位（梁ひびわれ幅の総和にはば対応する）、変位計 No. 25、26 で梁端の鉛直軸まわりの回転量をそれぞれ測定した。使用したロード・セル、電気式変位計の感度等を表 3-3 に示す。

箱ひずみゲージ貼付位置およびコンクリート内に埋め込んだ三方向モールド・ゲージ位置を図 3-8 に示す。梁主筋、柱主筋、接合部横補強筋には普通ひずみゲージ（FLA-3、Gauge Factor=2.12）を貼付した。モールド・ゲージは検長 30 mm（東京測器製、PMR 5-30、Gauge Factor=2.11）であり、最大粗骨材径の 3 倍である。

3-2-3 材料特性

§ 1 コンクリート

使用したコンクリートは呼び強度 270 kgf/cm^2 の普通コンクリートであり、配合量等を表 3-4 に示す。早強セメントを用い、粗骨材には 10 mm の砕石砂岩を、細骨材にはミル砂をそれぞれ使用した。スランプ値は 9.0 cm であった。なお、コンクリート打設にさきだち試し練りおよび養生法の試験を行なったことを付記する。

$10 \times 20 \text{ cm}$ のコンクリート・シリンダーによる圧縮試験および割裂引張り試験の結果を表 3-5 および表 3-6 に示す。材齢は 27 日で、使用試験機は 200 tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製）である。圧縮試験において、荷重測定にはロード・セル（50 tonf、factor=0.01665 tonf/10⁻⁶、東京測器製）を用い、コンプレッソメータ CM-10（東京測器製）を供試体に取りつけ 2 個の変位計により軸方向変位を測定し、その平均値を用いた。割裂引張り試験においては試験機のダイヤル表示から荷重を直読した。

圧縮試験より得られた $\sigma - \varepsilon$ 関係を図 3-9 に示す。圧縮強度 $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ 、割裂引張り強度 $f'_t = 26 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $1/4 f'_c$ 時割線剛性は $2.19 \times 10^8 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

5.2 鉄筋

鉄筋引張り試験の結果を表 3-7 に示す。いずれの試験も 200 tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製）を用いて行なった。D16、D18 および D10 のひずみ測定は試験片の両面に塑性ひずみゲージ（東京測器製 YFLA-2、Gauge Factor=2.11）を貼ることにより行なった。柱および梁のせん断補強筋に用いた $\phi 6$ には 1 枚（YFLA-5、Gauge Factor=2.11）、接合部横補強筋に用いた $\phi 6$ にも 1 枚（FLA-3、Gauge Factor=2.12）のひずみゲージを用いた。 $\phi 6$ には明確な降伏層が存在しなかったため、ひずみ 0.2 % の点から弾性勾配 (2.1×10^4 kgf/cm²) を用いて引いた直線と、得られた σ - ϵ カーブとの交点の応力度を降伏応力度とした (0.2% Off-set 法)。最大荷重は 200tonf 試験機のダイヤルから直読した。

引張り試験より得られた σ - ϵ 関係を図 3-10 に示す。応力度 σ は得られた荷重を公称断面で除すことにより求め、ひずみ ϵ は 2 枚のゲージを用いたものはその平均値を用いた。

表 3-2 : 試験体緒元

Specimen	B1 / B2	B3 / B4
(a) Beam		
Top Bars ₂	8-D13	12-D10
a_t (cm ²)	10.16	8.56
p_t (%)	2.05	1.68
Bot. Bars ₂	8-D13	12-D10
a_t (cm ²)	10.16	8.56
p_t (%)	2.05	1.68
Stirrups	2-R6	2-R6
ϕ (cm)	5.0	5.0
p_w (%)	0.56	0.56
(b) Column		
Total Bars	16-D16	16-D13
a (cm ²)	31.84	20.32
p^g (%)	3.54	2.26
Hoop ₂	4-R6	2-R6
ϕ (cm)	5.0	5.0
p_v (%)	0.75	0.37
Load (tonf) ₂	18.0	18.0
(kgf/cm ²)	20.0	20.0
(c) Connection		
Hoops	2-R6	3-R6
sets	4	7
a_w (cm ²)	2.25	5.92
p_v (%)	0.35	0.88
detail	leg / closed	leg / closed

表 3-3: ロード・セルおよび電気式変位計の感度

(1) ロード・セル

	容量 (tonf)	感度 (μ /tonf)
水平方向	50	60.0
梁 端	30	66.7

(2) 電気式変位計

番 号	ストローク (mm)	感度 (μ /mm)
4	100	100
5	10	1000
6	10	1000
7	100	100
8	100	100
9	50	200
10	50	200
11	25	500
12	25	500
13	10	1000
14	10	1000
15	10	1000
16	10	1000
17	25	500
18	25	500
19	10	1000
20	10	1000
21	10	1000
22	10	1000
23	10	1000
24	10	1000
25	50	200
26	50	200
27	25	500

表 3-4 : コンクリート配合表

Max Diameter of Aggregate		10 mm
Slump (Measured)		9.0 cm
Percentage of Air		1.6 %
W/C Ratio		76.9 %
Fine Aggregate Ratio		48.0 %
Mix	Water	200 kg/m ³
	Cement	260 kg/m ³
	Fine Aggregate	883 kg/m ³
	Coarse Aggregate	992 kg/m ³
	Air Entrainment	2.70 kg/m ³

表 3-5 : 圧縮試験結果

供試体番号	断面積 cm ²	最大荷重 tonf	f'_c kgf/cm ²	最大荷重時ひずみ $\times 10^{-4}$	$1/4 f'_c$ 割線剛性 $\times 10^3$ kgf/cm ²
1	79.17	19.35	244	3770	2.06
2	79.07	19.90	252	4160	2.23
3	78.25	19.82	253	3280	2.28
(平均)			250	3740	2.19

(材齢27日)

表 3-6 : 割裂引張り試験結果

供試体番号	直径(mm)	長さ(mm)	最大荷重(tonf)	割裂引張強度(kgf/cm ²)
1	100.5	200.1	8.50	26.9
2	100.2	200.4	8.58	27.2
3	100.0	199.8	7.81	24.9
(平均)				26.3

(材齢27日)

表 3-7: 鉄筋引張り試験結果

D10 (SD24) 試験体 B3、B4 (梁主筋)

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	3110		37040	2.96	4170	21.5
2	3200		35200	3.02	4250	23.4
3	3200		38890	3.03	4270	23.9
(平均)	3170	1510	37040	3.00	4230	23

D13 (SD35) 試験体 B1、B2 (梁主筋)、試験体 B3、B4 (柱主筋)

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	3750		15900	7.28	5730	21.5
2	3840		19580	7.26	5720	21.5
3	3750		15680	7.32	5760	21.8
(平均)	3780	1800	17050	7.29	5740	22

D16 (SD30) 試験体 B1、B2 (柱主筋)

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	3570		20290	10.73	5390	24.3
2	3560		19710	10.74	5400	25.1
3	3610		18940	10.84	5450	25.8
(平均)	3580	1710	19650	10.77	5410	25

注: 降伏時歪は平均降伏応力度を弾性剛性 (2.1×10^4 kgf/cm²) で除すことにより求めたものである。

φ6 (材質不明) 柱、梁せん断補強筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	5060	----	----	1.64	5860	12.9
2	5080	----	----	1.63	5800	10.9
3	4820	----	----	1.59	5560	----
(平均)	4980	----	----	1.62	5770	12

φ6 (SR24) 接合部横補強筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	2290	----	----	0.95	3380	----
2	2400	----	----	0.96	3410	----
3	2500	----	----	0.97	3460	----
(平均)	2400	----	----	0.96	3420	----

3-2-4 準備計算

§1 部材耐力の計算

梁部材の危険断面を柱面とし、柱部材の危険断面を梁面にとり、せん断力を計算する。計算で使用了材料特性は「3-2-3 材料特性」で述べたものと同じである。鉄筋の弾性係数は $2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、コンクリートの弾性係数は $2.19 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

(1) 曲げひびわれ耐力

菅野による式[3.2]、

$$Mc = 1.8 \sqrt{f_c'} Z_o + ND/6 \quad (3.1)$$

Mc : ひびわれモーメント

f_c' : コンクリート圧縮強度

Z_o : 鉄筋を考慮した断面係数 (ただし $n = E_s/E_c = 10$ とする。)

N : 軸力

D : 曲げ材の全せい

を用いる。

(2) 曲げ降伏耐力

平面保持を仮定した断面解析プログラムにより求める。コンクリート圧縮部分の応力分布には梅村の e 関数を用い、鉄筋の応力-ひずみ関係は折れ線で近似した。柱・梁部材の曲げ降伏モーメントおよびそのときの梁せん断力、層せん断力を表 3-8 に示す。梁は二段めの主筋が降伏したとき、柱は一段めの主筋が降伏したときをそれぞれ降伏状態とした。

表 3-8 : 曲げ降伏耐力

(1) 梁

	梁危険断面モーメント tonf×m	梁せん断力 tonf	層せん断力 tonf
試験体B1、B2	8.06	6.72	12.34
試験体B3、B4	6.02	5.02	9.22

(11) 柱

	柱危険断面モーメント tonf×m	層せん断力 tonf
試験体B1、B2	11.71	20.02
試験体B3、B4	8.85	15.13

(3) 曲げ終局耐力

(2)と同様、平面保持を仮定した断面解析プログラムにより求める。圧縮縁コンクリートのひずみが 0.004 に達したときを終局状態とした。柱・梁部材の曲げ終局モーメントおよびそのときの梁せん断力、層せん断力を表 3-9 に示す。

表 3-9 : 曲げ終局耐力

(1) 梁

	梁危険断面モーメント tonf×m	梁せん断力 tonf	層せん断力 tonf
試験体B1、B2	8.52	7.10	13.04
試験体B3、B4	6.45	5.38	9.88

(11) 柱

	柱危険断面モーメント tonf×m	層せん断力 tonf
試験体B1、B2	14.40	24.62
試験体B3、B4	10.82	18.50

(4) せん断終局耐力

荒川 minimum 式により計算し、その結果を表 3-10 に示す。

表 3-10 : セン断終局耐力

	梁せん断終局強度 (tonf)	柱せん断終局強度 (tonf)
試験体B1、B2	10.78	18.44
試験体B3、B4	10.93	14.35

(5) 接合部斜めせん断ひびわれ耐力

以下に示す主応力度式により計算する。

$$V_{pc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \sigma_o} \quad (3.2)$$

f_t : コンクリート引張り強度 (kgf/cm²)

σ_o : 柱軸応力度 (kgf/cm²)

これを接合部入力せん断力 V_{pc} に直すために、伝達断面積として (柱せい) × (柱幅と梁幅との平均値) を用いる。また、このときの層せん断力 $V_{c, panel}$ は、

$$V_{c, panel} = \frac{V_{pc} j b}{H(1 - D_c/L - j b/H)} \quad (3.3)$$

$j b$: 梁応力中心間距離

D_c : 柱せい

H : 層間高さ (=147 cm)

L : 梁スパン (=270 cm)

により求まる。表 3-11 にその結果を示す。

表 3-11 : 接合部の斜めせん断ひびわれ耐力

	応力度 kgf/cm ²	接合部入力せん断力 tonf	層せん断力 tonf
試験体B1、B2	34.90	26.17	5.20
試験体B3、B4	34.90	26.17	5.39

§2 部材変形の計算

柱および梁の危険断面で囲まれる部分を接合部パネルと定義し、それ以外の柱・梁部材は線材に置換する(図 3-11)。柱・梁部材ともにパネル面で固定された片持ち梁として変形を計算する。弾性剛性 K は、

$$K = 3EcI_e/a^3 \quad (3.4)$$

Ec : コンクリートの弾性剛性

I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (ただし $n = Es/Ec = 10$ とする。)

a : せん断スパン

により求め、柱・梁部材の断面二次モーメント I_e 、弾性剛性 K を表 3-12 に示す。

表 3-12 : 断面二次モーメントおよび弾性剛性

		断面二次モーメント I_e cm ⁴	弾性剛性 K tonf/cm
試験体B1、B2	梁	62945	23.93
	柱	92977	305.12
試験体B3、B4	梁	62334	23.70
	柱	83999	275.66

柱・梁部材の降伏変位は管野の剛性低下率 αy [3.2] を用いて求める。

$$\alpha y = (0.043 + 1.64n \, pt + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (3.5)$$

n : 弾性係数比 ($= Es/Ec$)

pt : 引張鉄筋比

a : せん断スパン

D : 曲げ材の全せい

d : 有効せい

η_0 : 柱軸力比 ($= N/bDf'_c$)

柱・梁部材の剛性低下率 αy を表 3-13 に示す。

表 3-13 : 剛性低下率

	梁	柱
試験体B1、B2	0.375	0.262
試験体B3、B4	0.354	0.210

層間変位は図 3-12 に示すように、梁・柱の曲げ変形成分およびパネル部分のせん断変形成分の和として求まる。ここで両梁端たわみは等しいと仮定した。また、接合部に斜めせん断ひびわれが生じるときの接合部せん断変形による層間変位 $\delta_{p,c}$ は、

$$\delta_{p,c} = V_{pc}/G \cdot (1 - Dc/L - j b/H)(1 - Dc/L - Db/H)H^3 / j b D c b j \quad (3.6)$$

V_{pc} : 接合部に斜めせん断ひびわれが発生するときの層せん断力

G : せん断剛性 ($= E c / 2(1 + \nu)$)

ν : コンクリートのポワソン比 ($= 1/6$)

Dc : 柱せい

Db : 梁せい

$b j$: 接合部有効幅

接合部斜めひびわれ発生後のせん断剛性は黒正らの実験結果[3.3]に基づき初期剛性の 1/5 とした。

梁降伏時の梁たわみ $\delta_{b,y}$ 、柱たわみ $\delta_{c,y}$ 、接合部パネルのせん断変形による層間変位成分 $\delta_{p,y}$ および層間変位 δ_y を表 3-14 に示す。ただし、

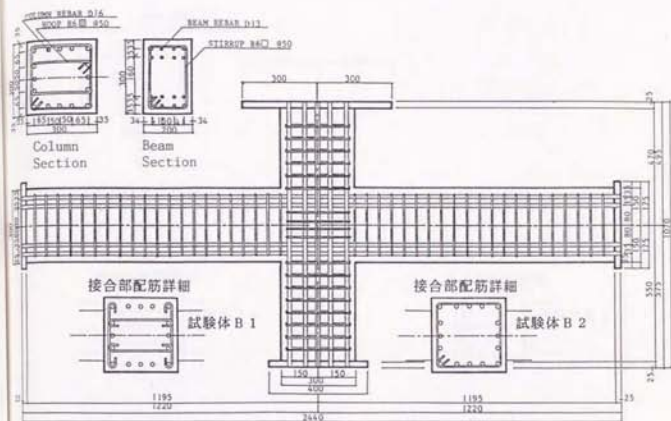
$$\delta_y = (H/L)2\delta_{b,y} + 2\delta_{c,y} + \delta_{p,y} \quad (3.7)$$

表 3-14 : 梁降伏時の各部材変形成分

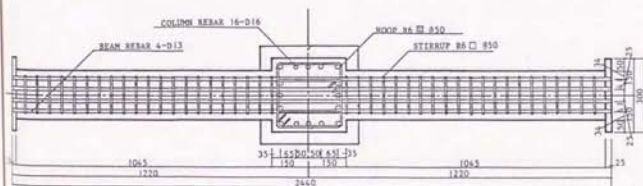
(単位: mm)

	$\delta_{b,y}$	$\delta_{c,y}$	$\delta_{p,y}$	δ_y
試験体B1、B2	7.48	1.34	3.07	13.89
試験体B3、B4	5.97	1.28	1.78	10.83

計算した部材特性を層間変位-層せん断力関係に直して図 3-13 に示す。

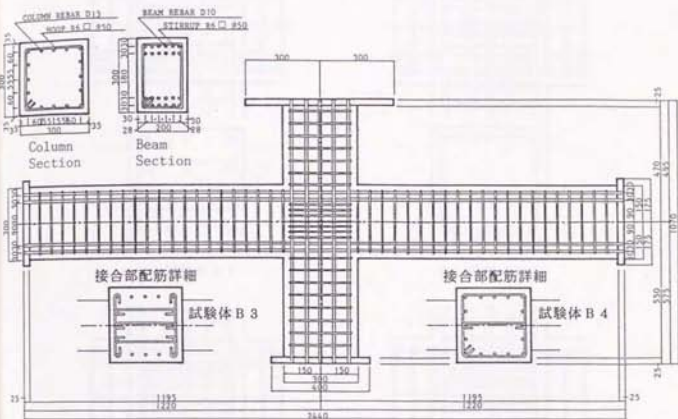


(i) 立面图

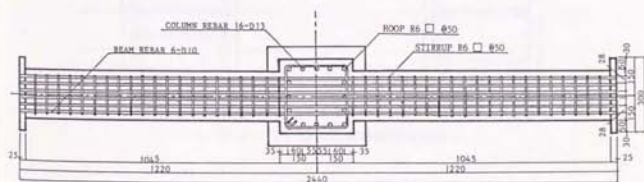


(ii) 平面图

图 3-1(a) : 配筋詳細 (試験体 B 1, B 2)

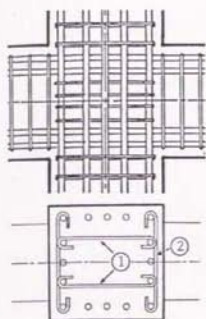


(i) 立面图

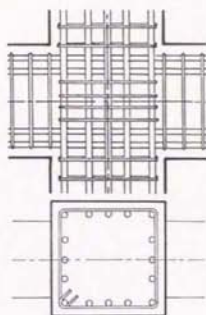


(ii) 平面图

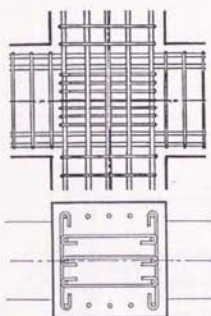
图 3-1(b) : 配筋詳細 (試驗体 B 3, B 4)



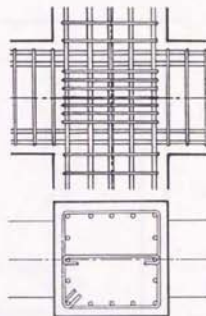
(a) 試験体 B 1



(b) 試験体 B 2



(c) 試験体 B 3



(d) 試験体 B 4

図 3-2 : 接合部横補強筋の詳細



図 3-3 : 閉鎖型横補強筋によるコンクリートの拘束効果

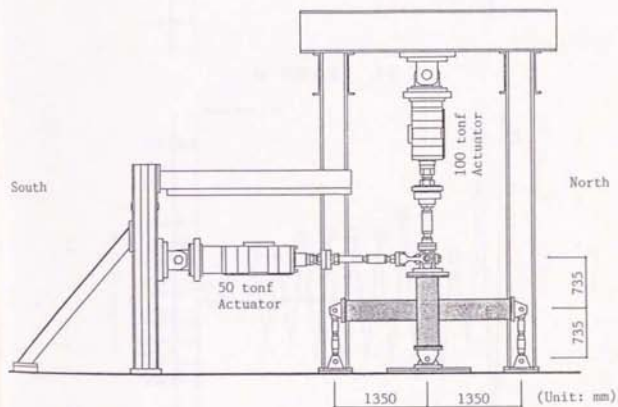
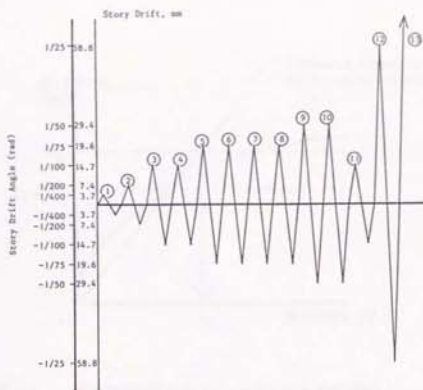
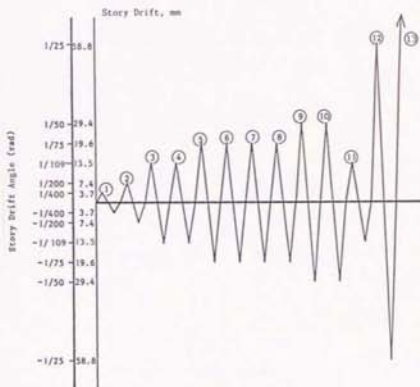


图 3-4 : 加力装置



(a) 試験体 B 1, B 2



(b) 試験体 B 3, B 4

図 3-5 : 加力履歴

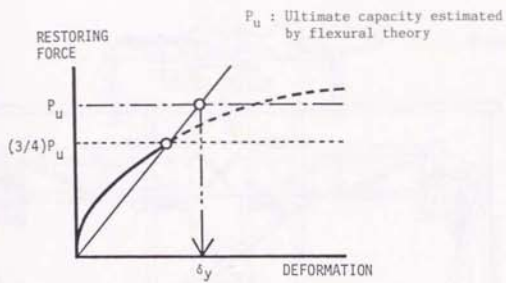
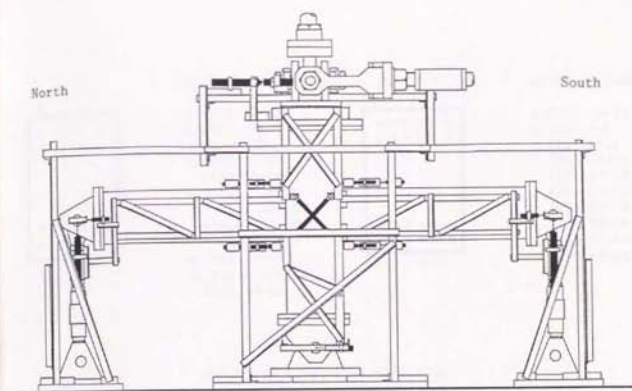
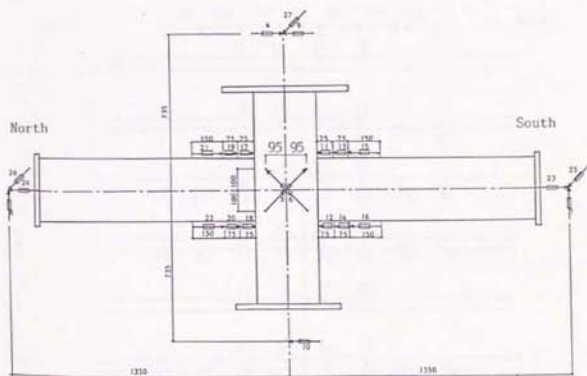


図 3-6 : 降伏変形の定め方 (ニュージーランドの方法)



(a) 測定用フレームおよびゲージ・ホルダー



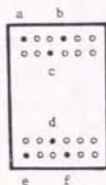
(b) 変位計の設置位置の概略

図 3-7 : 測定装置



B1, B2 (8-D13)

a, (ES) 13-16
 b, (WS) 1-8
 (ES) 9-12
 c, (WS) 17-24
 (ES) 25-28
 d, B1 (WS) 29-36
 (ES) 37-40
 B2 (WS) 37-40
 (ES) 29-36
 e, (ES) 53-56
 f, (WS) 41-48
 (ES) 49-52



B3, B4 (12-D10)

a, (ES) 13-16
 b, (WS) 1-8
 (ES) 9-12
 c, (WS) 17-24
 (ES) 25-28
 d, (WS) 29-36
 (ES) 37-40
 e, (ES) 53-56
 f, (WS) 41-48
 (ES) 49-52

(WS); West Side (ES); East Side

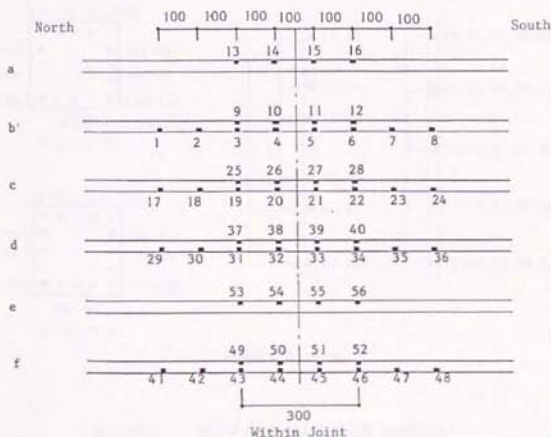
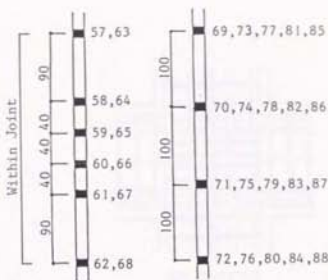
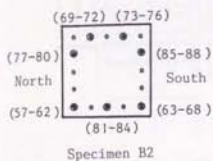
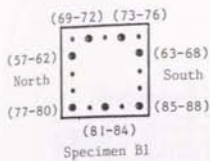
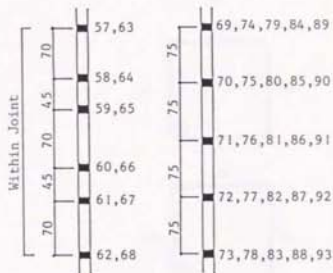
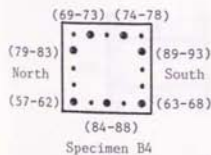
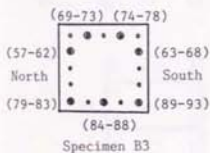


図 3-8(a) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (梁主筋 全試験体共通)

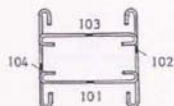
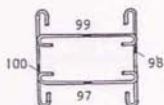
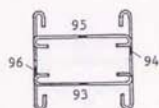
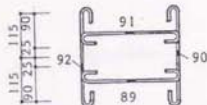
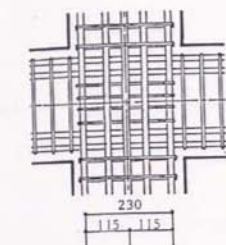


(i) 試験体 B 1, B 2

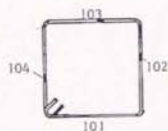
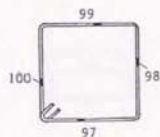
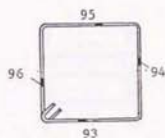
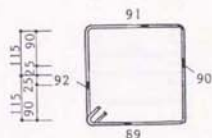
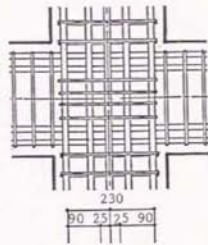


(ii) 試験体 B 3, B 4

図 3-8(b) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (柱主筋)



(i) Specimen B1



(ii) Specimen B2

図 3-8(c) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (接合部横補強筋 試験体 B1, B2)

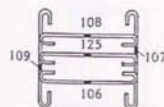
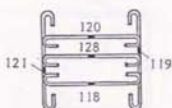
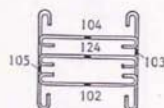
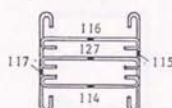
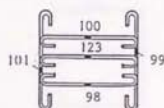
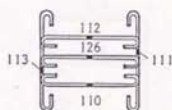
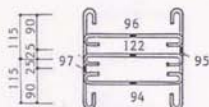
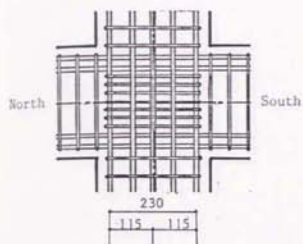


図 3-8(d) : 陥ひずみゲージの貼付位置 (接合部横補強筋 試験体 B 3)

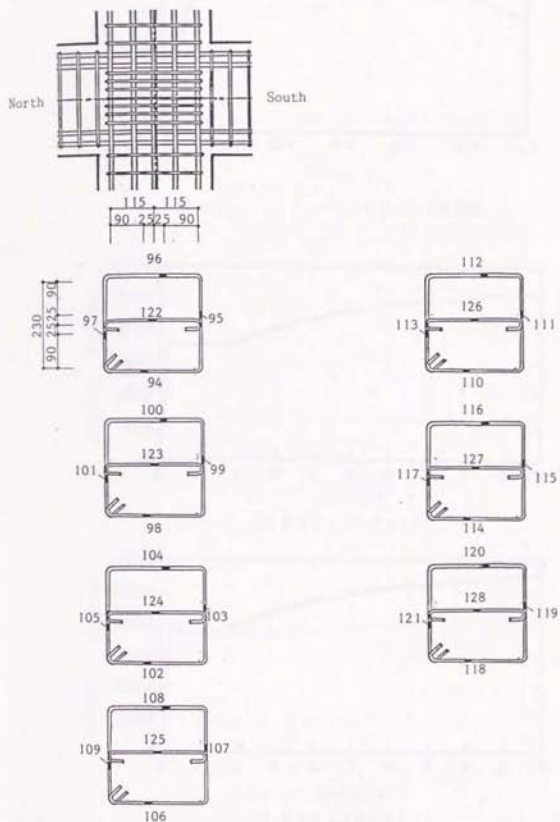


図 3-8(e) : 箱ひずみゲージの貼付位置 (接合部横補強筋 試験体 B 4)

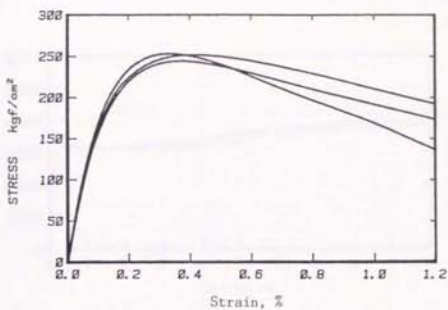
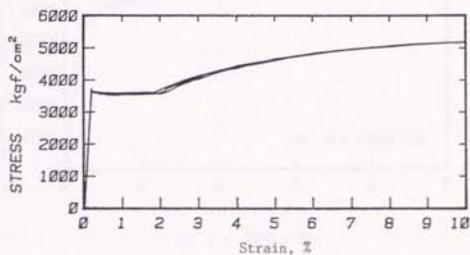
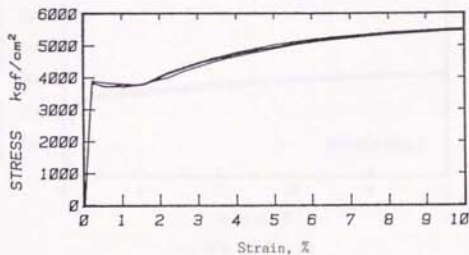


図 3-9 : コンクリートの応力-ひずみ関係

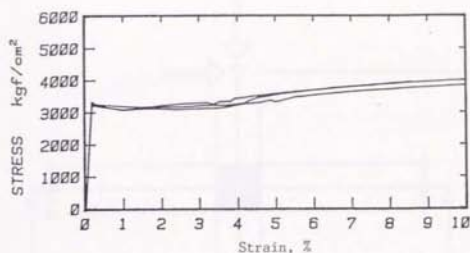


(a) D16 (SD30)

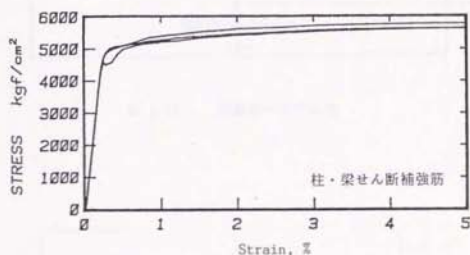


(b) D13 (SD35)

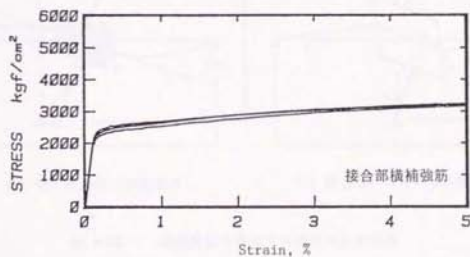
図 3-10 : 鉄筋の応力-ひずみ関係 (D16、D13)



(c) D10 (SD24)



(d) $\phi 6$ (材質不明)



(e) $\phi 6$ (SR24)

図 3-10(cont'd) : 鉄筋の応力-ひずみ関係 (D10、 $\phi 6$ 2種類)

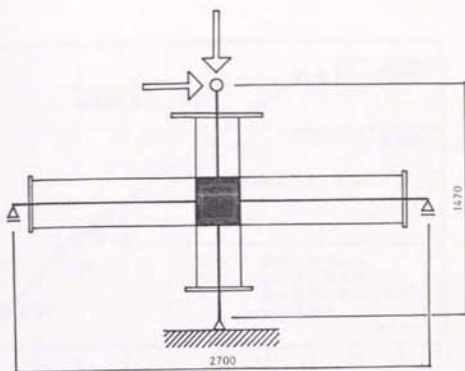


図 3-11 : 試験体のモデル化

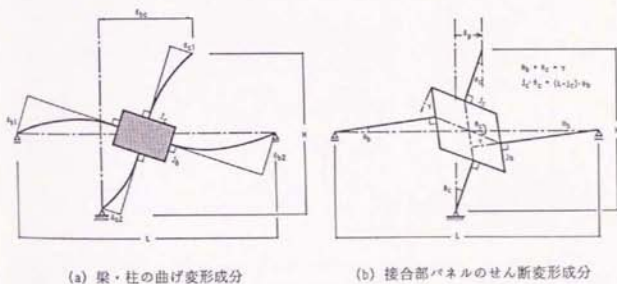


図 3-12 : 層間変位を構成する部材の変形要素

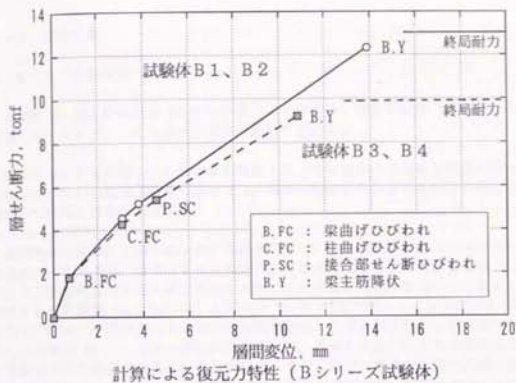


図 3-13 : 計算による復元力特性

3-3 実験結果

3-3-1 実験経過

試験体 B2 および試験体 B4 の降伏変位はそれぞれ、層間部材角 $1/75$ rad および $1/109$ rad であった。これに基づき加力履歴を定めた。

試験体 B1 では初期ひびわれが多数観察され、特に南梁の二段め上端筋に沿った水平方向ひびわれと、北梁上端から長さ 5 cm 前後の鉛直方向ひびわれが広範囲にわたって存在していたことを付記する。

各試験体の実験終了時のひびわれ状況を図 3-14 に、層間部材角 $1/50$ 、 $1/25$ rad での最終サイクル (㊸、㊹サイクル) 負方向終了時の接合部ひびわれ状態を図 3-15、16 に示す。接合部に斜めせん断ひびわれが生じたせん断応力度を表 3-15 に示す。主応力度式による計算値 34.6 kgf/cm^2 との差は 30 % 程度であった。各試験体とも層間部材角 $1/50$ rad で接合部パネル中央に圧壊のきざしと思われる細かい斜めひびわれが発生し、試験体 B1、B2 では一部に剥落も生じた。斜めせん断ひびわれ本数は少なく、梁主筋接合部内付着劣化が生じたと思われる。また、梁付け根にも圧壊の兆候が観察された。層間部材角 $1/25$ rad では、接合部パネルの主対角に沿った斜めひびわれの開きが顕著になり、層間部材角 $1/15$ rad の大変形時には試験体 B1、B2 でパネル中央のかぶりコンクリートが剥落し、試験体 B3、B4 でもパネル中央の剥落がわずかに生じた。

表 3-15 : 接合部せん断ひびわれ発生荷重

試験体	層せん断力 (tonf)		入力せん断応力度 (kgf/cm^2)	
	正方向	負方向	正方向	負方向
B 1	5.06	4.22	31.1	24.4
B 2	4.74	4.82	29.6	28.7
B 3	4.56	4.42	27.0	25.6
B 4	5.41	4.72	32.8	26.9

各試験体とも層間部材角 $1/50$ rad の範囲では接合部未破壊と判断した。接合部のせん断変形が層間変位に占める割合は 30~40 % であり、梁変形による割合と同等か、わずかに小さかった。しかし、試験体 B1、B2 では層間部材角 $1/25$ rad のとき、試験体 B3、B4 では $1/15$ rad のときに、接合部のせん断変形成分が層間変位の約 50 % となり梁の変形成分を上回り、接合部のせん断変形角も急増したことから、接合部のせん断圧縮破壊が生じたと考ええる。層間部材角 $1/50$ rad での接合部入力せん断応力度は、

試験体 B1、B2 で $0.31 f'_c$ 、試験体 B3、B4 で $0.28 f'_c$ であった。接合部のせん断変形成分が大きいため、梁降伏の生じる層間変形が大きくなり、試験体 B1、B2 では層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ 、試験体 B3、B4 では $1/75 \text{ rad}$ のときに梁曲げ降伏が生じた。

3-3-2 復元力特性

§1 全体特性

層間変位-層せん断力関係を図 3-17 に示す。各試験体とも履歴面積の著しく小さい逆 S 字状の復元力特性を示したが、層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ まで耐力を維持した。ただし層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ の大変形時には若干の耐力低下が見られた。ピンチ化の原因は梁主筋の付着劣化と接合部のせん断劣化との二つであると思われる。層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での繰返し二回目の負サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} は $0.07 \sim 0.09$ であり、梁主筋の接合部内付着劣化を生じた J シリーズ試験体よりもわずかに小さかった。

試験体 B1、B2 では、一段めの梁主筋降伏は層間部材角 $1/75 \text{ rad}$ のとき、二段めの梁主筋降伏は $1/50 \text{ rad}$ のときにそれぞれ生じ、梁部材としての曲げ降伏は層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ のときと考えられる。両試験体とも層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ のときに計算による曲げ降伏耐力にはほぼ到達した。平面保持を仮定して計算した曲げ終局耐力には達しなかった。試験体 B1、B2 の挙動は接合部横補強筋のひずみ状況を除いてほぼ同じであった。

試験体 B3、B4 では、一段め梁主筋の降伏は層間部材角 $1/109 \text{ rad}$ 、二段め梁主筋の降伏は $1/75 \text{ rad}$ のときにそれぞれ生じた。⑤サイクル時（層間部材角 $1/75 \text{ rad}$ ）に計算による曲げ降伏耐力を超え、計算による曲げ終局強度に達した。その後も耐力は層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ まで微増した。試験体 B3、B4 の挙動は接合部横補強筋のひずみ状況を除いてほぼ同じであった。

§2 梁の復元力特性

梁たわみ-梁せん断力関係を図 3-18 に示す。第 1 象限が下端引張り時、第 3 象限が上端引張り時である。各試験体の履歴特性とも逆 S 字形のピンチ性状を示した。層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での梁たわみは各試験体ともほぼ同じであったが、層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ （②サイクル・ピーク）での梁たわみは試験体 B1、B2 よりも試験体 B3、B4 のほうが大きかった。また、負サイクル時には接合部のせん断変形角の増大により梁の変形は小さくなった。

梁主筋のひずみ分布を試験体 B2、B4 について図 3-19 に示す。一段め上端筋は圧縮を受ける危険断面位置で圧縮力を負担していた。それに対して、一段め下端筋では引張りひずみへの転化が生じた。これより、下端筋よりも上端筋のほうの接合部内での付着が良好であったと考えられる。二段めの梁主筋は上下とも①サイクル以外は常に引張りひずみとなり、ひずみ勾配も小さかった。この理由として、柱両側の危険断面での中立軸位置の関係から柱両面で引張り応力状態となるのではないかと推定したが、平面保持

を仮定した曲げ解析によれば、一端で引張り降伏しても他端では圧縮応力を負担することがわかった。このことから、二段め主筋の付着は一段め主筋よりも早期に劣化したと判断される。接合部内の二段め主筋位置付近には柱の曲げによる水平ひびわれが生じており、このために付着能力が低下したと思われる。梁主筋の接合部内での平均的な付着状態については「3-3-4」でさらに検討する。

§ 3 柱の復元力特性

上柱および下柱たわみ-層せん断力関係を図 3-20 に示す。各試験体とも負方向加力時の上柱および下柱たわみは正方向加力時と較べて小さく、層間変形が増加するとともに残留たわみが顕著となるものもあった（試験体 B1、B2 および B3 の上柱）。柱主筋のひずみは正負でほぼ同じであったことから、層間部材角 $1/50$ rad 以降に変位計の作動不良が発生したとも考えられる。

最外縁、二列めおよび中央の柱主筋の接合部内でのひずみ分布を図 3-21 に示す。柱主筋の降伏は、試験体 B1、B2 では層間部材角 $1/25$ rad のとき、試験体 B3、B4 では $1/50$ rad のときに、最外縁主筋の危険断面位置で発生した。中央の柱主筋ひずみは接合部中央部分で大きくなる傾向が見られた。また、二列めの柱主筋ひずみは斜めひびわれの影響によって接合部内で不規則に変化しており、付着力の向きが局所的に変化した。

§ 4 接合部の復元力特性

接合部せん断変形角-入力せん断応力度関係を図 3-22 に示す。縦軸は接合部入力せん断応力度 v_p をコンクリート圧縮強度 f'_c で基準化したもの、横軸は接合部パネルに埋め込んだ 4 本のボルトの斜め方向変位（検長 276 mm、梁材軸に対して 46.5 度）を測定することにより求めたせん断変形角である。層間部材角 $1/50$ rad での入力せん断応力度は試験体 B1、B2 で $0.31 f'_c$ 、試験体 B3、B4 で $0.28 f'_c$ であり、第 6 章で提案する許容せん断応力度 $0.25 f'_c$ を上回った。せん断変形角は各試験体とも 1 % 程度であった。層間部材角 $1/25$ rad ではせん断応力はわずかに上昇したにすぎなかったが、せん断変形角は試験体 B1、B2 では 3 %、試験体 B3、B4 では 2 % に増大した。最大入力せん断応力度は試験体 B1 で $0.33 f'_c$ 、試験体 B2 で $0.32 f'_c$ 、試験体 B3 で $0.29 f'_c$ 、試験体 B4 で $0.28 f'_c$ であった。層間部材角 $1/15$ rad の大変形時にはせん断応力の低下がわずかに生じた。

接合部パネルの斜め方向変位を検長 276 mm で除すことにより求めた圧縮ひずみと引張りひずみとの関係を正サイクル・ピークについて図 3-23 に示す。層間部材角 $1/50$ rad では、引張りひずみの大きさは圧縮ひずみの大きさの 3～4 倍であった。また、斜め圧縮ひずみは 0.2 % 前後であった。その後も斜め圧縮ひずみは増加し続け、斜めコンクリート・ストラットの圧壊が生じたと推定される。層間部材角 $1/25$ rad 以降、接合部横補強筋の形状によるひずみ状況の違いが大きくなり、単筋を用いた試験体（図中の実線）と比べて閉鎖型フープ筋を用いた試験体（図中の破線）の斜め圧縮ひずみが増大し、斜め引張りひずみは減少した。これは、コンクリートの圧壊を示すと思われる接合部パネル中央の細かい斜めひびわれが、閉鎖型フープ筋を用いた試験体 B2、B4 で顕

著であったことと一致する。ただし、引張りひずみと圧縮ひずみの絶対値の和は横補強筋形状によらずほぼ同じであったことから、接合部のせん断変形角もほぼ同じとなった。このようなひずみ状態の差が生じた理由は不明である。

3-3-3 各部材の変形割合

柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合を図 3-24 に示す。柱、梁および接合部成分とも測定値を用いたため、それらの和は直接測定した層間変位とは必ずしも一致せず、 $\pm 10\%$ 程度の誤差を含んでいる。接合部の変形成分は層間変位とともに増加し、層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ (層間変位 29.4 mm) では層間変位の $30 \sim 40\%$ を占め、梁変形による割合と同等かわずかに小さくなった。しかし、試験体 B1、B2 では層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ (層間変位 58.8 mm) のとき、試験体 B3、B4 では $1/15 \text{ rad}$ (同 98 mm) のときに、接合部のせん断変形成分が層間変位の約 50% となり梁の変形成分を上回った。このとき接合部のせん断変形角が急増したことから、接合部のせん断圧縮破壊が生じたと判断される。

3-3-4 梁主筋の付着性状

接合部内での梁主筋の平均的な付着性状を調べるため、梁主筋付着力の総和 (すなわち付着力によって接合部内に入力される水平せん断力) F_b と、梁付け根の圧縮コンクリートから接合部に入力されるせん断力 C_e との比を求めた (記号は図 3-25 参照)。付着力 F_b は、柱両面の危険断面位置でのひずみを Ramberg-Osgood モデルによって変換して求めた応力の差とした。すなわち、

$$\begin{aligned} T_1 &= C_{e1} + C_{s1} \\ T_2 &= C_{e2} + C_{s2} \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} F_{b,t} &= T_1 + C_{s2} \cdots \text{梁上端筋の接合部内での付着力} \\ F_{b,b} &= T_2 + C_{s1} \cdots \text{梁下端筋の接合部内での付着力} \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_{s2} + C_{e2} - V_{c1} \\ &= T_2 + C_{s1} + C_{e1} - V_{c1} \end{aligned} \quad (3.10)$$

ここで、 T_1 、 T_2 : 梁主筋の引張り力、 C_{s1} 、 C_{s2} : 梁主筋の圧縮力、 C_{e1} 、 C_{e2} : コンクリートの圧縮力、 V_j : 接合部入力せん断力、および V_{c1} : 層せん断力、である。これより、例えば上端筋については、

$$F_{b,t} + C_{e2} = V_j + V_{c1} \quad (3.11)$$

が成立する。接合部入力せん断力 V_j は梁せん断力の測定値より求めるので、コンクリート水平圧縮力によって接合部内に伝達されるせん断力 C_{e2} を計算することができる。こうして求めた試験体 B1、B3 の付着力 F_b を図 3-25 に、 F_b と C_e との比を図 3-26 に示す。試験体 B1 では梁主筋降伏以前の層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ (㊶サイクル)

から、試験体 B3 でも梁主筋の一部降伏が始まる同変形から付着力の低下が生じた。また、両試験体とも、変形とともに梁主筋付着力によるせん断力負担割合がわずかに減少し、付着劣化が生じていることを示す(図 3-28)。層間部材角 $1/50$ rad では 30~40% に低下した。試験体 B1、B3 の平均的な梁主筋付着性状に、層間部材角 $1/50$ rad の範囲では差が見られなかったのは、試験体 B1 の梁主筋降伏時の層間部材角が $1/50$ rad に近く、降伏域の接合部内進展による著しい付着劣化が生じる以前であったためと思われる。

3-4 接合部横補強筋の機能の検討

3-4-1 接合部横補強筋のひずみ

加力方向に平行な接合部横補強筋および直交する横補強筋のひずみ分布を図 3-27、図 3-28 にそれぞれ示す。横補強筋として用いた 6 mm 丸鋼には明確な降伏棚が見られなかった。応力-ひずみ曲線の弾性直線からの逸脱によって生じる折れ曲りがほぼ終了するひずみ 0.2% を降伏ひずみとした。試験体 B1、B3 の加力方向単筋のひずみは層間部材角 $1/100$ rad 以降はば一定か微増し、層間部材角 $1/50$ rad でも降伏しなかった。これに対して、閉鎖型の補強筋を用いた試験体 B2、B4 の加力方向ひずみは層間変位と共に増加したことから、単筋を利用することにより直交方向の拘束による影響を除去できたと考える。

加力方向に直交する横補強筋は各試験体とも層間部材角 $1/50$ rad までは降伏を生じなかったが、層間部材角 $1/25$ rad 以降で降伏ひずみを超えた横補強筋が多かった。ひずみはフープ筋を用いた試験体のほうがわずかに大きかった。

3-4-2 横補強筋機能の検討

接合部パネルに配筋される横補強筋の役割として、拘束効果とせん断抵抗効果の二つが挙げられる。横補強筋の拘束効果とは、図 3-29(a) に示すようにコンクリートが横方向に膨張しようとする等方性の力を周囲に配した鉄筋によって抑える効果である。それゆえ理想的には、一つの閉じた拘束筋において任意の点に生じる引張り力は同じとなる。一方、横補強筋のせん断抵抗効果とは、ひびわれの発生によってそれを横切る補強筋に引張り力が生じ、さらに補強筋の掛かっている柱主筋に付着力が存在している場合にトラス機構を形成することによって可能となる効果であり(図 3-29(b))、せん断力を伝達できる。この二つの効果の重ね合わせによって横補強筋にひずみが生じると考える。

ここで、試験体 B1、B3 のように単筋を異なる柱主筋に掛けた場合、加力方向の接合部単筋に作用する引張り力を F_L 、直交方向の単筋に作用する引張り力を F_0 とする(図 3-30 参照)と、引張り力 F_L は拘束とせん断抵抗との二つの機能を果たしており、引張り力 F_0 は拘束効果に寄与する[注1]。そこで $(F_L - F_0)$ がせん断抵抗に寄与する引張り力となり、トラス機構の形成に使用されたと考える。そこで、横補強筋量の異なる試験体 B1、B3 について、単筋の負担する引張り力の総和 ΣF_L および

ΣF_0 と接合部せん断変形角との関係を図 3-31 に示す。加力方向の引張り力 ΣF_L は層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ (㊸サイクル) 以降ほぼ一定になった。これに対して直交方向の引張り力 ΣF_0 は層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ (㊸サイクル) までほぼ線形に増大した。このため、図の斜線部分すなわちせん断抵抗に寄与する引張り力 $\Sigma (F_L - F_0)$ は、層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ (㊸サイクル) 時に最大となったのち低下した。これは梁主筋の付着力の低下に対応する。せん断抵抗に寄与する引張り力の最大値は試験体 B1 で 2.7 t 、試験体 B3 で 8.1 t であり、これらは全横補強筋が降伏するとしたときの 51% および 43% であった。しかし、層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ (㊸サイクル) 時にはそれぞれ 0.7 t および 2.5 t まで低下し、接合部に入力されるせん断力に対する割合はほとんど無視できる大きさとなった。このことより横補強筋のせん断抵抗効果は梁主筋の付着力の低下と共に減退し、その引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用されると言える。これは、梁主筋の付着劣化が生じるとトラス機構のせん断力負担割合が減少することを示す。

骨組の限界変形として層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ を設定すると、試験体 B1 の ΣF_0 が降伏力の半分以下であったことから、純粋な拘束効果のためには横補強筋を 0.35% 配筋すれば十分である。しかし通常は閉鎖型のフープ筋が用いられ、試験体 B2 の加力方向の横補強筋は層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ で降伏した (図 3-28(b))。この場合には加力方向の拘束効果以外にせん断抵抗効果と直交方向の拘束効果による影響とが混在しており、変形と共にせん断抵抗が減少し拘束効果に再配分されることを考慮すれば 0.35% でも十分と考える。

接合部のせん断変形角は層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ (㊸サイクル) までは横補強筋量にかかわらず同じであり、その差が現われるのは層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ 以降であった。

[注1] 通常用いられる閉鎖型フープ筋の場合、せん断抵抗によって加力方向単筋に生じる引張り力の影響により直交方向単筋にも引張り力が生じる (これは例えば、外柱・梁接合部での梁主筋の 90° 折り曲げ定着部において、水平呑み込み部分の付着が劣化すると鉛直余長部にも引張り力が生じることと同じである)。それゆえ、これでは拘束効果による引張り力を正しく評価できない。単筋を加力方向と直交方向とで異なる柱主筋に掛けることによって相互の影響を除去することができる。

3-4-3 柱主筋の付着力

トラス機構形成には最外列柱主筋および柱中段筋からの付着力が必要である。そこで接合部内の最外列柱主筋からの付着力 (横補強筋が掛かっている柱主筋で、試験体 B1 では2本、試験体 B3 では3本) と接合部せん断変形角との関係を図 3-32 に示す。柱主筋からの付着力は、試験体 B1、B3 とともに層間部材角 $1/75 \text{ rad}$ (㊸サイクル) で最大値に達し、以降低下した。これより若干の時期のずれはあるものの、横補強筋のせん断抵抗に寄与する引張り力と柱主筋からの付着力とは対応関係があり、トラス機構の負担割合の減少にともない柱主筋の付着力も低下したと考えられる。

試験体 B3 の柱中段筋の接合部内付着応力度分布の一例を図 3-33 に示す。正符号は

上向きを表わす。層間部材角 $1/75$ rad 時には、パネル上部では下向きの付着力、下部では上向きの付着力が作用しトラス機構を形成できた。しかし層間部材角 $1/50$ rad 時には付着力の向きが不規則に変化すると同じであり、トラス機構を形成しなかったと考えられる。

3-5 各国規定による接合部拘束筋量

比較のため、ACI-ASCE 352R[3.4]および NZS 3101:1982[3.5]によって接合部に必要とされる拘束筋量（せん断補強筋量ではないことに注意）を求め、表 3-15 に示す。いずれも横補強筋の間隔を 5 cm として必要な一組の横補強筋断面積を求め、それを 6 ($= 30/5$, 30 : 梁せい, cm) 倍することによって必要量とした。横補強筋比 ρ_{jh} は本論文での定義に従った。NZS 3101 では、柱軸力が接合部のコンクリート拘束に寄与すると考えて、その分横補強筋量を低減してよいと、ACI-ASCE 352R で要求する横補強筋量よりも少なくなる。これらより、本論で十分と判断した拘束筋量 0.35% は両規定に較べてかなり小さいことがわかる。ただし ACI-ASCE 352R では、接合部の四面に柱幅の $3/4$ 以上の幅をもった梁が貫入する場合には、接合部に配筋する拘束筋量を必要量の半分として良く、この場合には本論で規定した量で十分となる。

表 3-16 : 接合部に必要とされる拘束筋量

	ACI-ASCE 352R		NZS 3101:1982	
	試験体B1, B2	試験体B3, B4	試験体B1, B2	試験体B3, B4
必要量 (cm^2)	4.08	4.44	3.42	3.36
ρ_{jh} (%)	0.63	0.66	0.53	0.50

3-6 結論

以下に本実験の結果をまとめる。

- (1) 接合部の横補強筋として単筋を用い、異なる柱主筋に掛けることにより、せん断抵抗に寄与する横補強筋の引張り力を抽出できた。
- (2) 接合部の横補強筋は、梁主筋付着力が増加する間（層間部材角 $1/100$ rad まで）はトラス機構の形成によってせん断抵抗に寄与した。トラス機構によって伝達されるせん断力は、全横補強筋が降伏するとしたときの半分程度であった。しかし梁主筋付着力の減少と共にトラス機構によるせん断力負担能力は低下し、横補強筋に生じる引張り力

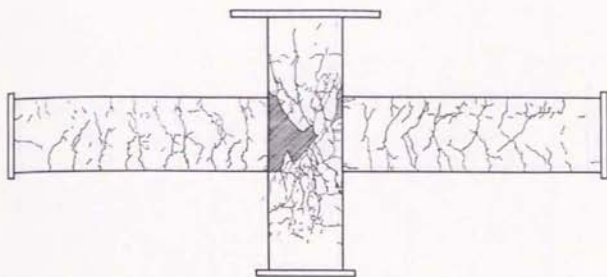
の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用された。それゆえ、梁主筋の付着劣化を避けられない梁降伏型骨組においては、接合部横補強筋にせん断抵抗能力を期待することはできない。

(3) 拘束筋としての接合部横補強筋は 0.35 % 配筋すれば十分である。

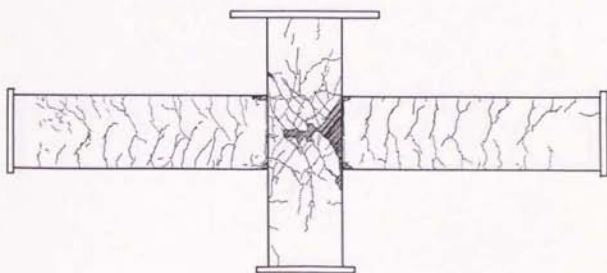
(4) 梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f_c}$ が 5.06 あるいは 3.19 と異なるにもかかわらず、梁主筋降伏が生じる変形が層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ に近かったために、この変形の範囲では接合部内での梁主筋の付着性状の差はほとんど見られなかった。

3-7 引用文献

- [3.1] 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事、1986.
- [3.2] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学学位論文、1970年、12月.
- [3.3] 黒正清治、福原正志、林静雄、長縄裕行：鉄筋コンクリート構造梁・柱接合部に関する実験研究（その1）、日本建築学会大会梗概集、昭和49年、10月、pp. 1439-1440.
- [3.4] ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 82, No. 3, 1985, pp. 266-283.
- [3.5] Standards Association of New Zealand: New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101, 1982.

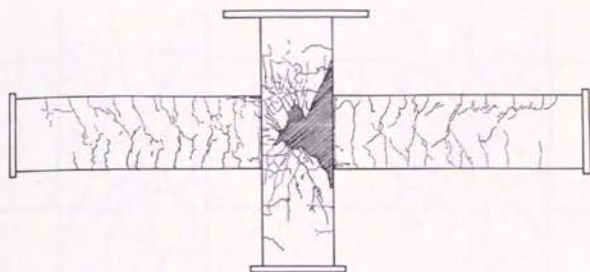


(a) 試験体 B 1

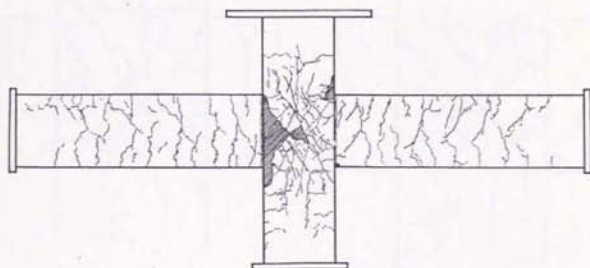


(b) 試験体 B 2

図 3-14 : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 B 1, B 2)

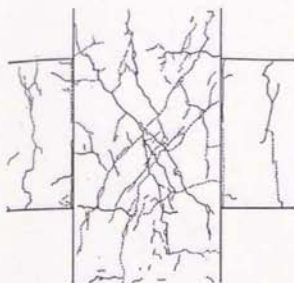


(c) 試験体 B 3

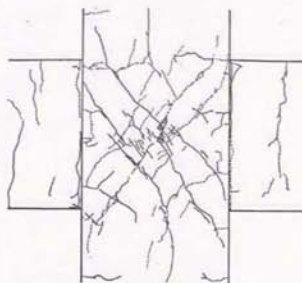


(d) 試験体 B 4

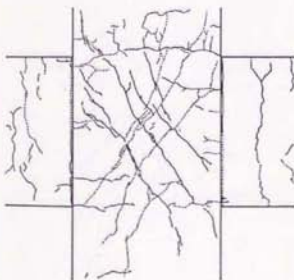
図 3-14(cont'd) : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 B 3, B 4)



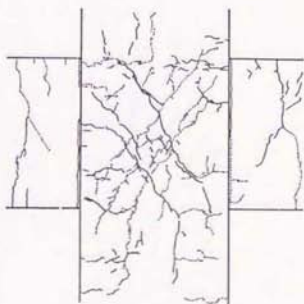
(a) 試験体 B 1



(b) 試験体 B 2

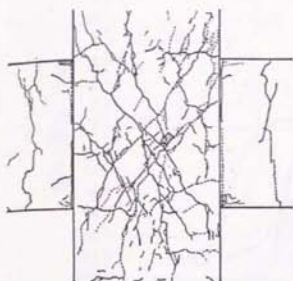


(c) 試験体 B 3

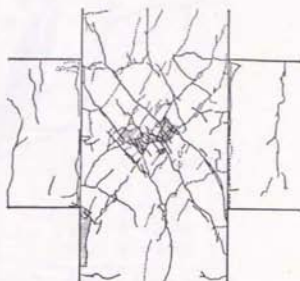


(d) 試験体 B 4

図 3-15 : 接合部パネルのひびわれ状況 (層間部材角 $1/50$ rad 終了時)



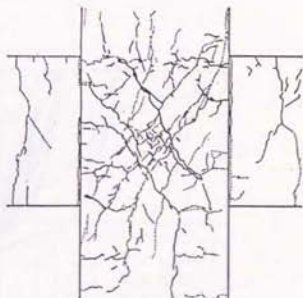
(a) 試験体 B 1



(b) 試験体 B 2



(c) 試験体 B 3



(d) 試験体 B 4

図 3-15 : 接合部パネルのひびわれ状況 (層間部材角 $1/25$ rad 終了時)

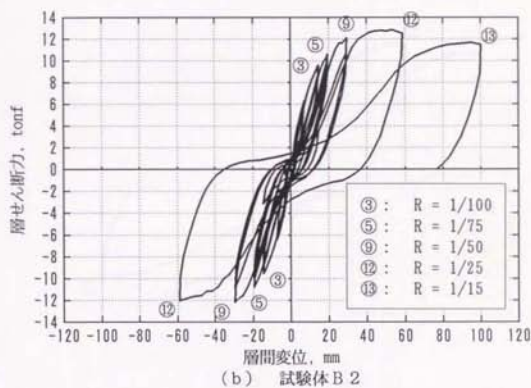
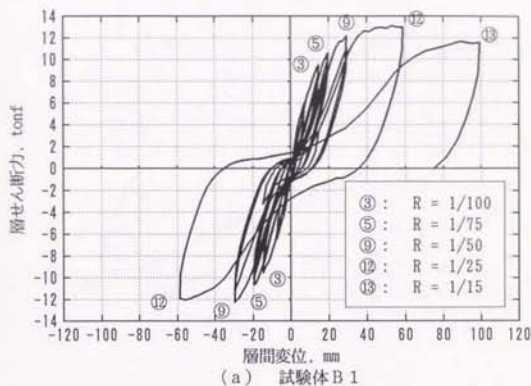


図 3-17 : 層間変位—層せん断力関係 (試験体 B 1, B 2)

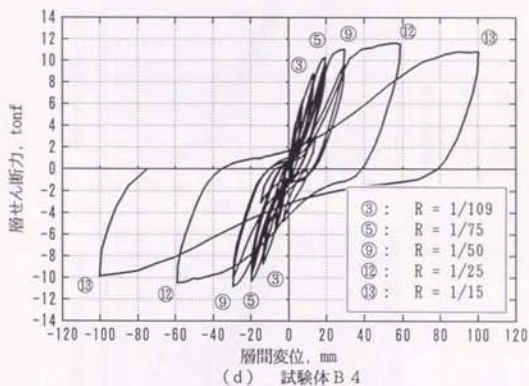
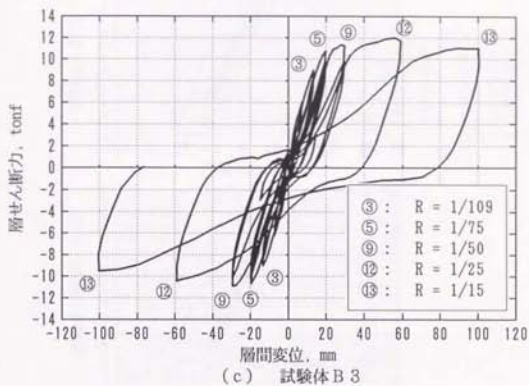


図 3-17(cont'd) : 層間変位-層せん断力関係 (試験体 B 3, B 4)

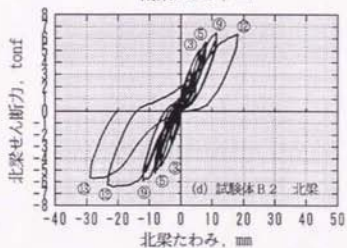
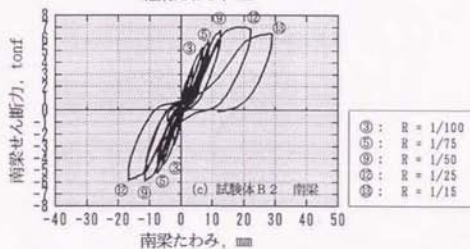
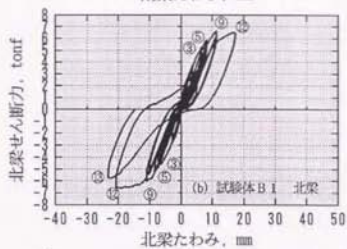
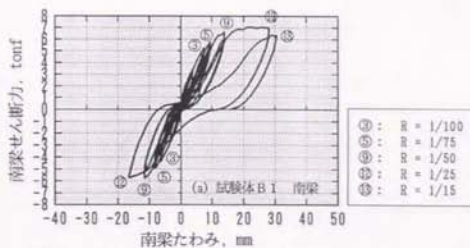


図 3-18 : 梁たわみ-梁せん断力関係 (試験体 B 1, B 2)

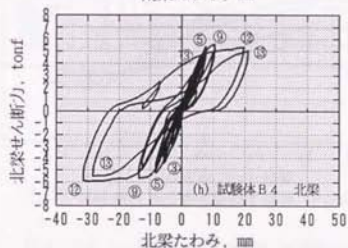
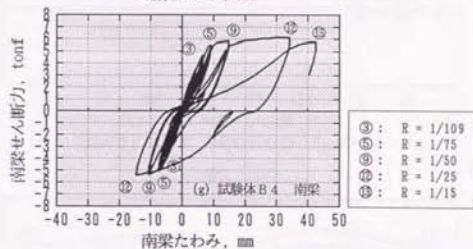
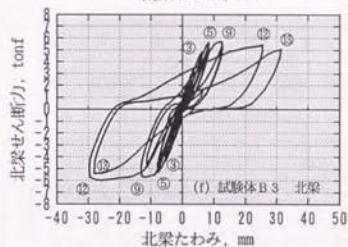
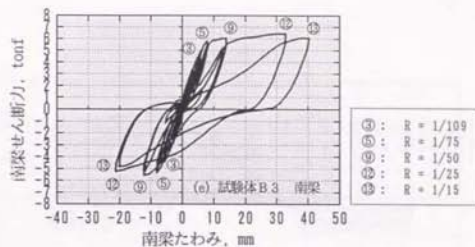
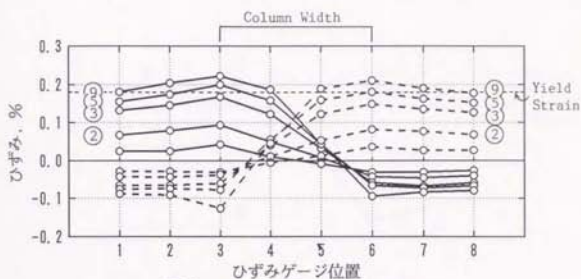
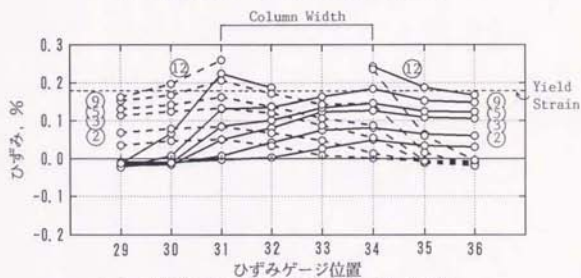


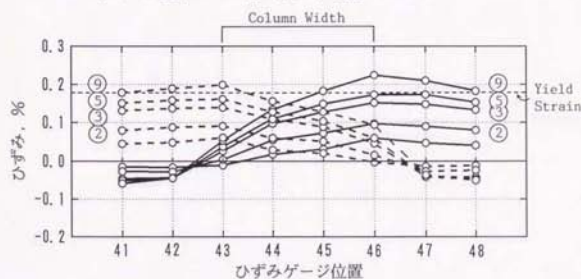
図 3-18(cont'd) : 梁たわみ-梁せん断力関係 (試験体 B 3, B 4)



(i) 試験体 B 2 梁一段め上端筋 No.1-8

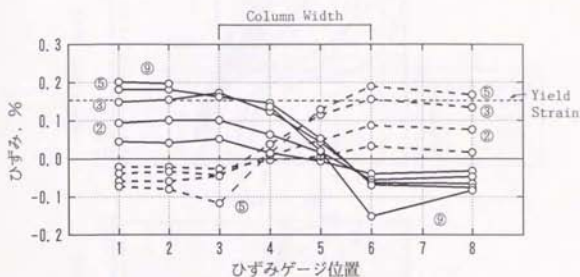


(ii) 試験体 B 2 梁二段め下端筋 No.29-36

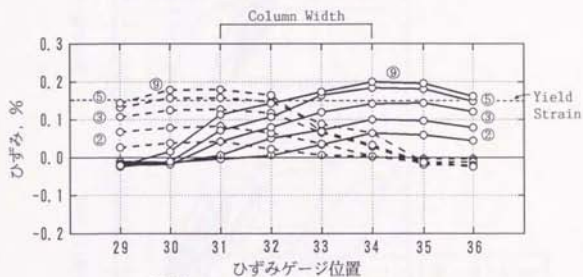


(iii) 試験体 B 2 梁一段め下端筋 No.41-48

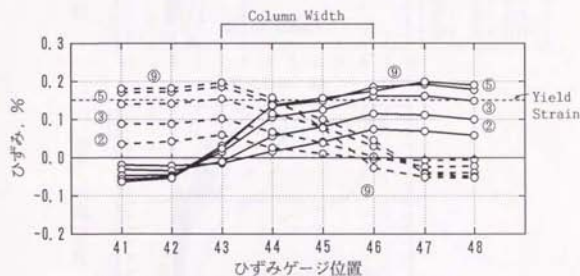
図 3-19(a) : 梁主筋のひずり分布 (試験体 B 2)



(i) 試験体 B 4 梁一段め上端筋 No.1-8



(ii) 試験体 B 4 梁二段め下端筋 No.29-36



(iii) 試験体 B 4 梁一段め下端筋 No.41-48

図 3-15(b) : 梁主筋のひずみ分布 (試験体 B 4)

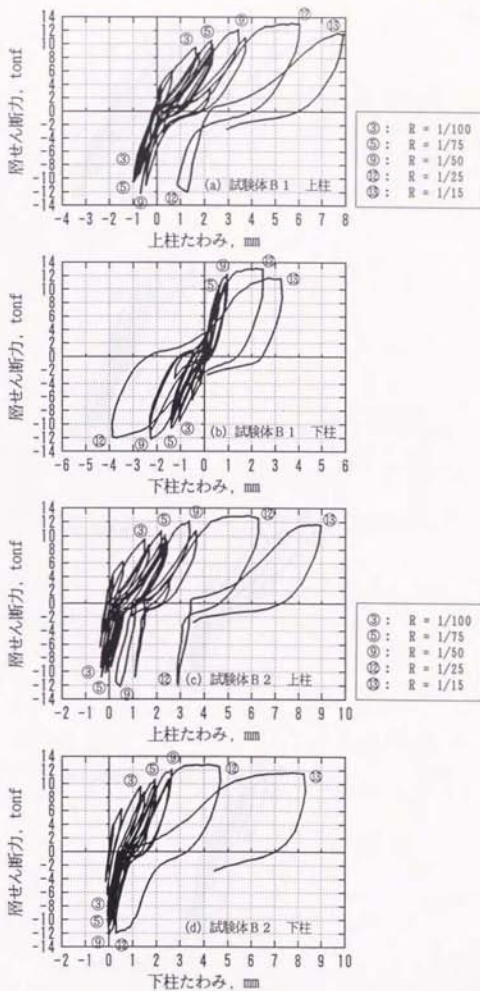


図 9-20 : 柱たわみ-層せん断力関係 (試験体 B 1, B 2)

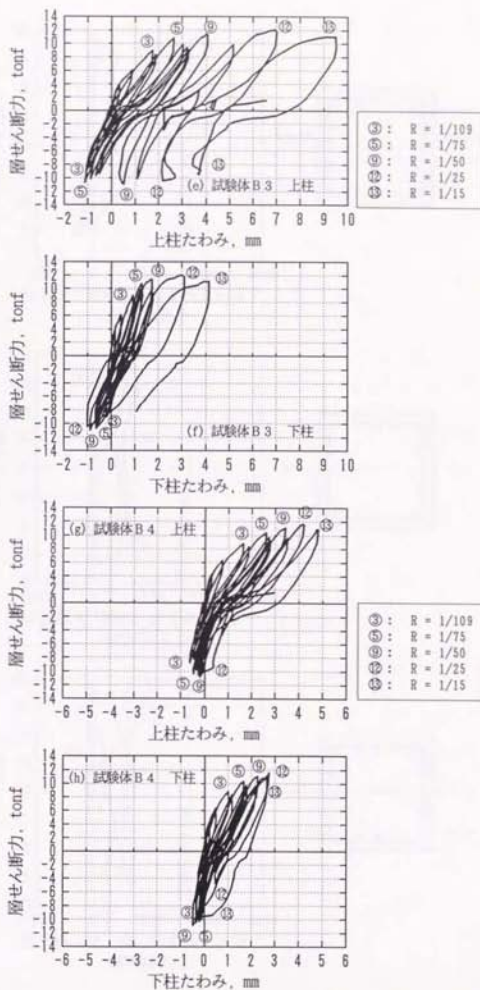


図 3-20(cont'd) : 柱たわみ-層せん断力関係 (試験体 B3, B4)

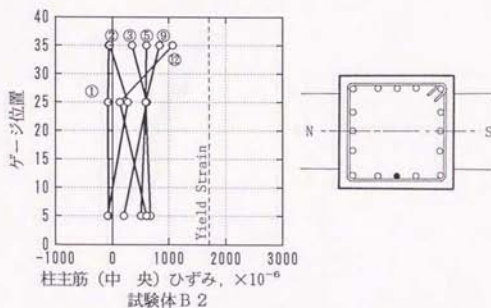
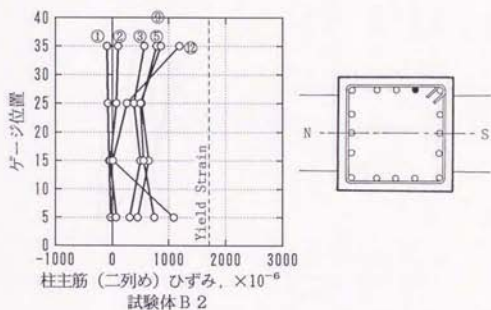
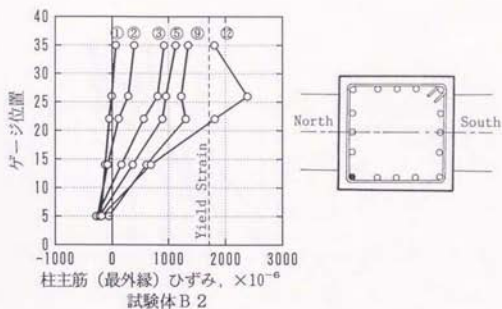


図 3-21(a) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 B 2)

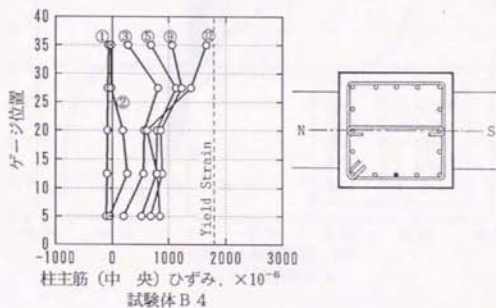
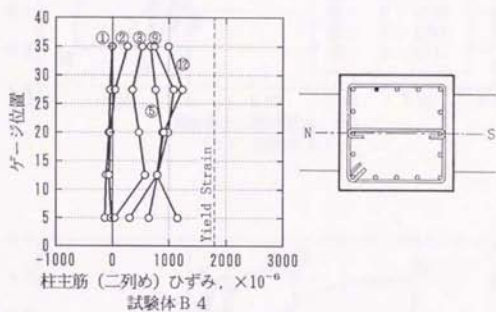
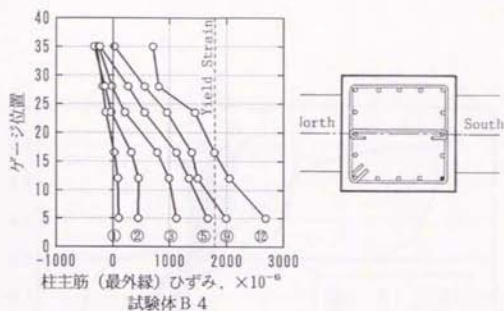


図 3-21(b) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 B 4)

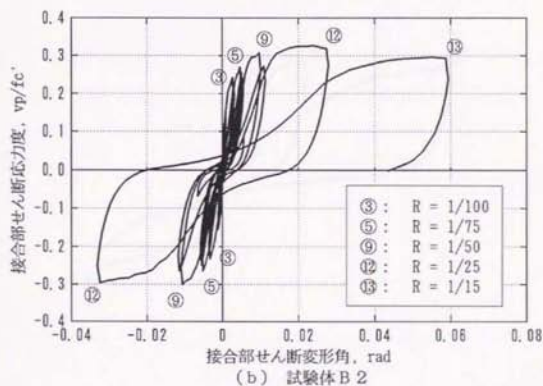
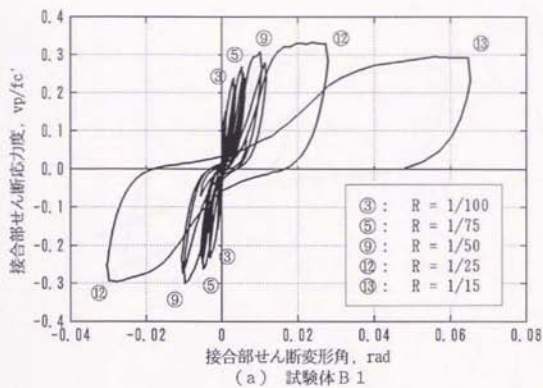


図 3-22 : 接合部せん断変形角—入力せん断応力度関係 (試験体 B 1, B 2)

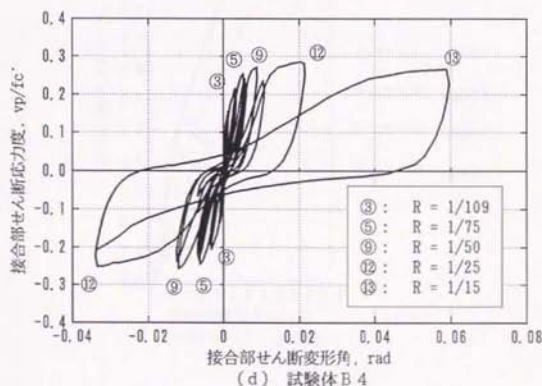
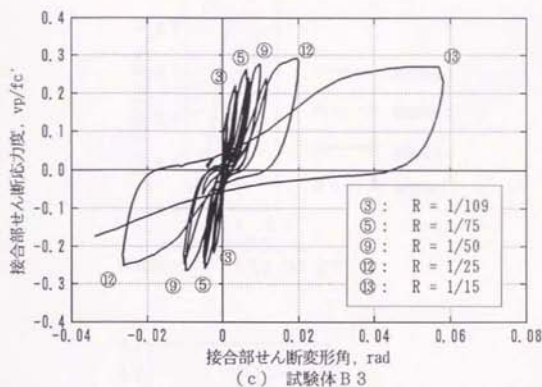


図 3-22(cont'd) : 接合部せん断変形角-入力せん断応力度関係 (試験体 B 3, B 4)

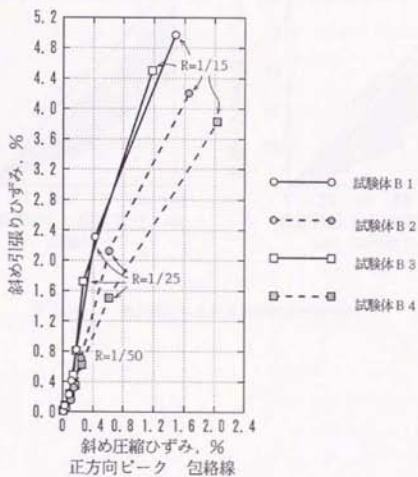
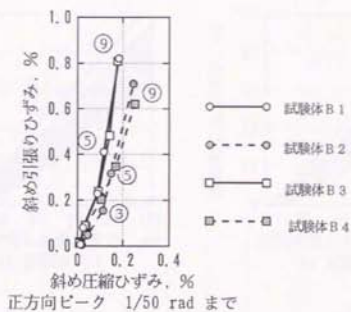


図 3-23 : 接合部パネルの斜めひずみ

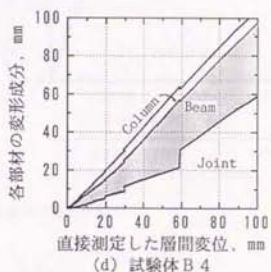
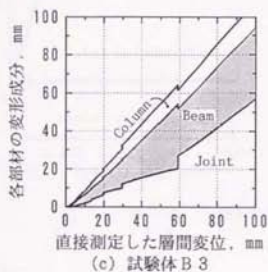
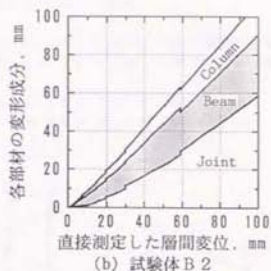
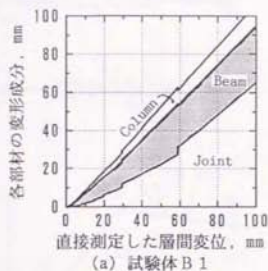
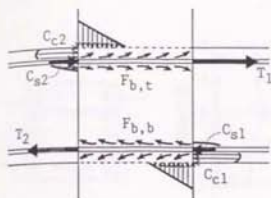


図 3-24 : 層間変位に占める各部材変形の割合



$$T1 = Cc1 + Cs1$$

$$T2 = Cc2 + Cs2$$

$$F_{b,t} = T1 + Cs2 \quad (\text{梁上端筋の付着力})$$

$$F_{b,b} = T2 + Cs1 \quad (\text{梁下端筋の付着力})$$

$$Vj = T1 + Cs2 + Cc2 - Vcol$$

$$= T2 + Cs1 + Cc1 - Vcol$$

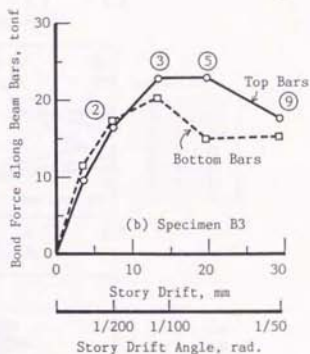
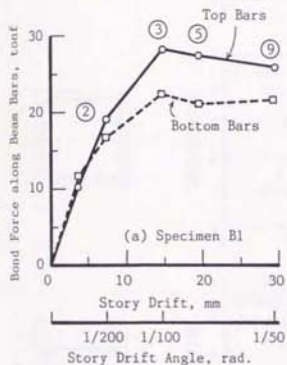


図 3-25 : 接合部内梁主筋の付着力の総和

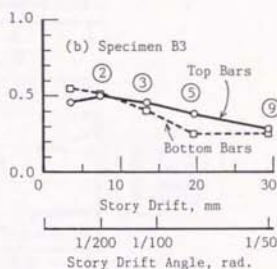
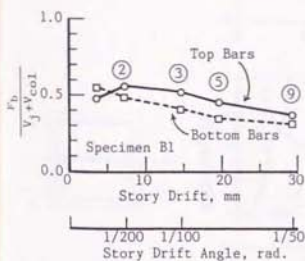


図 3-26 : 梁主筋付着力およびコンクリート圧縮力が
接合部入力せん断力に寄与する割合

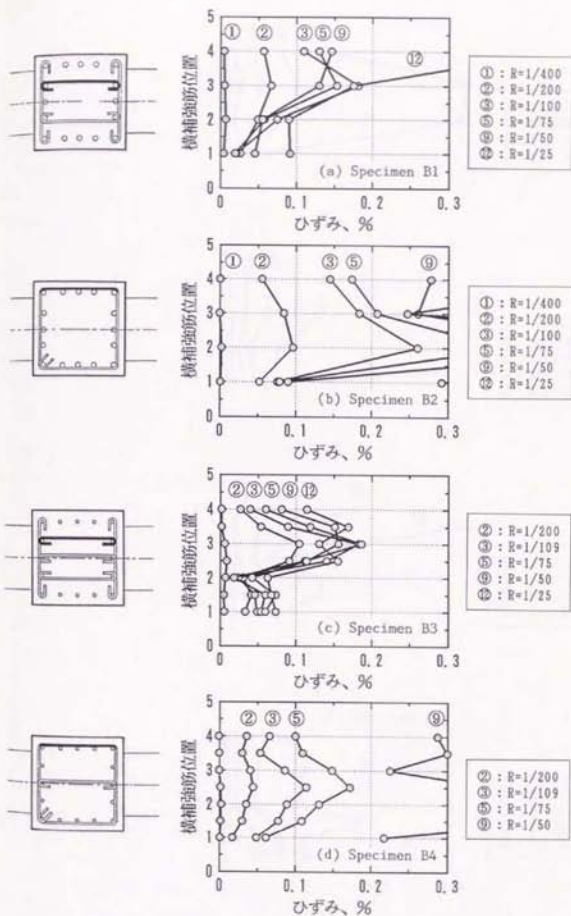


図 3-27 : 加力方向に平行な接合部横補強筋のひずみ分布

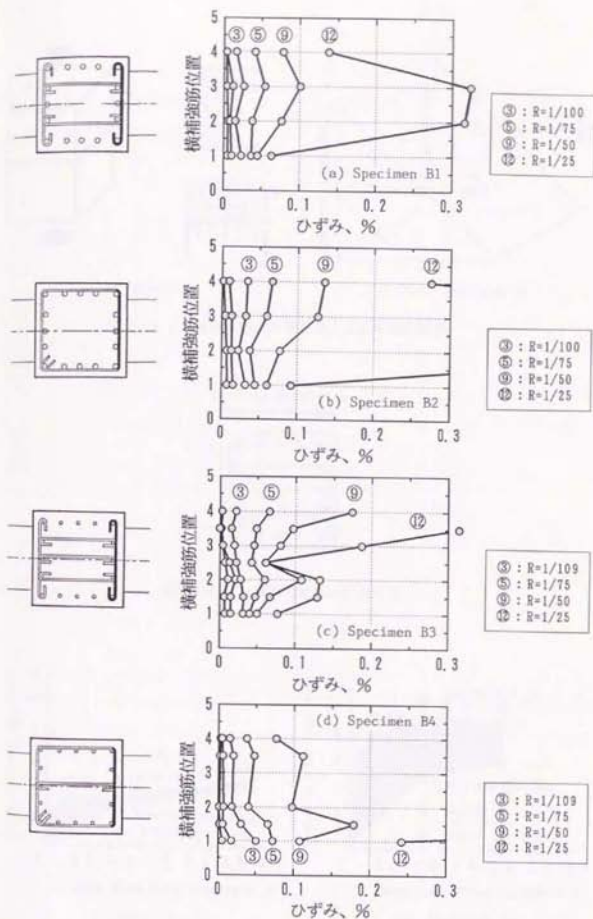


図 3-28 : 加力方向に直交する接合部横補強筋のひずみ分布

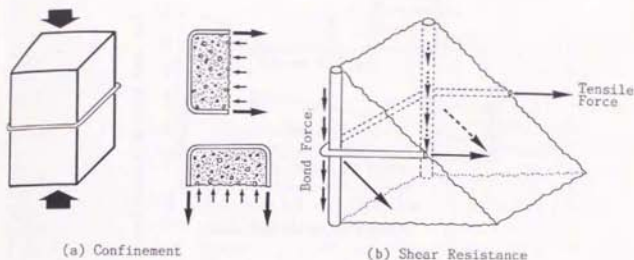


図 3-29 : 横補強筋の拘束効果とせん断抵抗効果

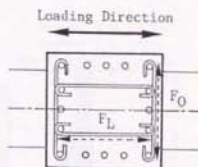


図 3-30 : 接合部単筋の引張り力

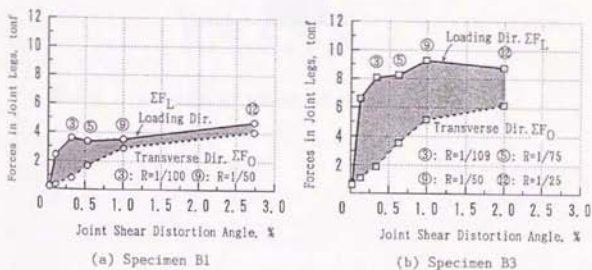


図 3-31 : 接合部単筋の負担する引張り力の総和 (ΣF_L と ΣF_0)

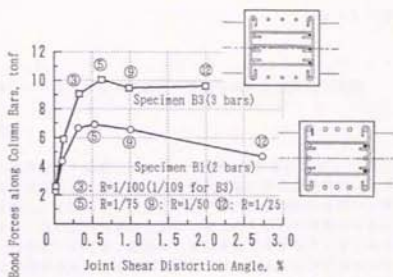


図 3-32 : 接合部単筋の掛かった最外列柱主筋の付着力

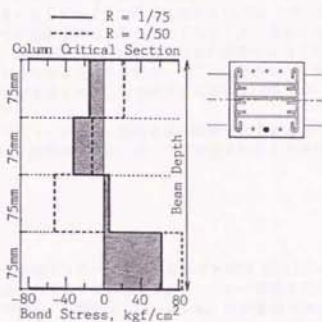


図 3-33 : 中央柱主筋の接合部内付着応力度分布 (試験体 B 3)

第4章 スラブ付き立体柱・梁接合部の二方向加力実験

4-1 実験の目的

鉄筋コンクリート造平面柱・梁接合部Jシリーズ[4.1]およびCシリーズ[4.2]試験体に繰り返し載荷する実験により、梁主筋の接合部内付着性状が履歴性状に大きな影響をあたえることが示された。すなわち、梁主筋の接合部内付着が良好な場合、履歴特性は太った紡錘形となるが、接合部内付着劣化が生じると逆S字形の履歴となる。しかし実構造物にはスラブと直交梁とが付き、地震時には二方向力を受けることになるので立体骨組接合部の挙動は平面骨組のそれとは異なったものになることが予想される。そこで、梁主筋の接合部内での付着性状を考慮して設計されたスラブ付き立体内柱・梁接合部試験体2体に二方向加力を行ない、破壊性状、履歴特性、スラブの挙動等を調べた。

過去に内柱を模擬したスラブ付き立体柱・梁接合部試験体に二方向載荷する実験を行ない、スラブの有効幅は層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ を超える変形時には全幅有効となると、直交梁の両側のスラブ筋に引張り力が生じ互いに打ち消しあうため、直交梁に生じるねじれモーメントは大きくならないこと、などを示した[4.3]。しかし外柱では片側にしかスラブが付かないため直交梁のねじれが厳しくなること、あるいはスラブ筋の定着は直交梁内で取るので、直交梁の水平面内変形やねじれ変形によってスラブ筋の応力分布も内柱とは異なったものになると考えられる。そこで上記のことを調べるために、スラブ付き外柱・梁接合部試験体1体に二方向載荷する実験を行なった。

なお、本実験は鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の耐震性に関する日本・アメリカ・ニュージーランド・中国の4国共同研究の一環として実施されたことを付記する。

4-2 実験概要

4-2-1 試験体

試験体は当初、第1回の3国セミナーでの申し合わせ事項[4.4]にしたがって設計された。すなわち、梁降伏が先行する7層建物を設計し、その一部分を切り出して試験体とするものであった。その結果、柱断面は $400 \times 400 \text{ mm}$ 、梁断面は $200 \times 350 \text{ mm}$ とし、上端筋の引張り鉄筋比は 1.7% 程度、下端筋の引張り鉄筋比は 1.3% 程度となった。しかしながら、東京大学での既往の試験体との比較が容易であることを考慮し、梁断面は $200 \times 300 \text{ mm}$ に修正し、梁引張り鉄筋比は申し合わせ事項にそって上端で 1.2% 、下端で $0.6 \sim 0.8\%$ 程度とすることにした。そのため、梁断面が実際の設計例からはかなり離れたものとなった。また、梁主筋の接合部内での付着状態を実験変数とするために柱幅を変化させたため、柱断面も設計例からは乖離した。

試験体は実物の約 $1/2$ のスケールを持つスラブ付き立体柱・梁接合部3体(Kシリーズ)であり、梁降伏が先行するように設計された。試験体は立体骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものとする。試験体諸元を表4-1に、部材

断面、配筋を図 4-1 に示す。内柱・梁接合部試験体 2 体のうち柱幅 275 mm のものを K1、柱幅 375 mm のものを K2、外柱・梁接合部試験体(柱幅 275 mm)を K3 と名づける。梁断面は各試験体とも共通で主方向梁が 200×300 mm、直交梁が 200×285 mm である。

梁主筋量は 3 体ともほぼ等しくなるようにした。すなわち、上端引張り鉄筋比は 1.0 %、下端引張り鉄筋比は 0.7 % 程度とした。十字形接合部の梁主筋は接合部内を通し配筋し、試験体 K3 の T 字形部分の梁主筋は上下端筋ともに接合部に折り曲げ定着した。設計時における梁降伏時の接合部入力せん断応力度は、スラブ筋すべてが梁の曲げ耐力に有効とした場合に、試験体 K1 で $0.31 F_c$ (F_c : コンクリート設計基準強度で 210 kgf/cm^2 とする)、試験体 K2 で $0.18 F_c$ 、試験体 K3 の T 字形方向では $0.25 F_c$ (接合部有効せいは水平投影長さとし、接合部有効幅 b_j は定義通りとする)、十字形方向では $0.26 F_c$ であった。

試験体 K1、K2 の変数は柱幅および梁主筋径(試験体 K1 で D13、試験体 K2 で D10)であり、これにより接合部内での梁主筋付着性状が変化すると考える。梁主筋に SD40 を用い上限強度を 5000 kgf/cm^2 としたときの梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{F_c}$ は、試験体 K1 で 7.97、試験体 K2 で 4.38 であった。すなわち、試験体 K1 の梁主筋付着は早期に劣化すると考えられるのに対して、試験体 K2 のそれは良好であると考えられる。外柱・梁接合部試験体 K3 の梁主筋径は D10 とし、梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{F_c}$ は 5.98(十字形方向)となり、接合部内での梁主筋の付着状態は試験体 K1 と試験体 K2 とのほぼ中間に位置すると考えられた。

以上の設計時における試験体特性を表 4-2 に示す。

表 4-2 : 設計時の試験体特性

試験体	梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{F_c}$	接合部入力せん断力 v_p/F_c
K1	7.97	0.31
K2	4.38	0.18
K3	5.98(十)	0.25(ト)/0.26(十)

接合部横補強筋は、梁降伏時の層せん断力に対して柱に必要なとされるせん断補強筋量(間隔とせん断補強筋一組の断面積)を日本の鉄筋コンクリート構造計算規程[4.5]に従って求め、それを接合部内の上端筋最下段と下端筋最上段とのあいだに配筋した。柱のせん断補強に必要なせん断補強筋一組とその間隔、およびこれに基づいて決定した接

合部横補強筋の配筋を表 4-3 に示す。

表 4-3 : 柱に必要なせん断補強筋と接合部横補強筋の決定

試験体	必要せん断補強筋比 p_w (%)	柱の配筋	接合部横補強筋
K1	0.30	2-D6 @79 mm	2-D6 4組 (275/79=3.5)
K2	0.20	2-D6 @85 mm	2-D6 4組 (375/85=4.4)
K3	0.20	2-D6 @116 mm	2-D6 3組 (275/116=2.4)

スラブ厚さは 70 mm で、スラブ筋は D6 ϕ 180 mm をシングル配筋し、その端部には 140 度フックを設けて定着した。試験体 K3 において直交梁上部で定着する必要があるスラブ筋は 90 度フックにより直交梁内に定着した。

4-2-2 実験方法

加力装置を図 4-2、写真 4-1 に示す。梁端はビン・ローラー支持、下柱はビン支持とした。柱芯から梁端支持点までが 1350 mm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ 735 mm である。上柱加力点には三軸一点載荷用のクレビスを介して三基のアクチュエータを取り付け、一基で一定の鉛直荷重（柱全断面積に対する軸応力度 20 kgf/cm²）を加え、水平方向の二基で二方向繰り返し荷重を加えた。水平方向のアクチュエータの自重が試験体に作用しないようカウンター・ウェイトを取りつけた。さらに、試験体の鉛直軸まわりの回転を拘束するために試験体に平行にバンタグラフを取りつけた。

測定装置を図 4-3、写真 4-2 に示す。柱軸力、水平力および梁端せん断力をロード・セルにより、上柱加力点の水平変位（層間変位）、梁端たわみ、柱たわみ、梁の局部変形量等を電気式変位計により、梁主筋、スラブ筋、接合部横補強筋および柱主筋のひずみを箔ひずみゲージによって、それぞれ測定した。

各試験体の加力履歴を図 4-4 に示す。加力は、主方向に計算終局耐力の 1/2 の荷重を 2 回繰り返し、降伏変位（ Δy ）を定め、以降は変位振幅を 2 Δy 、4 Δy と倍増させながら繰り返し載荷し、途中、8 の字形の二方向載荷を行なった。なお、4 Δy が層間部材角 1/50 rad を越える場合には、変位振幅を層間部材角 1/50 rad に読みかえた。

4-2-3 材料特性

コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 4-4 に示す。試験体は縦打ちとし、はじめにスラブ上面まで打設し、一日後に上柱のコンクリートを打設した。試験体 K1、K2 のスラブ上面までのコンクリート圧縮強度・割裂引張り強度は 244 kgf/cm^2 ・ 17 kgf/cm^2 、上柱は 256 kgf/cm^2 ・ 18 kgf/cm^2 、試験体 K3 のスラブ上面までは 199 kgf/cm^2 ・ 14 kgf/cm^2 、上柱は 196 kgf/cm^2 ・ 14 kgf/cm^2 であった。鉄筋の降伏強度は、柱主筋および試験体 K1 の梁主筋である D13 は 4420 kgf/cm^2 、試験体 K2、K3 の梁主筋である D10 は 4460 kgf/cm^2 、せん断補強筋およびスラブ筋である D6 は 4010 kgf/cm^2 (0.2 % offset による) であった。

4-2-4 柱および梁の曲げ耐力

水平二方向における梁の終局耐力、柱の降伏耐力および終局耐力を平面保持を仮定したファイバー・モデルによって求め、層せん断力に直して表 4-5 および図 4-5 に示す。柱の降伏耐力は一段め主筋が降伏したときとした。終局状態は圧縮縁コンクリートのひずみが 0.004 に達したときとし、梁の終局耐力はスラブ全幅有効として計算した。柱が二方向水平力を受ける場合、二軸相関によって各方向の柱耐力は見かけ上低下し、円形の軌跡を描くと考えられる[4.6]。それに対して、梁は一方方向の曲げとせん断力に抵抗するので図のように二本の直線で表現される。試験体 K1 では 45 度方向に加力されると柱降伏が生じる可能性がある。

表 4-5 : 梁および柱の曲げ耐力

	方向	(1) 梁の終局耐力 tonf	(2) 柱の降伏耐力 tonf	(3) 柱の終局耐力 tonf	(4) 曲げ耐力比 (2)/(1)
試験体 K1	主	11.87	14.86	17.70	1.25
	直交	11.21			1.33
試験体 K2	主	12.28	20.84	25.09	1.70
	直交	11.49			1.81
試験体 K3	主	6.67*1	14.68	16.66	2.20
	直交	8.63			1.66

*1: ト形方向の上端引張り時

4-3 内柱・梁接合部試験体の実験結果

材料強度による梁主筋の接合部内平均付着応力度 u_b および梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f_t}$ は、試験体 K1 で 102.1 kgf/cm² および 6.54、試験体 K2 で 56.7 kgf/cm² および 3.63 であった。

試験体 K1, K2 とも梁曲げ降伏を生じた。試験体 K1 では、層間部材角 1/139 rad (③サイクル) の一方向加力時に梁危険断面で梁上端および下端主筋の降伏を記録した。試験体 K2 では、層間部材角 1/216 rad (③サイクル) の一方向加力時に梁下端筋の降伏、層間部材角 1/108 rad (⑤サイクル) の一方向加力時に梁上端筋の降伏をそれぞれ生じた。

試験体 K1 では、層間部材角 1/139 rad (③サイクル) の一方向加力時に梁主筋の降伏と同時に柱主筋降伏を生じた。試験体 K2 では、層間部材角 1/108 rad (⑤サイクル) の二方向加力時に柱主筋が降伏した。

4-3-1 ひびわれ状態

実験終了時の試験体 K1, K2 のひびわれ状態を図 4-6 に示す。柱の剛性が異なるため梁の変形能も異なる(後述)が、試験体 K1 では層間部材角 1/50 rad 以降梁のひびわれはほとんど生じずに、梁付け根のひびわれが開いた。それに対して試験体 K2 では大変形にいたるまで梁にひびわれが発生し、そのひびわれ状況から接合部内での梁主筋付着性状は試験体 K1 よりもよいと判断された。スラブのひびわれも試験体 K1 に較べてより密に発生した。

4-3-2 履歴特性

試験体 K1, K2 の主方向の層せん断力-層間変位関係を図 4-7 に示す。ニュージランドの方法による降伏層間変位は試験体 K1 で 10.6 mm (層間部材角 1/139 rad)、試験体 K2 で 6.8 mm (同 1/216 rad) となった。柱の二軸相関により一方向の層間変位を保ったまま直交方向に加力すると耐力低下が生じるため、ピーク点あるいは変位零の点で切り落としたような履歴形状となる(図のA点およびB点)。両試験体ともに同一振幅の繰り返し載荷により逆S字形の履歴特性を示した。ループの太り具合を数値化するために等価粘性減衰定数-累積塑性率関係を図 4-8 に示す。ただし、二方向加力したサイクルは除いた。層間部材角 1/50 rad 前後での等価粘性減衰定数を求めると試験体 K1 で 0.07、試験体 K2 で 0.12 となりループの太り具合に差が見られる。試験体 K1 では梁主筋の接合部内付着が良好であると考えられたが、履歴特性は若干の逆S字形を示した。この理由について以下に考察する。なお「4-3-3」で述べるように、層間変位に占める接合部のせん断変形成分は小さく、接合部のせん断劣化による影響はほとんどなかったと判断される。

梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f_t}$ が 3.21 ($u_b = 51.8$ kgf/cm²) である平面柱・梁接合部試験体 C2[4.2]と、3.63 である試験体 K2 との等価粘性減衰定数を層間部材角 1/50

rad 前後で同一累積塑性率について比較した。試験体 K2 の層間部材角 $1/54$ rad での繰返し載荷 2 回目の負方向時の累積塑性率は 35.5、等価粘性減衰定数は 0.12、試験体 C2 でこれに対応するのは層間部材角 $1/46$ rad での繰返し載荷 5 回目の負方向時であり累積塑性率は 37.0、等価粘性減衰定数は 0.21 である。すなわちほぼ同一の層間部材角、累積塑性率についてスラブ付き立体接合部試験体 K2 の等価粘性減衰定数はかなり小さいといえる。ただし層間変位-層せん断力関係(図 4-7)において、試験体 K1 では層間部材角 $1/54$ rad 時に層せん断力がほぼ頭打ちになった(すなわち塑性率で言えば 1 に相当)のに対して、試験体 C2 では層間部材角 $1/46$ rad 時にはほぼ塑性率 2 であったため、等価粘性減衰定数の直接の比較は困難とも思われる。スラブ付き立体接合部試験体 K2 が平面接合部試験体 C2 と較べてスリップ性状を示した原因としてはこの点を除いて、二方向加力による接合部コア・コンクリートの劣化によって増進される梁主筋の付着劣化、あるいはスラブが付くことにより梁断面の上下の鉄筋量の差が大きくなったこと、などが考えられる。

一般に梁主筋量が上下で異なることによってひびわれが閉じにくくなり、ピンチ性状を示すことが知られている。試験体 C2 では上端筋量は下端筋量の 2.0 倍である。試験体 K2 では、層間部材角 $1/54$ rad 時には 10 本のスラブ筋が降伏し残りの 2 本もひずみが 0.1% 以上であったことから 11 本のスラブ筋が有効と考えると、上端筋量は下端筋量の 2.4 倍となる。このことから鉄筋量の差による影響は多少あったと考えられる。

試験体 K2 の梁上下端筋のひずみ度および応力度分布を層間部材角 $1/216$ rad 時について図 4-9 に示す。応力度は鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係として Ramberg-Osgood モデルを仮定して計算した。実線は正方向加力時、破線は負方向加力時である。下端筋では圧縮側主筋は圧縮力を負担しており付着性状は良好であった。これに対して上端筋では圧縮側となる柱面でのひずみが引張りひずみとなり、V 字状のひずみ度分布になった。この以前では弾性範囲であったこと、接合部中央付近のひずみがほぼ零であったことからこれは付着劣化による引張りひずみへの転化ではなく、中立軸位置が梁上端筋位置よりも上昇したことに生じたものと予想される[注 1]。この引張り力に釣り合う圧縮力はスラブを含んだコンクリートによって負担された。

試験体 K1 の梁主筋ひずみ度分布を図 4-10 に示す。層間部材角 $1/309$ rad 時には接合部中央部のひずみがかつとも小さく V 字状の分布を示したが、変形の増大にともないこの傾向は消失した。試験体 K1 では梁上端筋の接合部内付着劣化が生じ、その結果試験体 K2 よりも等価粘性減衰定数が小さくなったと考えられる。

[注 1] 平面保持を仮定した断面解析によれば、スラブ協力幅が 0.2ℓ (ℓ : スパン)以上のときに下端引張り時の中立軸位置が上端筋位置よりも上位となった。

4-3-3 変形特性

試験体 K1、K2 について、層間変位に占める各部材変形の割合を図 4-11 に示す。接合部成分は層間変位から梁および柱の成分を引いたものとした。梁の変形成分には梁主

底の接合部域からの抜け出しによる変形が含まれる。両試験体とも接合部の変形成分は層間部材角 $1/25$ rad に至るまでは一定である。このことより接合部はせん断破壊しなかったと判断される。試験体 K1 では梁の変形成分が 80 % であるが、試験体 K2 では 80 % となり、この差は柱の剛性が異なるために生じた。

梁付け根から $D/6$ 、 $D/3$ 、 $D/2$ および D の位置で分けられる部分(それぞれ領域 1~4 とする。 D は梁せい)の局部回転が梁端たわみに占める割合を図 4-12 に示す。領域 1 の成分は梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加回転が大部分を占めると考えられ、試験体 K1 で梁端たわみが 20 mm (梁部材角 $1/61$ rad) のときに 70 % を占めた。それに対して試験体 K2 では同一変位時(梁部材角 $1/58$ rad)に 50 % であり、試験体 K1 の梁主筋抜け出し量が多いことを示している。

4-3-4 柱主筋の応力

柱隅主筋の上下危険断面における二方向加力時の応力度を図 4-13 に示す。試験体 K1 では引張り降伏と圧縮降伏とが同時に生じた。柱隅主筋の接合部内付着は層間部材角 $1/50$ rad まで良好に維持された。

試験体 K2 では圧縮降伏しなかった。これは柱断面が大きいため圧縮応力度が小さくなったことによると考えられる。層間部材角 $1/54$ rad での二方向加力により圧縮応力は減少し、引張り応力に転化した。

4-3-5 スラブ筋の応力度分布

主方向梁に平行なスラブ筋の直交梁面での応力度分布を図 4-14 に示す。図中の数字は層間部材角を表わす。応力度は測定されたひずみを Ramberg-Osgood モデルによって変換することにより求めた。梁上端引張り時においてスラブ筋の応力度は柱に向かうにしたがって増加した。梁下端引張り時には端部のスラブ筋に引張り応力が生じた。これは直交梁のねじれ変形、およびスラブの水平面内における変形によってひきおこされたと考える。

4-3-6 接合部横補強筋のひずみ

各加力サイクル・ピーク時における接合部横補強筋ひずみを図 4-15 に示す。実線は加力方向がゲージを貼付した横補強筋に平行な場合、破線は同じく横補強筋に直交する場合である。試験体 K1 では層間部材角 $1/93$ rad の一方向加力時(⑤サイクル)に横補強筋の数箇所で降伏を生じ、層間部材角 $1/69$ rad の二方向加力以前に全部が降伏した。試験体 K2 では層間部材角 $1/58$ rad の一方向加力時に降伏が生じ、層間部材角 $1/54$ rad の一方向加力以前に多くの位置において降伏を記録した。

両試験体とも二方向加力中に横補強筋のひずみが増大した。これは横補強筋が接合部コア・コンクリートの拘束に寄与していることを示す。同一層間変位における横補強筋のひずみは試験体 K1 のほうが大きかった。試験体 K1 の接合部入力せん断力レベルが

大きく、せん断変形が試験体 K2 の約 2 倍であったためと考えられる。

4-4 外柱・梁接合部試験体の実験結果

主方向梁の上端および下端主筋は層間部材角 $1/191 \text{ rad}$ (②サイクル) 時に降伏した。梁降伏ののち、層間部材角 $1/69 \text{ rad}$ (⑤サイクル) での二方向加力時に柱主筋の降伏が生じた。接合部はせん断破壊することなく、直交梁もスラブ筋によって導入される引張り力によるねじれ破壊を生じなかった。

4-4-1 ひびわれ状態

実験終了時の試験体 K3 のひびわれ状態を図 4-15 に示す。主方向加力によって直交梁付け根付近にねじれひびわれが発生したが、その幅は小さくねじれ破壊は生じなかった。直交方向加力により接合部に斜めせん断ひびわれが生じた。スラブのひびわれは主方向加力時にはスラブ端部にむかって斜めに発生したが、直交方向加力時には主方向梁に平行に発生した。

4-4-2 履歴特性

試験体 K3 の層せん断力-層間変位関係を図 4-17 に示す。図中にスラブの有効幅を全幅 (T 形断面の有効幅 $B = 2390 \text{ mm}$)、日本の RC 規準による幅 ($B = 740 \text{ mm}$) および零 ($B = 200 \text{ mm}$)、として計算した復元力特性をあわせて示す。変形が小さい範囲では長方形梁として計算した復元力特性と包絡線とがほぼ一致した。耐力はさらに上昇し、層間部材角 $1/69 \text{ rad}$ 時にほぼスラブが全幅有効となったと考えられる。

4-4-3 変形特性

試験体 K3 の層間変位に占める各部材変形の割合を図 4-18 に示す。接合部成分は層間変位から梁および柱の成分を引いたものとした。主方向において層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での梁の変形成分は下端引張り時には全体の 70 % であったのに対して、上端引張り時には 50 % に低下した。これはスラブの寄与によって上端引張りと下端引張りとは梁の剛性が異なるためである。直交方向では試験体 K1 と同様の傾向を示した。

4-4-4 柱主筋の応力

柱隅主筋の上下危険断面における応力度を層間部材角 $1/69 \text{ rad}$ での主方向加力時について図 4-19 に示す。下柱の軸力は梁端せん断力方向により 10.5 tonf (柱全断面積に対する軸応力度: 13.9 kgf/cm^2) から 21.3 tonf (同: 28.2 kgf/cm^2) のあいだを変動した。主方向梁が下端引張りとなると、梁端支持点での反力は上向きに作用し、そのため下柱の軸力が減少した。柱主筋の応力はこの柱軸力の変動を示している。

4-4-5 梁主筋応力度分布

主方向梁主筋の応力度分布を図 4-20 に示す。実線は下端引張り、破線は上端引張りによって生じたことを表わす。下端筋では下端引張りのときに変形とともに降伏域が接合部内に進展し、層間部材角 $1/95 \text{ rad}$ で水平部分のすべてが降伏した。上端引張り時には危険断面位置で圧縮降伏したが接合部内に降伏が進展することなく、圧縮時の付着は良好であったことがわかる。

上端筋では下端引張り時には②サイクルでほとんど応力を負担せず、④サイクルでは引張り応力を示した。これは、中立軸位置が上端筋よりも上位に移動したことによると考えられる。これに対して⑥サイクル(層間部材角 $1/89 \text{ rad}$)では、コンクリートだけでは圧縮反力を取りきれないため、上端筋が圧縮力を負担した。上端引張り時には、④サイクル(層間部材角 $1/95 \text{ rad}$)で上端筋付着劣化が柱中央までですんだ。

梁主筋鉛直部分の引張りひずみは水平部分の付着劣化とともに増加した。折り曲がり部分の支圧力により、接合部内にはコンクリート斜め圧縮ストラットが形成されたと考えられる。

4-4-6 接合部横補強筋のひずみ

各加力サイクル・ピーク時における接合部横補強筋ひずみ度を図 4-21 に示す。実線は加力方向がゲージを貼付した横補強筋に平行な場合、破線は同じく横補強筋に直交する場合である。直交方向に平行な横補強筋は層間部材角 $1/95 \text{ rad}$ (⑤サイクル)で降伏した。多くは層間部材角 $1/69 \text{ rad}$ での二方向加力時に降伏を生じた。主方向に平行な横補強筋のひずみは、主方向梁が上端引張りになるときのほうが下端引張りのときよりも大きかった。これは上端引張りの場合スラブ筋の協力により梁耐力が増大し、接合部入力せん断力が大きくなったためであると考えられる。

4-4-7 スラブ筋応力度分布

主方向および直交方向加力ピーク時のスラブ筋応力度分布を図 4-22 に示す。応力度は Ramberg-Osgood モデルを用いて求めた。図中破線は上端引張り、実線は下端引張りとなることを表わす。スラブが両側にある直交方向では、上端圧縮のときでもスラブ筋は引張り力を負担した。これは内柱・梁接合部の場合と同じである。一方、スラブが片側にしかない主方向では、上端圧縮のときに柱そばのスラブ筋は圧縮力を受けており変形が大きくなるとともに圧縮域は拡大した。ただしそれ以外のスラブ筋には引張り力が生じており、上端圧縮時の直交梁端部の水平面内変形は大きくならなかった。

スラブ有効幅をスラブ筋の降伏状況で判断すると主方向と直交方向とで差は見られなかった。層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ の大変形時には両方向とも全スラブ筋が降伏した。スラブが片側にしかない場合でも、直交梁のねじれ剛性が十分大きければスラブ筋に生じる引張り力の反力を取ることができ、大変形時にはスラブ全幅有効とみなせる。ただし、スラブ筋量が増えてねじれ入力が大きくなった場合には直交梁がねじれ破壊する可能性

がある。

主方向について、RC規準による有効幅をもつT型梁の降伏耐力に達するのは層間部材角 $1/120 \text{ rad}$ のときであった(図 4-17)。このとき柱両わきの2本および3本計5本のスラブ筋が降伏しており、仮定した有効幅内のスラブ筋が4本であったことからRC規準の有効幅の規定は外柱に付く片側スラブについても適切といえる。

4-4-8 直交梁およびスラブの挙動

主方向加力時(層間部材角 $1/188 \text{ rad}$)の直交梁水平面内変形量を図 4-23 に示す。上端圧縮となる方向に加力するとほとんど変形しないが、上端引張りのときは直交梁がスラブに引張られてかなり変形した。このときの変形量はスラブが両側にある試験体の3~4倍であった。

スラブが片側だけに取付く場合には、スラブ筋に生じる引張り力すべてが直交梁に対してねじれ入力として作用するために、直交梁のねじれが厳しくなることが予想される。試験体 K3 では直交梁付け根付近にねじれひびわれが観察されたが、ねじれ破壊は生じなかった。層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ の大変形時には全スラブ筋が降伏しており、このときの直交梁中心軸回りのねじれモーメントは $94.3 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ ($= 4.01 \text{ tonf/cm}^2 \times 0.32 \text{ cm}^2 \times 6 \text{ 本} \times 12.25 \text{ cm}$)となる。一方、純ねじれを受ける梁の終局ねじれモーメントは Rangan-McMullen の式[4.7]を用いると $214.8 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ となり、曲げせん断耐力とねじれ耐力との間に楕円の相関があることを考慮すると $198.0 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ となる。直交梁へのねじれ入力小さかったため、ねじれ破壊を生じなかったと判断された。

主方向および直交方向加力時(層間部材角約 $1/120 \text{ rad}$)のスラブ筋ひずり度分布を図 4-24 に示す。主方向に加力すると、主方向梁先端のスラブ筋(E,F)に引張りひずりが生じた。これに対して、直交方向に加力すると直交梁先端のスラブ筋(K,L)にはほとんど引張りひずりが生じず、スラブのモーメントの釣り合いを調うために直交梁付け根部分(G,H,J)に引張りひずりが生じ、先の場合と異なった。これは反対側に反力を取るべきスラブが存在しないため、直交梁自身がスラブに引張られて水平面内変形したためと考えられる。

4-5 接合部入力せん断力の検討

一方向加力時の接合部入力せん断応力度をコンクリート圧縮強度 f_c' で基準化したものを図 4-25 に示す。平面柱・梁接合部試験体 J1 および C1 についてもあわせて示す。最大せん断応力度が $0.25 f_c'$ であった平面接合部試験体 J1 では、梁降伏後の層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ を超える大変形時に接合部にせん断による損傷が集中した。一方、試験体 K1 および K3 では最大せん断応力度がそれぞれ $0.37 f_c'$ 、 $0.35 f_c'$ に達したにもかかわらず、接合部せん断破壊は生じなかった。直交梁およびスラブが接合部コア・コンクリートを拘束し、せん断変形の増大を防止したと予想される。直交梁付け根では二方向加力により曲げひびわれが開いているが、直交梁主筋によって接合部内部のせん断ひびわれ幅拡大が抑えられたと推定される。

二方向加力時の最大入力せん断力は、一方向加力時の入力せん断力の $\sqrt{2}$ 倍よりも小さかった(表 4-5)。これは柱部材の二軸相関によってどちらか一方の耐力が低下したためである。

加力方向に平行な接合部横補強筋のひずみ分布を試験体 K2 と試験体 C1 について図 4-25 に示す。両試験体とも層間部材角 $1/92 \text{ rad}$ で接合部せん断応力度が $0.18 f_c'$ のときのものである。この 2 体は梁主筋の接合部内付着が良好で接合部入力せん断応力度、横補強筋量とも同程度であり比較可能と判断した。試験体 K2 のひずみは試験体 C1 の約半分であった。直交梁およびスラブによって接合部斜めせん断ひびわれ幅が抑えられたことを示すと考えられる。

4-6 結論

- (1) 二方向加力を受けるスラブ付き立体柱・梁接合部試験体では、接合部入力せん断力が大きいにもかかわらず接合部せん断破壊を生じなかった。これは直交梁およびスラブによって接合部コア・コンクリートが拘束されたためと考えられる。
- (2) 梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f_c'}$ にもとづいて接合部内梁主筋付着性状を良くした内柱・梁接合部試験体も若干の逆 S 字形履歴を示した。
- (3) スラブが片側にしかない外柱・梁接合部試験体でも変形とともにスラブ有効幅が広がり、直交梁のねじれ剛性が十分大きければ大変形時には全幅有効とみなせる。

4-7 引用文献

- [4.1] 小林裕、瀧正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第5回コンクリート工学年次講演会論文集、1984、pp. 653-656.
- [4.2] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和60年、10月、pp. 293-294.
- [4.3] 鈴木紀雄、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造スラブ付き柱はり立体接合部に関する実験的研究、第5回コンクリート工学年次講演会論文集、1983、pp. 425-428.
- [4.4] 小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート柱-梁接合部の設計に関する日本・アメリカ・ニュージーランド セミナー議事録、東京大学工学部建築学科青山研究室、9月、1984.
- [4.5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982.
- [4.6] 滝口克己、黒正清治、岡田謙二：鉄筋コンクリート柱の二軸曲げ実験、日本建築学会論文報告集、No. 229、3月、昭和50年、pp. 25-33.
- [4.7] 日本建築学会構造委員会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料鉄筋コンクリート梁の振り耐力（その1）、建築雑誌、10月、1984、pp. 59.

Table 4-1 : Properties of K-Series Specimens

Specimen	K1	K2	K3
a) Longitudinal Beam (200 x 300 mm)			
Top Bars	4-D13	7-D10	7-D10
a_t (cm ²)	5.08	4.99	4.99
p_t (%)	1.00	1.01	1.01
Bottom Bars	3-D13	5-D10	5-D10
a_b (cm ²)	3.81	3.57	3.57
p_b (%)	0.71	0.66	0.66
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6
ϕ (cm)	5.0	5.0	5.0
p_w (%)	0.64	0.64	0.64
b) Transverse Beam (200 x 285 mm)			
Top Bars	4-D13	7-D10	7-D10
a_t (cm ²)	5.08	4.99	4.99
p_t (%)	1.00	1.01	1.01
Bottom Bars	3-D13	5-D10	5-D10
a_b (cm ²)	3.81	3.57	3.57
p_b (%)	0.75	0.70	0.70
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6
ϕ (cm)	5.0	5.0	5.0
p_w (%)	0.64	0.64	0.64
c) Column			
Total Bars	16-D13	12-D13	16-D13
a_s (cm ²)	20.32	15.24	20.32
p_s (%)	2.69	1.08	2.69
Hoops	4-D6	2-D6	4-D6
ϕ (cm)	5.0	5.0	5.0
p_s (%)	0.93	0.34	0.93
Load (tonf)	15.1	28.1	15.1
(kgf/cm ²)	20.0	20.0	20.0
d) Connection			
Hoops sets	2-D6 4	2-D6 4	2-D6 3
a_w (cm ²)	2.56	2.56	1.92
p_{jh} (%)	0.42	0.33	0.34
e) Slab			
Longitudinal Direction			
	12-D6	12-D6	12-D6
ϕ (cm)	18.0	18.0	18.0
st.ratio (%)	0.23	0.23	0.23
Transverse Direction			
	12-D6	12-D6	12-D6
ϕ (cm)	18.0	18.0	18.0
st.ratio (%)	0.23	0.23	0.23

Table 4-4 : Material Properties

(a) Concrete (unit in MPa within parentheses)

Specimen	Location	Compressive Strength kgf/cm ²	Tensile Strength kgf/cm ²	Secant Modulus* kgf/cm ²
K1, K2	Lower Column, Beams, Slabs	244(23.9)	17(1.7)	195,000(19,100)
	Upper Column	266(26.1)	18(1.8)	218,000(21,400)
K3	Lower Column, Beams, Slabs	199(19.5)	14(1.4)	177,000(17,300)
	Upper Column	196(19.2)	14(1.4)	163,000(16,000)

* Secant modulus at one-quarter of the compressive strength

(b) Reinforcement (unit in MPa within parentheses)

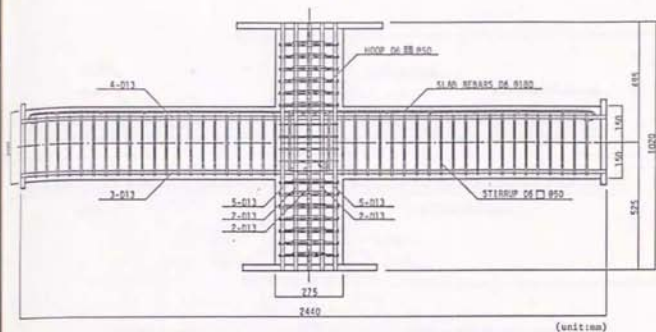
Bar Size	Diameter mm	Perimeter mm	Area mm ²	Yield Strength kgf/cm ² (MPa)	Tensile Strength kgf/cm ² (MPa)
D6	6.35	20.0	31.67	4,010(393)	5,310(520)
D10	9.53	30.0	71.33	4,460(437)	6,250(613)
D13	12.7	40.0	126.7	4,420(433)	5,880(576)

Note ; Young's modulus was assumed to be 2.1×10^6 kgf/cm².

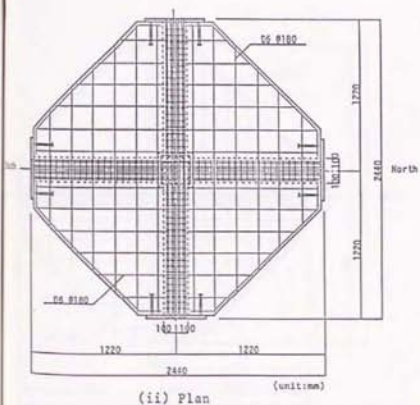
Table 4-6 : Maximum Shear Force in Connection

Specimen	Input shear (Longl. Dir.) tonf(kN)	Input shear (Transv. Dir.) tonf(kN)	Resultant shear tonf(kN)	Shear stress divided by f_c'
K1	40.9(401)	52.9(519)	66.8(655)	[88.3]*1 0.36
K2	50.7(497)	58.0(569)	77.1(756)	[54.8]*1 0.22
K3	45.8(449)	16.6(163)	48.7(478)	[64.4]*1 0.32

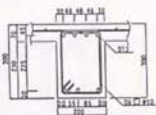
*1: Resultant shear stress in kgf/cm². The gross section of a column was used for the effective joint area to resist shear.



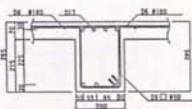
(i) Elevation



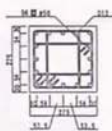
(ii) Plan



(iii) Longitudinal Beam

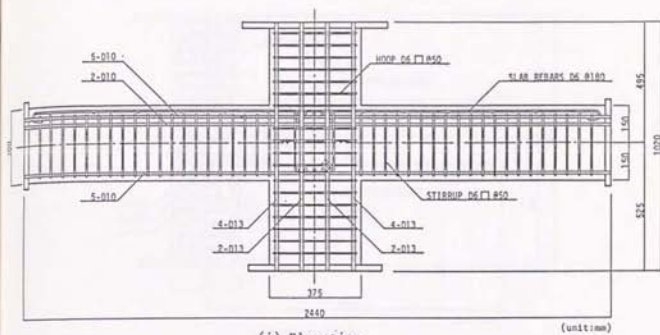


(iv) Transverse Beam

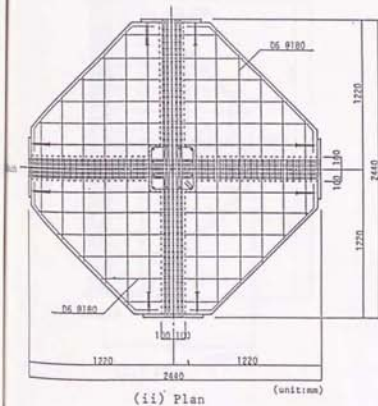


(v) Column

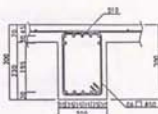
Fig. 4-1 : Reinforcement Details of Specimen K1



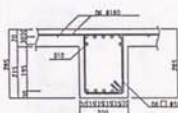
(i) Elevation



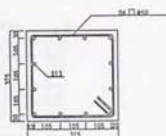
(ii) Plan



(iii) Longitudinal Beam

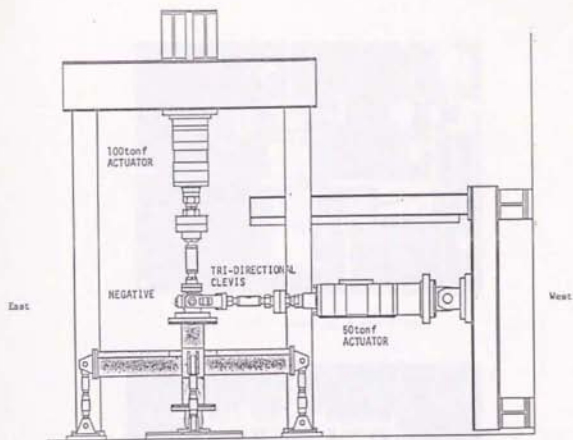


(iv) Transverse Beam

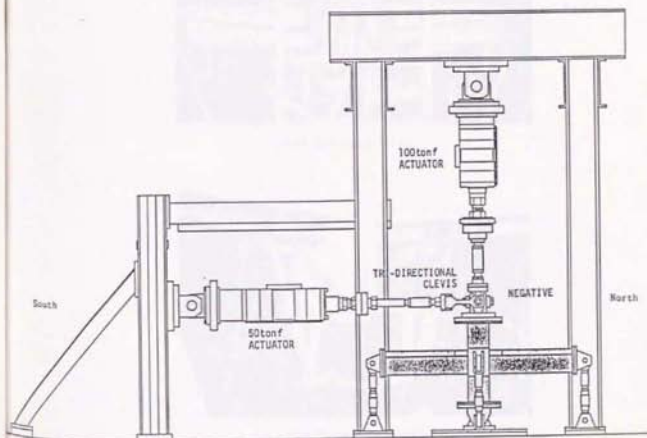


(v) Column

Fig. 4-1(Cont'd): Reinforcement Details of Specimen K2



(a) East-West Direction



(b) South-North Direction

Fig. 4-2 : Loading Apparatus

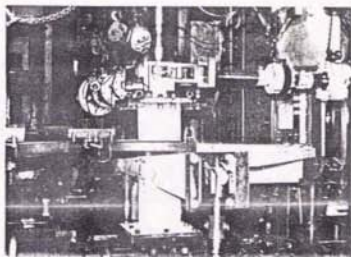
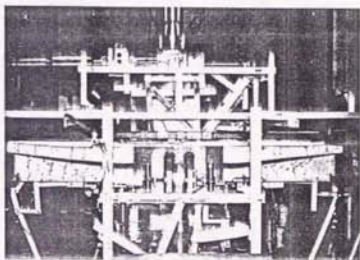
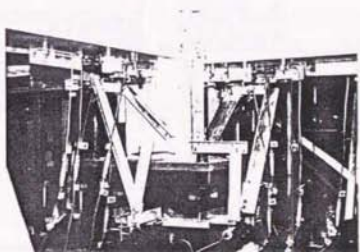


Photo. 4-1 : Loading Apparatus

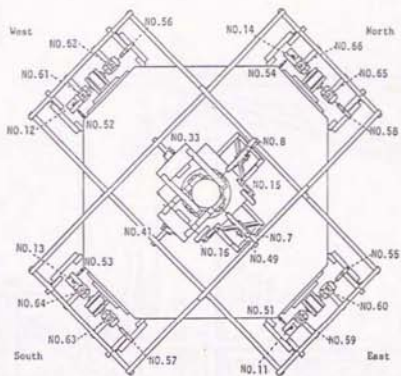


(a) Overall View

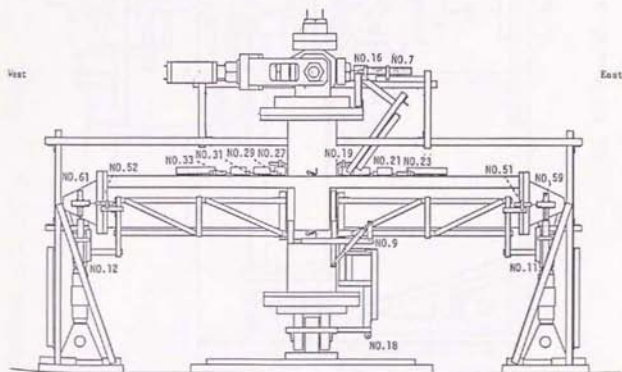


(b) Lower Column

Photo. 4-2 : Instrumentation System



(a) Plan View



(b) East-West Section

Fig. 4-3 : Instrumentation System

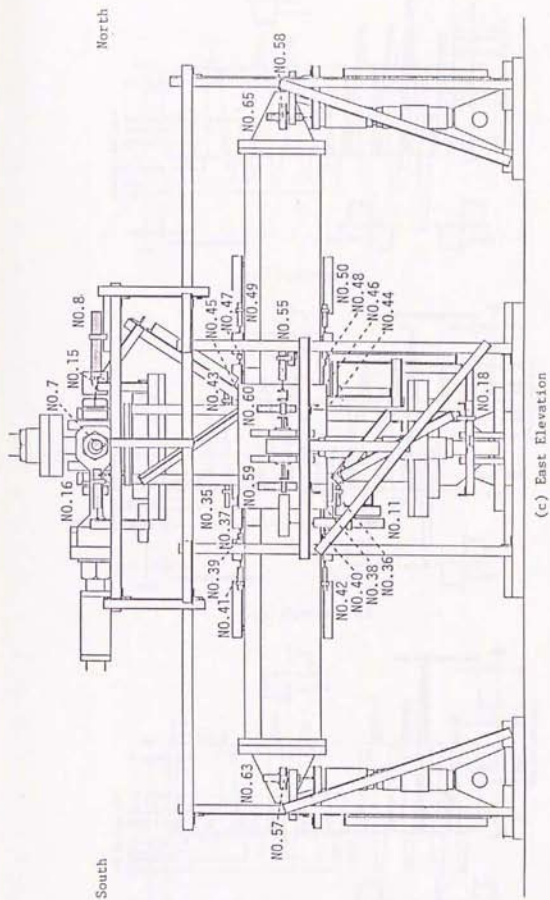
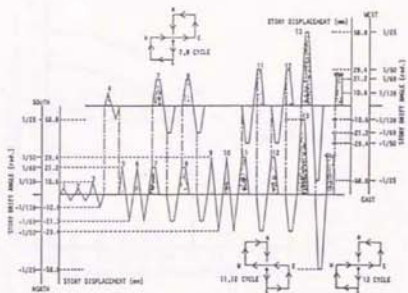
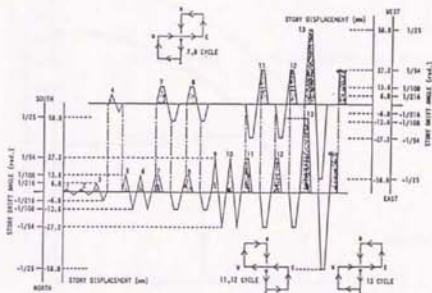


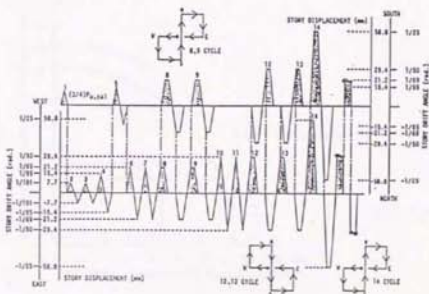
Fig. 4-3 (Cont'd): Instrumentation System



(a) Specimen K1



(b) Specimen K2



(c) Specimen K3

Fig. 4-4 : Observed Story Drift History

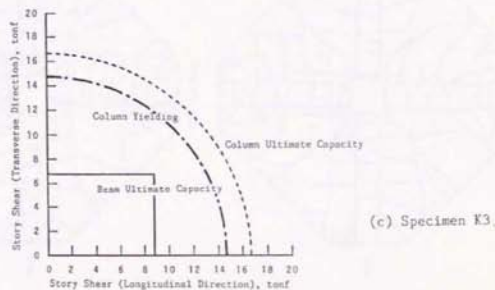
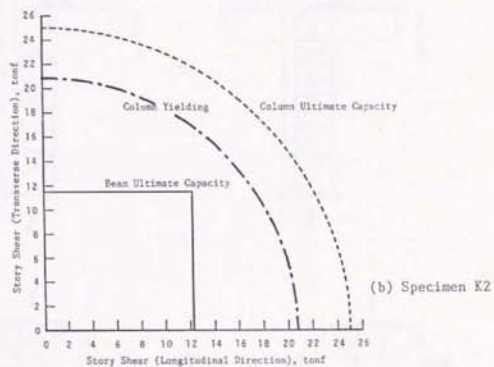
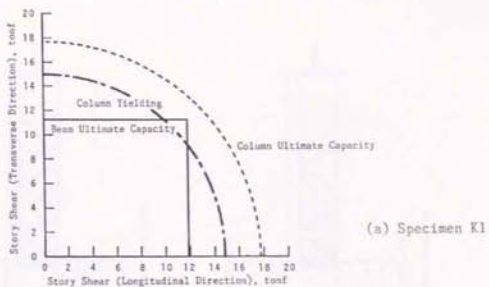


Fig. 4-5 : Calculated Story Shear Capacity Controlled by Beam and Column

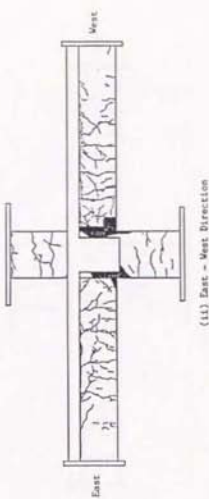
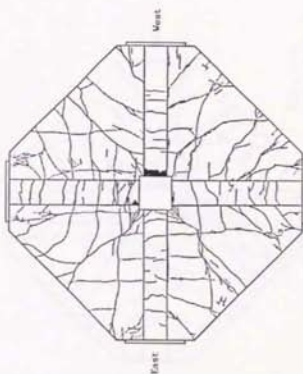
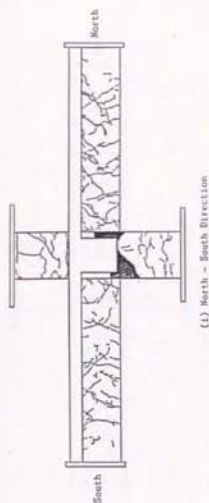
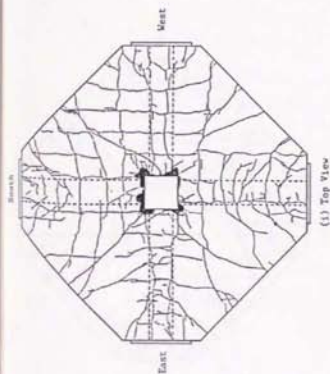
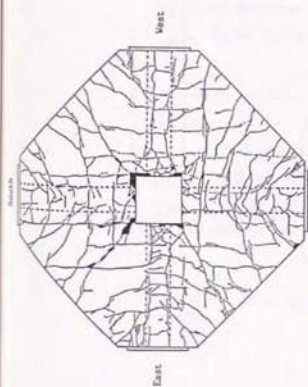
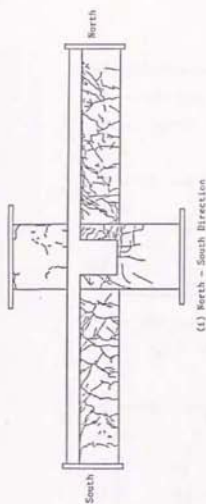


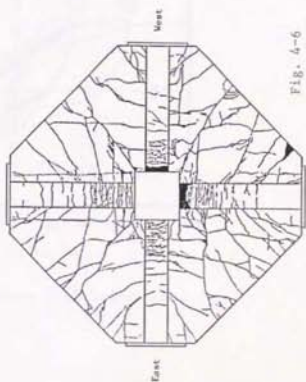
Fig. 4-6 : Crack Patterns after Test of Specimen KI



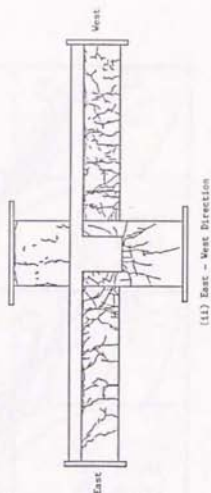
(i) Top View



(ii) North - South Direction



(iii) Bottom View



(iv) East - West Direction

Fig. 4-6
(Cont'd): Crack Patterns after Test of Specimen K2

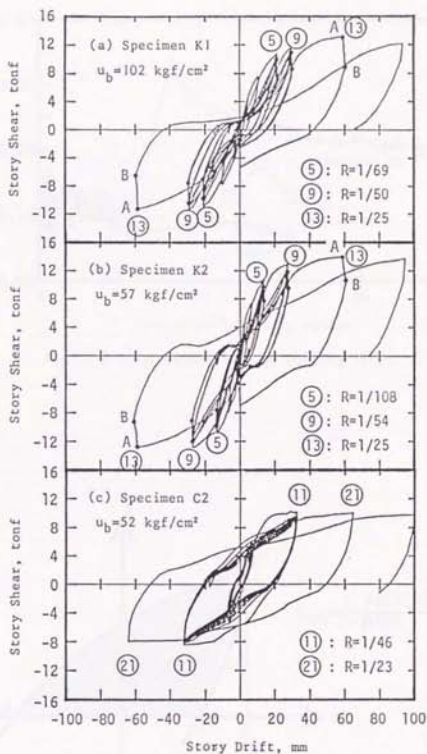


Fig. 4-7 : Story Shear-Story Drift Relations

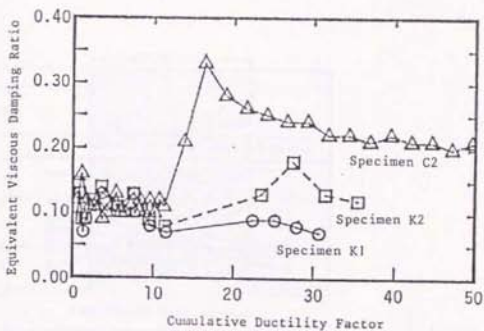
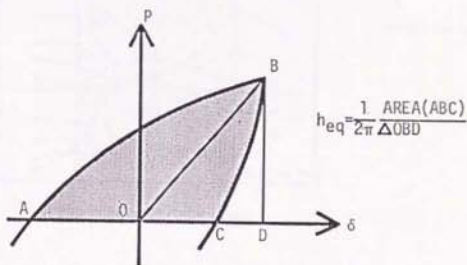


Fig. 4-8 : Equivalent Viscous Damping Ratio



Definition of Equivalent Viscous Damping Ratio

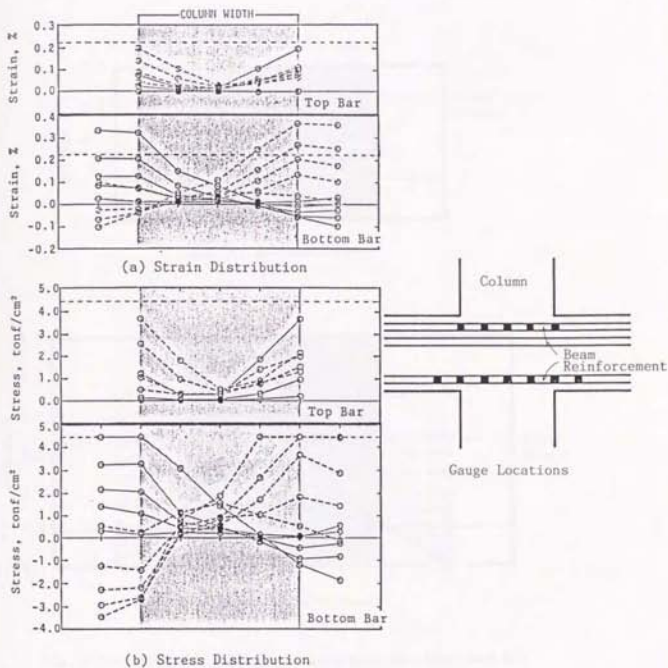
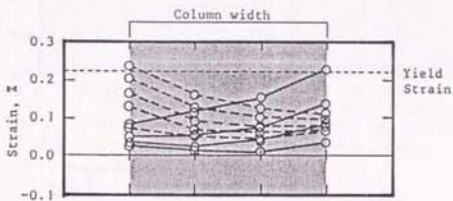
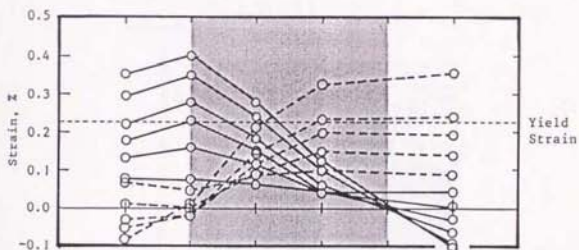


Fig. 4-9 : Strain and Stress Distribution along Beam Bar



(a) Top Reinforcement



(b) Bottom Reinforcement

Fig. 4-10 : Strain Distribution along Beam Bar (Specimen K1)

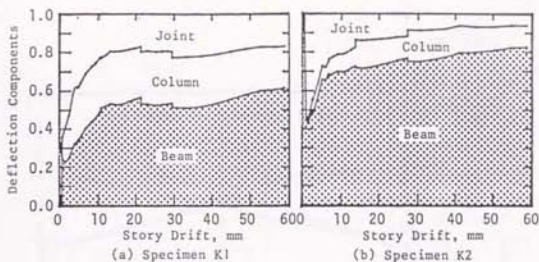


Fig. 4-11 : Deflection Components of Story Drift

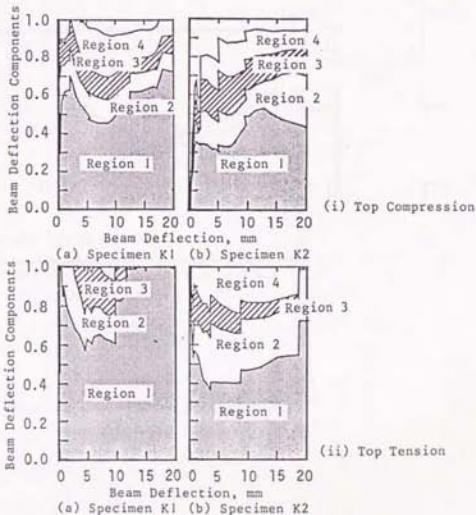
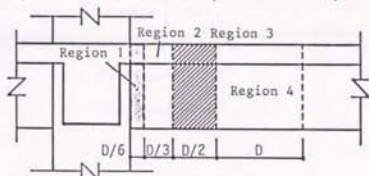
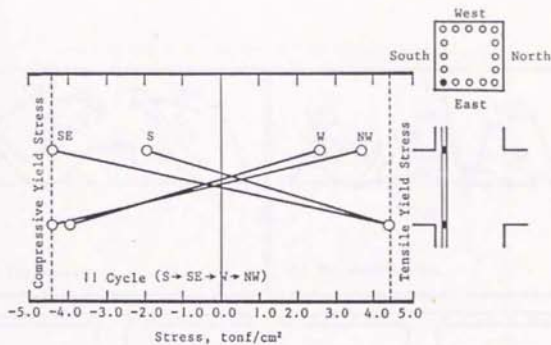
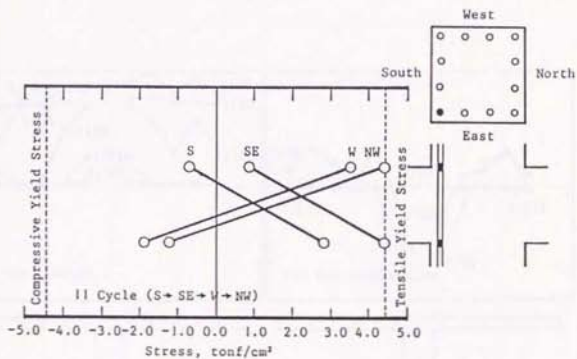


Fig. 4-12 : Contribution of Local Rotation to Beam Deflection

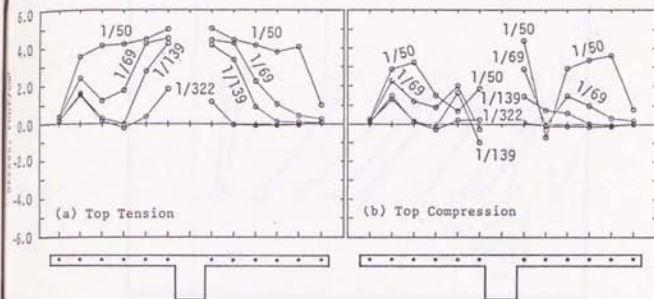


(a) Specimen K1

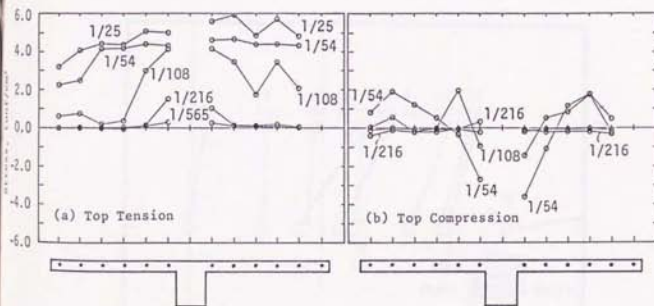


(b) Specimen K2

Fig. 4-13 : Stress in Column Reinforcement

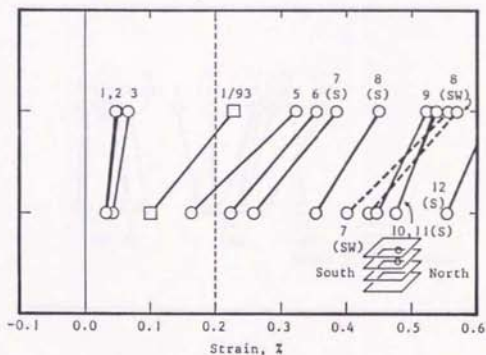


(a) Specimen K1

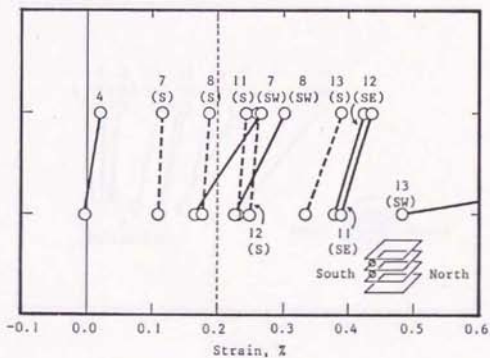


(b) Specimen K2

Fig. 4-14 : Stress Distributions of Slab Bars

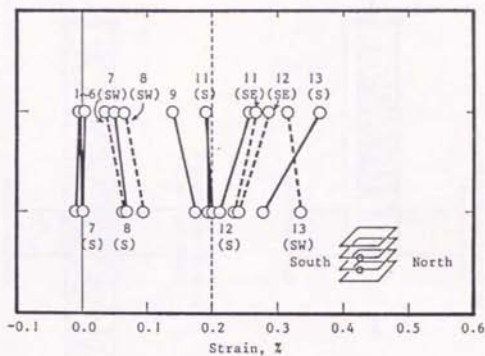


(a) Lateral Bars parallel to North-South direction

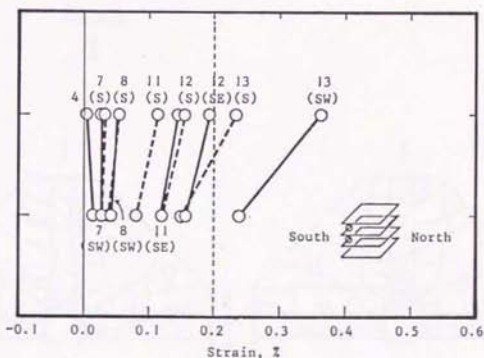


(b) Lateral Bars parallel to East-West Direction

Fig. 4-15 : Strains in Joint Lateral Reinforcement (Specimen K1)



(a) Lateral Bars parallel to North-South Direction



(b) Lateral Bars parallel to East-West Direction

Fig. 4-15 (Cont'd): Strains in Joint Lateral Reinforcement (Specimen K2)

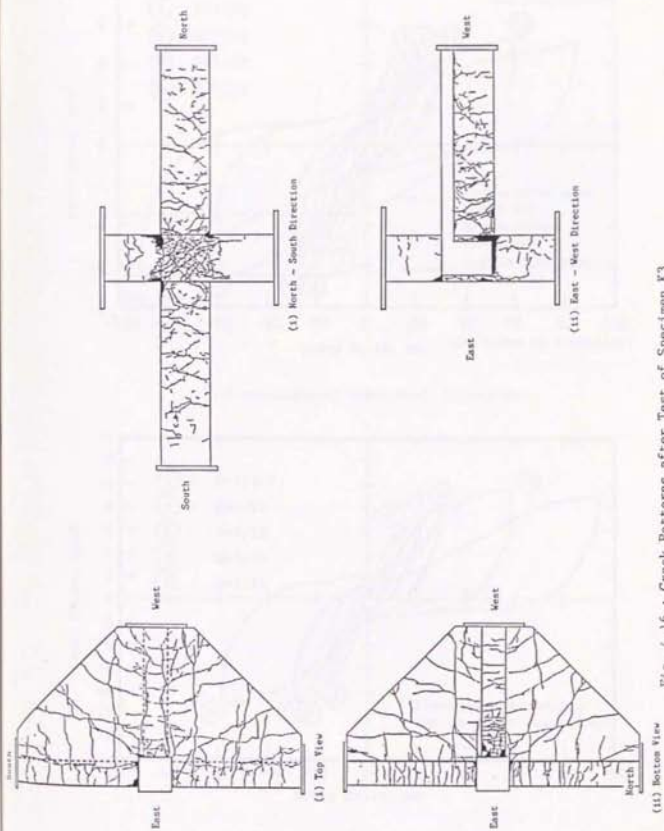
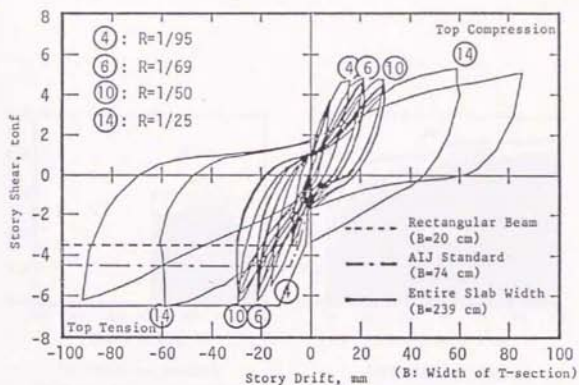
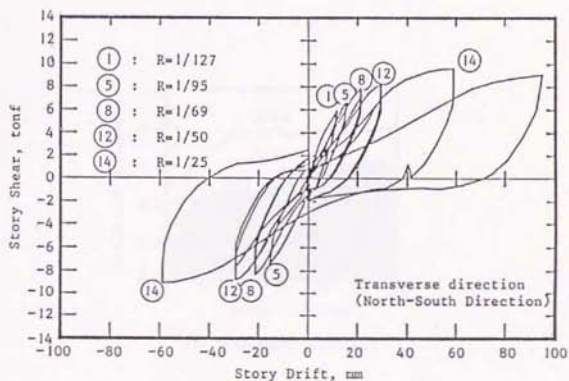


Fig. 4-16 : Crack Patterns after Test of Specimen K3

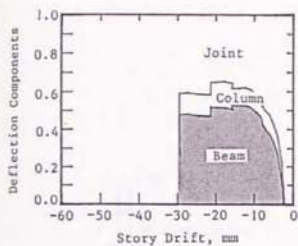


(a) Longitudinal (East-West) Direction

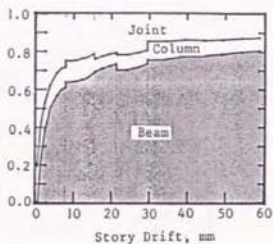


(b) Transverse (North-South) Direction

Fig. 4-17 : Story Shear-Story Drift Relations

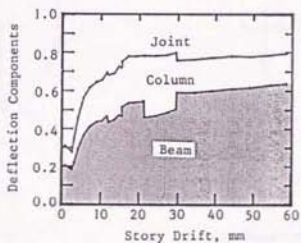


(i) Negative Bending
(Beam top fiber in tension)



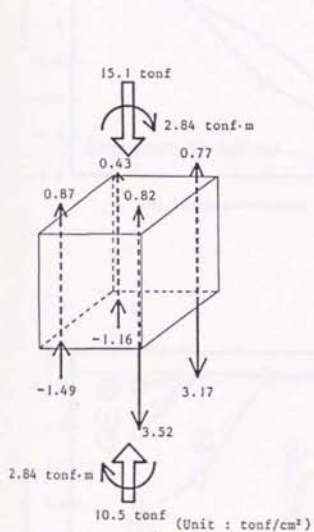
(ii) Positive Bending
(Beam top fiber in compression)

(a) Longitudinal Direction

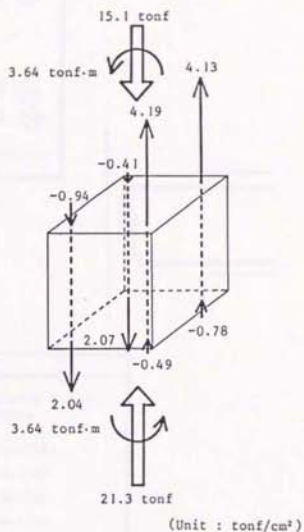


(b) Transverse Direction

Fig. 4-18 : Deflection Components of Story Drift (Specimen K3)



(a) Positive Bending
(Beam top fiber in compression)



(b) Negative Bending
(Beam top fiber in tension)

Fig. 4-19 : Stress of Column Bars

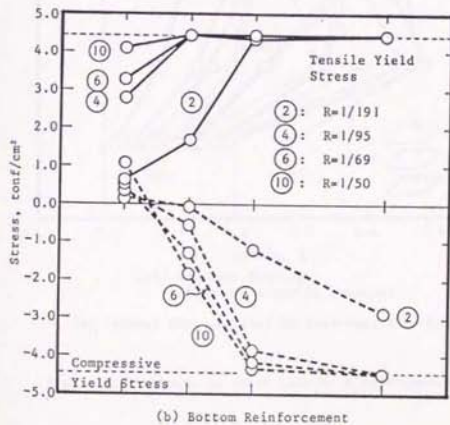
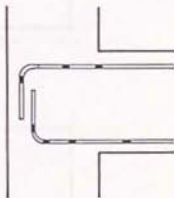
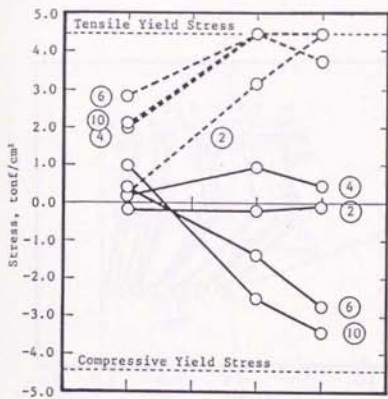
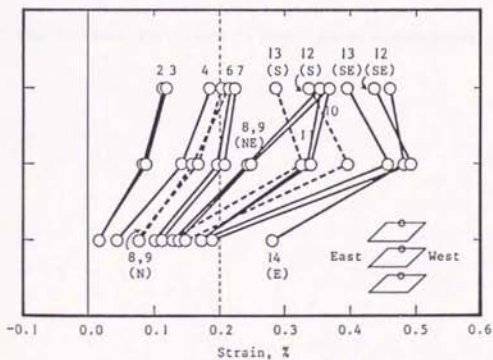
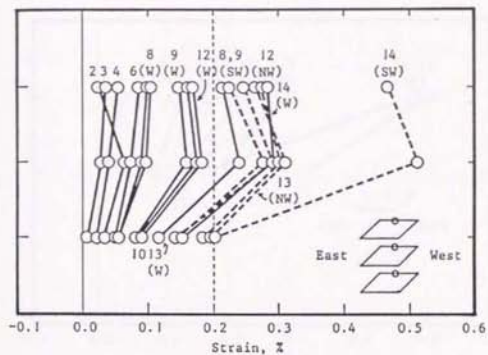
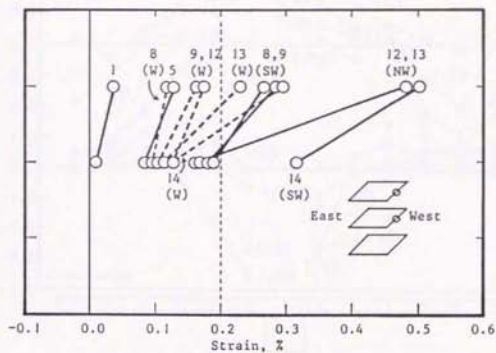


Fig. 4-20 : Stress Distribution along Beam Reinforcement



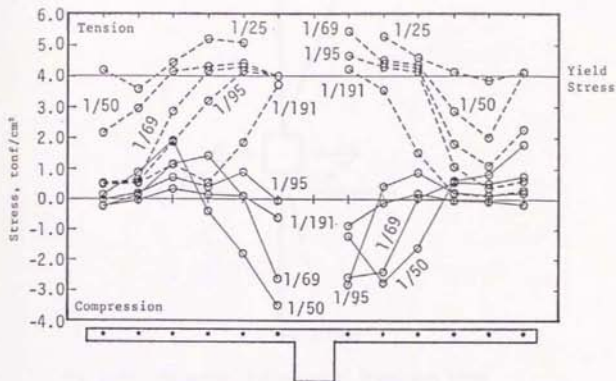
(a) Lateral Bars parallel to East-West Direction

Fig. 4-21 : Strains in Joint Lateral Reinforcement

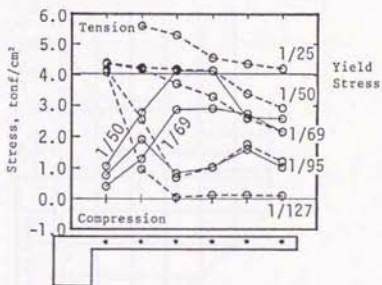
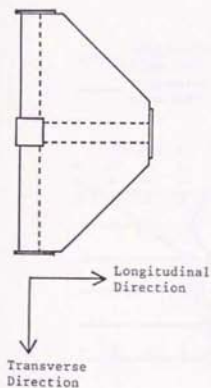


(b) Lateral Bars parallel to North-South Direction

Fig. 4-21(Cont'd): Strains in Joint Lateral Reinforcement



(a) Longitudinal Direction



(b) Transverse Direction

Fig. 4-22 : Stress Distributions of Slab Bars

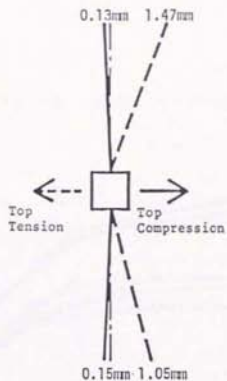


Fig. 4-23 : Horizontal Deflection of Transverse Beams

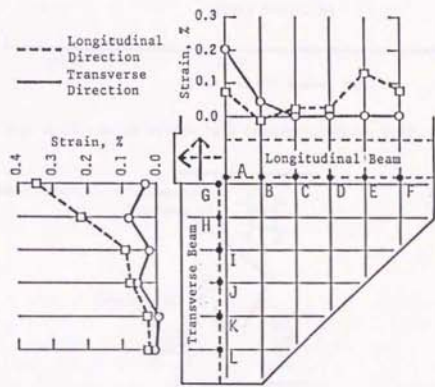


Fig. 4-24 : Strain Distribution of Slab Bars

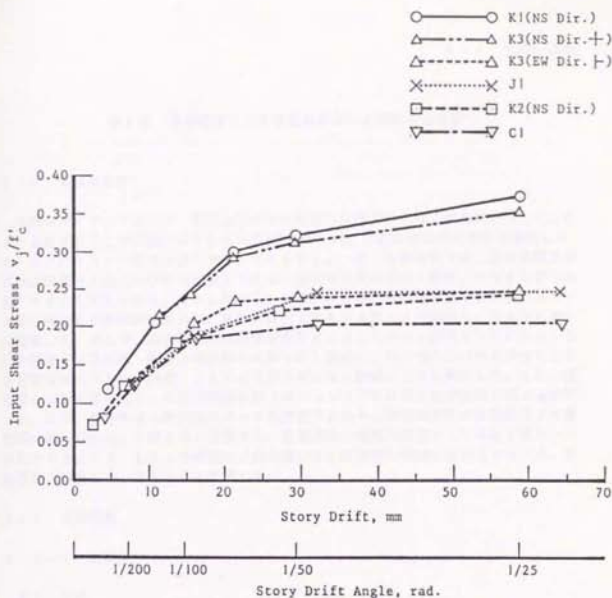


Fig. 4-25 : Shear Stress into Connection-Story Drift Relations

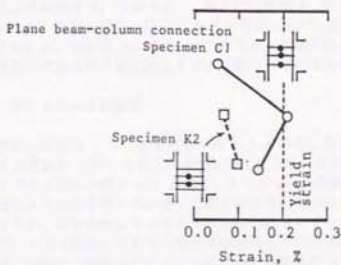


Fig. 4-26 : Strains in Joint Lateral Reinforcement

第5章 平面骨組と立体骨組のちがいを検討する実験

5-1 実験の目的

鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断耐力は加力されない直交梁が付くことにより上昇することが実験で示されている[例えば5.1]。これは接合部の体積が増大しコア・コンクリートの圧壊を防ぐためと考えられる。一方、実構造物では二方向地震力を受け直交梁付け根にひびわれが生じるため、直交梁の接合部せん断耐力に対する寄与は低下するとも考えられる。しかしながら、付け根にひびわれのある直交梁およびスラブが接合部のせん断破壊を防止し、せん断耐力上昇を引き起こす可能性を、第4章において指摘した。そこで、接合部せん断破壊が先行するよう入力せん断力を十分に大きくした平面および立体柱・梁接合部試験体に繰り返し載荷し、付け根にひびわれが生じている直交梁およびスラブが付くことによる接合部のせん断耐力上昇を検討した。また、接合部せん断破壊が生じた平面試験体の接合部パネルひずみ状態を測定結果に基づき検討した。なお、接合部せん断破壊によって耐力低下の生じる変形は既往の実験結果より層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ を超えると予想され、実構造物の地震時挙動としては生じ得ない大変形と考えられる。しかし本研究では接合部のせん断挙動の検討を目的とするため、骨組の変形限界についてはとくに考慮しない。

5-2 実験概要

5-2-1 試験体

§1 形状

試験体(Aシリーズ)は平面柱・梁接合部試験体 A1 を標準とし、試験体 A1 に直交梁を付加したスラブなし立体試験体 A2 (two-way)、試験体 A1 に直交梁とスラブとを付加した立体試験体 A3 (two-way)、および試験体 A1 にスラブを付加した平面試験体 A4 (one-way) の計4体で、図 5-1 にその概形を示す。縮尺は実物の約 $1/2$ で、梁断面 $200 \times 300 \text{ mm}$ 、柱断面 $300 \times 300 \text{ mm}$ 、柱芯から梁端支持点までの距離 1350 mm 、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までの距離 735 mm は共通である。

§2 設計方針および配筋

試験体諸元を表 5-1 に、配筋詳細を図 5-2 に示す。接合部せん断破壊を先行させるため、高強度鉄筋(SD30 に焼入れ処理を施したもの)を梁主筋として多量に配筋し、接合部入力せん断応力度を $0.4 f'_c$ (f'_c : コンクリート圧縮強度、 kgf/cm^2) 程度とした。材料試験による強度を用いて計算した梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f'_c}$ は 9.53 と非常に大きくなったが、接合部内に入力されるせん断力は主ストラット・コンクリートによって負担され、トラス機構によるせん断抵抗は期待しないと考えているので問題ないと判断した。梁上端筋は二段配筋とした。上端引張り鉄筋比は 2.05 % であり、圧縮鉄筋を

表 5-1 : 試験体緒元

Specimen	A1	A2	A3	A4
a) Longitudinal Beam				
Top Bars	8-D13	8-D13	6-D13	6-D13
$a_t(\text{cm}^2)$	10.16	10.16	7.62	7.62
$p_t(\%)$	2.05	2.05	1.54	1.54
Bottom Bars	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13
$a_t(\text{cm}^2)$	5.08	5.08	5.08	5.08
$p_t(\%)$	0.96	0.96	0.96	0.96
Stirrups	4-D6	4-D6	4-D6	4-D6
$\emptyset(\text{cm})$	4.0	4.0	4.0	4.0
$p_w(\%)$	1.6	1.6	1.6	1.6
b) Transverse Beam				
	(none)			(none)
Top Bars		7-D13	4-D13	
$a_t(\text{cm}^2)$		8.89	5.08	
$p_t(\%)$		1.91	1.09	
Bottom Bars		4-D13	4-D13	
$a_t(\text{cm}^2)$		5.08	5.08	
$p_t(\%)$		1.02	1.02	
Stirrups		2-D6	2-D6	
$\emptyset(\text{cm})$		5.0	5.0	
$p_w(\%)$		0.64	0.64	
c) Column (common)				
Total Bars	16-D16	16-D16	16-D16	16-D16
$a(\text{cm}^2)$	31.84	31.84	31.84	31.84
$p_s(\%)$	3.54	3.54	3.54	3.54
Hoops	4-D6	4-D6	4-D6	4-D6
$\emptyset(\text{cm})$	4.0	4.0	4.0	4.0
$p_s(\%)$	1.07	1.07	1.07	1.07
Load(tonf)	18.0	18.0	18.0	18.0
(kgf/cm^2)	20.0	20.0	20.0	20.0
d) Connection (common)				
Hoops	3-R6	3-R6	3-R6	3-R6
sets $\emptyset(\text{cm})$	3 \emptyset 4.5	3 \emptyset 4.5	3 \emptyset 4.5	3 \emptyset 4.5
$a_w(\text{cm}^2)$	2.55	2.55	2.55	2.55
$p_{jh}(\%)$	0.38	0.38	0.38	0.38
e) Slab				
	(none)	(none)		
Longitudinal Dir.			24-D6	24-D6
$\emptyset(\text{cm})$			9.0	9.0
st.ratio (%)			0.42	0.42
Transverse Dir.			14-D6	14-D6
$\emptyset(\text{cm})$			15.0	15.0
st.ratio (%)			0.27	0.27

考慮したときの釣り合い鉄筋比 (2.45 %) 以下である。スラブが付く試験体 A3 および A4 では梁曲げ耐力をスラブのない試験体と同じにするため、全スラブ筋が梁曲げ耐力に有効であるとして上端筋量を減らした。立体試験体の直交梁の配筋は、接合部入力せん断応力度が 0.2 kg/cm^2 程度になるように決定した。これは直交梁付け根に曲げひびわれを発生させるために直交方向に加力した際に、接合部コア・コンクリートが著しく損傷することを避けるためである。スラブ厚さは 70 mm で、スラブ筋は接合部のせん断耐力を調べる方向 (主方向と呼ぶ) では D6 Φ 90 mm (全部で 24 本)、直交方向では D6 Φ 150 mm (全部で 14 本) をシングル配筋し、その端部には 180 度フックを設けて定着した。接合部横補強筋には付着力発生を防ぐために丸鋼を用い、拘束筋として十分な量と判断する 0.37 % (3- Φ 5、三組) を配筋した。

§ 3 試験体の製作

試験体は御東急工建相模原工場にて作製した。せん断補強筋の折り曲げ寸法、余長は JASS 5[5.2]に従った。型枠にはベニヤ合板および角材を用いた。鉄筋は番線によって結束し、組み上げた鉄筋を形枠中に設置したのち、柱・梁の端部に鉄板 (厚さ 25 mm、せん断力伝達を確実にするためスタッドを打ってある) を取り付け、主筋と溶接した。鉄筋に貼付した箇所をゲージのリード線は鉄筋に分散してはわせ、梁上部、柱上部およびスラブ上部より取り出した。

コンクリート打設は、1988年9月8日(くもり)に屋外打設場において4体同時に行なった。試験体は縦打ちとし、打ち継ぎ面を設けない一体打ちとした。上柱の打設は上部プレートに設けた 10 cm 四方の開口を通して行なった。養生は屋外に放置して行ない、11日後に脱型し、1988年9月22日に東京大学工学部11号館地下2階実験室にテスト・ピースとともに搬入した。

5-2-2 実験方法

§ 1 加力方法

加力装置は K シリーズ実験と同一であるので省略する。加力は柱頭に取り付けた二基のアクチュエータによって行い、鉛直方向のアクチュエータで一定の軸力 (18 tonf、柱全断面に対する圧縮軸応力度は 20 kgf/cm^2) を保持しながら水平方向のアクチュエータで正負繰り返し載荷した。梁端部はビン・ローラー支持、下柱端部はビン支持とした。なお、試験体を加力フレームに設置する際には主方向を南北とし、直交方向を東西とした。

加力履歴を図 5-3 に示す。平面試験体 A1 および A4 では、層間部材角 1/200 rad を 1 サイクル、1/100 rad を 2 サイクル、1/75 rad を 1 サイクル、1/50 rad を 2 サイクル、1/25 rad を 1 サイクルのあと大変形 1/15 rad まで加力した。立体試験体 A2 および A3 では二方向同時加力を行わず、はじめに直交方向に加力し、直交梁付け根に曲げひびわれを発生させるため 1/200 rad を 1 サイクル、直交梁主筋を降伏させ接合部内での付着をある程度劣化させるため 1/75 rad を 2 サイクル加力した。

これは、直交梁主筋の付着力は接合部コア・コンクリートを締めつける効果を持つ可能性があり、これを除去するためである。このように直交方向に計 3 サイクル加力した後、主方向に対して平面試験体と同一の加力を行なった。

§ 2 計測方法

測定装置を図 5-4 に、電気式変位計の設置位置の概略を図 5-5 にそれぞれ示す。柱軸力、上柱に加える水平力および梁せん断力をロード・セルにより測定する。電気式変位計の設置箇所は B シリーズおよび K シリーズ実験とはほぼ同様で、上柱加力点の水平変位、梁端たわみ、上下柱端のたわみ、接合部のせん断変形量、梁の局所変形量などを測定した。平面試験体 A1 および A4 では、接合部パネルの変形量を 6 個の電気式変位計 (No. 5、6、19~22) で測定し、接合部パネル内の平均的な主ひずみ、および主ひずみの方向を求めた。これらの変位計設置の様子を写真 5-1 に示す。標準試験体 A1 ではさらに、立体試験体の接合部パネルのせん断変形を測定するための治具 (テキサス大学 J.O. Jirsa 教授より御教示いただいた方法) を取り付け (No. 23)、二つの方法で測定した接合部せん断変形の適合性を検討した。使用したロード・セル、電気式変位計の感度などを表 5-2 に示す。

箔ひずみゲージ貼付位置を図 5-6 に示す。梁主筋、柱主筋、接合部横補強筋には普通箔ひずみゲージ (FLA-3、Gauge Factor=2.12) を貼付した。

§ 3 実験方法

実験は変位制御により行なった。実験中に層間変位や層せん断力など主要な出力値を常にモニターするために、高速データ・ロガー (東京測器製、TDS-301) で集めたデータをパーソナル・コンピュータ (日本電気製、PC-9801F) によって処理して、CRTおよびプロッターに表示させた。また、各ステップごとに全チャンネルの測定出力を高速データ・ロガーによって集め、パーソナル・コンピュータ内蔵のフロッピー・ディスク内に作成したランダム・アクセス・ファイルに直接格納した。各ステップごとにひびわれを観察し、油性マジックでその上をなぞり、ステップ番号を記入した。また、各サイクル・ピーク時には写真によって試験体の損傷状況を記録した。

5-2-3 材料特性

§ 1 コンクリート

使用したコンクリートは呼び強度 225 kgf/cm² の普通コンクリートであり、配合量などを表 5-3 に示す。最大粒径 10 mm の粗骨材を使用した。スランプ値は 14.5 cm であった。なお、コンクリート打設に先立ち、呼び強度 240 kgf/cm² の普通コンクリートの試し練りを行なったところ、材齢 7 日の圧縮強度が標準養生で 286 kgf/cm²、現場空中養生で 276 kgf/cm² (いずれもコンクリート・シリンドラ 3 本の平均値) と非常に高くなったため、呼び強度を 225 kgf/cm² としたことを付記する。

材齢とコンクリート圧縮強度との関係を図 5-7 に示す。いずれも 10×20 cm のコンクリート・シリンダーによる圧縮試験によるもので、材齢 4 日および 7 日ではシリンダー 2 本、材齢 23 日および 55 日ではシリンダー 3 本のそれぞれ平均値である。圧縮強度は、材齢 23 日で 310 kgf/cm^2 、材齢 55 日で 314 kgf/cm^2 とほとんど変化していないので、平均値 312 kgf/cm^2 を圧縮強度 f_c として使用することとした。また、割裂引張り強度 f_t も同様に、材齢 23 日で 23.9 kgf/cm^2 、材齢 55 日で 27.2 kgf/cm^2 の平均を取り、 25.6 kgf/cm^2 とした。なお、圧縮強度時のひずみおよび $1/4 f_c$ 時割線剛性は材齢 55 日の実験結果を用いることとし、表 5-4 に示す。

材齢 55 日の圧縮試験および割裂引張り試験の結果を表 5-5 および表 5-6 に示す。圧縮試験より得られた $\sigma - \epsilon$ 関係を図 5-8 に示す。圧縮試験では 200 tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製、東京大学工学部 11 号館地下 2 階）を用い、割裂引張り試験では 50 tonf 油圧式アムスラー試験機（東京大学工学部 1 号館）を用いた。圧縮試験において、荷重測定にはロード・セル（50 tonf, factor = $0.01665 \text{ tonf}/10^{-3}$ 、東京測器製）を用いた。軸方向変位はコンプレッションメータ CM-10（東京測器製）を供試体に取り付け 2 個の変位計により測定し、その平均値を用いた。割裂引張り試験においては試験機のダイヤル表示から荷重を直読した。

表 5-4 : 使用コンクリートの材料特性

圧縮強度 f_c kgf/cm^2	割裂引張り強度 f_t kgf/cm^2	$1/4 f_c$ 時割線剛性 $\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$	最大強度時の ひずみ $\times 10^{-3}$
312	25.6	2.43	2481

5.2 鉄筋

鉄筋引張り試験の結果を表 5-7 に示す。いずれの試験も 200 tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製）を用いて行なった。ひずみ測定は、試験片の両面に箔ひずみゲージ（東京測器製 FLA-3, Gauge Factor = 2.12）を貼ることにより行なった。最大荷重は 200 tonf 試験機のダイヤルから直読した。

引張り試験より得られた $\sigma - \epsilon$ 関係を図 5-9 に示す。応力 σ は得られた荷重を公称断面で除すことにより求め、ひずみ ϵ は 2 枚のゲージの出力の平均値を用いた。

5-2-4 準備計算

§1 部材耐力の計算

計算で使用了材料特性は「5-2-3 材料特性」で述べたものと同じである。鉄筋の弾性係数は $2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、コンクリートの弾性係数は $2.43 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とした。柱部材の危険断面を梁面とし、梁部材の危険断面を柱面として、柱および梁部材のせん断力を算定した。また、柱面と梁面とによって囲まれる部分を接合部パネルと定義した。

(1) 曲げ耐力

曲げひびわれ耐力は菅野式[5.3]によって計算する。

降伏耐力および終局耐力は、平面保持を仮定した断面解析プログラム「MVS C」[5.4]を用いて計算する。圧縮線コンクリートのひずみが 0.004 に達した時を終局状態とした。コンクリート圧縮部分の応力分布には Kent、Park の拘束コンクリート・モデル[5.5]を用い、鉄筋の応力-ひずみ関係は折れ線で近似した。柱の軸力は 18 tonf とした。梁の危険断面モーメント、その時の梁せん断力などを表 5-8(a) に示し、柱の危険断面モーメント、その時の層せん断力などを表 5-8(b) に示す。梁上端筋二段目および下端筋が同時に降伏する時の層せん断力と、柱主筋一段目が降伏する時の層せん断力とを比較し、柱と梁との曲げ耐力比として表 5-8(c) に示す。

(2) せん断耐力

荒川 minimum 式および「鉄筋コンクリート造建物の終局型耐震設計指針(案)・同解説」[5.6]によるせん断強度式を用いて計算し、その結果を表 5-9 に示す。荒川 min 式による梁のせん断終局強度は主方向梁の上端筋降伏時の梁せん断力よりも小さいが、指針(案)式によるせん断終局強度はこれを上回っている。荒川 min 式の適用にあたって、せん断補強筋比 1.2 % 以下の制限があるため、主方向梁(せん断補強筋比 1.6 %)ではせん断補強筋の負担するせん断力が頭打ちになった。柱のせん断終局強度については、荒川 min 式による計算値(21.60 tonf)は、試験体 A3(主方向梁)および A4 のスラブ全幅有効として上端筋および下端筋が同時に降伏する時の層せん断力(23.34 tonf)よりもわずかに小さいが、指針(案)式ではこれを大きく上回った。

以上より、接合部のせん断圧縮破壊が先行しない場合においては、梁降伏先行形の崩壊モードを確保できると判断した。

(3) 接合部斜めせん断ひびわれ耐力

主応力度式により計算する。これを接合部入力せん断力 V_{pe} に直すために、伝達断面積として(柱せい) × (柱幅と梁幅との平均値)を用いる。また、このときの層せん断力 $V_{c, panel}$ は下式により求め、その結果を表 5-10 に示す。

$$V_{c, \text{panel}} = \frac{V_{pc} j b}{H (1 - D_c/L - j b/H)} \quad (5.1)$$

$j b$: 梁応力中心間距離

D_c : 柱せい

H : 層間高さ (= 147 cm)

L : 梁スパン (= 270 cm)

§2 部材変形の計算

第3章と同じ方法によりひびわれ変形および降伏変形を算定し、層間変位-層せん断力関係に直して図 5-10 に示す。また、梁降伏時の梁端たわみ $\delta_{b,y}$ 、柱たわみ δ_c 、接合部パネルのせん断変形による層間変位成分 δ_p および層間変位 δ_y を表 5-11 に示す。ただし、左右の梁のたわみは等しいとして、 δ_y は以下により計算した。

$$\delta_y = (H/L) 2 \delta_{b,y} + 2 \delta_c + \delta_p \quad (5.2)$$

表 5-2 : 使用ロード・セルおよび変位計

(1) 試験体 A 1

Ch. No.	ロード・セル 測定対象	感度
001	層せん断力 (南北)	3000 μ / 50 tonf = 60 μ /tonf
002	梁端せん断力 (南)	2000 μ / 30 tonf = 66.7 μ /tonf
003	梁端せん断力 (北)	"
	変位計 測定対象	ストローク mm 感度 μ /mm
004	層間変位 (南北)	100 100
005	接合部パネル斜め変位 (南上↔北下)	10 1000
006	接合部パネル斜め変位 (北上↔南下)	10 1000
007	梁端たわみ (南)	100 100
008	梁端たわみ (北)	100 100
009	上柱たわみ	50 200
010	下柱たわみ	50 200
011	南梁 D/4 (上)	25 500
012	断面変形 (下)	25 500
013	南梁 D (上)	10 1000
014	断面変形 (下)	10 1000
015	北梁 D/4 (上)	25 500
016	断面変形 (下)	25 500
017	北梁 D (上)	10 1000
018	断面変形 (下)	10 1000
019	接合部変形 水平・上	5 2000
020	" 水平・下	5 2000
021	" 鉛直・南	5 2000
022	" 鉛直・北	5 2000
023	" 外 斜め・南	5 2000
024	" 外 斜め・北	5 2000
025	梁端のふれ量 (南梁)	50 200
026	梁端のふれ量 (北梁)	50 200
027	層間変位 (東西)	10 1000
028~125 ひずみゲージ		

表 5-2(cont'd) : 使用ロード・セルおよび変位計

(2) 試験体 A 2・A 3

Ch. No.	ロード・セル 測定対象	感度	
001	層せん断力 (東西)	3000 μ / 50 tonf = 60 μ /tonf	
002	〃 (南北)	〃	
003	梁端せん断力 (東)	2000 μ / 30 tonf = 66.7 μ /tonf	
004	〃 (西)	〃	
005	〃 (南)	〃	
006	〃 (北)	〃	
	変位計 測定対象	ストローク mm	感度 μ /mm
007	層間変位 (東西)	100	100
008	〃 (南北)	100	100
009	接合部パネル斜め変位 (外・東西)	10	1000
010	接合部パネル斜め変位 (外・南北)	10	1000
011	梁端たわみ (東)	100	100
012	〃 (西)	100	100
013	〃 (南)	100	100
014	〃 (北)	100	100
015	上柱たわみ (東西)	50	200
016	〃 (南北)	50	200
017	下柱たわみ (東西)	50	200
018	〃 (南北)	50	200
019	〕 東梁 D/4 (上)	25	500
020	〕 断面変形 (下)	25	500
021	〕 東梁 D (上)	10	1000
022	〕 断面変形 (下)	10	1000
023	〕 西梁 D/4 (上)	25	500
024	〕 断面変形 (下)	25	500
025	〕 西梁 D (上)	10	1000
026	〕 断面変形 (下)	10	1000
027	〕 南梁 D/4 (上)	25	500
028	〕 断面変形 (下)	25	500
029	〕 南梁 D (上)	10	1000
030	〕 断面変形 (下)	10	1000
031	〕 北梁 D/4 (上)	25	500
032	〕 断面変形 (下)	25	500
033	〕 北梁 D (上)	10	1000
034	〕 断面変形 (下)	10	1000
035	梁端のふれ量 (東梁)	50	200
036	〃 (西梁)	50	200
037	〃 (南梁)	50	200
038	〃 (北梁)	50	200
039	〕 東梁端の (南側)	50	200
040	〕 ねじれ量 (北側)	50	200
041	〕 西梁端の (南側)	50	200
042	〕 ねじれ量 (北側)	50	200
043~152	ひずみゲージ (試験体 A 2)		
043~177	ひずみゲージ (試験体 A 3)		

表 5-2(cont'd) : 使用ロード・セルおよび変位計

(3) 試験体 A 4

Ch. No.	ロード・セル 測定対象	感度	
001	層せん断力 (南北)	$3000 \mu / 50 \text{ tonf} = 60 \mu / \text{tonf}$	
002	梁端せん断力 (南)	$2000 \mu / 30 \text{ tonf} = 66.7 \mu / \text{tonf}$	
003	梁端せん断力 (北)	"	
	変位計 測定対象	ストローク mm	感度 μ / mm
004	層間変位 (南北)	100	100
005	接合部パネル斜め変位 (南上↔北下)	10	1000
006	接合部パネル斜め変位 (北上↔南下)	10	1000
007	梁端たわみ (南)	100	100
008	梁端たわみ (北)	100	100
009	上柱たわみ	50	200
010	下柱たわみ	50	200
011	∟ 南梁 D/4 (上)	25	500
012	∟ 断面変形 (下)	25	500
013	∟ 南梁 D (上)	10	1000
014	∟ 断面変形 (下)	10	1000
015	∟ 北梁 D/4 (上)	25	500
016	∟ 断面変形 (下)	25	500
017	∟ 北梁 D (上)	10	1000
018	∟ 断面変形 (下)	10	1000
019	接合部変形 水平・上	5	2000
020	" 水平・下	5	2000
021	" 鉛直・南	5	2000
022	" 鉛直・北	5	2000
023	梁端のふれ量 (南梁)	50	200
024	梁端のふれ量 (北梁)	50	200
025	層間変位 (東西)	10	1000
026~142 ひずみゲージ			

表 5-3 : コンクリート配合表

呼び強度	225 kgf/cm ²	使用材料	単位重量 (kgf/m ³)
粗骨材最大径	10 mm	水	186
スランプ	14.5 cm	セメント	339
空気量	3.9 %	細骨材	900
水セメント比	55.0 %	粗骨材	845
細骨材比	51.6 %	混和材	0.678

表 5-5 : コンクリート圧縮試験結果

供試体 番 号	断面積 cm ²	最大荷重 tonf	f'_c kgf/cm ²	最大荷重時ひずみ $\times 10^{-4}$	1/4 f'_c 割線剛性 $\times 10^3$ kgf/cm ²
1	79.04	24.80	313.8	2444	2.42
2	78.85	24.10	305.6	2438	2.36
3	78.82	25.50	323.5	2562	2.52
(平均)			314	2481	2.43

表 5-6 : コンクリート割裂引張り試験結果

供試体 番 号	直 径 mm	長 さ mm	最大荷重 tonf	割裂引張り強度 kgf/cm ²
1	100.08	201.00	8.95	28.3
2	100.20	199.33	8.77	28.0
3	100.32	199.70	7.95	25.3
(平均)				27.2

表 5-7: 鉄筋引張り試験結果

D16 (SD50) 柱主筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	5487		20030	13.89	6980	24.2
2	5485		21380	13.89	6980	22.8
3	5524		22720	13.97	7020	25.5
(平均)	5500	2619	21380	13.92	6990	24.2

D13 (焼き入れ) 主方向梁主筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	8008		26740	10.84	8535	15.6
2	7984		25970	10.86	8551	16.0
3	7870		25360	10.73	8449	14.6
(平均)	7950	3788	26020	10.81	8510	15.4

D13 (SD35) 直交方向梁主筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻³	歪硬化開始歪 × 10 ⁻³	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	3442		16600	6.66	5244	23.6
2	3467		16420	6.73	5299	24.0
3	3459		14520	6.80	5354	23.7
(平均)	3460	1646	15850	6.73	5300	23.8

注: 降伏時ひずみは平均降伏応力度を弾性剛性 (2.1×10^4 kgf/cm²) で除すことにより求めたものである。

D6 (SD35) 柱、梁せん断補強筋、スラブ筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻⁴	歪硬化開始歪 × 10 ⁻⁴	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	4345		10150	1.78	5547	13.6
2	4348		10930	1.78	5547	13.0
3	4196		10470	1.73	5406	12.8
(平均)	4300	2046	10520	1.76	5500	13.1

φ6 (材質不明) 接合部横補強筋

番号	降伏応力度 kgf/cm ²	降伏時歪 × 10 ⁻⁴	歪硬化開始歪 × 10 ⁻⁴	最大荷重 tonf	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
1	3178		26180	1.21	4321	21.5
2	3387		24050	1.23	4393	20.2
3	3201		26020	1.21	4321	22.2
(平均)	3260	1550	25420	1.22	4350	21.3

表 5-8(a) : 梁の曲げ耐力

(i) 試験体 A1 および A2 (主方向梁)

方 向	状 態	断面モーメント tonf・m	梁せん断力 tonf	圧縮縁コンクリートのひずみ $\times 10^{-4}$	圧縮縁からの中立軸位置 cm
上 端 引張り時	一段目降伏	14.92	12.43	2706	11.05
	二段目降伏	16.56	13.80	3480	11.02
	終 局	16.72	13.93	4000	10.18
下 端 引張り時	降 伏	9.40	7.84	1605	7.89
	終 局	9.86	8.22	4000	5.92

(ii) 試験体 A2 (直交方向梁)

方 向	状 態	断面モーメント tonf・m	梁せん断力 tonf	圧縮縁コンクリートのひずみ $\times 10^{-4}$	圧縮縁からの中立軸位置 cm
上 端 引張り時	一段目降伏	5.62	4.69	960	15.38
	二段目降伏	6.17	5.14	1145	8.81
	終 局	6.44	5.37	4000	5.38
下 端 引張り時	降 伏	3.90	3.25	733	7.70
	終 局	4.73	3.94	4000	5.38

表 5-8(a) : 梁の曲げ耐力 (つづき)

(iii) 試験体 A3 (主方向梁) および A4 … 全スラブ幅有効の T 形梁とした場合

方 向	状 態	断面モーメント	梁せん断力	圧縮縁コンクリートのひずみ	圧縮縁からの中立軸位置
		tonf・m	tonf	$\times 10^{-4}$	cm
上 端 引張り時	スラブ筋降伏	18.63	15.53	3277	12.48
	一段目降伏	18.93	15.78	3387	12.51
	二段目降伏	19.94	16.62	4125	11.99
	終 局	19.76	16.47	4000	12.07
下 端 引張り時	降 伏	10.56	8.80	459	2.87
	終 局	13.19	10.99	4000	1.91

(iv) 試験体 A3 (主方向梁) および A4 … 長方形梁とした場合

方 向	状 態	断面モーメント	梁せん断力	圧縮縁コンクリートのひずみ	圧縮縁からの中立軸位置
		tonf・m	tonf	$\times 10^{-4}$	cm
上 端 引張り時	一段目降伏	12.34	10.28	2166	9.65
	二段目降伏	13.15	10.96	2591	9.35
	終 局	13.36	11.13	4000	7.37
下 端 引張り時	降 伏	9.43	7.86	1631	7.98
	終 局	9.79	8.16	4000	5.65

表 5-8(a) : 梁の曲げ耐力 (つづき)

(v) 試験体 A3 (直交方向梁) … 全スラブ幅有効の T 形梁とした場合

方 向	状 態	断面モーメント	梁せん断力	圧縮縁コンクリートのひずみ	圧縮縁からの中立軸位置
		tonf・m	tonf	$\times 10^{-4}$	cm
上 端 引張り時	スラブ筋降伏	5.29	4.41	808	9.05
	一段目降伏	5.81	4.84	917	8.94
	終 局	6.15	5.13	4000	5.01
下 端 引張り時	降 伏	4.31	3.59	199	2.69
	終 局	6.68	5.57	4000	0.80

(vi) 試験体 A3 (直交方向梁) … 長方形梁とした場合

方 向	状 態	断面モーメント	梁せん断力	圧縮縁コンクリートのひずみ	圧縮縁からの中立軸位置
		tonf・m	tonf	$\times 10^{-4}$	cm
上 下 端 引張り時	降 伏	3.87	3.23	718	7.59
	終 局	4.26	3.55	4000	4.45

表 5-8(b) : 柱の曲げ耐力

状 態	断面モーメント	層せん断力	圧縮縁コンクリートのひずみ	圧縮縁からの中立軸位置
	tonf・m	tonf	$\times 10^{-4}$	cm
一段目降伏	16.69	28.53	1883	10.87
二段目降伏	18.68	31.93	2686	10.13
三段目降伏	20.18	34.50	4101	9.15
終 局	20.09	34.34	4000	9.19

表 5-8(c) : 柱と梁との曲げ耐力比

試 験 体	*1 梁降伏時 層せん断力 tonf	(1) *2 柱降伏時 層せん断力 tonf	(2) *3 柱降伏時 層せん断力 tonf	(3) 曲げ耐力比 (2)/(1)
A1、A2 (主方向梁)	19.87	28.53		1.44
A3 (主方向梁)、A4	23.34			1.22

*1: 試験体A3、A4 は主方向梁のスラブ全幅有効とした場合について記入

*2: 梁上端筋二段目および下端筋が同時に降伏する時の層せん断力

*3: 柱主筋一段目が降伏する時の層せん断力

表 5-9 : 梁および柱のせん断終局強度

部材	試 験 体	引張り 方 向	荒川 min 式 tonf	指針(案)式 tonf
梁	A1、A2 (主方向梁)	上 端	12.70	22.40
		下 端	12.84	"
	A3 (主方向梁)、A4	上 端	12.69	23.01
		下 端	12.84	"
	A2 (直交梁)	上 端	9.80	7.84
		下 端	9.87	"
	A3 (直交梁)	上 端	9.87	8.48
		下 端	"	"
柱	A1 ~ A4	—	21.60	49.56

表 5-10 : 接合部に斜めせん断ひびわれが発生するせん断力

試 験 体	応力度 kgf/cm ²	入力せん断力 tonf	層せん断力 tonf
A1~A4 (主方向)	34.17	25.63	5.53
A2、A3 (直交方向)	—	—	5.15

表 5-11 : 梁降伏時*1の各部材の変形成分および層間変位

試 験 体	スラブ 有効幅	$\delta b, y$ mm	δc mm	δp mm	δy mm	層間部材角 rad
A1、A2 (主方向)	—	19.13	2.94	5.34	32.06	1/46
A2 (直交方向)	—	8.84	0.72	1.33	12.39	1/119
A3 (主方向)、A4	全 幅	24.46	3.58	6.54	40.33	1/36
	零	17.24	2.47	4.44	28.15	1/52
A3 (直交方向)	全 幅	9.20	0.73	1.37	12.82	1/115
	零	6.72	0.39	0.67	8.77	1/168

*1 : 梁上端筋が降伏する時とする。下端筋量が上端筋量よりも少ない場合には、下端筋はすでに降伏している。

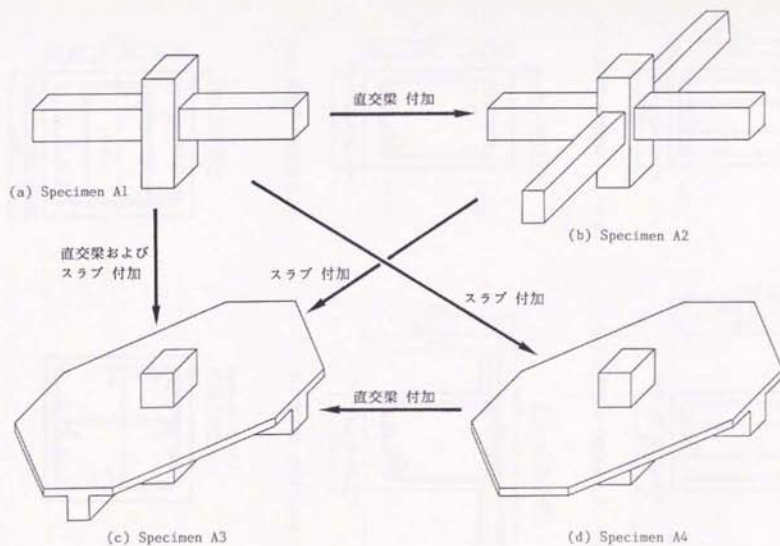
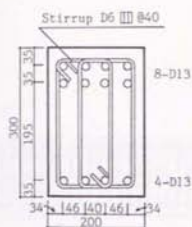
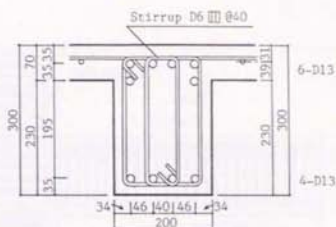


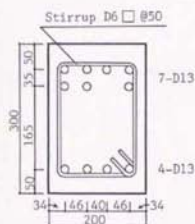
図 5-1 : 試験体の概形



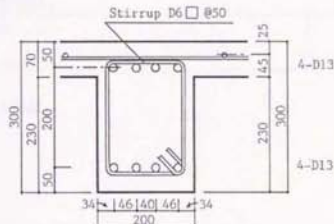
(i) 主方向梁 (試験体 A 1, A 2)



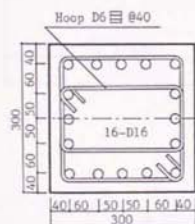
(ii) 主方向梁 (試験体 A 3, A 4)



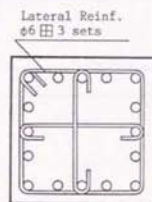
(iii) 直交梁 (試験体 A 2)



(iv) 直交梁 (試験体 A 3)

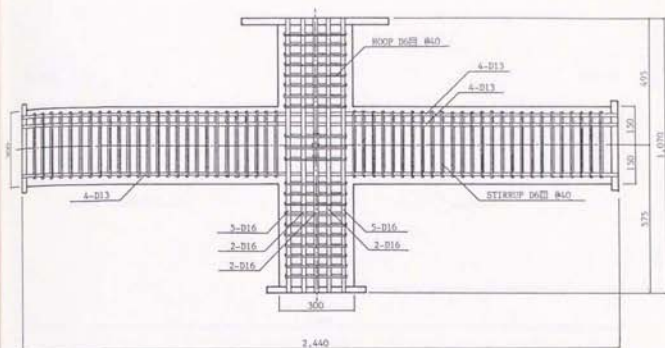


(v) 柱 (全試験体共通)

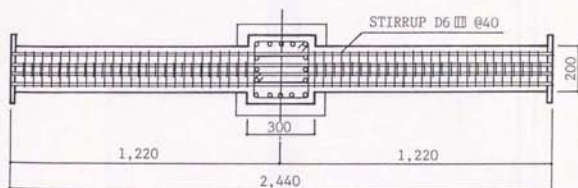


(vi) 接合部 (全試験体共通)

図 5-2(a) : 配筋詳細 (断面図)

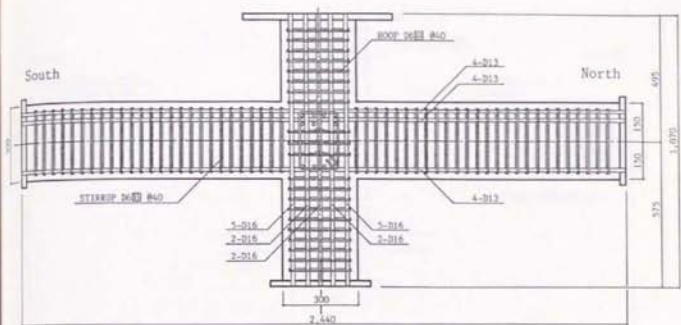


(i) 立面图

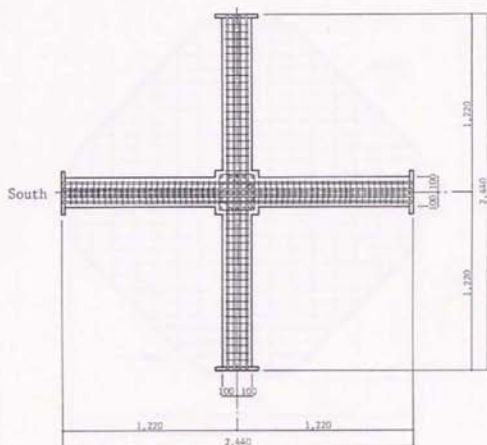


(ii) 平面图

图 5-2(b) : 配筋详细 (试验体 A 1)



(i) 立面图



(ii) 平面图

图 5-2(c) : 配筋详细 (试验体 A 2)

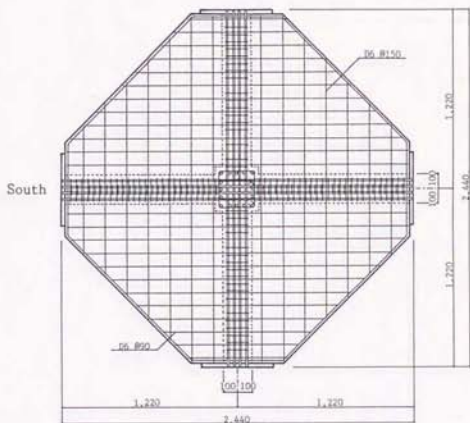
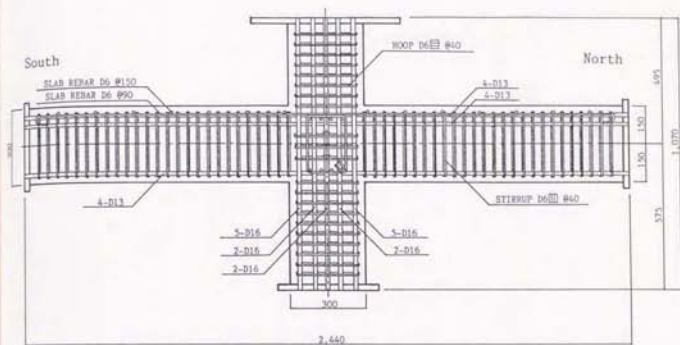
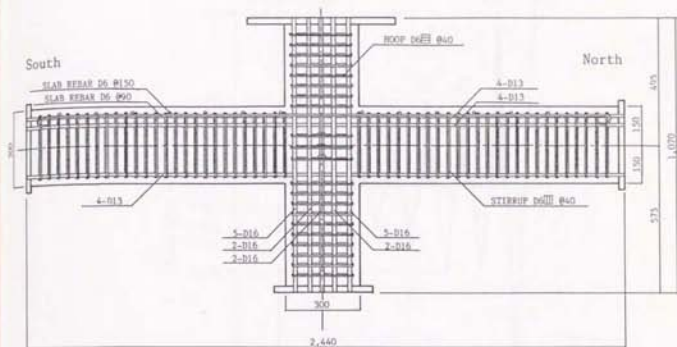
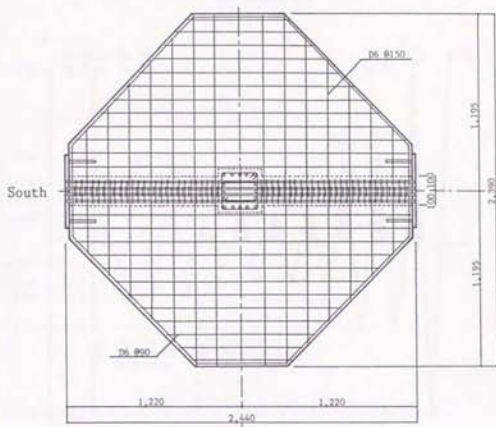


図 5-2(d) : 配筋詳細 (試験体 A 3)

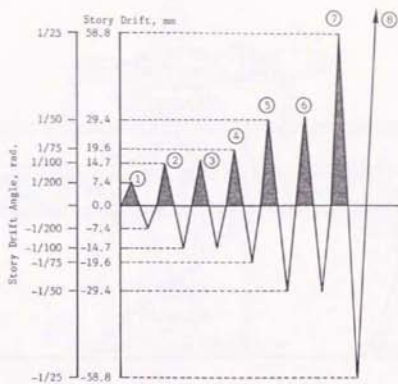


(i) 立面图

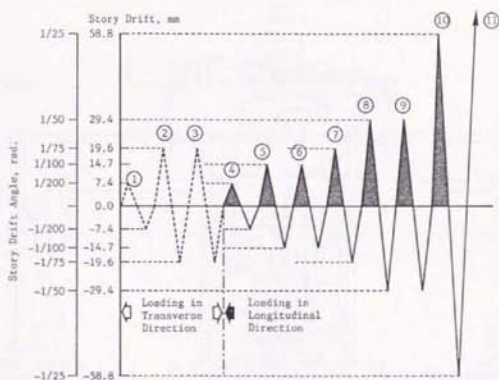


(ii) 平面图

图 5-2(e) : 配筋详细 (试验体 A 4)

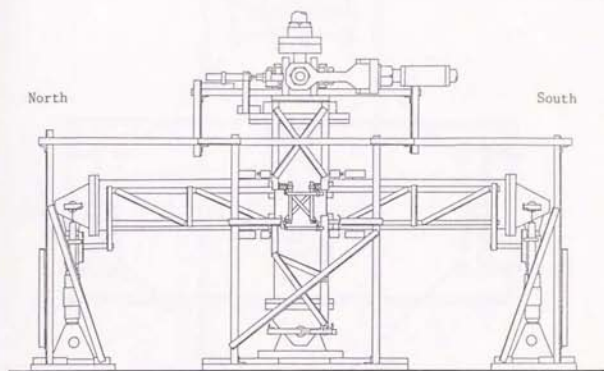


(a) 試驗體 A 1, A 4

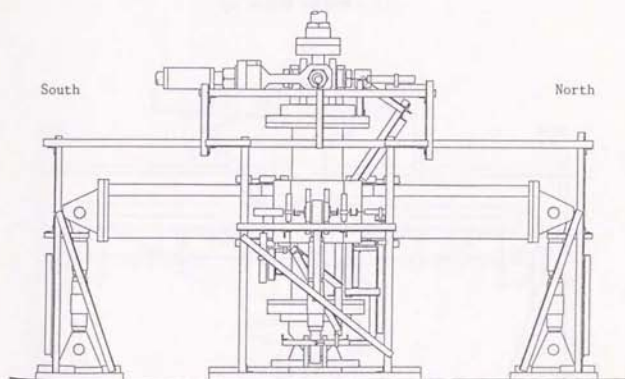


(b) 試驗體 A 2, A 3

圖 5-3 : 加力履歴

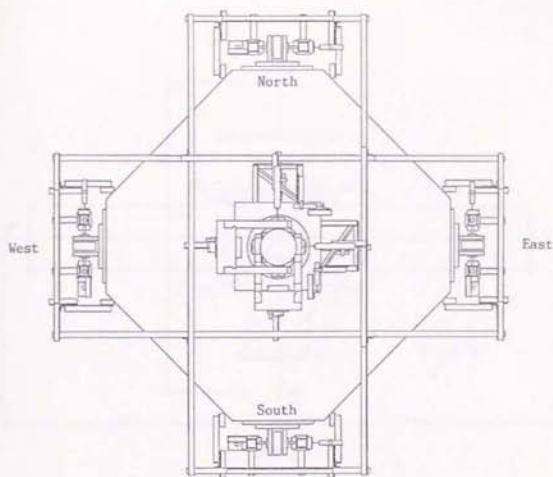


(i) 南北方向立面図（試験体 A 1）

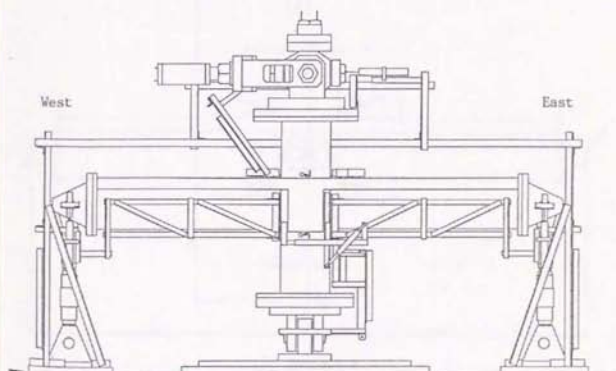


(ii) 南北方向立面図（試験体 A 3）

図 5-4(a) : 測定装置（試験体 A 1 および A 3）

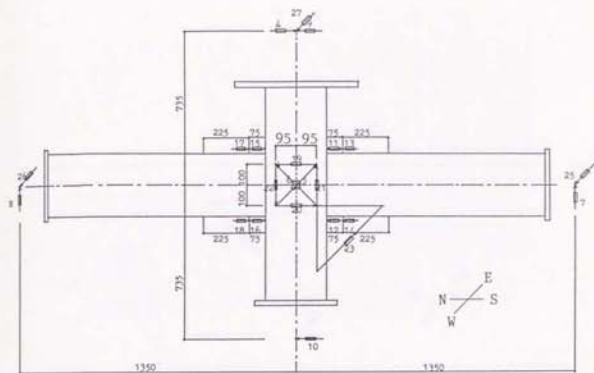


(i) 平面図 (試験体 A 3)

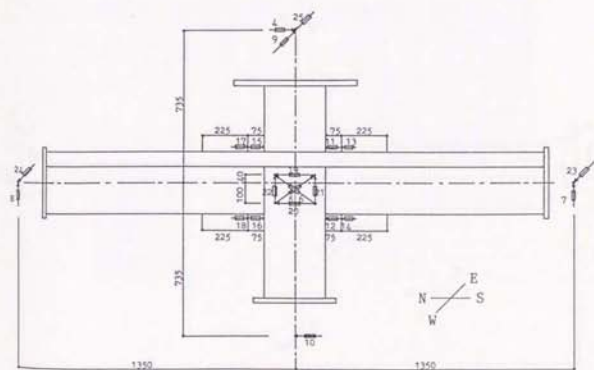


(ii) 東西方向断面図 (試験体 A 3)

図 5-4(b) : 測定装置 (試験体 A 3)

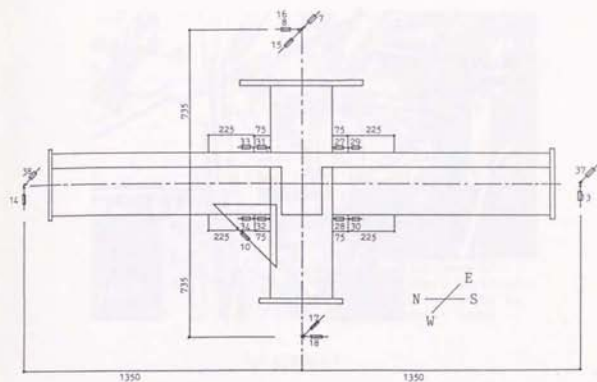


(i) 試験体 A 1

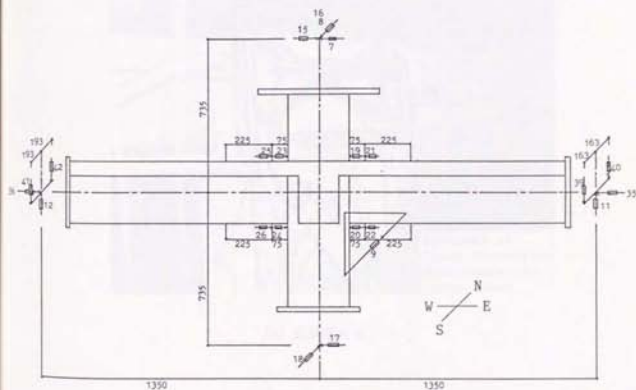


(ii) 試験体 A 4

図 5-5(a) : 変位計の設置位置の概略 (試験体 A 1, A 4)

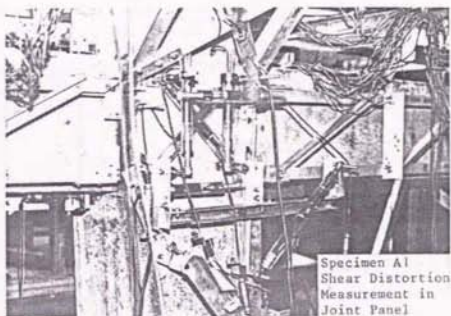


(i) 試験体 A 3 西面

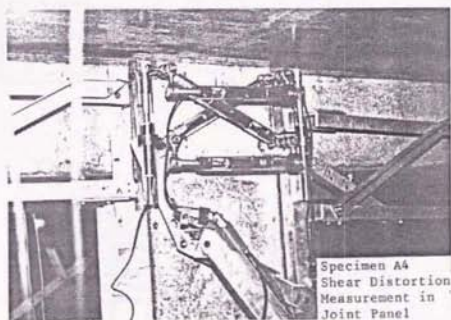


(ii) 試験体 A 3 南面

図 5-5(b) : 変位計の設置位置の概略 (試験体 A 2, A 3)

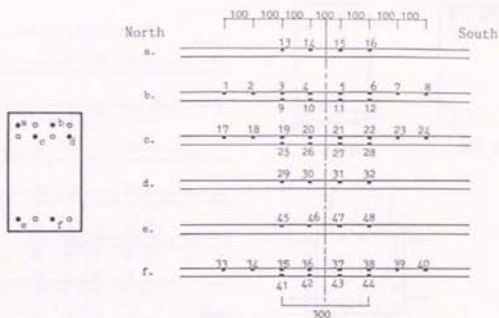


(a) 試験体 A 1

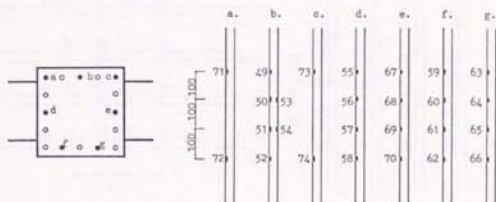


(b) 試験体 A 4

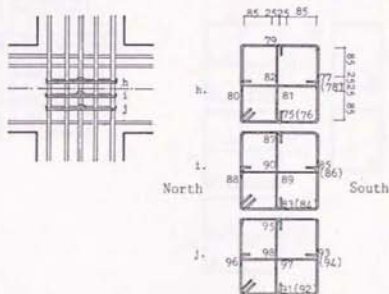
写真 5-1 : 接合部パネルの変位計設置状況



(i) 梁主筋

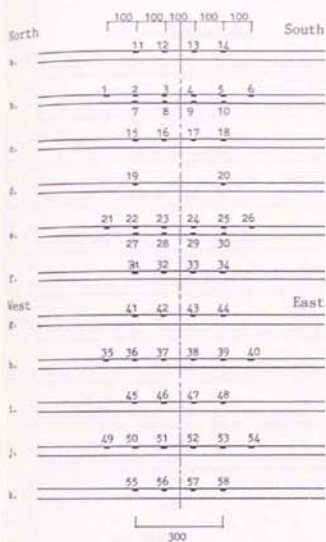


(ii) 柱主筋

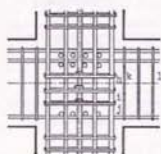


(iii) 接合部横補強筋

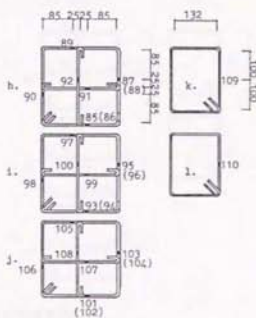
図 5-5(a) : 歪みゲージの貼付位置 (試験体 A1)



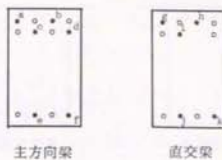
(i) 梁主筋



(ii) 柱主筋



(iii) 接合部横補強筋



主方向梁



直交梁

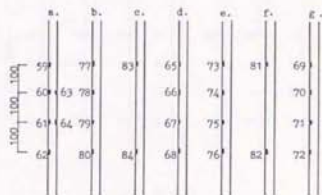
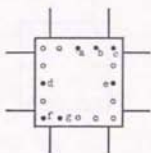
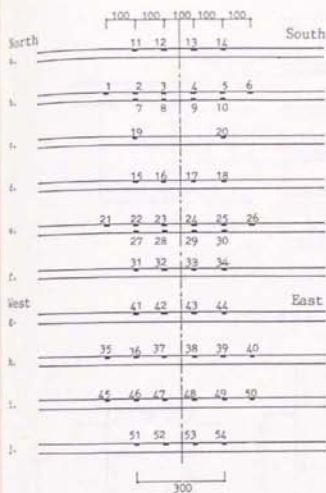
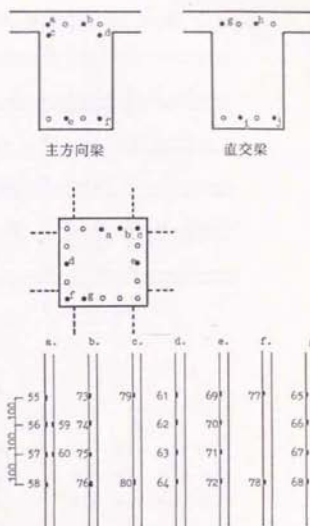


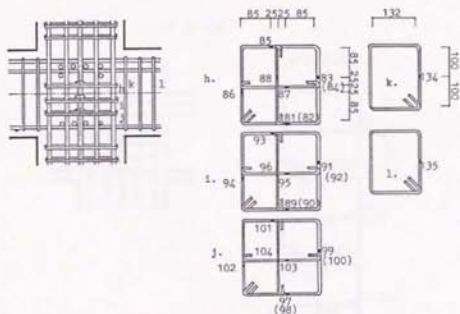
図 5-8(b) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (試験体 A 2)



(i) 梁主筋

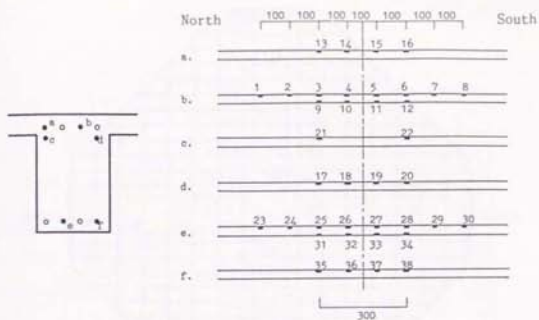


(ii) 柱主筋

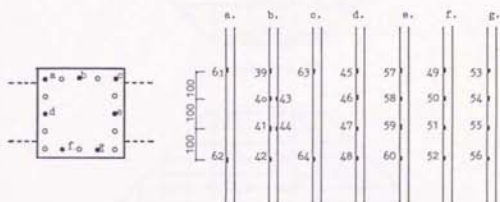


(iii) 接合部横補強筋

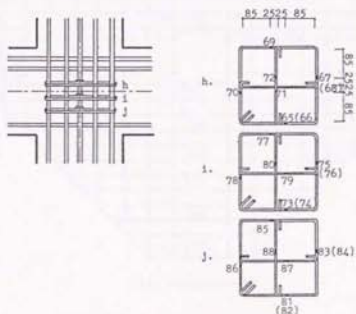
図 5-6(c) : 陥ひずみゲージの貼付位置 (試験体 A 3)



(i) 梁主筋

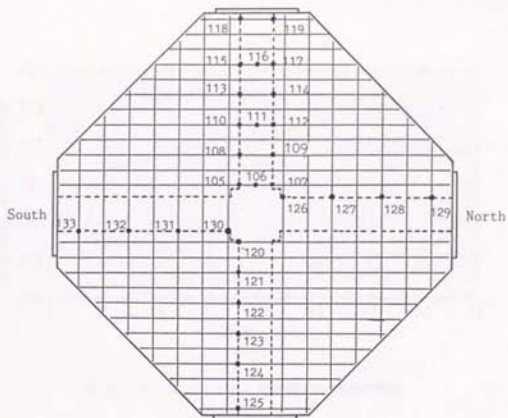


(ii) 柱主筋

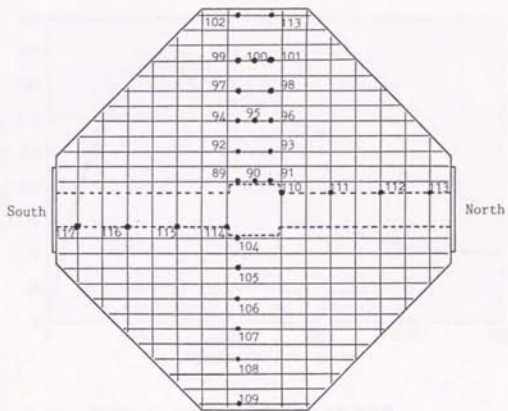


(iii) 接合部横補強筋

図 5-6(d) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (試験体 A 4)



(a) Specimen A3



(b) Specimen A4

図 5-5(e) : 箔ひずみゲージの貼付位置 (試験体 A 3, A 4 スラブ筋)

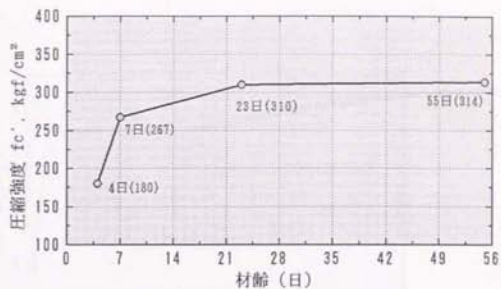


図 5-7 : コンクリートの材齢-圧縮強度関係

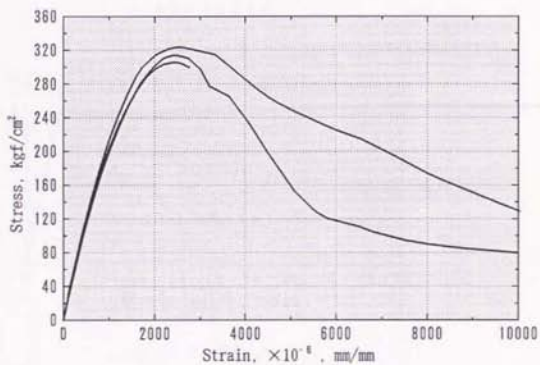
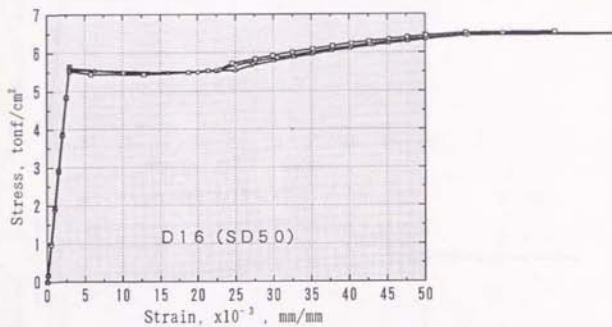
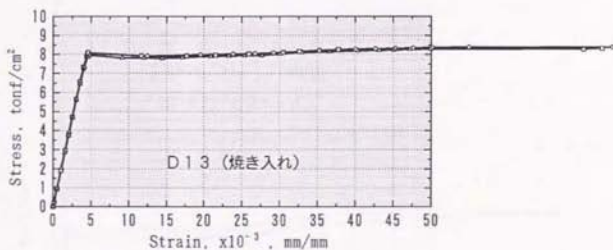


図 5-8 : コンクリートの応力-ひずみ関係

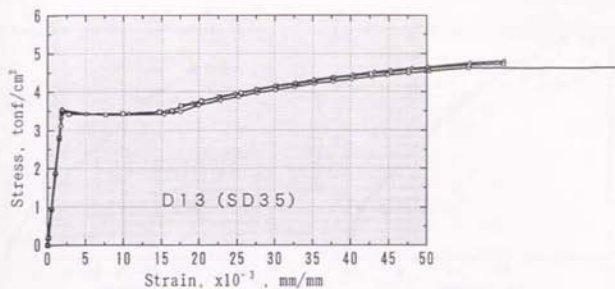


(a) D 1 6 (SD50)

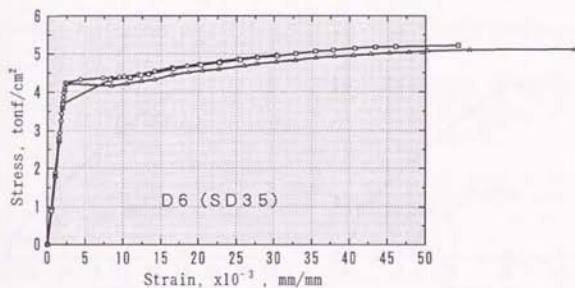


(b) D 1 3 (焼き入れ)

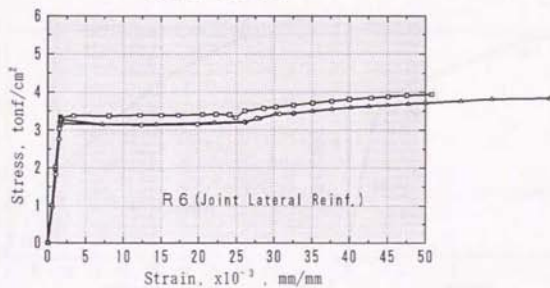
図 5-8 : 鉄筋の応力-ひずみ関係 (D16 (SD50)、D13 (焼き入れ))



(c) D 13 (SD35)

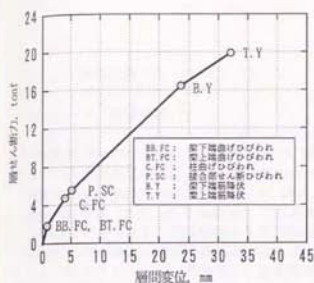


(d) D 6 (SD35)

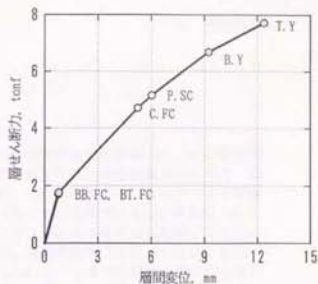


(e) ϕ 6 (材質不明)

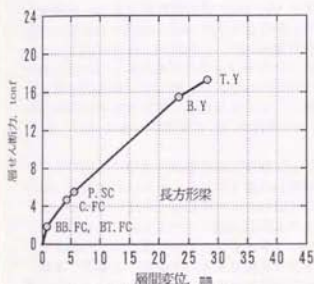
図 5-9(cont'd) : 鉄筋の応力-ひずみ関係 (D13(SD35)、D6(SD35)、 ϕ 6)



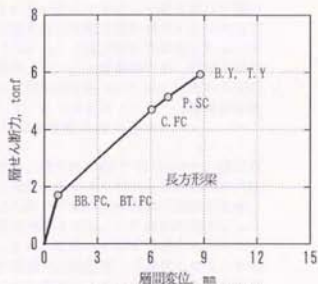
(1) 試験体 A1、A2 (主方向)



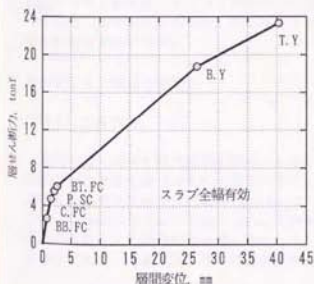
(4) 試験体 A2 (直交方向)



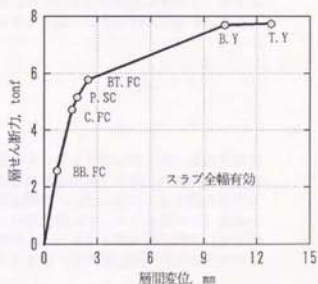
(2) 試験体 A3 (主方向)、A4



(5) 試験体 A3 (直交方向)



(3) 試験体 A3 (主方向)、A4



(6) 試験体 A3 (直交方向)

図 5-10 : 計算による復元力特性

5-3 実験結果

5-3-1 破壊性状

実験終了時のひびわれ状況を図 5-11 に示す。直交梁のない試験体 A1、A4 の接合部パネルの主対角方向に斜めせん断ひびわれが観察されたのは、標準試験体 A1 では、接合部入力せん断応力度が正負それぞれ 26.7、25.0 kgf/cm² のとき、スラブ付き平面試験体 A4 では 29.0、27.3 kgf/cm² のときであった（主応力度式による計算値は 34.2 kgf/cm² であった）。両試験体とも層間部材角 1/50 rad での繰返し載荷によって、接合部パネル中央に細かい斜めひびわれが生じた。層間部材角 1/25 rad では中央のパネル・コンクリートが一部剥落し、層間部材角 1/15 rad では接合部主対角方向の斜めひびわれが大きく開いた（写真 5-2）。

試験体 A2 では層間部材角 1/75 rad でスラブがないにもかかわらず直交梁付け根に斜めひびわれが発生した。これは直交梁付け根が接合部せん断変形に追従しようとして生じたと思われる。試験体 A3 では層間部材角 1/50 rad で直交梁付け根およびスラブ上面にねじれによる斜めひびわれが発生した（写真 5-3）。全試験体とも、梁せん断力が大きいため梁・柱に曲げせん断ひびわれが生じ、層間部材角 1/25 rad 以降の大変形時には梁付け根の圧壊が顕著になった。一例として、①サイクル・ピーク（層間部材角 1/15 rad）における試験体 A2 の南梁での圧壊状況を写真 5-4 に示す。

スラブ面のひびわれは直交梁の有無により異なり、模式的に図 5-12 に示す。直交梁のない試験体 A4 では、スラブ上面の柱側面付近に①や②のような斜めひびわれが発生した。このことから、圧縮側のスラブ面内に生じた斜め圧縮力が柱側面の接触面を通して接合部コア・コンクリート内に伝達される機構が想定される。この斜め圧縮力によって接合部パネル上部が拘束されると考えられる。また、これらの斜めひびわれはスラブ下面まで貫通しておらず、スラブ断面内に引張り領域と圧縮領域とが存在したことを示す。これに対して試験体 A3 では直交梁が付くことにより、このようなスラブ面の斜めひびわれの進展は防止されたと考えられる。試験体 A4 では層間部材角 1/50 rad 以後、圧縮スラブ上面の梁とスラブとの接触面付近に梁に平行なひびわれ③が発生し、梁とスラブとの一体性が損なわれた。両試験体とも、スラブによって接合部斜めひびわれの上柱への進展が防がれた。

5-3-2 復元力特性

§1 全体特性

層間変位-層せん断力関係を図 5-13 に、実験による梁せん断力最大値と梁曲げ耐力計算値との比較を表 5-12 にそれぞれ示す。計算値は平面保持を仮定した曲げ解析により求めた。直交梁のない試験体 A1、A4 では層間部材角 1/25 rad のときに最大耐力に達し、以降緩やかに耐力が低下した。試験体 A1 の梁主筋はほとんど降伏せず、梁曲げ強度は計算による降伏耐力に達しなかった。試験体 A4 では梁下端引張り時には曲げ降伏が生じたが、上端引張り時には長方形梁としたときの一段め梁主筋が降伏する耐力に

も達しなかった。これらより直交梁のない両試験体は接合部のせん断破壊によって耐力が決まったと考える。

直交梁を持つ試験体 A2 では層間部材角 $1/25$ rad で最大耐力を示し、以降その耐力を維持した。層間部材角 $1/36$ rad 以降に梁主筋の降伏が観察されたが、上端筋の降伏は部分的であり、上端引張り時には計算による降伏耐力に達しなかった。

ひびわれの生じた直交梁とスラブを持つ試験体 A3 では層間部材角 $1/15$ rad まで層せん断耐力が上昇し続けた。梁主筋の降伏は層間部材角 $1/36$ rad 以降に生じ、上端引張り時にはスラブ有効幅 0.1ℓ (ℓ : 梁スパン) とした計算値を超えた。

表 5-12: 梁の最大せん断力と計算曲げ耐力との比較 (単位: tonf)

	試験体 A 1		試験体 A 2		試験体 A 3		試験体 A 4	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
実験値	8.91	7.05	11.35	8.11	12.34	10.24	9.37	8.92
計算値	12.43*1	7.84	12.43*1	7.84	12.39*2	8.80*3	10.28*4	6.80*3

*1: 一段め主筋降伏、

*2: スラブ有効幅 0.1ℓ としたときの二段め主筋降伏、

*3: スラブ全幅有効、

*4: 長方形梁としたときの一段め主筋降伏

単位架構のエネルギー吸収性能を比較するために、層間変位-層せん断力関係における等価粘性減衰定数 h_{eq} を求め、図 5-14 に示す。層間部材角 $1/100$ rad での二回め負サイクルの h_{eq} は各試験体ともほぼ同じ値であった。層間部材角 $1/50$ rad 以降は平面試験体 A1、A4 の h_{eq} のほうが立体試験体 A2、A3 の h_{eq} よりもわずかに大きくなり、接合部のせん断損傷によるピンチ化は架構全体の履歴特性には表われなかった。梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f_c}$ が 9.53 と非常に大きかったことから、梁主筋の接合部内付着劣化によって等価粘性減衰定数 h_{eq} が小さくなったと考えられる。

8.2 梁の復元力特性

梁たわみ-梁せん断力関係を図 5-15 に示す。第1象限が下端引張り時、第3象限が上端引張り時である。直交梁のない試験体 A1、A4 の梁たわみは直交梁を持つ試験体 A2、A3 の梁たわみよりも小さく、⑧サイクル(大変形、層間部材角 $1/15$ rad)での梁たわみの増加も小さかった。このことから、試験体 A1、A4 では梁部材以外の変形がかなり増大したと考えられる。

梁付け根ヒンジ領域の回転による変形が梁たわみに占める割合を図 5-16 に示す。領域 1 は梁危険断面から $D/4$ (D : 梁せい 300 mm) までの部分、領域 2 は $D/4$ から D までの部分とする。梁の上下に取り付けた変位計の出力からそれぞれの領域の回転角を計算し、それに各領域の中心から梁端支持点までの距離 (1162.5 mm および 1012.5 mm) を乗ずることにより各領域の変形成分を求めた。各試験体とも領域 1 の回転による成分が梁たわみの 50 % 程度となり、スラブ付き試験体 A3、A4 の上端引張り時には梁たわみの約 80 % を占めた。領域 1 のひびわれ状況から、領域 1 の回転変形の大部分は梁主筋の接合部からの抜け出しおよびり込みによる付加回転によってもたらされたと考えられる。試験体 A3、A4 ではスラブが付くことにより梁の剛性が増大し、その結果、上記の付加回転が大きくなったため、領域 1 の変形成分が増加した。各試験体とも梁危険断面から D までの部分の回転 (領域 1 と 2 との和) が梁たわみの約 80 % を占めた。

主方向梁主筋のひずみ分布を図 5-17 に示す。各試験体とも、加力初期より圧縮側鉄筋の引張りひずみへの転化が見られ、鉄筋強度が高かったことにより付着劣化が生じたと判断される。二段め上端筋の接合部内ひずみの勾配は非常に小さく、付着力によるコア・コンクリートへの応力伝達はほとんど期待できない。また、二段め上端筋に関して、接合部パネルの斜めせん断ひびわれを横切ることによるひずみの局所的な増大が観察された。

標準試験体 A1 では、⑦サイクルの層間部材角 $1/33$ rad のときに危険断面位置で下端筋降伏が生じたが、一段めおよび二段め上端筋では接合部の斜めせん断ひびわれによる局所的なひずみの増大を除いて、降伏は生じなかった。

試験体 A2 では、一段め上端筋は層間部材角 $1/25$ rad、二段め上端筋は $1/31$ rad および下端筋では $1/36$ rad、いずれも⑧サイクル時に危険断面位置における降伏を観察した。

試験体 A3 では、一段め上端筋は層間部材角 $1/28$ rad、二段め上端筋は $1/25$ rad および下端筋では $1/36$ rad、いずれも⑩サイクル時に危険断面位置において降伏した。

試験体 A4 では、一段め上端筋は層間部材角 $1/25$ rad では降伏直前であり大変形に向う最終加力時に北梁危険断面で降伏が生じた。二段め上端筋は⑦サイクルの上端圧縮側で引張り降伏を生じた。これは、接合部の主対角に沿った斜めせん断ひびわれによる局所的なひずみの増大と、スラブが付加されたことによる中立軸位置の上昇とによって引き起こされたと考えられる。

試験体 A2、A3 の直交梁主筋のひずみ分布の一例を、直交方向に加力した最初の 3 サイクルについて図 5-18 に示す。両試験体とも、柱面的一端で引張り降伏が生じたとき、他端のひずみは零付近にとどまった。ただし、スラブが付く試験体 A3 の上端筋では、両側の危険断面位置で引張りひずみとなる V 字形の分布となった。これは K シリーズ試験体でも見られた現象で、下端引張りとなる危険断面での中立軸位置が上端筋位置よりも上昇したために生じたと考えられる。試験体 A2 の上端筋および下端筋の降伏は、そ

れぞれ層間部材角 $1/107 \text{ rad}$ および $1/166 \text{ rad}$ のときに危険断面位置で生じた。試験体 A3 では上端筋降伏が層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ のとき、下端筋降伏が $1/200 \text{ rad}$ のときにそれぞれ危険断面位置で発生した。

§ 3 柱の復元力特性

上柱および下柱たわみ-層せん断力関係を図 5-19 に示す。各試験体とも層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ 1 回めの加力サイクルまではほぼ紡錘形の履歴となったが、それ以降の加力サイクルでは逆 S 字形のピンチ性状を示した。

柱主筋の接合部内ひずみ分布を図 5-20 に示す。以下、最外縁主筋と二段め主筋および中央主筋とに分けて説明する。

(1) 最外縁主筋 平面試験体 A1、A4 では、加力初期には圧縮鉄筋は圧縮力を負担していたが、層間部材角 $1/100 \text{ rad}$ 以降は引張りへの転化が生じた。さらに、主対角に沿った接合部斜めせん断ひびわれが開き、柱主筋に沿った割裂ひびわれが進展するにつれて、圧縮鉄筋の引張りひずみは増大し、層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ では一部で降伏ひずみを超えた。中央部分のひずみが小さい分布となったことから、斜めひびわれと割裂ひびわれによる局所的なひずみの増大が生じ、鉄筋抜け出しが発生したと考えられる。立体試験体 A2、A3 の圧縮鉄筋も同様の挙動を示した。各試験体とも柱の危険断面における曲げひびわれはほとんど開いておらず、曲げによる主筋降伏は生じなかった。

(2) 二段め主筋および中央主筋 各試験体とも常に引張りひずみを示し、層間変位とともに増大したが、平面試験体 A1 を除いて降伏ひずみには達しなかった。試験体 A1 の中央鉄筋の中央が大変形時に降伏したが、主筋の表裏に貼付したひずみゲージ出力の符号が異なったことから、コア・コンクリートのはらみ出しによる局所的な曲げによって降伏が生じたと考えられる。試験体 A3 を除いて中央部分のひずみがわずかに大きい分布となり、鉛直方向の付着力によってコア・コンクリートを締めつけることが可能と思われる。

§ 4 接合部の復元力特性

接合部せん断変形角と接合部入力せん断応力度をコンクリート圧縮強度で基準化したもの v_j/f_c との関係を図 5-21 に示す。せん断変形角は、平面試験体 A1、A4 ではパネル面の主対角方向に設置した二つの斜め変位計の出力より計算し、立体スラブ付き試験体 A3 では一つの斜め変位計の出力から求めた。立体スラブなし試験体 A2 では測定治具の作動不良により接合部のせん断変形を直接測定することができなかった。接合部入力せん断力 V_j は以下により求めた。

$$V_j = \sum (M_b / j_b) - V_{col} \quad (5.3)$$

ここで、 V_{col} : 測定された層せん断力、

M_b : 測定された梁せん断力より求めた梁危険断面でのモーメント、

Jb : 梁危険断面での応力中心間距離で、長方形梁およびスラブのあるT形梁の上端引張り時では $7/8 d$ (d : 梁有効せい)、T形梁の下端引張り時では $0.95 d$ (これは、荷重段階やスラブの有効幅を変数とした平面保持仮定の断面解析より求めた平均値で、その変動幅は $\pm 3\%$ 程度であった)、である。

3 体とも層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ でのせん断変形角は 0.5% 程度であったが、平面試験体 A1、A4 では繰り返し載荷により接合部せん断変形がわずかに増加した。層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ での加力サイクル時に平面試験体 A1、A4 のせん断変形角は 2% 前後に急増した。平面試験体 A1、A4 では層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ でせん断応力の低下が観察されたのに対して、立体スラブ付き試験体 A3 ではせん断応力を維持し続けた。接合部のせん断耐力については「5-3-5」において詳細に検討する。

5-3-3 各部材変形の割合

層間変位に占める梁・柱および接合部の変形の割合を図 5-22 に示す。横軸は直接測定した層間変位である。試験体 A1、A3 および A4 では各部材変形とも変位計による測定値を用いて計算したので、それぞれの成分の和と直接測定した層間変位とは必ずしも一致せず、若干の誤差を含んでいる。試験体 A2 の接合部変形は層間変位から梁および柱の変形成分を引くことにより求めた。直交梁のない試験体 A1、A4 では層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ 以降に接合部の変形割合が梁のそれよりも大きくなり、接合部のせん断破壊が生じたことを示す。これに対して、ひびわれの生じた直交梁を持つ試験体 A2、A3 では梁の変形割合が全体の $5\sim 6$ 割であり、梁の曲げ性状が試験体の挙動を支配したと考えられる。

5-3-4 破壊モードの特定

以上より試験体 A1、A4 は接合部せん断圧縮破壊、試験体 A3 は梁曲げ降伏によりそれぞれ耐力が決定されたと判断する。試験体 A2 の破壊モードは梁下端コンクリート圧壊と考えられるが、試験体 A3 の上端引張り時の梁曲げ耐力のほうが大きかったことから疑問が残る。接合部せん断破壊は生じなかったと判断する。

5-3-5 接合部のせん断挙動

5.1 せん断耐力

各サイクル・ピークでの接合部入力せん断応力度をコンクリート圧縮強度 f'_c で基準化して図 5-23 に示す。接合部入力せん断力 V_j は(5.3)式により求めた。接合部せん断圧縮破壊を生じた試験体 A1、A4 のせん断耐力はそれぞれ $0.30 f'_c$ 、 $0.33 f'_c$ であり、平面接合部にスラブが付加することによってせん断耐力は 1.1 倍 ($0.03 f'_c$) 上昇した。ひびわれのある直交梁を持つ試験体 A2、A3 では、梁の曲げ強度によって架構の耐力が決定したため接合部のせん断耐力は不明であるが、最大せん断応力はそれぞれ $0.36 f'_c$ 、 $0.40 f'_c$ であった。このことから、加力されて付け根にひびわれのある直交梁が平面接合部に付加することにより、接合部せん断耐力は少なくとも 1.2 倍 ($0.06 f'_c$) 以上増

大し、さらにスラブが付加すると合計で 1.3 倍 (0.1 f_c) 以上増大することが示された。

ACI 318-83[5.7]では、接合部面の $3/4$ (0.75) 以上を覆う梁が四方から接合部に貫入する場合に限って、接合部のせん断強度を $4/3$ (1.33) 倍することを認めている。また、ACI-ASCE 352 委員会の勧告[5.8]では、接合部の四面に梁が取り付け、梁幅が柱幅の $3/4$ 以上、かつ梁の最小せいが他の梁の最大せいの $3/4$ 以上であるときに、同一の接合部せん断強度の増大率を示している。本実験では接合部面の $2/3$ (0.67) を覆う梁が接合部に取り付いており、直交梁とスラブとが付加することによって接合部のせん断耐力は 1.3 倍以上に増大したことから、上記の規定および勧告が妥当なものであることを示している。ただし、二方向同時加力を受ける接合部のせん断耐力に与える梁の拘束効果については、別途検討することが必要である。

§ 2 接合部横補強筋のひずみ分布

各サイクル・ピークでの接合部横補強筋のひずみ分布を図 5-24 に示す。立体試験体 A2、A3 については主方向加力時を検討対象とした。以下、主方向および直交方向それぞれのひずみについて調べる。

(1) 主方向のひずみ 平面試験体 A1、A4 では層間部材角 $1/75$ rad で降伏が生じ、層間部材角 $1/25$ rad で外周フープ筋および中央単筋ともほぼ全てが降伏した。立体試験体 A2 では層間部材角 $1/50$ rad で中央単筋の一部、層間部材角 $1/25$ rad で外周フープ筋の一部がそれぞれ降伏したにすぎず、全体としては降伏直前と判断される。立体試験体 A3 では層間部材角 $1/50$ rad で外周フープ筋が降伏し、層間部材角 $1/25$ rad で中段の中央単筋が降伏した。

(2) 直交方向のひずみ 平面試験体 A1、A4 では層間部材角 $1/50$ rad までは弾性範囲にあり、接合部のせん断耐力に達した層間部材角 $1/25$ rad で上、中、下段とも降伏ひずみに達した。ひびわれた直交梁を持つ立体試験体 A2 では層間部材角 $1/25$ rad で中央単筋の降伏が生じたが、外周フープ筋では上段が降伏しただけであった。試験体 A1 と比較するとひずみは全体的に小さく、接合部コンクリートに対する直交梁の拘束効果を間接的に示していると考えられる。直交梁およびスラブを持つ立体試験体 A3 では層間部材角 $1/25$ rad で外周フープ筋の一部が降伏した。中央単筋のひずみは外周フープ筋のひずみよりも大きく、層間部材角 $1/75$ rad で上段が降伏し、その後もひずみが増加して層間部材角 $1/25$ rad で上、中、下段とも降伏した。

§ 3 接合部パネルのひずみ状態

平面試験体 A1、A4 の接合部パネルの水平、鉛直および斜め方向の変形を図 5-25 に示すように二個づつの変位計によって測定した。これらの測定値より接合部パネルの平均的なひずみ状態を知ることができる。すなわち、モールのひずみ円 (図 5-26(a)) より、

$$\gamma = (\varepsilon x - \varepsilon y) \tan 2\theta \quad (5.4)$$

ここで、 γ : 接合部のせん断変形角 (rad)、

$\varepsilon x, \varepsilon y$: 水平方向および鉛直方向のひずみで引張りを正とし、それぞれ水平および鉛直方向の二個の変位計による出力の平均値を用いる、および、

θ : 梁材軸と圧縮主ひずみとがなす角 (rad)、である。

また、幾何学的な関係より、

$$\tan 2\theta = \left(-\cos 2\alpha + \frac{2\varepsilon d - \varepsilon x - \varepsilon y}{\varepsilon x - \varepsilon y} \right) / \sin 2\alpha \quad (5.5)$$

ここで、 α : 梁材軸と測定した斜めひずみの方向とがなす角 (rad)、および、

εd : 斜め方向のひずみで引張りを正とする、である。

以上の関係から、主ひずみ $\varepsilon 1, \varepsilon 2$ およびせん断変形角 γ は以下により求めることができる。

$$\varepsilon 1, \varepsilon 2 = \frac{\varepsilon x + \varepsilon y}{2} \pm \frac{\varepsilon x - \varepsilon y}{2 \cdot \cos 2\theta} \quad (5.6)$$

$$\gamma = \frac{-(\varepsilon x - \varepsilon y) \cos 2\alpha + 2\varepsilon d - \varepsilon x - \varepsilon y}{\sin 2\alpha} \quad (5.7)$$

主ひずみは、水平方向2個および鉛直方向2個の変位計による平均ひずみ $\bar{\varepsilon} x$ および $\bar{\varepsilon} y$ と、斜めひずみ εd とを図 5-26(b) に示すように二通りに組み合わせ計算し、その平均を採用した。圧縮主ひずみ—引張り主ひずみ関係を図 5-27 に、圧縮主ひずみ—主方向関係を図 5-28 に、引張り主ひずみ—主方向関係を図 5-29 にそれぞれ示す。主方向は圧縮主ひずみ方向と梁材軸とをなす角である。変形とともに引張り主ひずみが増加したが、圧縮主ひずみも層間部材角 $1/25$ rad に至る⑦サイクルで急激に増加した。このときパネル中央には細かい斜めひびわれが生じており、コンクリートの圧壊が生じたと考えられる。試験体 A1 では圧縮主ひずみの方向は約 45° で、変形の増大とともにわずかに立ち上がった。試験体 A4 の圧縮主ひずみの方向は層間部材角 $1/50$ rad までは増加した（このとき、圧縮主ひずみは非常に小さかったのに対して、引張り主ひずみは増大した）が、その後徐々に低下して約 45° となった。これらより、主対角方向に圧縮ストラットが形成されたと考えられる。平面接合部のせん断圧縮破壊は引張りおよび圧縮主ひずみの増加によりこの圧縮ストラットのコンクリートが圧壊したために生じた。

5-3-6 スラブ筋のひずみ分布

主方向加力時の各サイクル・ピークにおける、主方向に平行なスラブ筋のひずみ分布を図 5-30 に、主方向に直交するスラブ筋のひずみ分布を図 5-31 に、それぞれ示す。主方向に平行なスラブ筋は試験体 A3、A4 とともに常に引張りひずみを示し、柱筋の2本あ

るいは3本が降伏しただけであった。同一層間部材角でのひずみは直交梁を持つ試験体 A3 のほうが直交梁のない試験体 A4 よりも大きかった。層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ までは両試験体の梁たわみはほぼ同じであったことから、この差は直交梁の有無によって生じたと考えられる。主方向加力によって主方向に直交するスラブ筋にも引張りひずみが生じたが、直交梁の有無による違いはほとんど見られなかった。

5-4 直交梁およびスラブの影響

ここでは接合部せん断耐力に与える直交梁およびスラブの影響を検討した。

5-4-1 直交梁の影響

試験体 A2、A3 の直交梁付け根には直交方向加力により約 0.4 mm の曲げひびわれが生じた。それにもかかわらず、上述のように直交梁は接合部せん断耐力を増大させた。この原因を調べるため、直交梁を持つ試験体 A2、A3 を主方向に加力したときの直交梁主筋ひずみ分布、およびひずみを Ramberg-Osgood モデルによって変換して求めた応力度分布を図 5-32 に示す。スラブのない試験体 A2 では、層間変位の増大に伴い梁主筋応力度はほぼ一様に増加し、層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ では降伏応力度に達する点もあった。これは試験体 A3 においても観察された。このことから直交梁付け根にひびわれが生じていても、主方向加力により接合部パネル・コンクリートが膨張してこのひびわれを閉じさせ、さらに膨らもうとするコンクリートを両面に付く直交梁が抑制した（図 5-33）と考えられる。試験体 A2 の直交梁による拘束力は層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ （④サイクル正方向ピーク）で 34.1 tonf （直交梁断面積で除した拘束応力度は 56.8 kgf/cm^2 ）であった〔注1〕。直交方向には層間部材角 $1/75 \text{ rad}$ での繰り返し載荷を二回行ない、直交梁の降伏も生じており、実際の地震時に生じる付け根ひびわれは本実験程度と思われる。それゆえ、直交梁のコア・コンクリート拘束効果による接合部せん断耐力の増大を期待してよいと判断する。

なお、直交梁主筋の片側にのみゲージを貼付していたことから、直交梁主筋に引張り力が生じた原因として、接合部パネル・コンクリート内に形成される斜め圧縮ストラットの縮みによる局所曲げが考えられる。これに対しては、試験体 A2 の下端梁主筋で正負両加力時とも同程度の引張り力を生じていたこと、試験体 A2 においてゲージを貼付した直交梁主筋（5本）では、すべて正負両加力時とも引張り力を生じたこと、しかしながら試験体 A3 では主筋位置によっては曲げの影響と思われるものが見られたこと、などを理由として、局所曲げによる影響は小さかったと判断する。すなわち、直交梁主筋に生じた引張り力の主要因はコア・コンクリートの膨張の抑止であったと考えてよい。

〔注1〕 拘束力は、直交梁主筋の東危険断面位置に貼付したひずみゲージ5枚（ゲージ番号39, 44, 48, 53および58）から求めた応力度を利用し、No. 39, 44 の出力をそれぞれ3倍、No. 53, 58 の出力をそれぞれ2倍、および No. 48 の出力を加え合わせる（これにより直交梁主筋全11本の負担力を推定した）ことにより求めた。ただし、直交方向加力を終了するときに変位を零に戻したため直交梁主筋には曲げによる応力が生じており、この応力を初期値として各出力値より差し引いた。しかしながら、負サイクル・ビ

ーク時の拘束力は正サイクル・ピーク時の約 1/3 であり、この方法には疑問が残った。

5-4-2 スラブの影響

スラブの付く試験体 A3、A4 について、接合部入力せん断力に対するスラブ筋引張り力の寄与を調べるため、梁曲げ耐力に有効なスラブ筋引張り力を以下に説明する方法(a)で求め、図 5-34 に示す。方法(a)は、危険断面での梁主筋のひずみを Ramberg-Osgood モデルによって応力に変換し、梁主筋引張り力によって生じる梁危険断面でのモーメントを求め、これと測定モーメントとの差をスラブ筋引張り力によるモーメントが負担するとして、梁曲げ耐力に有効なスラブ筋引張り力 $\Sigma A T_s$ を求めた。梁危険断面での上端引張り時の応力中心間距離は $7/8 d$ (d : 上端引張り時の有効せい)と仮定した。これを数式で表現すると以下のようになる。

$$V_{b,m} \cdot L_b = \Sigma A T_s \cdot j_s + (\Sigma 1 T_{b,i} \cdot j_{b1} + \Sigma 2 T_{b,i} \cdot j_{b2}) \quad (5.8)$$

ここで、 $V_{b,m}$: 梁せん断力の測定値、

L_b : 梁のせん断スパン (1.2 m)、

$\Sigma A T_s$: 方法(a)による梁曲げ耐力に有効なスラブ筋引張り力、

j_s : スラブ筋引張り時の梁断面の応力中心間距離 ($7/8 \cdot 0.269$ m)、

$1 T_{b,i}$ 、 $2 T_{b,i}$: 梁上端筋あるいは二段め上端筋のひずみより求めた梁主筋引張り力、および、

j_{b1} 、 j_{b2} : 梁上端筋あるいは二段め上端筋引張り時の梁断面の応力中心間距離で有効せいの $7/8$ 倍とする。

この方法は、平面保持の仮定に基づいて、スラブ筋引張り力に釣り合う断面圧縮力が梁下端コンクリートに生じると考えている。

これとは別に、測定したスラブ筋ひずみを Bi-linear モデルによって応力に変換し、スラブ筋引張り力の総和 $\Sigma b T_s$ を求め(これを方法(b)とする)、図 5-35 に示す。ゲージを貼付しなかったスラブ筋の応力は、隣接するスラブ筋応力を用いて線形補間することによって求めた。図 5-34、35 と全スラブ筋が降伏するとして求めた総引張り力 ($\Sigma a y A_s = 33.02$ tonf) で基準化した。

図 5-34 より層間部材角 $1/100$ rad 以降、梁曲げ耐力に有効なスラブ筋量は減少した。これに対して、直接測定したスラブ筋引張り力の総和は図 5-35 に示すように変形とともに増加した。方法(b)と方法(a)によるスラブ筋引張り力の差 $\Sigma b T_s - \Sigma A T_s$ は、スラブ筋引張り力に釣り合う断面圧縮力を全て梁下端コンクリートが負担すると仮定したことから生じたと考えられる。そこで図 5-37 に示すように、梁からある程度離れたスラブ筋の引張り力に釣り合う圧縮反力は、スラブ下端コンクリートが負担すると仮定する。すなわち、柱脇から j 番目までのスラブ筋引張り力の圧縮反力は梁下端コンクリートが負担し、 $j+1$ 番目以降のスラブ筋引張り力の圧縮反力はスラブ下端コンクリートが負担すると考える。このとき、T 形断面でのモーメントの釣り合いから、

$$Vb.m \cdot Lb = \left(\sum_{i=1}^j Ts.i \cdot js + \sum_{i=j+1}^N Ts.i \cdot js' \right) + (\Sigma 1Tb.i \cdot jbl + \Sigma 2Tb.i \cdot jbl2) \quad (5.9)$$

ここで、 $\sum_{i=1}^j Ts.i \cdot js$: スラブ筋引張り力によるモーメントで、梁下端コンクリートによって圧縮反力を取るもの。 $Ts.i$ は柱脇から i 番目のスラブ筋の測定したひずみより求めた引張り力、 $js = 7/8 \cdot 0.269 \text{ m}$ である。

$\sum_{i=j+1}^N Ts.i \cdot js'$: スラブ筋引張り力によるモーメントで、スラブ下端コンクリートによって圧縮反力を取るもの。 N は片側スラブ内のスラブ筋総数 (12本)、 $js' = 7/8 \cdot 0.039 \text{ m}$ である。また、右辺第 2 項は梁主筋の引張り力によって生じるモーメントである。

(5.9)式を用いて定数 j を求めることができ、正負ピークの平均値を表 5-13 に示す。また、接合部に入力されるせん断力として寄与するスラブ筋引張り力は $\sum Ts.i$ ($i=1 \sim j$) となり、その結果を図 5-36 に示す。変形が小さい範囲では全スラブ筋に生じた引張り力が接合部内に入力されるが、変形の増大にともない接合部内へ流れるスラブ筋引張り力は減少した。これは、変形が小さいときには T 形断面に平面保持の仮定が成立するが、変形が増大するとスラブと主方向梁との境界面にひびわれが生じ (図 5-12 におけるひびわれ③)、スラブと梁との一体性が損なわれるために平面保持の仮定が成り立たなくなること示している。ただし、上述の仮定のように、梁から離れたスラブ筋の引張り力に対する圧縮反力をスラブ下端コンクリートが負担するためには、境界要素となる直交梁のねじれ剛性が大きくなければならない。試験体 A3 のように直交梁付け根にねじれひびわれが生じた場合に、この仮定の成立の可否を検討する必要がある、今後の課題である。

表 5-13 : 梁下端コンクリートによって圧縮反力を取るスラブ筋の本数 *

層間部材角(rad)	試験体 A 3	試験体 A 4
1/200	10	12
1/100	10	12
1/75	8	8
1/50	3	3

*1 : 片側スラブ内のスラブ筋本数で、定数 j の値である。

スラブ下端コンクリートが圧縮反力を負担するという仮定については、現実的でないとも考えられる。しかしながら図 5-38 に示すように、試験体 A4 を正方向に加力したときの片側スラブの上下面におけるひびわれ状態より、梁危険断面から加力方向に垂直

に伸びた曲げひびわれはスラブ下面まで貫通しておらず、柱から離れたスラブ下面に圧縮力が作用している可能性を示唆している。柱近傍のスラブのひびわれは上下面で大きくずれており、スラブ内のひずみ分布が複雑に変化していると予想される。なお試験体と実構造物とは境界条件が異なるが、柱近傍の応力状態は両者ではほぼ等しいと考えられる〔注2〕。

以上、スラブ筋に生じる引張り力すべてが接合部内に入力されるわけではないことを示した。接合部入力せん断力に寄与するスラブ筋引張り力は、層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ のときに、全スラブ筋が引張り降伏するとしたときの 20 % 程度（協力幅に換算すると 0.12、見：梁スパン）であった。

接合部のせん断圧縮破壊を生じた試験体 A1、A4 の実験結果より、スラブが付くことにより接合部のせん断耐力は 1.1 倍増大した。これは、スラブ筋引張り力がスラブと柱の境界面でのせん断摩擦によって接合部内に伝達された〔注3〕ために、斜め圧縮ストラットへの応力集中が緩和されたためと思われる。また、ひびわれた直交梁を持つ試験体 A3 では、スラブ筋引張り力の一部が直交梁のねじれモーメントとして接合部パネル内に均等に伝達され、圧縮ストラットへの応力集中を緩和したため接合部せん断耐力が上昇したと考えられる。

〔注2〕 立体試験体では、(1)周辺の拘束がなく梁に軸力が生じないこと、またスラブ外縁が自由であること、(2)柱・梁部材の反曲点が一定であること、などが実構造物と異なる。立体試験体の梁支持点付近のスラブひびわれが梁材軸に対してかなり斜めに発生したが、これは四隅のスラブを切り落としたため、梁の曲げひびわれから伸びたスラブひびわれがスラブ外縁までの再短距離（すなわち最小の力でひびわれの生じるルート）を選んだためと考えられる。しかし、柱近傍では梁部材にはほぼ垂直にスラブひびわれが発生しており、スラブの梁曲げに対する協力効果や直交梁にねじれを発生させる点などは実構造物に近いと判断する。

〔注3〕 試験体 A4 のスラブ筋引張り力のうち接合部に入力される最大値は 7.9 tonf（④サイクル正負平均）であった。一方、接合部パネルに取り付くスラブ・コンクリートの直接せん断によって接合部に入力し得る応力は、コンクリートのせん断強度を $f_t/20$ 〔5.7〕とすれば両面で 8.7 tonf ($= (0.312/20) \times 30 \times 7 \times 2$) である。ただし、コンクリートせん断強度 $f_t/20$ は下限であることが R C 規準〔5.7〕に示されており、7.9 tonf は十分に伝達可能と考えられる。

5-5 結論

本実験より得られた知見を以下に示す。

(1) 加力されて付け根にひびわれのある直交梁が付くことにより、接合部せん断耐力は 1.2 倍 ($0.06 f_t$) 以上増大した。これは接合部コア・コンクリートが膨張し、直交梁付け根の曲げひびわれを閉じさせた結果、直交梁が接合部コア・コンクリートの膨張を拘束したことにより引き起こされた。

(2) スラブが付くことにより、接合部せん断耐力は 1.1 倍 (0.03 ㏍) 増大した。これは、スラブと柱との境界面でのせん断摩擦によってスラブ筋の引張り力が接合部内に伝達されたため (試験体 A4)、あるいは、直交梁のねじれによる入力パネル内に均等に分散されたため (試験体 A3) 斜め圧縮ストラットへの応力集中が緩和されたことによって生じたと考えられる。

(3) ひびわれた直交梁およびスラブが付加することにより、接合部せん断耐力は 1.3 倍 (0.1 ㏍) 以上増大した。

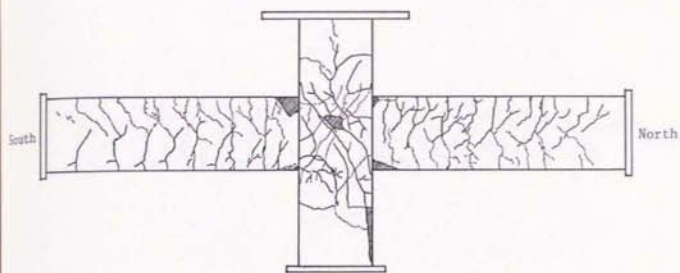
(4) (1~3)より接合部のせん断設計においては、直交梁が加力されて付け根にひびわれが生じていても、直交梁のコア・コンクリート拘束によるせん断耐力の上昇を考慮しよといふと考える。

(5) 本実験では、スラブ筋に生じる引張り力の一部が接合部内に入力されたと判断した。残ったスラブ筋引張り力はスラブ断面内で曲げモーメントを発生させ、梁の曲げ耐力に寄与したと考えられる。

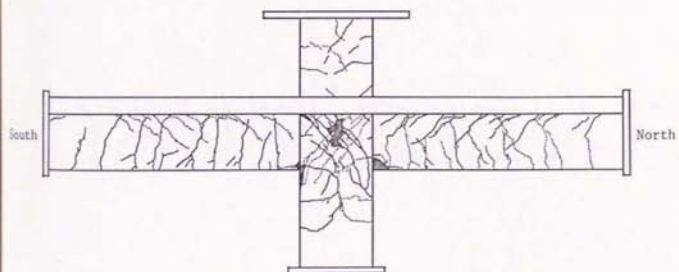
(6) 平面接合部のせん断圧縮破壊は、主対角方向に形成される圧縮ストラットのコンクリートが引張りおよび圧縮主ひずみの増加により圧壊したために生じた。

5-6 引用文献

- [5.1] Meinheit, D. F. and J. O. Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, ASCE ST11, November, 1981, pp. 2227-2244.
- [5.2] 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事, 1986.
- [5.3] 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究, 東京大学学位論文, 1970.
- [5.4] 李康寧: 鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答に関する研究, 東京大学学位論文, 1988.
- [5.5] Kent, D. C. and R. Park: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, ST7, July, 1971, pp. 1969-1990.
- [5.6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 (案)・同解説, 1988年, 10月.
- [5.7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 1982.

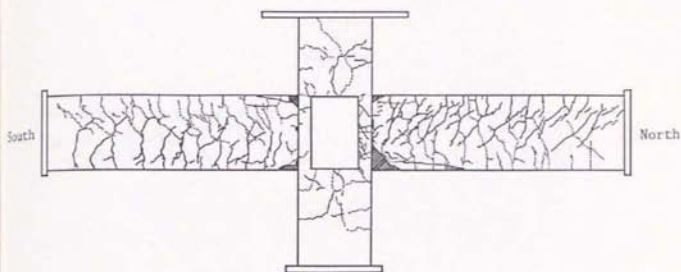


(a) 試験体 A 1

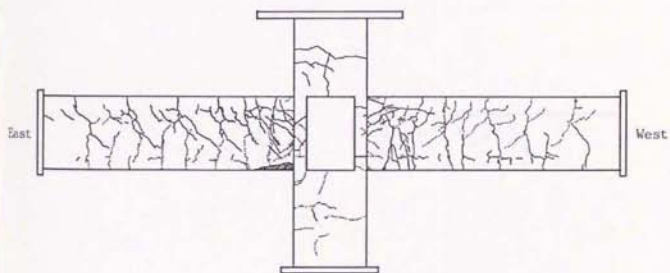


(b) 試験体 A 4

図 5-11 : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 A 1, A 4)

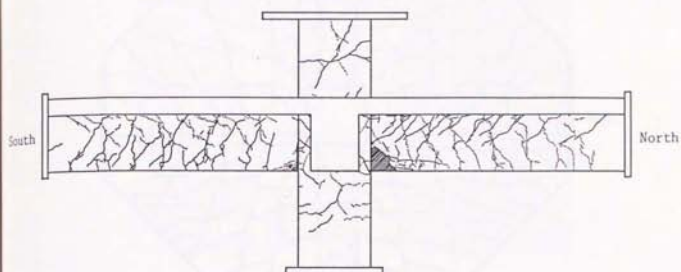


(c) 試験体 A 2 主方向

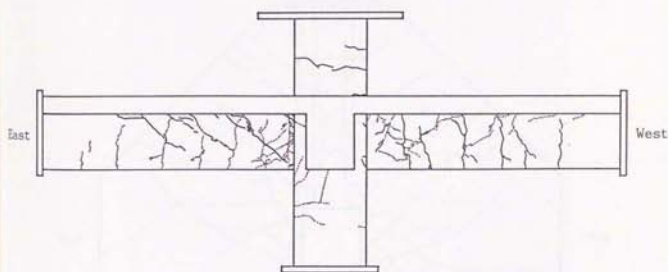


(d) 試験体 A 2 直交方向

図 5-11(cont'd) : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 A 2)



(e) 試験体 A 3 主方向



(f) 試験体 A 3 直交方向

図 5-11(cont'd) : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 A 3)

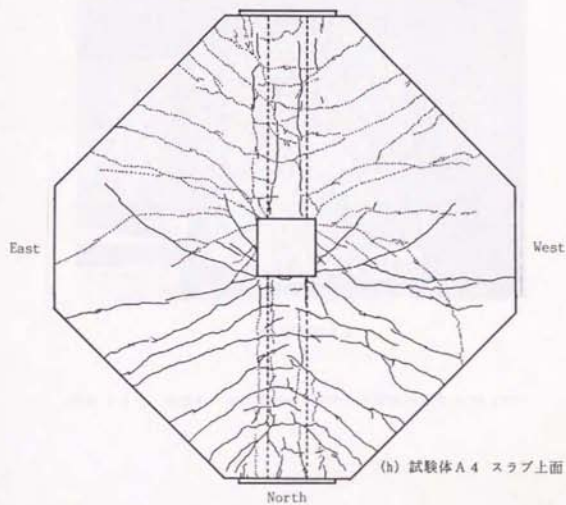
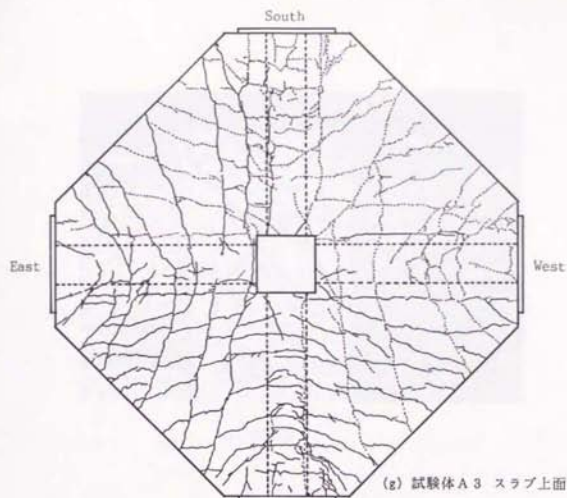
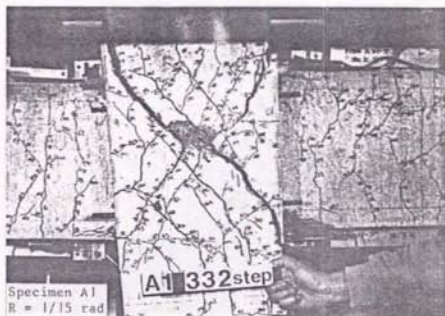


図 5-11(cont'd) : 実験終了時のひびわれ状況 (試験体 A 3, A 4 スラブ上面)



(a) 試験体 A 1



(b) 試験体 A 4

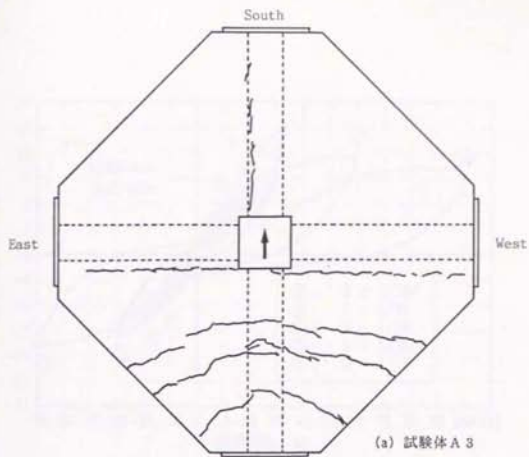
写真 5-2 : 接合部パネルの斜めひびわれ (層間部材角 $1/15 \text{ rad}$)



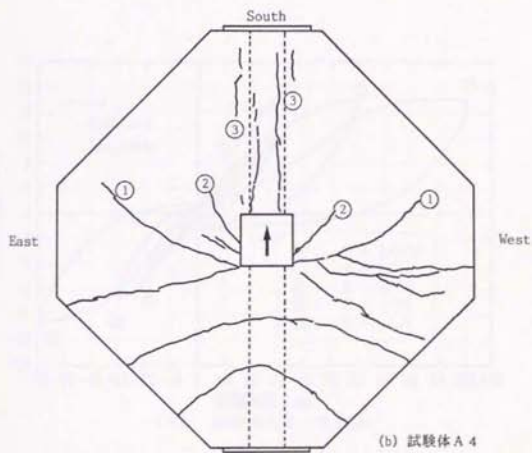
写真 5-3 : 直交梁付け根のねじれひびわれ (試験体 A 3 東梁の付け根)



写真 5-4 : 梁付け根の圧壊 (試験体 A 2 南梁)



(a) 試験体 A 3



(b) 試験体 A 4

図 5-12 : 正方向加力時のスラブ上面のひびわれ (模式図)

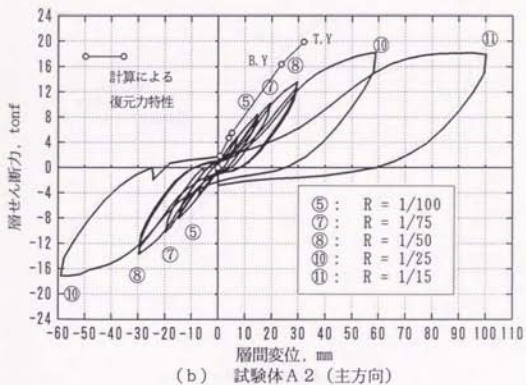
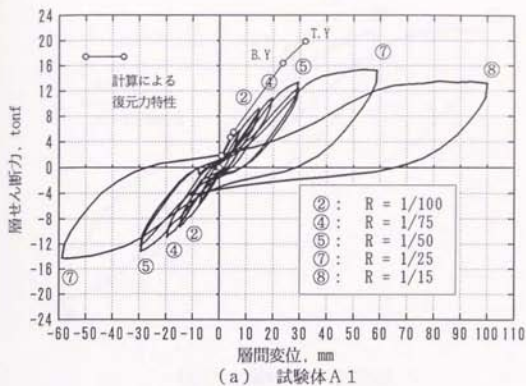


図 5-13 : 層間変位-層せん断力関係 (試験体 A 1, A 2 主方向)

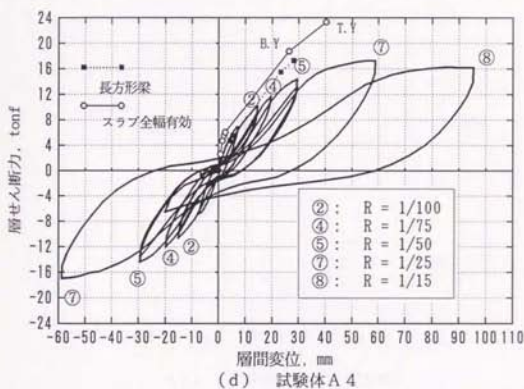
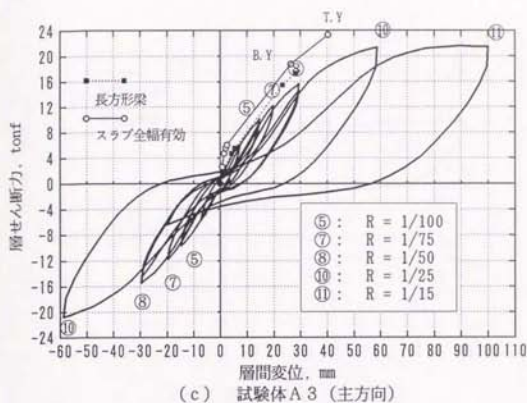
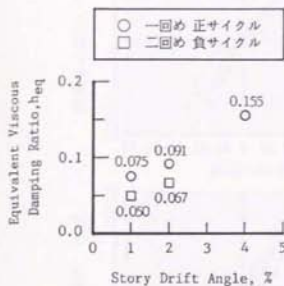


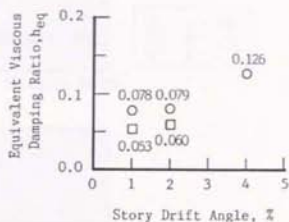
図 5-13(cont'd) : 層間変位-層せん断力関係 (試験体 A 3 主方向, A 4)



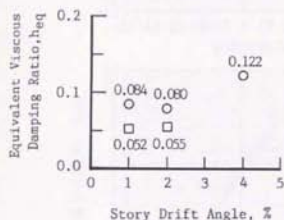
図 5-13(cont'd) : 層間変位-層せん断力関係 (試験体 A 2, A 3 直交方向)



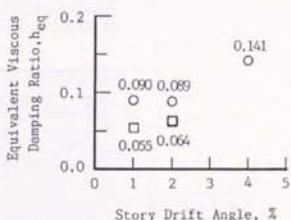
(a) Specimen A1



(b) Specimen A2



(c) Specimen A3



(d) Specimen A4

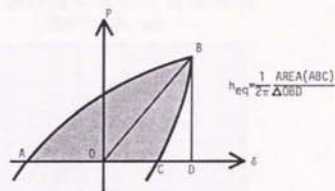


図 5-14 : 等価粘性減衰定数 h_{eq}

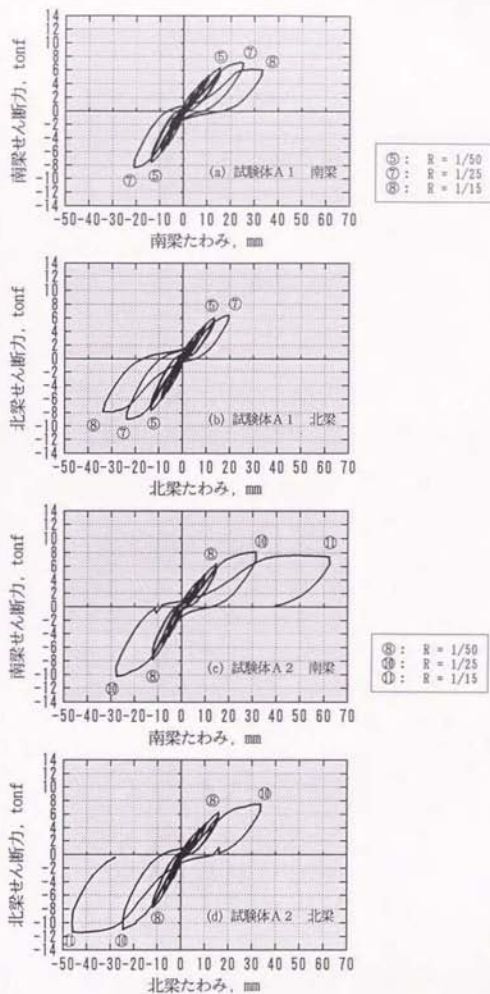


図 5-15 : 梁たわみ-梁せん断力関係 (試験体 A 1, A 2 主方向梁)

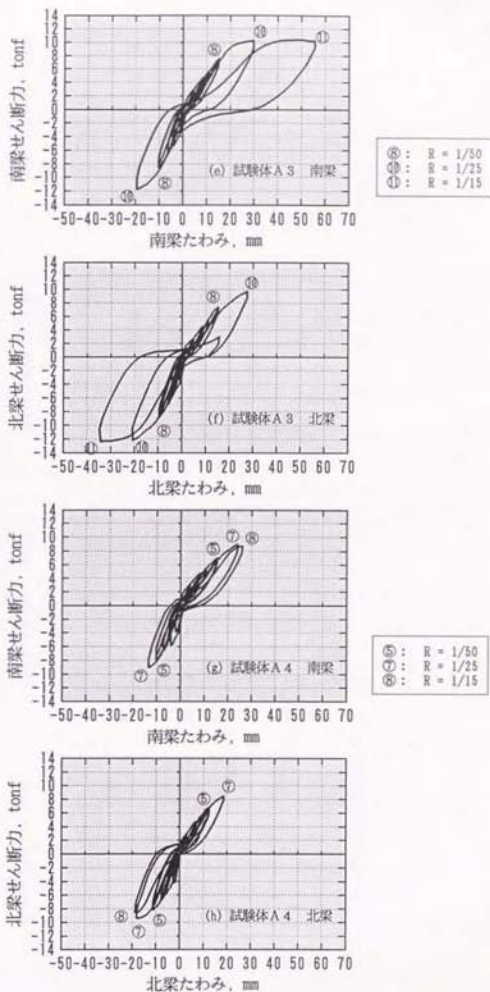


図 5-15(cont'd) : 梁たわみ-梁せん断力関係 (試験体 A 3, A 4 主方向梁)

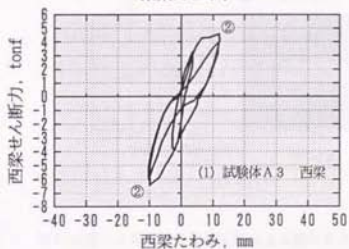
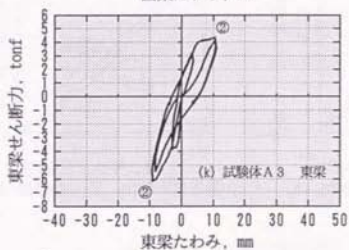
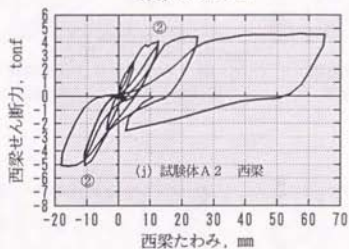
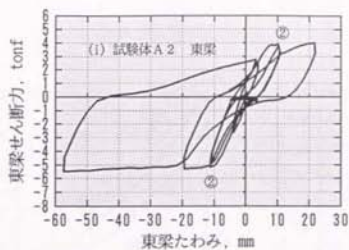
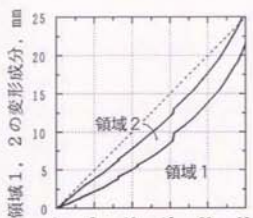
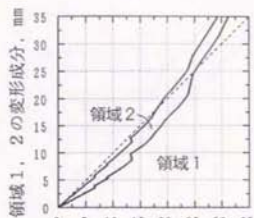


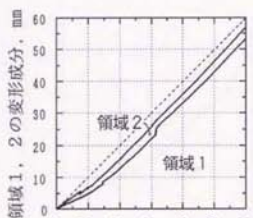
図 5-15(cont'd) : 梁たわみ-梁せん断力関係 (試験体 A 2, A 3 直交梁)



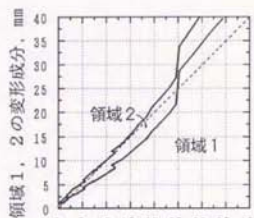
直接測定した梁たわみ, mm
(a) 試験体 A 1 南梁下端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(b) 試験体 A 1 北梁上端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(c) 試験体 A 2 南梁下端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(d) 試験体 A 2 北梁上端引張り

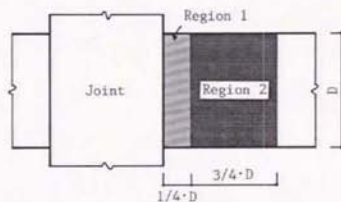
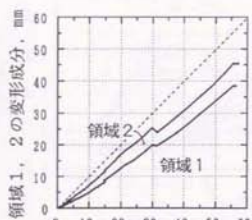
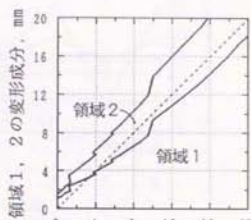


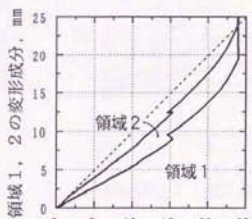
図 5-16 : 梁付け根ヒンジ領域の局部回転による梁たわみ (試験体 A 1, A 2)



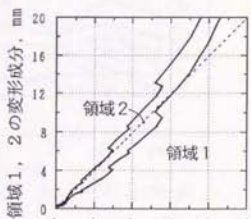
直接測定した梁たわみ, mm
(e) 試験体 A 3 南梁下端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(f) 試験体 A 3 北梁上端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(g) 試験体 A 4 南梁下端引張り



直接測定した梁たわみ, mm
(h) 試験体 A 4 北梁上端引張り

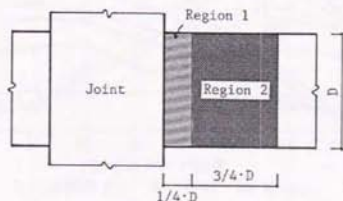
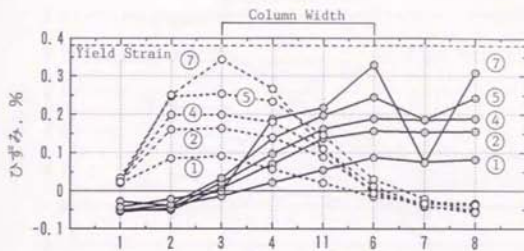
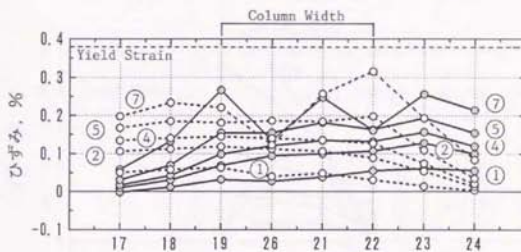


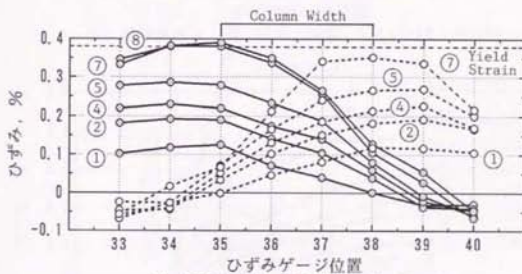
図 5-15(cont'd) : 梁付け根ヒンジ領域の局部回転による梁たわみ
(試験体 A 3, A 4)



(a) 試験体 A 1 梁一段め上端筋 No.1-4,11,6-8



(b) 試験体 A 1 梁二段め上端筋 No.17-19,26,21-24



(c) 試験体 A 1 梁下端筋 No.33-40

図 5-17(a) : 主方向梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 1)

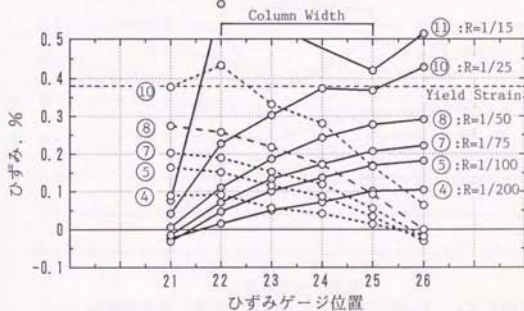
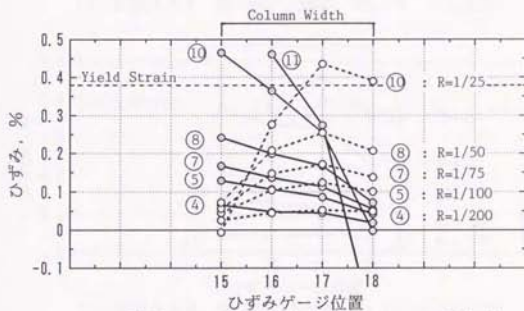
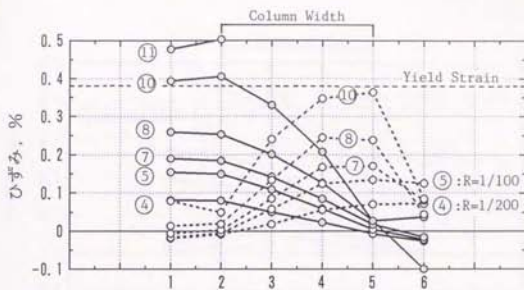
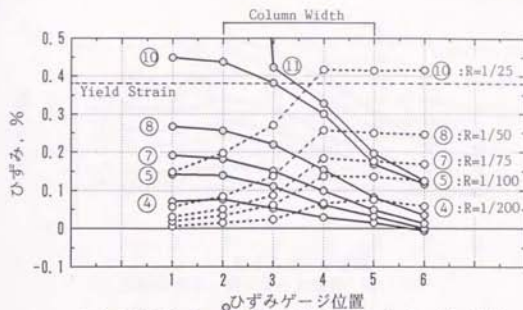
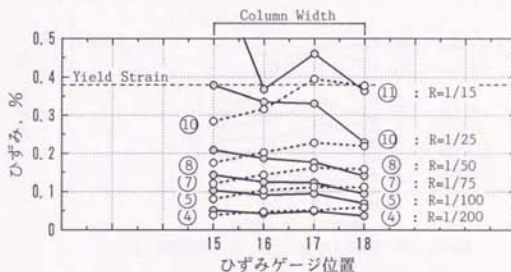


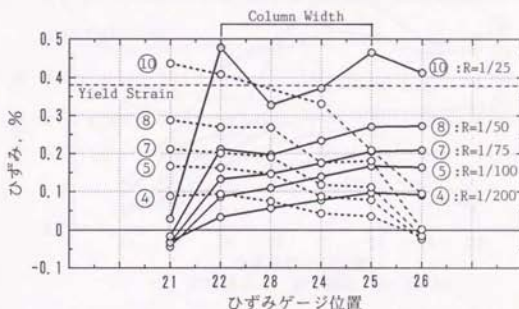
図 5-17(b) : 主方向梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 2)



(a) 試験体 A 3 梁一段め上端筋 No.1-6 (主方向)

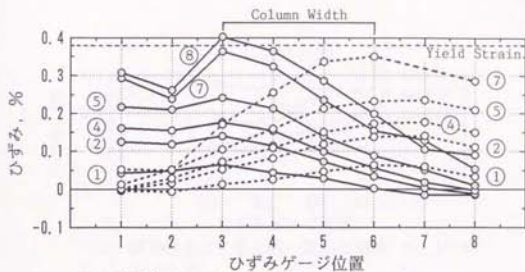


(b) 試験体 A 3 梁二段め上端筋 No.15-18 (主方向)

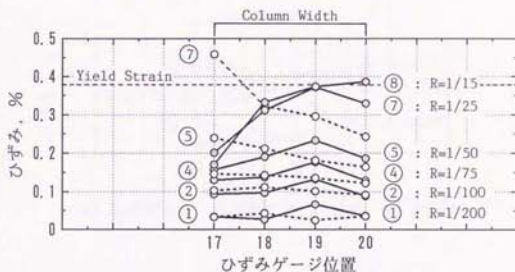


(c) 試験体 A 3 梁下端筋 No.21,22,28,24-26 (主方向)

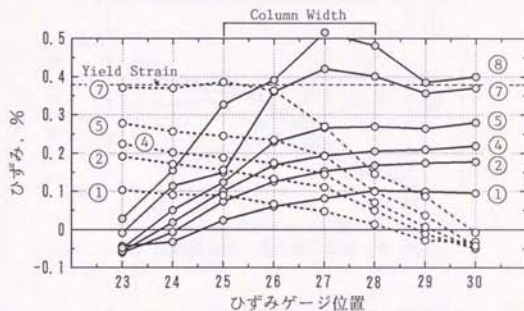
図 5-17(c) : 主方向梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 3)



(a) 試験体 A 4 梁一段め上端筋 No.1-8

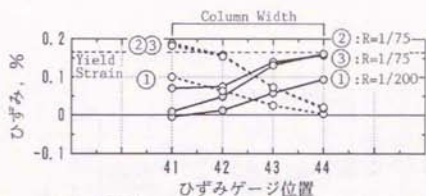


(b) 試験体 A 4 梁二段め上端筋 No.17-20

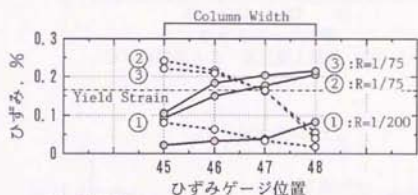


(c) 試験体 A 4 梁下端筋 No.23-30

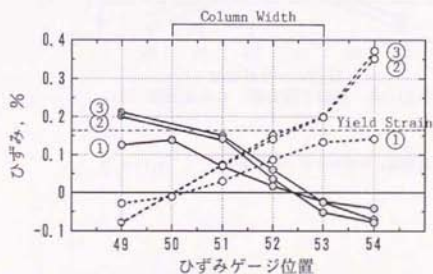
図 5-17(d) : 主方向梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 4)



(a) 試験体 A 2 直交梁一段め上端筋 No.41-44



(b) 試験体 A 2 直交梁二段め上端筋 No.45-48



(c) 試験体 A 2 直交梁下端筋 No.49-57

図 5-18(a) : 直交梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 2)

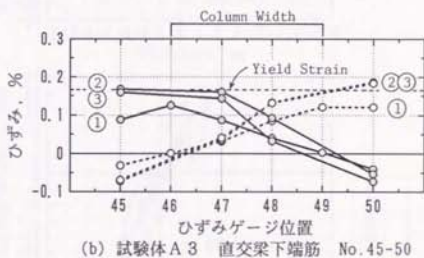
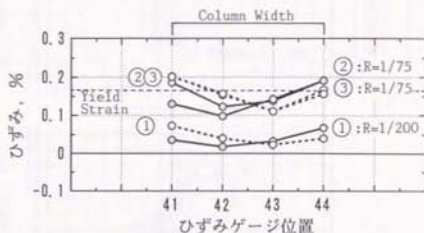


図 5-18(b) : 直交梁主筋のひずみ分布 (試験体 A 3)

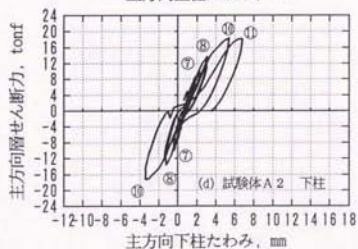
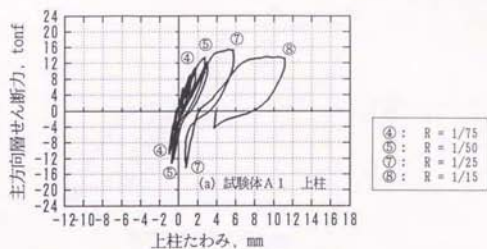
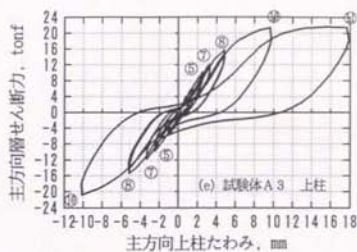
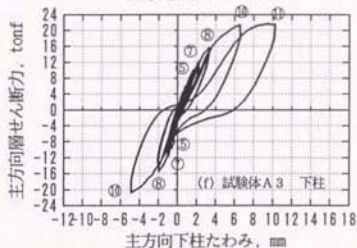


図 5-19 : 柱たわみ-層せん断力関係 (試験体 A 1, A 2 主方向)



- | | |
|-----|-------------|
| ⑤ : | $R = 1/100$ |
| ⑦ : | $R = 1/75$ |
| ⑧ : | $R = 1/50$ |
| ⑨ : | $R = 1/25$ |
| ⑩ : | $R = 1/15$ |



- | | |
|-----|------------|
| ④ : | $R = 1/75$ |
| ⑤ : | $R = 1/50$ |
| ⑦ : | $R = 1/25$ |
| ⑧ : | $R = 1/15$ |

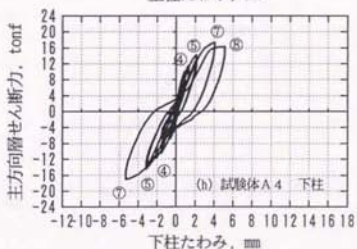


図 5-19(cont'd) : 柱たわみ-層せん断力関係 (試験体 A 3 主方向, A 4)

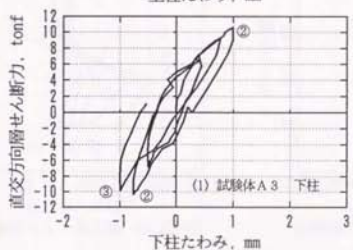
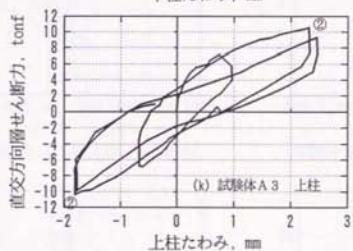
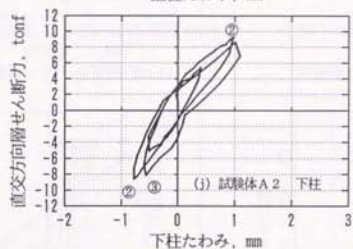
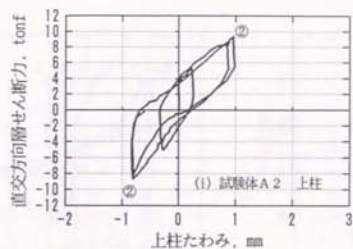


図 5-19(cont'd) : 柱たわみ-層せん断力関係 (試験体 A 2, A 3 直交方向)

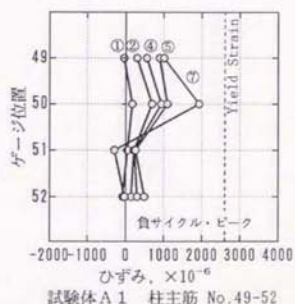
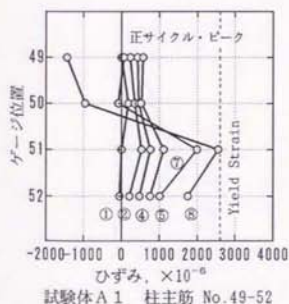
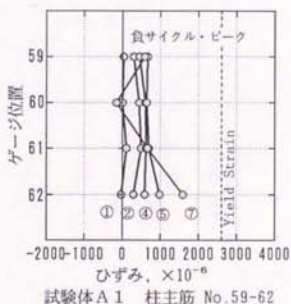
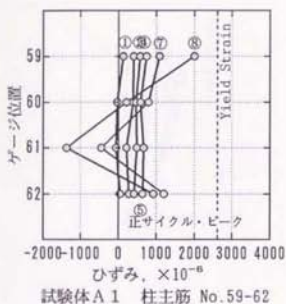
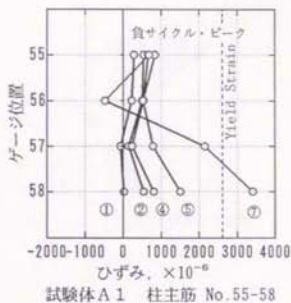
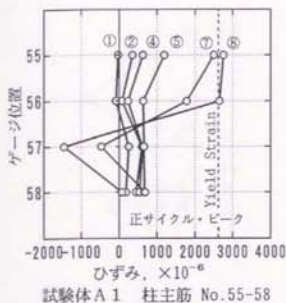


図 5-20(a) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 A 1)

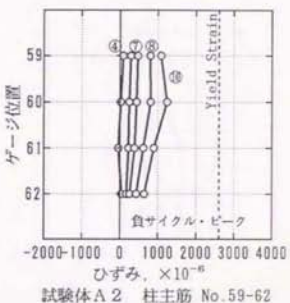
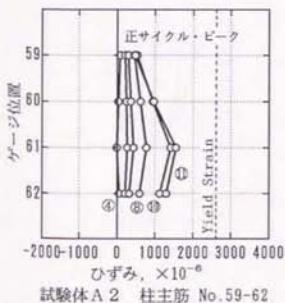
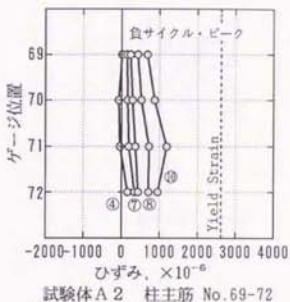
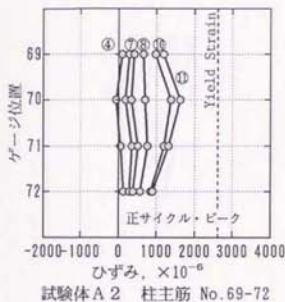
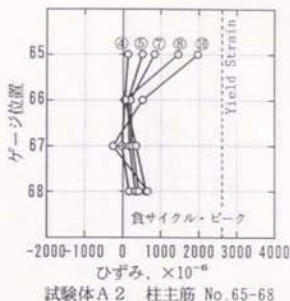
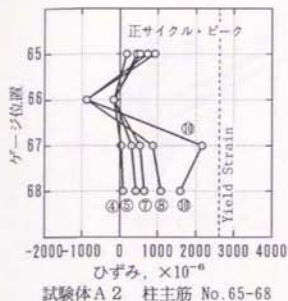


図 5-20(b) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 A 2)

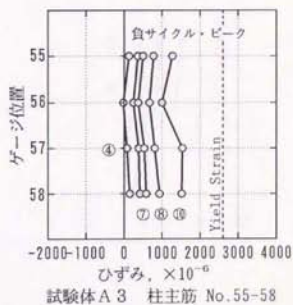
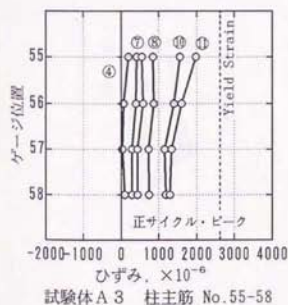
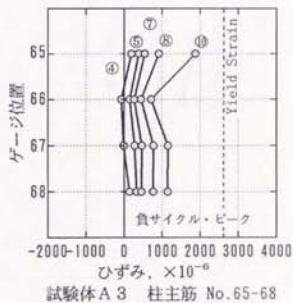
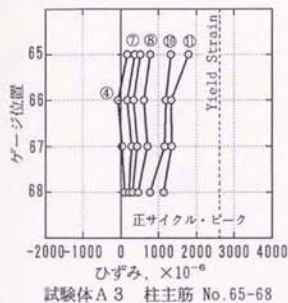
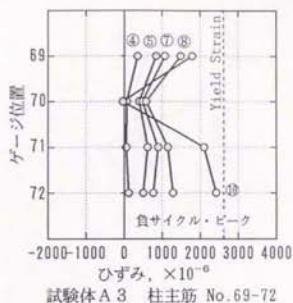
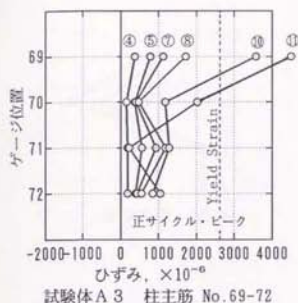


図 5-20(c) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 A 3)

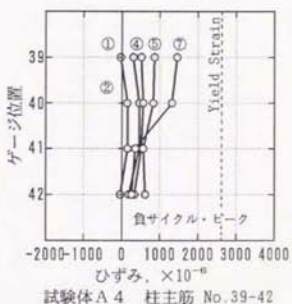
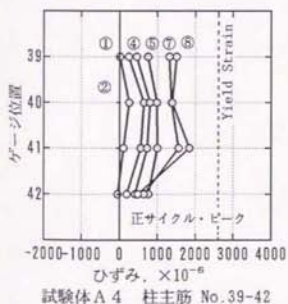
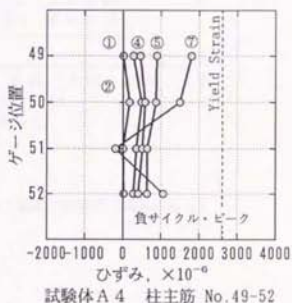
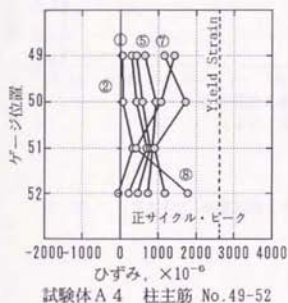
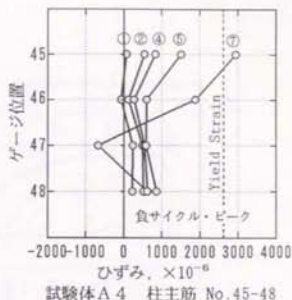
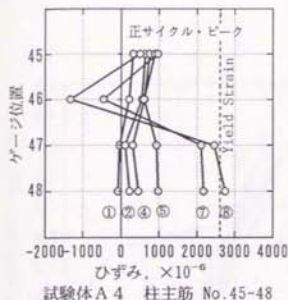


図 5-20(d) : 柱主筋のひずみ分布 (試験体 A 4)

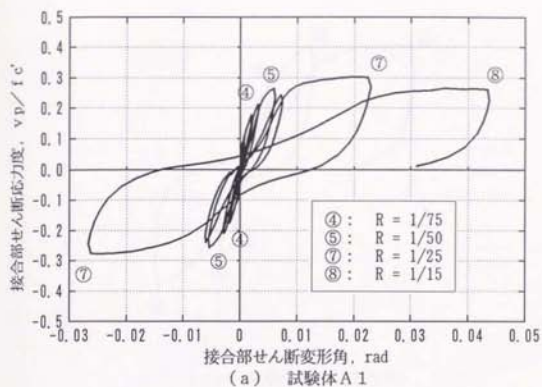


図 5-21 : 接合部せん断変形角—入力せん断応力度関係 (試験体 A 1)

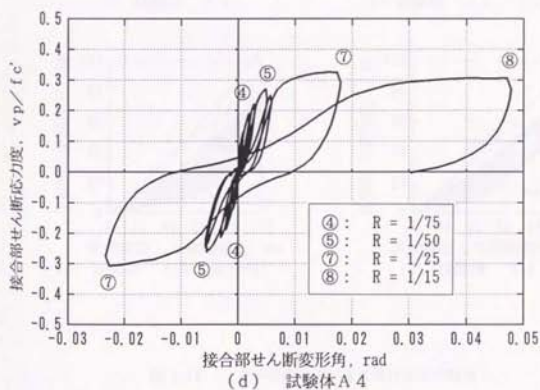
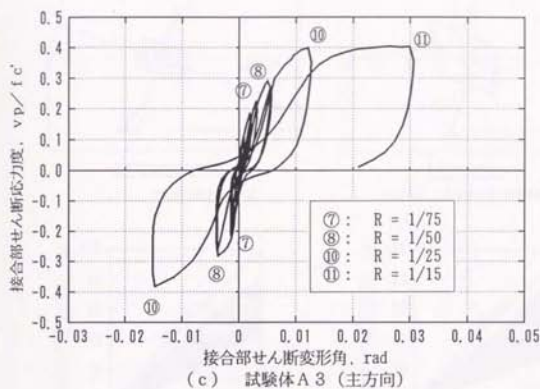
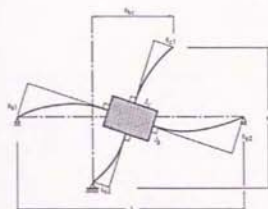
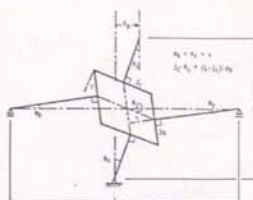


図 5-21(cont'd) : 接合部せん断変形角-入力せん断応力度関係
 (試験体 A 3 主方向, A 4)



Story Drifts Due to Beam and
Column Deformations (u_{b1} , u_{b2} , u_{b3} , u_{c1} , u_{c2} , u_{c3})
(i) 梁・柱の曲げ変形成分



Story Drifts Due to
Connector Deformation γ
(ii) 接合部のせん断変形成分

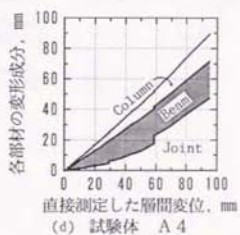
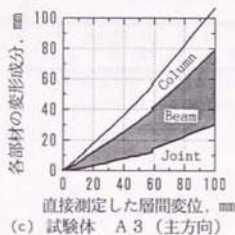
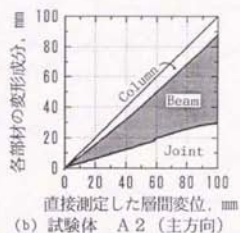
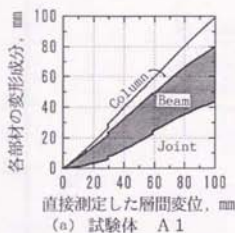


図 5-22 : 層間変位に占める各部材変形の割合

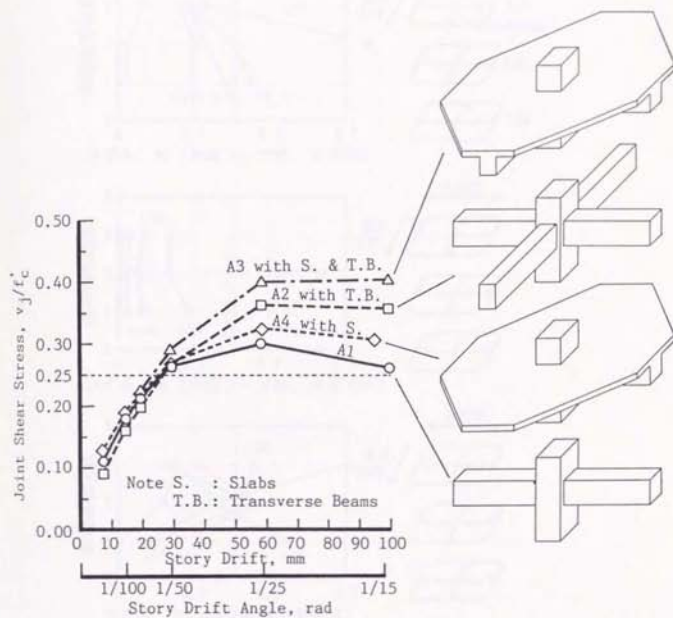


図 5-23 : 層間変位-接合部入力せん断応力度関係

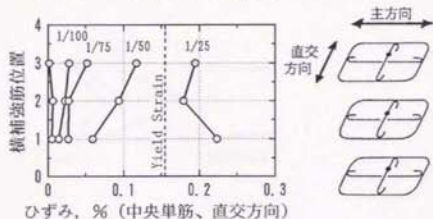
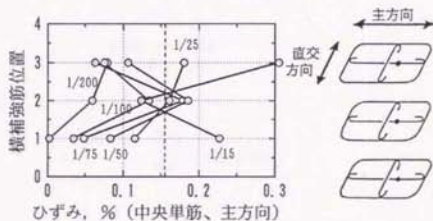
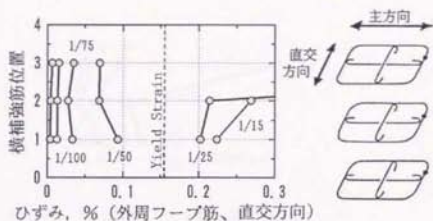
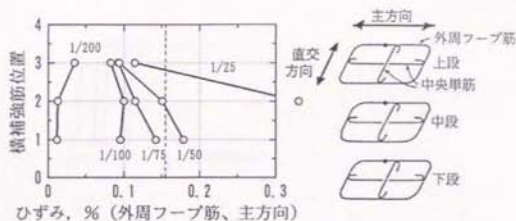


図 5-24(a) : 接合部横補強筋のひずみ分布 (試験体 A 1)

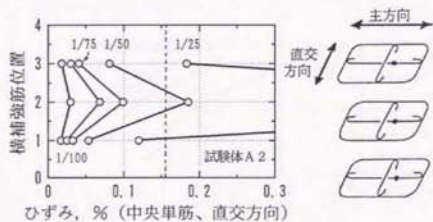
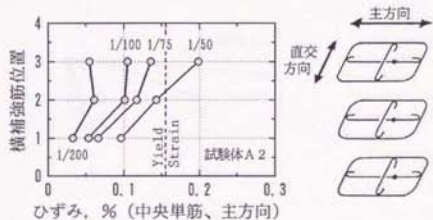
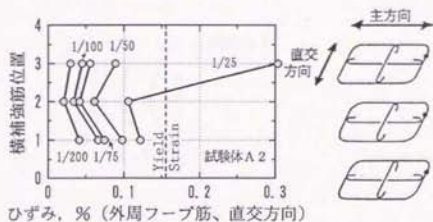
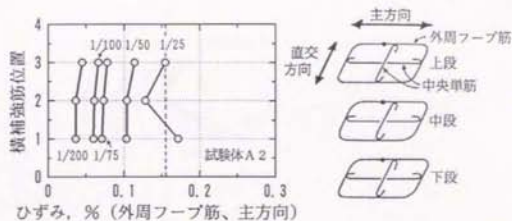


図 5-24(b) : 接合部横補強筋のひずみ分布 (試験体 A 2)

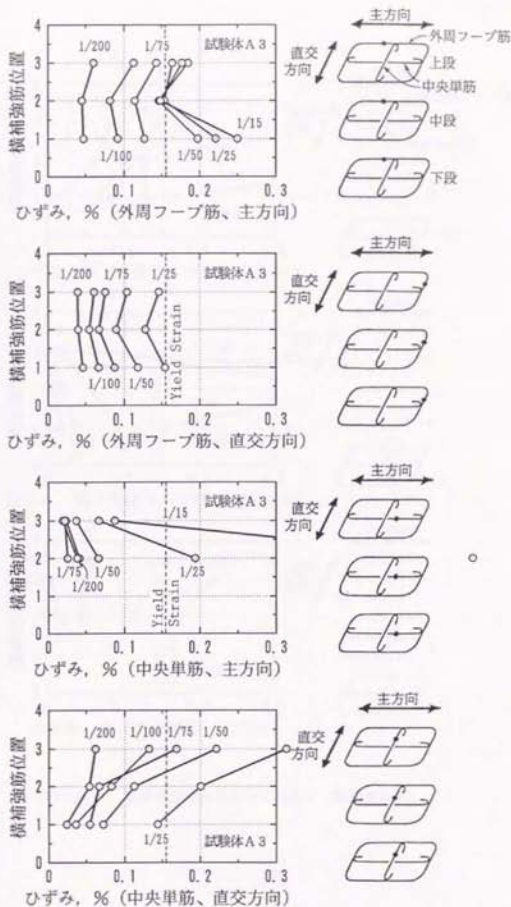


図 5-24(c) : 接合部横補強筋のひずみ分布 (試験体 A-3)

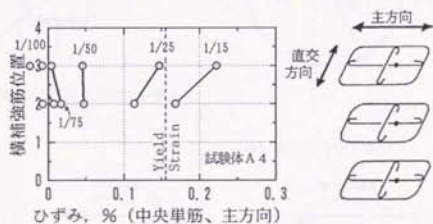
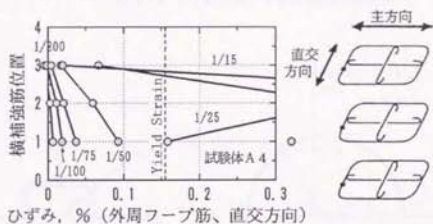
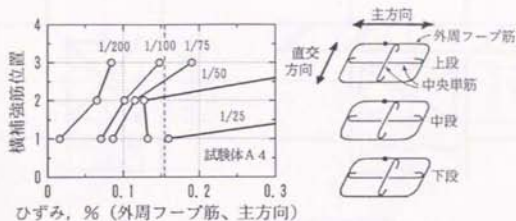


図 5-24(d) : 接合部横補強筋のひずみ分布 (試験体 A 4)

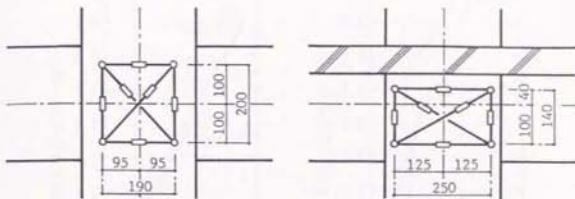
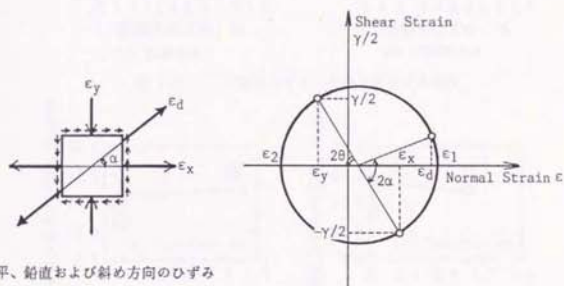
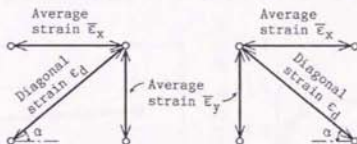


図 5-25 : 接合部パネルの変形の測定法



水平、鉛直および斜め方向のひずみ

(a) モールのひずみ円



(b) 主ひずみを算出するための各ひずみの組み合わせ

図 5-26 : 接合部パネルの主ひずみの算出法

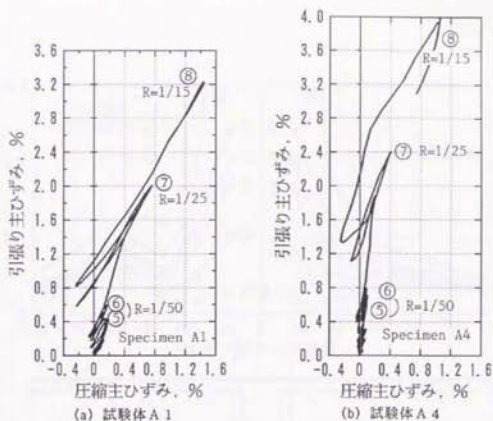


図 5-27 : 圧縮主ひずみ-引張り主ひずみ関係

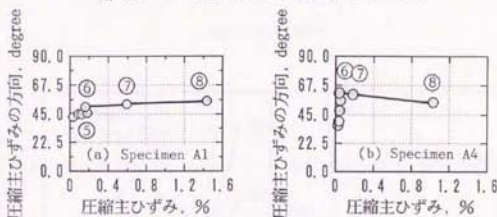


図 5-28 : 圧縮主ひずみ-主方向関係 (正方向ピーク)

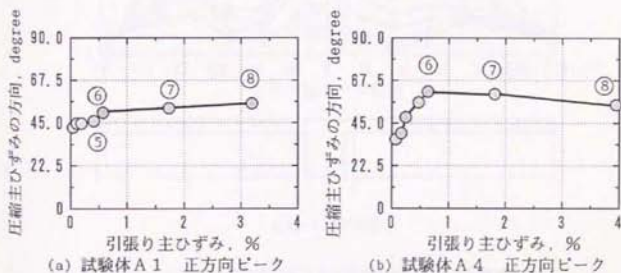


図 5-29 : 引張り主ひずみ-主方向関係 (正方向ピーク)

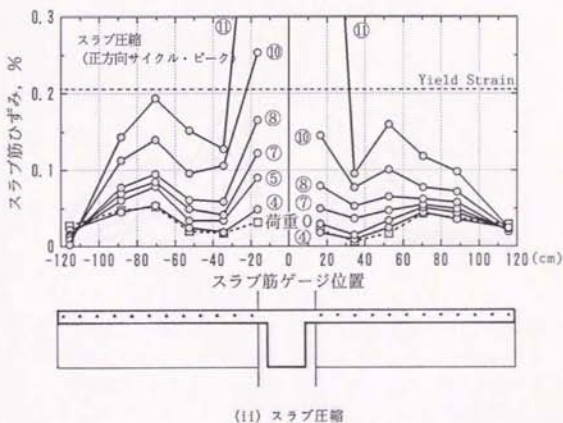
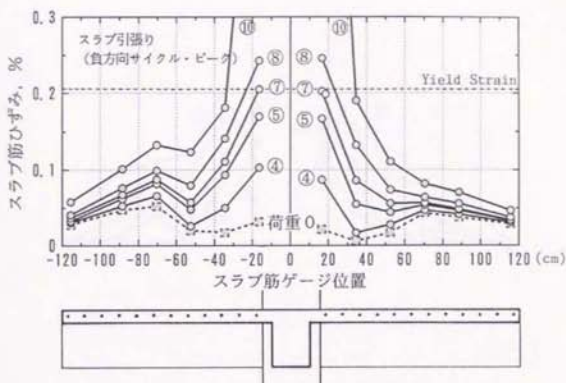
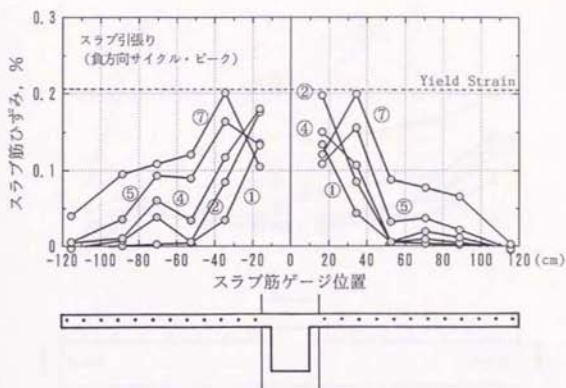
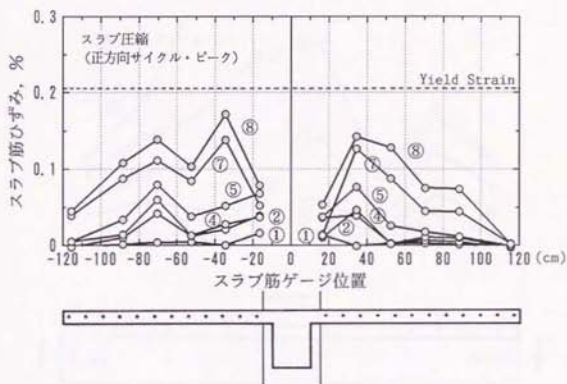


図 5-30(a) : 主方向に平行なスラブ筋のひずみ分布 (試験体 A 3)

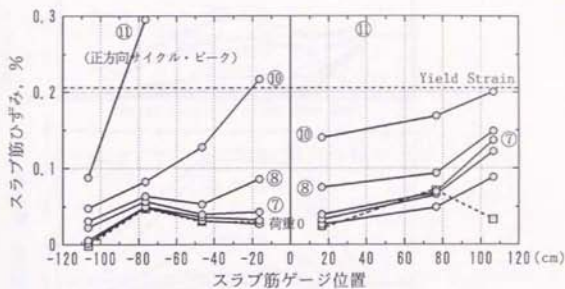


(i) スラブ引張り

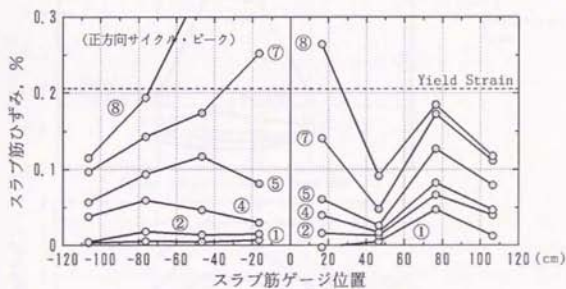


(ii) スラブ圧縮

図 5-30(b) : 主方向に平行なスラブ筋のひずみ分布 (試験体 A 4)

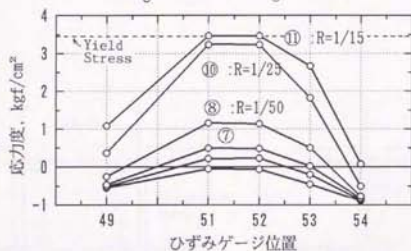
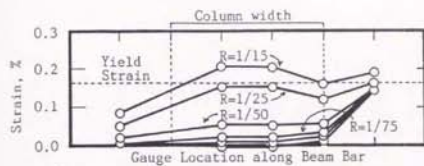


(a) 試験体 A 3

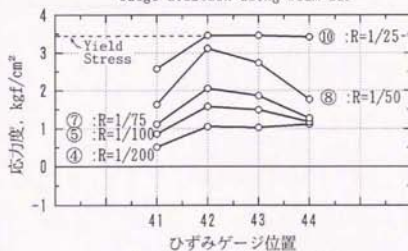
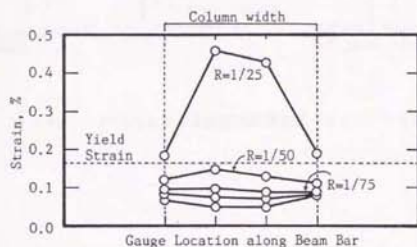
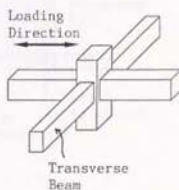


(b) 試験体 A 4

図 5-31 : 主方向に直交するスラブ筋のひずみ分布



(a) 試験体 A 2 直交梁下端筋



(b) 試験体 A 3 直交梁上端筋

図 5-32 : 主方向加力時の直交梁主筋のひずみおよび応力度分布

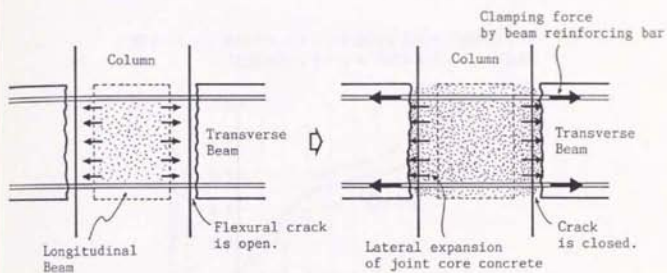


図 5-33 : ひびわれのある直交梁が接合部コンクリートを拘束する機構

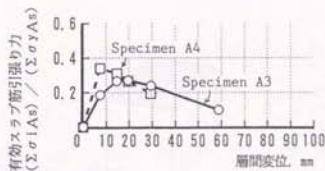


図 5-34 : 梁曲げモーメントに協力するスラブ筋引張り力
(圧縮反力はすべて梁下端コンクリートが負担)

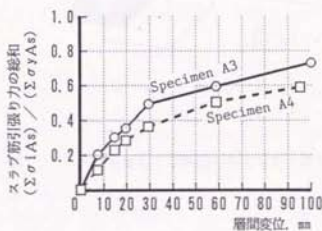


図 5-35 : 測定ひずみより求めたスラブ筋引張り力

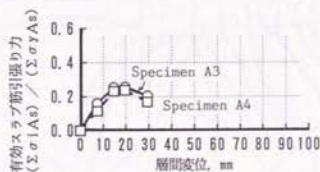


図 5-36 : 梁曲げモーメントに協力するスラブ筋引張り力
(圧縮反力の一部はスラブ下端コンクリートが負担)

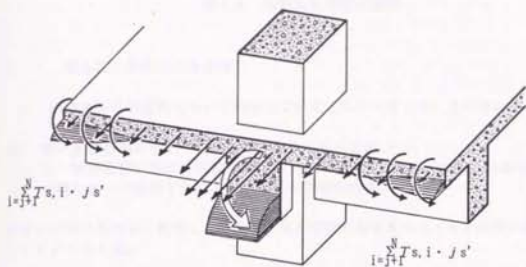


図 5-37 : スラブを含むT型断面の応力状態の假定

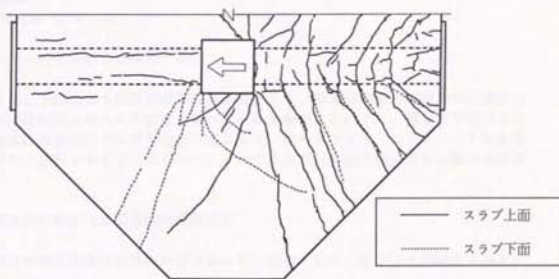


図 5-38 : 正方向加力時のスラブ上下面のひびわれ状況 (試験体 A 4)

第6章 耐震設計規定の提案

6-1 接合部に要求される性能

柱・梁接合部は地震時において破壊してはならないと考える。その理由として、

- (1) 柱・梁接合部において軸力を保持することが必要、
- (2) 柱・梁接合部に塑性変形能力およびエネルギー吸収を期待するのは無理、および
- (3) 地震によって被災した柱・梁接合部の補修が困難、

の三つが挙げられる。ただし、構造物全体の挙動に影響をあたえない程度の破壊は許容してよいと考える。

軸方向力と曲げに対する設計は、柱の配筋を接合部内に延長することによって自動的に満足される。しかしながら、接合部のせん断に対する設計は、柱・梁部材とは大きく異なる。斜めせん断ひびわれの発生は許容するが、せん断破壊による柱・梁接合部への変形の集中は防止することが必要である。また、梁崩壊機構が形成されるよう、梁主筋の接合部内での付着もある程度維持されなければならない。

本論文では、接合部パネルのせん断破壊および梁主筋の接合部内での重大な付着劣化を、構造物に許容する変形の範囲で制限することを試みる。許容変形として、ここでは、

- (1) 梁塑性率 4
- (2) 層間部材角 $1/50 \text{ rad}$

のどちらか先に生じるほうを採用する。

具体的には、上記のような許容変形性能を考慮して、梁主筋の接合部内での付着劣化が構造物の地震応答にあたえる影響を調べ、これを制限する。また、第2章で述べたように、梁主筋の接合部内での付着劣化が生じると、主ストラット・コンクリートが大部分のせん断力を負担することになるので、これにもとづいて接合部入力せん断力を制限する。

6-2 梁主筋付着劣化と構造物の地震応答

接合部内での梁主筋の付着劣化が好ましくない理由として、次の三つが考えられる。

- (1) 復元力特性が逆S字状の履歴面積の小さいループとなり、梁端部におけるエネルギー吸収能が低下する。
- (2) 梁主筋が接合部域から抜け出すことにより、梁危険断面での付加回転が増加する。さらに、梁付け根における圧縮応力が増大するため梁端部の圧壊を招く可能性が

ある。

- (3) 梁主筋から接合部コア・コンクリートへの付着による応力伝達能力が低下するため、梁付け根の圧縮領域からより多くの水平せん断力が接合部に入力され、主対角方向の圧縮ストラットに応力が集中する。梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊は、コア・コンクリートの一体性の喪失や、コンクリート圧縮強度の低下とともに、このような梁主筋付着劣化による接合部せん断抵抗機構の変化が原因である。

梁主筋付着劣化と接合部せん断抵抗機構とは密接に関係しているので、一貫した立場から耐震設計規定を作成することが必要である。ここでは、梁端部塑性ヒンジにおけるエネルギー吸収性能が地震応答にあたえる影響を調べることで、梁主筋の接合部内での付着劣化をある程度許容してもよいことを示す。

6-2-1 地震応答解析の方法

解析対象は、図 6-1 に示す 4、7 および 16 層（階高は 3.5 m で共通、ただし 7 層建物の 1 階階高だけは 4.0 m、軒高は 14、25 および 56 m、梁スパンは 6.0 m で共通、設計用一次固有周期は 0.28、0.50 および 1.12 秒、全重量は 140、247 および 642 tonf）の無限均等ラーメンのうちの、軸力変動がほとんど生じないと考えられる中央部分の柱一本とし、設計は日本の R C 規準 [6.1] に従って行なった。これら三つの建物の、逆三角形分布外力による漸増載荷解析によって求めたベース・シア係数は、それぞれ 0.30、0.28 および 0.22 であった。これらの解析建物諸元および精算による固有周期を表 6-1 に示す。なお、解析建物の設計過程、耐震性能などは筆者の修士論文 [6.2] に詳しい。

表 6-1 : 解析建物諸元

	4 層建物	7 層建物	16 層建物
高 さ (m)	14	25	56
全重量 (tonf)	140	247	642
ベース・シア係数	0.30	0.28	0.22
設計用一次固有周期 (秒)	0.28	0.50	1.12
精算による固有周期 (秒)			
一 次	0.364	0.617	0.980
二 次	0.107	0.208	0.372

地震応答計算には部材モデルを材端バネに与えた平面骨組解析プログラム DANDY[6.3]を用いた。解析対象は柱一本であるが、応答計算の過程では1スパンの構造物として解いた。数値積分には Newmark- β 法を用い、時間刻みは 0.01 秒とした。減衰は設計用一次固有周期に対する減衰定数 0.05 の瞬間剛性比例型としてあたえた。接合部は剛とした。柱・梁部材は部材間回転バネ・モデルによって表現し、梁主筋の接合部内での付着性状を表すために、梁端バネにあたる履歴モデルを選択した。すなわち、梁主筋の接合部域からの抜け出しによる逆 S 字形履歴をあらわすために、武田スリップ・モデルを使用した。いっぽう、付着が良好な時の紡錘形履歴をあらわすモデルとして武田モデルを用いた。両モデルを図 6-2 に示す。両モデルの包絡線は同一とし、梁主筋の抜け出しによって生じる履歴面積の減少のみを考慮した。両モデルの妥当性を検討するため、実験による復元力特性と比較し図 6-3 に示す。試験体 C1 は梁主筋付着を良好に維持したため紡錘形の履歴を示し、試験体 J6 では接合部のせん断変形がほとんど生じず、履歴特性の逆 S 字化は梁主筋の付着劣化によって引き起こされた。モデルでは繰返し載荷による耐力の低下を表現できないが、梁主筋の接合部内での付着性状が履歴形状に与える影響を再現することができた。

梁端モデルの履歴形状を決定する変数は、平面柱・梁接合部 J および C シリーズの実験結果にもとづいて、降伏後剛性低下率 0.001、徐荷剛性低下指数 0.0、内側履歴ループの徐荷剛性低下指数 0.9 とした。武田スリップ・モデルではさらに、スリップ剛性低下指数 1.2、スリップ剛性硬化指数 1.1 のモデル（後述するように等価粘性減衰定数 k_{eq} が塑性率 4 のときに 0.15 となる場合）と、スリップ剛性低下指数 1.8、スリップ剛性硬化指数 2.0 のモデル（同じく k_{eq} が 0.10 となる場合）の二つを用いた。柱端バネには武田モデルを用い、降伏後剛性低下率 0.001、徐荷剛性低下指数 0.4、内側履歴ループの徐荷剛性低下指数 0.9 とした。

履歴ループの太り具合を表わす指標として等価粘性減衰定数 k_{eq} を用いる。等価粘性減衰定数の定義は、図 6-4 に示すように履歴ループの半サイクルが囲む面積を、等価ポテンシャル・エネルギーと係数 2π で除したものである。これは、本来は定常共振状態時の減衰定数であるが、ここで使用する等価粘性減衰定数の絶対値にはそのような意味はなく、数値間の相対的な比較のために使用する。

武田モデルおよび武田スリップ・モデルでは、等価粘性減衰定数 k_{eq} は塑性率 μ の関数となる。そこでこれらのモデルにおける両者の関係を図 6-5 に示す。なお、等価粘性減衰定数 k_{eq} は以下に示す三つの解析建物の梁端バネ・モデルとして用いた 22 種類のモデル（ひびわれ耐力、降伏耐力が異なる）による平均値であり、正負の耐力が異なる場合には正側（上端引張りに対応し、降伏耐力、降伏変形ともに負側よりも大きい）の塑性率を用いた。正負の耐力が異なる場合の等価粘性減衰定数 k_{eq}^* は図 6-6 を参照して以下のように定義した。

$$k_{eq}^* = \frac{\Delta W}{\pi (\square OABC + \square ODEF)} \quad (6.1)$$

塑性率 4 に対応する等価粘性減衰定数 k_{eq} は、武田モデルで約 0.25（正確には 0.2

55)、スリップ剛性低下指数 1.2 およびスリップ剛性硬化指数 1.1 とした武田スリップ・モデルで約 0.15 (同 0.157)、スリップ剛性低下指数 1.8 およびスリップ剛性硬化指数 2.0 とした武田スリップ・モデルで約 0.10 (同 0.103) となった。塑性率が 4 以上では等価粘性減衰定数の増加は緩やかであるが、塑性率が 4 よりも小さい場合には、等価粘性減衰定数が急激に低下することがわかる。なお、武田モデルおよび武田スリップ・モデルの等価粘性減衰定数 β_{eq} の求め方を付録 C に示した。

入力地震波は El Centro(1940) NS 成分、Taft(1952) S69E 成分の二種類を用い、武田モデルを梁端バネとして用いた場合の応答最大塑性率が 4 となるように適宜倍率を定めた。各建物の解析に用いた地震波倍率を表 6-2 に示す。

表 6-2 : 地震波の倍率と最大加速度

	El Centro NS (イリノイ大学)		Taft S69E (Arvin-Tahachapi)	
原 波	312 cm/sec ² 36.1 cm/sec		176 cm/sec ² 17.3 cm/sec	
	倍 率	加速度 cm/sec ²	倍 率	加速度 cm/sec ²
4 層建物	1.3	402	3.1	546
7 層建物	2.7	842	4.0	704
16 層建物	3.2	998	6.5	1144

6-2-2 地震応答解析の結果

最上階の変位応答時刻歴を図 6-7 に、応答層間部材角の最大・最小値を図 6-8 に、梁端バネの応答最大塑性率を図 6-9 にそれぞれ示す。梁端バネに武田モデルを用いた建物の層間部材角はすべて $1/50$ rad よりも小さく、変形の criteria として梁塑性率 4 を用いてよいことを確認した。等価粘性減衰定数が小さくなるとともに、層間部材角はわずかに増大する傾向を示した。ただし層間部材角が $1/50$ rad を超えたのは、等価粘性減衰定数 0.10 とした武田スリップ・モデルを用いた 16 層建物に El Centro NS 波を入力したときだけであった。

武田モデルと等価粘性減衰定数 0.15 の武田スリップ・モデルとを用いた場合の梁端塑性率分布はほとんど同じであった。武田スリップ・モデルの等価粘性減衰定数を 0.15 から 0.10 に低下させても応答塑性率が大きく異なることはなかった。変位応答波形に

ついでみると、時刻の進展とともに両モデルのあいだにずれが生じてくるが、最大応答変位はほぼ同程度であった。ただし、等価粘性減衰定数が小さくなると最大応答振幅に近い大きな振幅で振動する回数が増すことに注意が必要である。

以上の地震応答結果より、エネルギー吸収性能が地震応答にあたえる影響は、塑性率 4 における等価粘性減衰定数が 0.25 から 0.10 の範囲では比較的小さいことが示された。そこで、等価粘性減衰定数が 0.10 程度となる梁主筋の接合部内付着劣化を許容してもよいと判断する。

6-3 梁主筋付着指標の制限

梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f'_c}$ と等価粘性減衰定数 \bar{h}_{eq} との関係を図 6-10 に示す。梁主筋が柱面の一端で引張り降伏し、他端で圧縮降伏するときの柱内平均付着応力度 u_b は以下のように表わされる。

$$u_b = \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{db}{hc} \quad (6.2)$$

ここで、 db : 梁主筋径、 hc : 柱せい、および σ_y : 梁主筋の降伏応力度 (kgf/cm^2) である。図 6-10 で検討した試験体は、東京大学で行なわれた平面柱・梁接合部試験体と、千葉大学および各企業より実験データの提供を受けた試験体の計 43 体であり、付録 D に各試験体の特性を示した。これらの試験体はすべて梁降伏が先行し、層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ までは接合部のせん断破壊が生じなかったものである。使用したコンクリート圧縮強度 f'_c の範囲は $245 \sim 525 \text{ kgf/cm}^2$ であった。等価粘性減衰定数 \bar{h}_{eq} は各試験体の層せん断力-層間変位関係において、層間部材角約 $1/50 \text{ rad}$ での繰り返し載荷二回めの負方向半サイクルの履歴面積を基準化することにより求めた。○印は f'_c が 270 kgf/cm^2 以上の試験体を示す。図中の実線は最小二乗法による直線である。 $u_b/\sqrt{f'_c}$ が増加するにつれて、等価粘性減衰定数 \bar{h}_{eq} は減少しておりエネルギー消費量が少なくなること示している。これより、 $u_b/\sqrt{f'_c}$ で梁主筋の接合部内での付着性状を表わすことができる。

地震時に鉄筋コンクリート建造物に要求される最大変形を層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ 程度とした場合、地震応答解析によって許容した等価粘性減衰定数 $\bar{h}_{eq} = 0.10$ 程度の履歴ループを保持するためには、平均的には $u_b/\sqrt{f'_c} \leq 6.5$ であるが、設計用として実験値の下限をおさえると

$$u_b/\sqrt{f'_c} \leq 4.5 \quad (6.3)$$

と制限される。(6.3)式を(6.2)式に代入することにより、以下の(6.4)式が得られる。

$$\frac{hc}{db} \geq \frac{\sigma_y}{9 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (6.4)$$

この提案式を、柱せいと梁主筋径との比について NZS 3101:1982 の規定および ACI-AS CE 352[6.4]の推奨値と比較して図 6-11 に示す。(6.4)式による(柱せい/梁主筋径)比は、NZS 3101 の規定よりも緩和されている。

なお、上端筋量 A_s が下端筋量 A_s' よりも多いときには、上端筋は柱面的一端で圧縮降伏することはないので、上端筋の柱内平均付着応力度 $u_{b,t}$ は厳密には以下のように表わされる(図 6-12 参照)。

$$u_{b,t} = \frac{(1+\gamma)}{2} \cdot \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{d_b}{h_c} \quad (6.5)$$

ここで、 γ : 上端筋量に対する下端筋量の比 (A_s' / A_s) で、1 以下である。

$u_{b,t} / \sqrt{f_c}$ と h_{eq} との関係を図 6-10 にならって作成し、(6.3)式と同様に下限値を設定することができ、下式を得る。

$$u_{b,t} / \sqrt{f_c} \leq 4.0 \quad (6.6)$$

(6.5)式を代入して、

$$\frac{h_c}{d_b} \geq \frac{1+\gamma}{2} \cdot \frac{\sigma_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (6.7)$$

(6.7)式で $\gamma = 1$ とすると上下等量配筋の場合となり、係数 8 は、(6.4)式の下端筋の場合の係数 9 の 0.89 倍となる。下端筋に比べて上端筋の付着強度は一般には低いので、これは合理的である。しかし終局強度設計では、モーメントの再分配を活用することにより上下の主筋量を近づけることができるので、 γ が 1 に近づき、(6.7)式は非常に厳しい規定となる。

さらに、(6.6)式の係数 4.0 を規定した試験体の γ は 0.5 であり、多くの試験体では上下等量配筋であった。 $\gamma = 0.5$ を(6.7)式に代入すると、

$$h_c / d_b \geq \sigma_y / (10.7 \cdot \sqrt{f_c})$$

となる。すなわちここで検討した範囲では、上端筋の場合の(柱せい/梁主筋径)比の制限は下端筋の場合よりも小さくなり、設計規定としては緩和される方向にある。

そこで設計当初においては、梁の上下端筋とも(6.4)式によって(柱せい/梁主筋径)比を制限するが、上下の主筋量が確定したのち、上端筋について(6.7)式による検討を行ない、(柱せい/梁主筋径)比の制限が緩和される場合(すなわち、 $\gamma \leq 0.8$ の場合)に限ってこれを用いてもよいこととする。

6-4 接合部入力せん断力の制限

梁主筋の接合部内での付着劣化をある程度許容することにより、接合部のせん断伝達には主ストラットのコンクリートによって行なわれ、接合部横補強筋はコア・コンクリートの拘束効果が主となる。そこで梁降伏後の主ストラットの圧縮破壊を防ぐため、入力最大せん断応力度 v_u を制限する。

接合部横補強筋比 ρ_{jh} と接合部入力最大せん断応力度 v_u をコンクリート圧縮強度 f'_c で基準化したもの (v_u/f'_c) との関係を図 6-13 に示す。図中の点は、付録 D に示した平面柱・梁接合部試験体の実験値を表わしている。この図より梁降伏後の接合部せん断圧縮破壊を防止するためには、最大入力せん断応力度 v_u を(6.5)式のように制限すればよいと判断される。

$$v_u/f'_c \leq 0.25 \quad (6.5)$$

接合部入力せん断応力度が $0.25 f'_c$ よりも大きい場合、横補強筋量の大小にかかわらず接合部せん断圧縮破壊が生じている。ただし、以下の理由により接合部の許容せん断応力度 $0.25 f'_c$ をさらに割り増すことが可能と思われる。

(1) 梁降伏後の接合部せん断圧縮破壊が生じるのは、いずれの試験体でも層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ を超える大変形時においてである。一方、純フレーム構造物において地震時に予想される最大層間部材角を $1/50 \text{ rad}$ 程度とすると、梁降伏後の接合部せん断圧縮破壊を考慮する必要はない。

(2) 梁降伏後に接合部せん断圧縮破壊を生じたと報告される試験体においても、耐力低下はかなりゆるやかであり、最大耐力以前に急激に耐力が低下する脆性破壊とは異なると考えられる。

上記の入力せん断力についての規定は平面柱・梁接合部を対象としており、スラブおよび直交梁の付いた立体柱・梁接合部については別途検討する必要がある。第5章のAシリーズ実験で指摘したように、加力されて付け根にひびわれの生じた直交梁とスラブとを持つ接合部の一方向加力時のせん断耐力は 1.3 倍以上に増大した。そこで、接合部断面の $2/3$ 以上を覆う梁が接合部の四面に取り付く場合には、(6.5)式のせん断耐力を 1.3 倍してよいものとする。すなわち、

$$v_u/f'_c \leq 0.33 \quad (6.6)$$

二方向加力を受ける接合部のせん断耐力については不明である。しかし、図 6-14 に示すように、二方向加力されたスラブ付き立体柱・梁接合部試験体 K1 およびテキサス大学における試験体 J2[6.5]の実験結果より、接合部の一方向せん断耐力を $0.33 f'_c$ とする範囲では、接合部せん断耐力の二軸相関は考慮しないでもよいと判断される。両試験体とも二方向加力時に一方向のせん断力が低下しているが、これは柱の二軸相関により梁の曲げ耐力が低下したためと思われる。

柱の降伏曲面が二軸相関により円や楕円になるのは、鉄筋の引張り力を二方向で共有するためと考えられる。いっぽう接合部の場合には、コンクリートの斜め圧縮ストラットの圧縮強度によって耐力が決定されると考えており、二方向加力時にはコンクリートの圧縮力をそれぞれの方向で共有することにはかわりはないが、ストラットの幅、角度などが弾力的に変化し得ると推定される。そのため接合部の二方向せん断耐力には、柱部材のような明確な二軸相関は見られないと予想する。

6-5 横補強筋の必要最小量

図 6-13 より、横補強筋量が 0.1 % と微小であった試験体[6.6]は、接合部入力せん断応力度が $0.17 f'_c$ と十分小さかったにもかかわらず、接合部に損傷が集中した。これは、接合部の斜めひびわれ幅が繰り返し載荷にともない拡大し、接合部の剛性劣化によって梁の曲げ耐力を維持できなくなった接合部のせん断引張り破壊と考えられる。このことから、接合部のせん断引張り破壊を防止するために、横補強筋量の下限を規定することが必要である。

いっぽう、接合部入力せん断応力度が $0.25 f'_c$ 以下であれば、接合部横補強筋量が 0.27 % と少なくとも、降伏ひずみを超えたものの接合部のせん断圧縮破壊は生じなかった。また、入力せん断応力度が $0.3 f'_c$ で横補強筋量を 0.35 % とした場合、加力方向と直交する方向の接合部横補強筋のひずみが弾性範囲にとどまったことを第3章で示した。これらの実験結果から、接合部に必要な最小横補強筋量として 0.35 % を提案する。なお、ここでは横補強筋のはたらきとして接合部コア・コンクリートの拘束だけを期待している。そのため、梁主筋の接合部内での付着が良好で横補強筋がせん断抵抗要素となる場合には最小横補強筋量を別に定める必要がある。

6-6 軸力による影響

柱軸力が梁主筋の接合部内付着性状にあたる影響を調べるため、柱軸力比(柱軸応力度をコンクリート圧縮強度で除したもの)と等価粘性減衰定数 k_{eq} との関係を図 6-15 に示す。使用した試験体は付録Dに示したものと同一である。図中の●印は梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{f'_c}$ が 4.5 以下の試験体である。これより、柱軸応力度が $0.3 f'_c$ 程度までの範囲では、梁主筋の接合部内での平均的な付着性状は影響を受けないと言える。

柱軸力が接合部の破壊モードにおよぼす影響を調べるため、柱軸力比と最大入力せん断応力度との関係を図 6-16 に示す。使用した試験体は、図 6-13 を作成するために用いたもののうち、接合部のせん断圧縮破壊が生じたものである。統計的に見ると、柱軸力は接合部のせん断耐力にほとんど影響をあたえていない。ただし、入力せん断力が大きくて梁降伏後に接合部のせん断圧縮破壊が生じるときには、高軸力によってせん断圧縮破壊後の耐力低下が促進される。

6-7 結論

地震応答解析の結果に基づいて、梁主筋の接合部内での付着劣化をある程度許容することとし、柱せいと梁主筋径との比を、梁主筋降伏強度およびコンクリート圧縮強度の関数として制限した。梁主筋の接合部内での付着劣化によって生じる接合部のせん断圧縮破壊を防止するためには、接合部入力せん断力を制限することが有効であることを示した。また、直交梁の拘束効果による接合部のせん断強度上昇を認めた。接合部横補強筋はパネル内の主ストラット・コンクリートを拘束するのに必要十分な量を配筋することとした。以下に提案した耐震規定をまとめる。ただし具体的な定数については今後さらに実験および解析によって検討し、不特定の鉄筋コンクリート骨組が十分な耐震性能を得られるように修正を行なうことが必要である。

(1) 梁主筋の接合部内付着劣化の制限

接合部内を通し配筋される梁主筋径と柱せいとの関係を以下のように制限する。

$$\frac{hc}{db} \geq \frac{\sigma_y}{9 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (6.4)$$

ここで、 hc : 柱せい、 db : 梁主筋径、 σ_y : 梁主筋の降伏応力度 (kgf/cm^2)、および f'_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm^2)、である。

(2) 接合部入力せん断力の制限

各方向について、以下のように接合部の入力せん断力を制限する。二方向同時載荷による影響は考慮しなくて良い。

$$vu/f'_c \leq 0.25 \quad (6.5)$$

ここで、 vu : 接合部に入力される最大せん断応力度で、接合部のせん断抵抗断面積は本論文「1-2 用語の定義」に従って定める。

ただし、接合部断面の $2/3$ 以上を覆う梁が接合部の四面に取り付く場合には、(6.5) 式のせん断耐力を 1.3 倍して良いものとする。

(3) 接合部横補強筋量

接合部内には横補強筋を 0.35% 以上配筋する。横補強筋比は本論文「1-2 用語の定義」に従って計算する。横補強筋には接合部コア・コンクリートを拘束する効果を期待するので、密に配筋することが望ましい。

6-8 引用文献

- [6.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982.
- [6.2] 北山和宏：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性に関する研究、東京大学修士論文、1986年、2月.
- [6.3] 壁谷沢寿海：鉄筋コンクリート造壁フレーム構造の終局型耐震設計法に関する研究、東京大学博士論文、昭和60年.
- [6.4] ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 82, No. 3, 1985, pp. 266-283.
- [6.5] Kurose, Y., G. N. Guimaraes, et al.: Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Uniaxial and Biaxial Loading, PMFSEL Report, No. 88-2, December, 1988, The University of Texas at Austin.
- [6.6] 栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、千葉大学修士論文、1987年、3月.

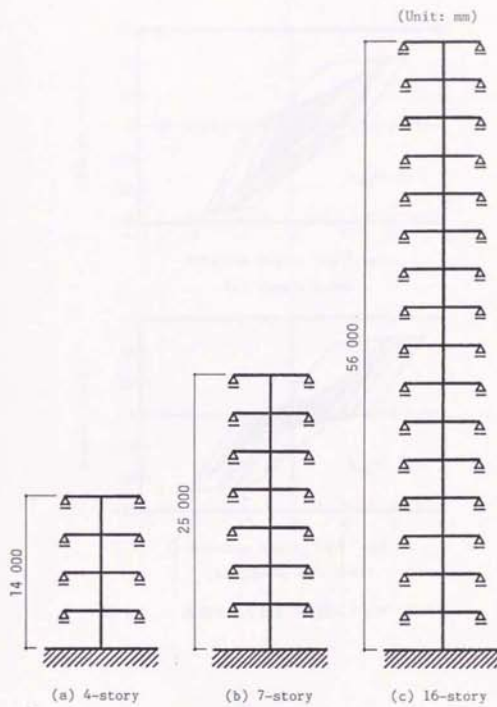
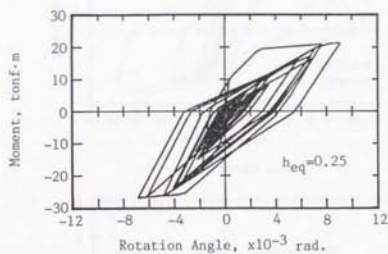
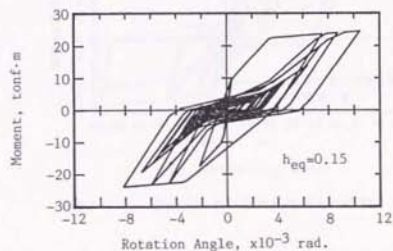


图 6-1 : 解析建物

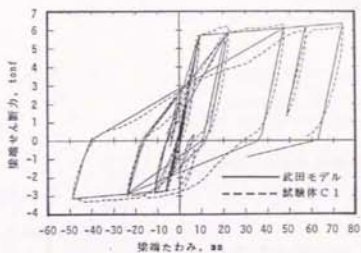


(a) Takeda model

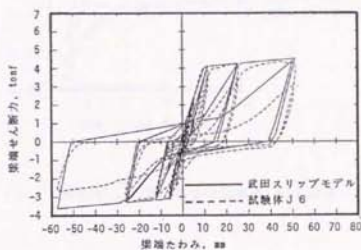


(b) Takeda-Slip model

図 6-2 : 武田モデルおよび武田スリップ・モデル



(a) Takeda model



(b) Takeda-Slip model

図 6-3 : 復元力モデルと実験結果との比較

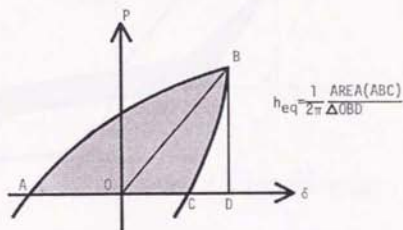


図 6-4 : 等価粘性減衰定数 h_{eq} の定義

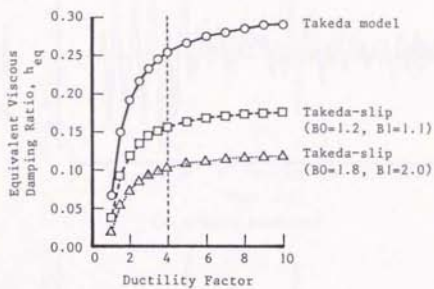


図 6-5 : 塑性率 μ - 等価粘性減衰定数 h_{eq} 関係

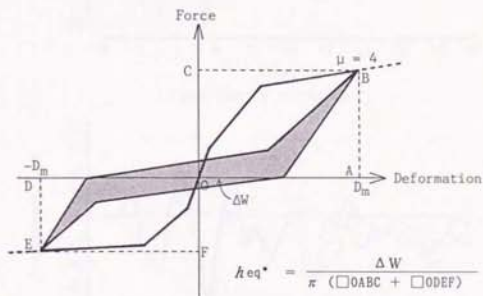
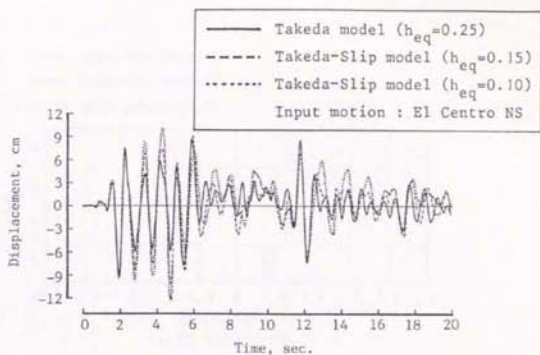
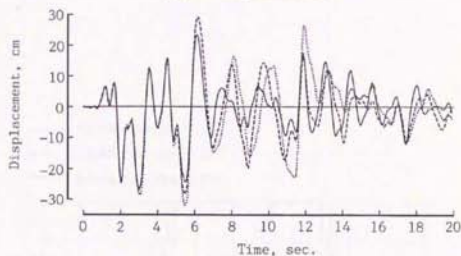


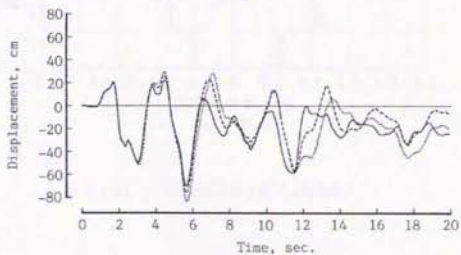
図 6-6 : 正負の耐力が異なる場合の等価粘性減衰定数 h_{eq}^* の定義



(a) 4-story structure



(b) 7-story structure



(c) 16-story structure

図 6-7 : 変位応答時刻歴の一例

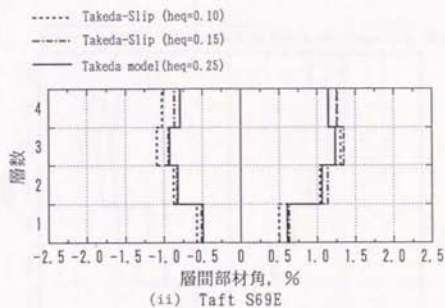
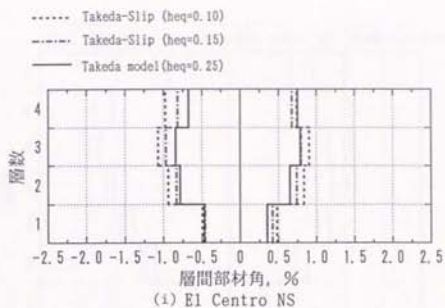


図 6-8(a) : 応答層間部材角 (4 層建物)

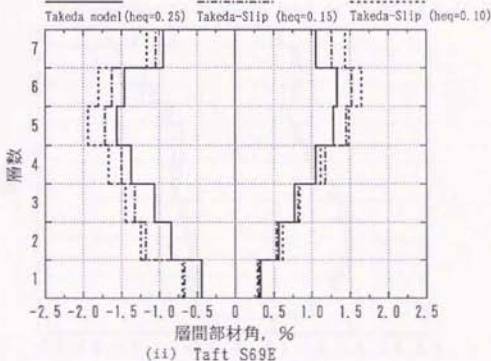
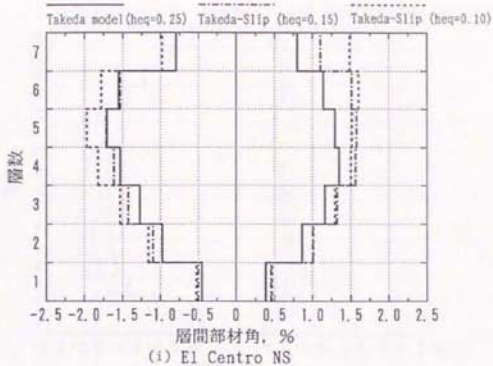


図 6-8(b) : 応答層間部材角 (7 層建物)

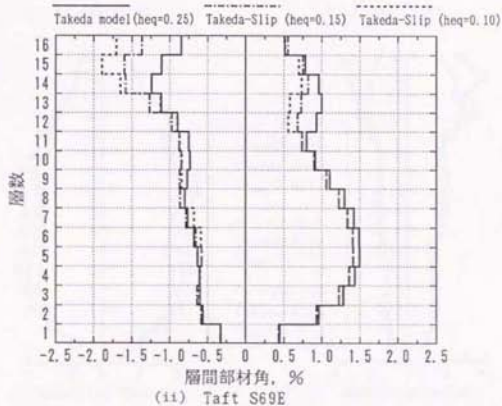
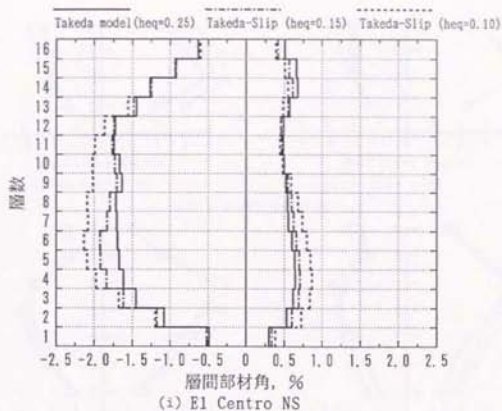
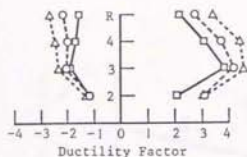
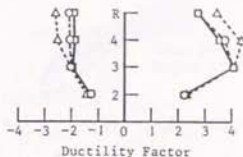


図 6-8(c) : 応答層間部材角 (16層建物)

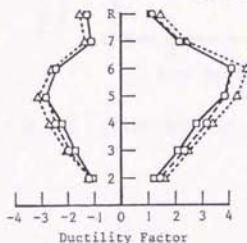


(i) El Centro NS

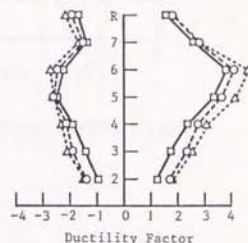


(ii) Taft S69E

(a) 4-story structure

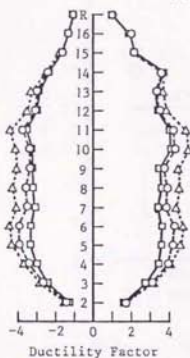


(i) El Centro NS

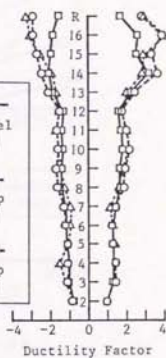
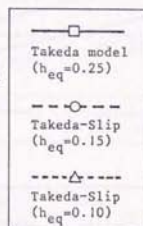


(ii) Taft S69E

(b) 7-story structure



(i) El Centro NS



(ii) Taft S69E

(c) 16-story structure

図 6-9 : 梁端バネの応答塑性率

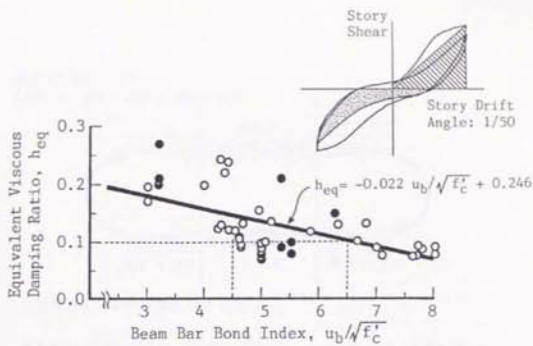


図 6-10: 梁主筋付着指標 $u_b / \sqrt{f'_c}$ - 等価粘性減衰定数 h_{eq} 関係

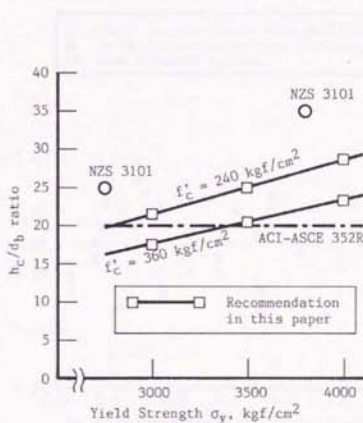
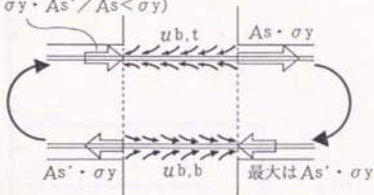


図 6-11: 柱せいと梁主筋径との比

最大は $A_s' \cdot \sigma_y$
 ($\sigma_t = \sigma_y \cdot A_s' / A_s < \sigma_y$)



上端筋の柱内平均付着応力度 $u_{b,t}$

$$u_{b,t} = \frac{(1+\gamma)}{2} \cdot \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{d}{h} \cdot \frac{b}{c} \quad \gamma = A_s' / A_s \leq 1$$

図 6-12 : 上下で梁主筋量が異なる場合の柱内平均付着応力度

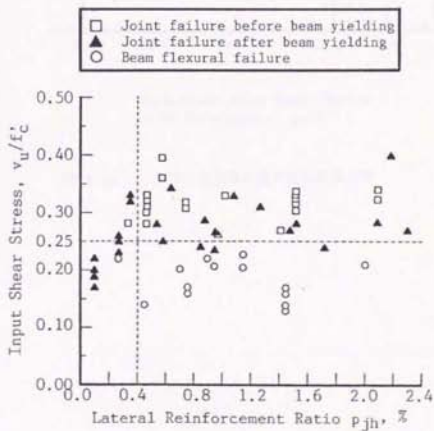


図 6-13 : 接合部横補強筋比 ρ_{jh} -入力せん断応力度 v_u/f'_c 関係

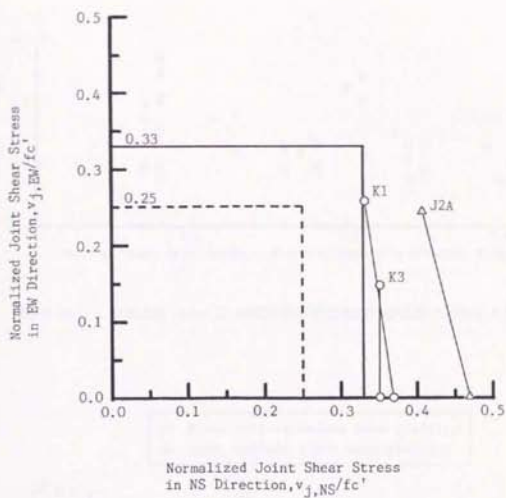


図 6-14 : 二方向加力時の最大せん断応力度

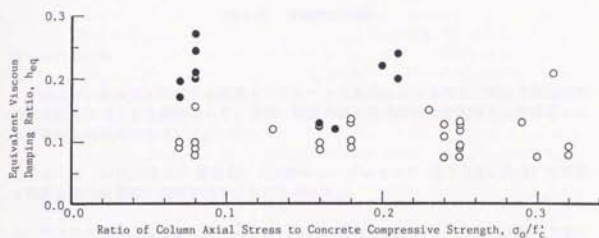


図 6-15 : 柱軸力比 σ_o/f'_c が梁主筋の接合部内付着性状にあたる影響

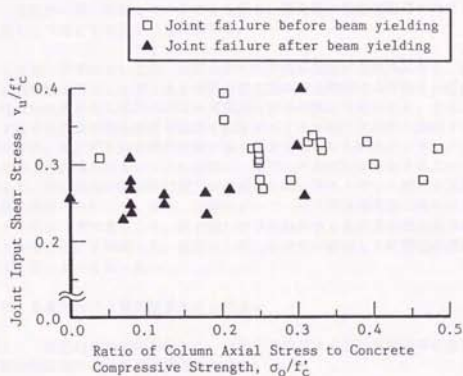


図 6-16 : 柱軸力比 σ_o/f'_c が接合部の破壊モードにおよぼす影響

第7章 本研究の結論

7-1 まとめ

本論文は、梁降伏が先行する鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震性能の把握と向上とを目的として、内柱・梁接合部の地震時挙動を実験および解析によって検討した研究である。

アメリカ(ACI-ASCE 352 委員会)およびニュージーランド(NZS 3101:1982)での柱・梁接合部の耐震設計規定が大きく異なる理由は、

- (1) アメリカでは、接合部パネルの主対角方向に圧縮応力が集中すること(主ストラット機構)によってせん断力を伝達すると考えている、
- (2) これに対して、ニュージーランドでは、細径低強度の主筋の使用を推奨しているため、接合部内を通し配筋される梁主筋の付着が良好に維持され、その結果トラス機構によってせん断力を伝達できると考えている、

という点にあった。本研究では、これら二つのせん断抵抗機構の存在が梁主筋の接合部内での付着性状に強く依存していることを示し、接合部の横補強筋量に対する両国の規定が理念としてはともに正しいと判断した。

しかしながら日本においては、太径高強度の主筋を使用する傾向にあり、太った紡錘形の復元力特性を得ることができる程度に梁主筋の接合部内での付着を良好に保つためには、柱せいを大きくしなければならず実用上は不可能と考えられる。また、ニュージーランドほどの多量の接合部横補強筋を配筋することも施工上非常に困難である。そこで本研究では、梁主筋の接合部内付着がある程度劣化しても鉄筋コンクリート建物の地震応答に与える影響は小さいことを確認し、極端な付着劣化は防止することとした。この結果より、接合部内の梁主筋付着力を必要としない主ストラット機構が主要な接合部せん断抵抗機構とみなした。また、実験によって、接合部横補強筋の役割はコア・コンクリートの拘束が主であること、付け根にひびわれのある直交梁が接合部のせん断耐力を上昇させること、を確認した。結果として、本研究が提案した耐震設計規定はアメリカの規定に近いものとなった。

以下に、各章における研究結果をまとめる。

第1章： 研究の目的を明らかにし、本論文で使用する主要な用語の定義を行ない、柱・梁接合部に関する既往の研究をまとめた。

第2章： 梁主筋の接合部内での付着劣化によって、接合部のせん断抵抗機構が変化することを Paulay らの提案したせん断抵抗機構を用いて説明した。また、接合部横補強筋の機能として、梁主筋の付着が良好に維持されるあいだはせん断抵抗要素となるが、

梁主筋付着劣化が生じるとコア・コンクリート拘束が主な役割となることを既往の実験結果を用いて指摘した。さらに、平面柱・梁接合部内の応力状態を調べるため、単調載荷による有限要素解析を行なった。その結果、梁主筋の付着性状と接合部横補強筋の引張り応力との関係から、横補強筋の引張り力を必要とするトラス機構の存在が示唆された。また、圧縮主応力分布より主ストラット機構の存在が確認された。層間変位の増大にともないトラス機構の負担割合が減少したことより、主ストラット機構が支配的なせん断抵抗機構であると考えられた。さらに、接合部のせん断圧縮破壊の原因として、本解析では考慮していない繰返し載荷によるコンクリートの劣化や、接合部パネルの斜めひびわれ増大によるコンクリート圧縮強度の低下が重要であることを指摘した。

第3章： 接合部横補強筋の機能を検討するため、平面柱・梁接合部の横補強筋のディテールおよび量を変数として、正負交番繰返し載荷する実験を行なった。その結果、接合部の横補強筋として主筋を用いる異なる柱主筋に掛けることにより、せん断抵抗に寄与する横補強筋の引張り力を抽出できた。接合部の横補強筋は、梁主筋付着力が増加する間はトラス機構の形成によってせん断抵抗に寄与した。トラス機構によって伝達されるせん断力は、全横補強筋が降伏するとしたときの半分程度であった。しかし梁主筋付着力の減少と共にトラス機構によるせん断力負担能力は低下し、横補強筋に生じる引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用された。それゆえ、梁主筋の付着劣化を避けられない梁降伏型骨組においては、接合部横補強筋にせん断抵抗能力を期待することはできないと考えた。拘束筋としての接合部横補強筋は、0.35% 配筋すれば十分であることを示した。

第4章： 直交梁およびスラブをもつ立体柱・梁接合部試験体に、地震力を模擬する二方向加力実験を行なった。梁主筋の接合部内付着を良好に維持したにもかかわらず、スラブが付くことによって逆S字の履歴形状を示した。また、接合部入力せん断力が $0.37 f_c$ と大きかったにもかかわらず、接合部のせん断圧縮破壊は生じなかった。この理由として、二方向加力によって直交梁付け根には曲げひびわれが生じたが、直交梁とスラブとが接合部コア・コンクリートを拘束したためと考えた。スラブが片側にしかない外柱・梁接合部試験体でも、直交梁のねじれ剛性が十分大きければ、変形とともにスラブ有効幅が広がり大変形時には全幅有効とみなせることを確かめた。

第5章： 付け根にひびわれのある直交梁およびスラブが接合部のせん断耐力の増大に与える影響を検討するため、接合部せん断破壊が先行するよう入力せん断力を十分に大きくした平面および立体柱・梁接合部試験体に繰返し載荷する実験を行なった。加力されてひびわれの生じた直交梁が付くことにより、接合部のせん断耐力は1.2倍以上増大し、さらにスラブが付加されると合計で1.3倍以上になることを示した。本実験では、スラブ筋に生じる引張り力の一部が接合部内に入力され、残りのスラブ筋引張り力はスラブ断面内で圧縮反力を取ることで梁の曲げ耐力に貢献したと考えた。接合部せん断圧縮破壊が生じた平面試験体の接合部パネルのひずみ状態を測定結果に基づき検討し、斜めストラット・コンクリートの圧壊によって接合部のせん断耐力が決定されたと判断した。

第6章： 構造物に許容される変形性能を考慮して柱・梁接合部の耐震設計規定を提

案した。梁主筋の接合部内での付着劣化を、履歴ループの太り具合を示す等価粘性減衰定数 h_{eq} によって数量化し、梁端パネ・モデルの h_{eq} が 10~25 % の範囲で構造物の地震応答にあたえる影響を検討した。その結果、 h_{eq} が 10 % となる程度の付着劣化は認めるものの、それ以下の極端な付着劣化は防止することとした。また、梁主筋の接合部内付着劣化が生じると、斜めストラット・コンクリートがせん断力を負担すると考え、接合部を健全に保つために入力せん断力を制限した。ここで、加力されてひびわれのある直交梁が接合部コア・コンクリートを拘束することによって接合部のせん断耐力上昇に寄与することを考慮した。接合部横補強筋はパネル内の主ストラット・コンクリートを拘束するのに十分な量を配筋することとした。以下に提案した耐震規定をまとめる。ただし具体的な定数については今後さらに実験および解析によって検討し、不特定の鉄筋コンクリート骨組が十分な耐震性能を確保できるように一般化を行なうことが必要である。

(1) 梁主筋の接合部内付着劣化の制限

接合部内を通し配筋される梁主筋径と柱せいとの関係を以下のように制限する。

$$\frac{hc}{db} \geq \frac{\sigma_y}{9 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (7.1)$$

ここで、 hc : 柱せい、 db : 梁主筋径、 σ_y : 梁主筋の降伏応力度 (kgf/cm^2)、および f'_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm^2)、である。

(2) 接合部入力せん断力の制限

各方向について、以下のように接合部の入力せん断力を制限する。二方向同時載荷による影響は考慮しなくてよい。

$$vu/f'_c \leq 0.25 \quad (7.2)$$

ここで、 vu : 接合部に入力される最大せん断応力度で、接合部のせん断抵抗断面積は本論文「1-2 用語の定義」に従って定める。接合部断面の 2/3 以上を覆う梁が接合部の四面に取り付く場合には、(7.2)式のせん断耐力を 1.3 倍してよいものとする。

(3) 接合部横補強筋量

接合部内には横補強筋を 0.35 % 以上配筋する。横補強筋比は本論文「1-2 用語の定義」に従って計算する。横補強筋には接合部コア・コンクリートを拘束する効果を期待するので、密に配筋することが望ましい。

7-2 未解決の問題

ここでは、本論で検討せず未解決の問題とさらに検討を続けることが望ましい問題とを列記し今後の課題とする。

7-2-1 接合部のせん断耐力

梁降伏先行型の骨組では、梁主筋の付着が接合部内で劣化することは避けられないとの立場から、斜め圧縮ストラットが接合部パネル内の主なせん断抵抗機構であると考え、既往の実験結果を利用して、接合部に入力されるせん断力をコンクリート圧縮強度の関数として制限した。しかしながら、接合部のせん断耐力は依然として不明である。せん断耐力を求めるためには、接合部パネル内のせん断抵抗機構に基づいたマクロ・モデルを開発することが必要不可欠である。Vecchio らが RC 平板で指摘したひびわれ発生によるコンクリート圧縮強度の低下が、コンクリートのかたまりである柱・梁接合部でも生じている可能性が強く、このことを実験的に調べることも必要である。このようなコンクリート圧縮強度の低下を考慮して、斜め圧縮ストラットの圧壊をモデル化することにより、接合部の破壊機構を説明できると考えている。

二方向加力時に接合部のせん断破壊が先行した実験例は筆者の知る限りではなく、接合部のせん断耐力に対する二方向加力の影響は不明である。実験的あるいは理論的に接合部のせん断耐力の二軸相関について調べる必要がある。

7-2-2 接合部横補強筋量の合理的な算定法

梁主筋の接合部内での付着性状が良好な場合には、横補強筋の引張り力によってトラス機構が形成され、せん断抵抗に必要な横補強筋量を算定できると思われる。市之瀬[7.1]あるいは藤井、森田[7.2]のように、いくつかのせん断抵抗機構を組み合わせることによって横補強筋量を求めるのが一つの方法であるが、実際の応力状態との対応を常に考慮することが重要である。

本論では、横補強筋の役割をコア・コンクリート拘束が主であると捉え、0.35 % 配筋すれば十分とした。さらに、拘束筋として最低限必要な横補強筋量を定めることが望まれる。また、日本建築学会指針(案)[7.3]に示されたように、接合部に入力されるせん断力と横補強筋量との関係についても検討する必要がある。入力せん断力が小さく、接合部のせん断圧縮破壊が生じないと考えられる場合には、せん断引張り破壊を防止するのに必要な横補強筋量を明示することが必要であると考えられる。

7-2-3 梁主筋の付着劣化の制限

本論では、梁主筋の付着劣化によって生じる履歴面積の減少だけを考慮して地震応答解析を行ない、その結果から極端な梁主筋の付着劣化を制限するための(7.1)式を提案した。ただし、(7.1)式で定めた係数 9 は、さらに検討すべきものと考えている。梁主筋の付着劣化が生じると、梁主筋の抜け出しによる付加回転によって降伏変形が増大

すると考えられる。また、等価粘性減衰定数 η_{eq} が 10 % 未満になることは実際にはほとんどないと考えられたため、その場合の地震応答解析を行っていない。これらを考慮してさらに地震応答解析を行ない、梁主筋の付着劣化の制限を定めることが必要である。骨組の許容変形（梁塑性率 4、あるいは層間部材角 $1/50$ rad）自体も検討を続けることが要求される。

7-2-4 接合部のせん断変形角

接合部パネルを含む架構の配筋詳細と接合部のせん断変形角との関係が不明であるため、本論では、せん断変形角を接合部の耐震性能の criteria として使用することを避けた。しかし、接合部のせん断変形角は接合部の破壊状況と密接に関係しており、せん断変形角とパネル内の応力状態との関係を把握できれば、接合部の耐震性能を判断する有効な指標となり得ると予想する。また、接合部のせん断変形が架構全体の地震時挙動に与える影響を検討することも必要である。

7-2-5 高強度材料を用いた柱・梁接合部の挙動

高層 RC 建物を実現するためには、高強度材料（鉄筋強度 8000 kgf/cm^2 以上、コンクリート圧縮強度 600 kgf/cm^2 以上）の使用が不可欠である。そこで、高強度材料を用いた柱・梁接合部の挙動を実験的に検討することが必要である。具体的には、高強度材料を用いた場合に、本論で提案した耐震設計規定の適用の可否を確認することが要求される。高強度鉄筋を用いると、降伏ひずみが増大することから梁降伏が生じる層間変位が増大し、層間部材角 $1/50$ rad では梁降伏が生じないということも想定される[7.4]。このような場合には、本論で定めた付着劣化の制限を適用することはできない。さらに、大きな変形まで弾性的に挙動するような構造物を許容して良いかどうか議論の余地が大きい。高強度コンクリートは圧縮強度の増加ほど引張り強度は増加しないことが指摘されており（文献[7.5]によれば、割裂引張り強度は $1.96\sqrt{f_c} \text{ kgf/cm}^2$ で表わせる）、このことが接合部のせん断耐力に与える影響を詳細に検討する必要がある。

7-2-6 スラブが接合部のせん断耐力に与える影響

本論では、スラブが付加することによって、直交梁が無い場合にはスラブ・コンクリートが接合部パネルの上部を拘束することにより、付け根にひびわれのある直交梁が付く場合には直交梁のねじれによって接合部内に入力されるせん断力が分散されることにより、それぞれせん断耐力が上昇したと考えた。これらの要因がせん断耐力を上昇させる機構を詳細に検討するとともに、スラブ筋引張り力が接合部内に伝達される機構を調べることも必要である。

第5章で、梁から離れたスラブ筋の引張り力の圧縮反力を、スラブ下端コンクリートが負担するという仮定を設けた。この仮定を実験的に検証するために、スラブ筋の配筋をダブルとしてスラブ断面上下のひずみを測定する、スラブ上下面に変位計を設置し局所的な変形を測定する、などが必要である。

7-3 引用文献

- [7.1] 市之瀬敏勝：付着強度を考慮した梁降伏型RC内部接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文報告集、No. 400、1989年、6月、pp. 59-69.
- [7.2] 藤井栄、森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文報告集、No. 398、1989年、4月、pp. 61-71.
- [7.3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988年、10月.
- [7.4] 塩原等、小河原信、河口俊郎ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法（パイロット実験：中間報告）、New RC 総プロ、はり柱接合部 WQ 資料、1989年6月20日.
- [7.5] 寺岡勝：高強度コンクリートの適用状況と力学的性質、日本建築学会、建築雑誌、Vol. 104、No. 1286、1989年6月号、pp. 60-61.

付録A 4 国試験体の挙動の比較

付録Aは、

KITAYAMA, Kazuhiro: Comparison of Test Results on Quadri-Lateral Programme,
Fourth U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on Design of Reinforced Concrete
Beam-Column Joints, University of Hawaii, Hawaii, May 24-26, 1989.

を再録したものである。

COMPARISON OF TEST RESULTS ON QUADRI-LATERAL PROGRAMME

by

Kazuhiro KITAYAMA

Department of Architecture
Faculty of Engineering
Utsunomiya University
Utsunomiya-city, Tochigi 321

INTRODUCTION

The tests of three-dimensional beam-column joints with slabs were executed as the quadri-lateral cooperative research project in the United States, New Zealand, Japan and China. The main objective of the programme is to investigate the behavior of reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed in accordance with the building code or the standards of the respective countries.

In this paper, the test results of the programme are compared briefly focusing on the hysteretic behavior, joint shear under the uni-directional and bi-directional loading, and the bond condition along the beam reinforcement passing through an interior joint.

SPECIMENS

Seventeen specimens, among which nine specimens are interior beam-column joints and eight exterior beam-column joints, were tested on quadri-lateral programme. Two specimens tested in Kyoto University by Fujii and Morita are included in this paper because these specimens were loaded according to the guidelines decided at the Second U.S.-N.Z.-Japan Seminar, Tokyo, 1985 (Ref.1). The general properties of the specimens are summarized in Table.1. All specimens except specimens in Japan were full scale models, whereas five specimens in Japan were half or one-third scale models depending on the loading apparatus. All specimens were designed to develop a beam flexural yielding prior to a column yielding or joint shear failure in accordance with the seismic provisions in respective countries.

The lateral reinforcement ratio in a joint was approximately 0.3 %, 0.6 %, 0.9 % and 1.2 % for specimens in Japan, the United States, China and New Zealand, respectively. The difference of the amount of the joint lateral reinforcement seems to be attributed to the assumed shear resisting mechanism of a joint and the construction method in each countries. Joint lateral reinforcement ratio is defined as the total cross-sectional area of the lateral reinforcement between the beam top and bottom bars divided by the column width and the distance of $(7/8)d$, d : beam effective depth.

CALCULATION OF RESISTANCES

The ratios of a column to beam moment capacity are summarized in

Table.2. These ratios are very conservative since the flexural strength of a column was defined as the moment corresponding to the yielding of the longitudinal reinforcement in the most outer layer, and that of a beam was calculated assuming the entire slab width effective to the beam resistance except specimens in the United States. The strength ratio of a column to beam under the bi-directional loading was calculated on the assumption that the bi-directional interaction capacity surface of a column forms a circle, whereas that of a beam is represented by the two orthogonal lines. The ratios under the uni-directional loading were greater than 1.2, and those under the bi-directional loading greater than 1.0 in most of specimens, indicating that a column yielding does not occur even in the bi-directional loading.

TEST RESULTS

Failure Mode and Joint Shear: All specimens developed a beam flexural yielding and maintained the beam collapse mechanism during the test without a remarkable strength decay. However, several specimens were pointed out by researchers to fail in joint shear at a story drift angle more than $1/25$ rad after the beam yielding. The hysteretic behavior of all specimens was considered to be satisfactory up to a story drift angle of $1/50$ rad.

The maximum joint shear stresses under the uni-directional loading are summarized in Table.3 and plotted in Fig.1 with the lateral reinforcement ratio in a joint. The effective joint area to resist shear is defined by the column depth in an interior joint, or the horizontally projected length in an exterior joint and the average of the beam and column widths. Joint shear stresses normalized by the concrete compressive strength v/f_c' were distributed from 0.12 f_c' to 0.47 f_c' for interior joints, and from 0.09 f_c' to 0.29 f_c' for exterior joints. The normalized joint shear stresses of specimens in New Zealand and China were smaller than those in Japan and the United States. The joint shear failure after beam flexural yielding occurred when the maximum shear stress was greater than 0.35 f_c' in interior joints, and 0.2 f_c' in exterior joints. The maximum joint shear observed in the United States specimens exceeded the design shear of $15\sqrt{f_c'}$ or $20\sqrt{f_c'}$ (f_c' in psi) recommended by ACI-ASCE 352 Committee (Ref.8).

The joint shear resultant under the bi-directional loading is summarized in Table.4 and shown in Fig.2. The effective joint area to resist shear is defined by the gross sectional area of a column. Open symbols represent the interior joint specimens. The shear under the bi-directional loading was less than the square root of sum of the squares of maximum shear forces in respective directions. This was caused by the degradation of resistance in one direction due to the bi-axial interaction of resistances. Note that the joint shear stress normalized by the concrete compressive strength under the bi-directional loading v_{xy}/f_c' is not always larger than that under the uni-directional loading because the effective joint area to resist shear is different in two loading cases.

The joint shear in respective directions at the maximum resultant under the bi-directional loading is shown in Fig.3. Solid lines represent the bi-axial interaction of shear resistances in an interior joint assumed to be a circle or two orthogonal lines, and broken lines represent that in an exterior joint. The joint shear strength in one direction was assumed to be 0.30 f_c' in interior joints and 0.18 f_c' in exterior joints according to the provisions in Japan (Ref.9). Maximum shear in the interior joint of Specimen J2A, resulted in joint shear failure after the beam flexural yielding, exceeded the joint shear strength assumed to form a square

without the bi-axial interaction. On the contrary, exterior joints of Specimens J3A, GBS3 and GBSU failed in joint shear after the beam flexural yielding, reaching the shear strength assumed to form an ellipse. Note that the joint shear strength of 0.30 fc' in an interior joint is fairly conservative, whereas that of 0.18 fc' in an exterior joint should be reduced taking the bi-axial interaction of joint shear resistances into account. Beams framing into four faces of a joint and slabs may contribute to enhance the shear strength of an interior joint.

Stiffness in Story Shear-Drift Relation: Secant modulus in story shear-drift relations at story drift angles of 1/200 rad and 1/100 rad were calculated and shown in Fig.4. Large secant moduli were observed in Specimens 2D-I, K2 and 1D-I, developing the yielding of beam bars by a story drift angle of 1/100 rad approximately. On the other hand, the secant modulus of specimens in the United States, in which beam reinforcing bars started to yield at a story drift angle greater than 1/80 rad, were less than the half of those in Specimens 2D-I and K2.

Story Drift at Maximum Joint Shear: Joint shear in most specimens increased gradually after beam flexural yielding to the end of the test, i.e., to the story drift angle greater than 1/25 rad. Specimens 2D-I and 2D-E in New Zealand reached the maximum joint shear at the story drift angle of 1/53 rad and 1/100 rad, respectively, developing the yielding of the slab reinforcement within an entire slab width.

Energy Dissipation and Beam Bar Bond: To estimate the energy dissipating ability, the equivalent viscous damping ratio h_{eq} , ratio of the dissipated energy within half a cycle to 2π times the strain energy at the peak of an equivalent linearly elastic system, is used.

The possibility of bond degradation along the beam reinforcement passing through an interior joint is indicated by "beam bar bond index $u_b/\sqrt{f_c'}$ " (Ref.10), where u_b is the average bond stress over the column width for simultaneous yielding of the beam reinforcement in tension and compression at the two faces of a joint, as expressed below, and f_c' is the concrete compressive strength in kgf/cm².

$$u_b = f_y (d_b / h_c) / 2 \quad (1)$$

where f_y : yield strength of beam bars in kgf/cm², d_b : diameter of beam bars, and h_c : column width.

The beam bar bond index $u_b/\sqrt{f_c'}$ and the equivalent viscous damping ratio h at a story drift angle of 1/50 approximately are compared in Fig.5 and summarized in Table.5 for interior joint specimens. When the beam bar bond index was different between the beam top and bottom reinforcement, whichever is larger was chosen in Fig.5. The solid line was derived from the least squares method to fit the data for the plane beam-column joints tested previously in Japan (Ref.10). The equivalent viscous damping ratio h_{eq} decreased with an increasing $u_b/\sqrt{f_c'}$ value, indicating that the bond along the beam reinforcement deteriorated. Values of $u_b/\sqrt{f_c'}$ and h_{eq} were largely different between specimens in New Zealand and the United States. This was caused by the difference of the required performance of reinforced concrete buildings under earthquake motions. In New Zealand, the beam reinforcing bars with a small diameter and low strength are used, maintaining a good bond within a joint.

Note that the h_{eq} values except Specimens J1C and J2C without slabs

were smaller than that of the value obtained from the least squares method in the test results of plane beam-column joints. This might be caused by the delay in crack closing attributable to shift in the location of the neutral axis above the beam top reinforcement under positive bending (the beam top fiber in compression) in Specimen K2 (Ref.2), or by the shear distress in a joint and the flexural distress in a slab, beam and column in Specimens J1A and J2A (Ref.3).

Stress Distribution of Slab Bars: The stresses in the slab reinforcement parallel to the longitudinal beam increased with the story drift under negative bending, and reached the yield stress in most of the slab bars at a story drift angle of 1/50 rad in Japanese and New Zealand specimens as shown in Fig.6. The effective slab width of specimens in the United States was determined to be 60 % of the entire slab width at a story drift angle of 1/25 rad.

CONCLUDING REMARKS

The hysteretic behavior of test specimens on quadri-lateral programme was considered to be satisfactory under the bi-directional cyclic load reversals up to a story drift angle of 1/50 rad, although the joint shear stress normalized by concrete compressive strength and the bond performance along the beam reinforcement differed distinctly among specimens of four countries. Joint shear failure was developed at a story drift angle of 1/25 rad after the beam yielding by the high joint shear larger than 0.4 fc' in three-dimensional interior joints and 0.2 fc' in exterior joints.

The influence of the pinching in a hysteresis loop resulted from the bond deterioration along the beam bars and the joint shear distortion should be investigated on earthquake responses of reinforced concrete structures.

REFERENCES

1. Minutes of the Second U.S.-N.Z.-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, May 28 and 29, 1985, in Tokyo, Aoyama Laboratory, University of Tokyo.
2. Kitayama, K., S. Otani and H. Aoyama, : Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Subjected to Bi-Directional Load Reversals, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VIII, August, 1988, pp.VIII 581-586.
3. Kurose, Y., G. N. Guimaraes, Z. Liu, M. E. Kreger and J. O. Jirsa, : Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Uniaxial and Biaxial Loading, the University of Texas at Austin, PMFSEL Report, No.88-2, December, 1988.
4. Cheung, P. C., T. Paulay and R. Park, : Interior and Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints of a Prototype Two-Frame with Floor Slab Designed for Earthquake Resistance, University of Canterbury, Research Report, 89-2, March, 1989.
5. Chen, Y., G. Chen and H. Gao, : Full Scale Tests on Seismic Behavior of Internal Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Bidirectional Cyclic Loading, paper prepared for the Third U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, August 10 to 12, 1987, at University of Canterbury, Christchurch.

6. Zhu, B., and Y. Chen, : Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Bi-Directional Cyclic Loading, paper prepared for the Third U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, August 10 to 12, 1987, at University of Canterbury, Christchurch.
7. Fujii, S., and S. Morita, : Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages under Bi-Directional Loading, paper prepared for the Third U.S.-N.Z.-Japan-China Seminar on the Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, August 10 to 12, 1987, at University of Canterbury, Christchurch.
8. ACI-ASCE Committee 352, : Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI-ASCE 352 R-85, ACI Journal, Vol.82, No.3, May-June 1985, pp.266-283.
9. Architectural Institute of Japan, : Design Guideline for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept (in Japanese), 1988.
10. Aoyama, H., S. Otani and K. Kitayama, : Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Connections, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.IV, August, 1988, pp.IV 615-620.

Table 1 : Specimens Tested in Quadri-lateral Programme

Specimen Label in this paper)	Type	Column Section bxD mm	Beam Section bxD mm	Slab Thickness mm	Height mm	Length mm	Concrete Compressive Strength kgf/cm ²	Researcher (Ref.No.)
I1	Interior Two-way	275x275	L: 200x300 T: 200x285	70	1470	2700	244 U.C. 266	Kitayama Otani Aoyama (2)
I2	Interior Two-way	375x375	L: 200x300 T: 200x285	70	1470	2700	244 U.C. 266	
I3	Exterior Two-way	275x275	L: 200x300 T: 200x285	70	1470	L: 1350 T: 2700	199 U.C. 196	
J1 (J1A)	Interior One-way	508x508	406x508	127	4191	4877	246 U.C. 247	Kurose Guimaraes Liu Kreger Jirsa (3)
J2 (J2A)	Interior Two-way	508x508	L: 406x508 T: 406x508	127	4191	4877	282 U.C. 266	
J3 (J3A)	Exterior Two-way	508x508	L: 406x508 T: 406x508	127	4191	L: 2439 T: 4877	330 U.C. 228	
1D-I	Interior One-way	550x600	400x550	100	3500	4055	388 U.C. 269	Cheung Paulay Park (4)
1D-I	Interior Two-way	600x600	L: 400x575 T: 400x550	100	3500	L: 4052 T: 4064	377 U.C. 279	
1D-E	Exterior Two-way	500x550	L: 400x550 T: 300x575	100	3500	L: 2025 T: 4052	487 U.C. 435	
J1 (J1C)	Interior Two-way	600x600	L: 350x550 T: 350x550	none	3000	4000	492	Chen Chen Gao (5)
J2 (J2C)	(Same as Specimen J1C)							
J3 (J3C)	Interior Two-way	600x600	L: 350x550 T: 350x550	130	3000	4000	476	
J4	Exterior Two-way	600x600	L: 350x550 T: 350x550	none	3000	L: 2000 T: 4000	429	Zhu Chen (6)
J5	(Same as Specimen J4)							
J6	Exterior Two-way	600x600	L: 350x550 T: 350x550	130	3000	L: 2000 T: 4000	373	
GBS3	Exterior Two-way	220x220	L: 175x250 T: 160x250	60	1500	L: 1000 T: 1950	391	Fujii Morita (7)
GBSU	(Same as Specimen GBS3 except fc', lateral reinforcement ratio in a joint, and beam bottom bars bent upwards)						354	

Note: b : column or beam width, D : column or beam depth
 L : longitudinal direction, T : transverse direction
 U.C. : upper column

Table 2 : Ratio of Column to Beam Theoretical Moment Capacities

Specimen	Ratio under uni-directional loading *1		Ratio under bi-directional loading *2
	Longi. Dir.	Trans. Dir.	
K1	1.51	1.59	1.09
K2	1.81	1.92	1.32
K3	2.27	1.88	1.45
J1A	1.07	-	-
J2A	1.42	1.44	1.01
J3A	1.62	1.42	1.07
1D-I	1.65	-	-
2D-I	1.62	1.70	1.17
2D-E	2.50	1.86	1.46
J1C	1.93	1.92	1.36
J2C	(Same as Specimen J1C)		
J3C	1.21	1.20	0.85
J4			
J5			
J6			
GBS3	1.34	1.37	0.96
GBSU	1.33	1.37	0.95

Note: *1 Entire slab width was assumed to participate in the beam resistance for all specimens except Specimens J1A, J2A and J3A, of which slab width of 0.6 B was assumed to be effective, where B is the entire slab width.

*2 Ratio of column flexural strength to square root of sum of the squares of beam flexural strengths in two directions

Table 3 : Maximum Joint Shear under Uni-directional Loading

(a) Interior Joints

Specimen	Joint Shear tonf	Joint Shear Stress, 2^v_p kgf/cm ²	f_c' kgf/cm ²	v_p/f_c'	Failure Mode
K1	59.5	91.1	244	0.37	B
K2	63.7	59.1	244	0.24	B
J1A	205.0	88.3	246	0.36	BJ
J2A	306.1	131.8	282	0.47	BJ
1D-I	162.2	56.9	388	0.15	B
2D-I	176.0	58.7	377	0.16	B
J1C	171.2	60.1	492	0.12	B
J2C	(unknown)				B
J3C	(unknown)				BJ

Note: The joint effective area to resist shear was defined by the column depth and the average of the beam and column widths.

f_c' : concrete compressive strength

B : beam flexural failure

BJ : joint shear failure after beam flexural yielding

(b) Exterior Joints

Specimen	Joint Shear tonf	Joint Shear Stress, 2^v_p kgf/cm ²	f_c' kgf/cm ²	v_p/f_c'	Failure Mode
K3	32.4	57.3	199	0.29	B
J3A	190.0	92.6	330	0.28	BJ
2D-E	95.3	41.5	487	0.09	B
J4	162.0	68.2	429	0.16	B
J5	(unknown)				B
J6	(unknown)				B
GBS3	33.5	86.1	391	0.22	BJ
GBSU	32.8	84.3	354	0.24	BJ

Note: The joint effective area to resist shear was defined by the horizontally projected length and the average of the beam and column widths.

f_c' : concrete compressive strength

B : beam flexural failure

BJ : joint shear failure after beam flexural yielding

Table 4 : Maximum Joint Shear under Bi-directional Loading

Specimen	Resultant Joint Shear tonf	Joint Shear Stress, $\frac{v}{p}$ kgf/cm ²	$\frac{v}{p}/f_c'$
K1	66.8	88.3	0.36
K2	77.1	54.8	0.22
K3	48.7	64.4	0.32
J2A	311.2	120.6	0.43
J3A	223.9	86.8	0.26
2D-I	212.4	59.0	0.16
2D-E	135.7	49.3	0.10
J2C	194.9	54.1	0.11
J3C	265.4	73.7	0.15
J5	151.8	42.2	0.09
J6	208.4	57.9	0.16
GBS3	36.1	74.6	0.19
GBSU	37.3	77.1	0.22

Note: The joint effective area to resist shear under bi-directional loading was defined by the column gross section.

Table 5 : Equivalent Viscous Damping Ratio and Bond Index

Specimen	Equivalent Viscous Damping Ratio, h_{eq}	u_b		$u_b/\sqrt{f_c'}$	
		Top	Bot.	Top	Bot.
K1	0.07 (Longi. Dir.)	102.1		6.54	
K2	0.12 (Longi. Dir.)	56.7		3.63	
K3	0.10 (Trans. Dir.)	77.3		5.48	
J1A	0.05	118.1	100.8	7.53	6.43
J2A	0.04 (Longi. Dir.)	118.1	98.1	7.03	5.84
1D-I	0.19	57.7		2.93	
2D-I	0.15 (Longi. Dir.)	57.7		2.97	
J1C	0.19	93.3	74.2	4.21	3.35
J2C	0.20	93.3	74.2	4.21	3.35

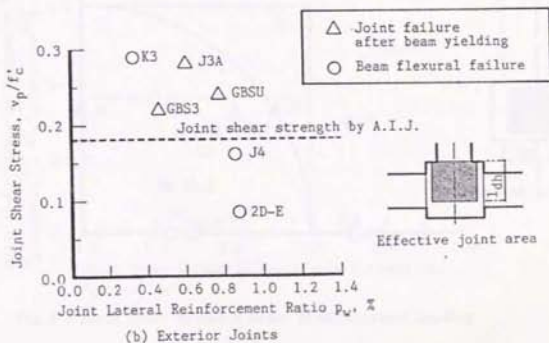
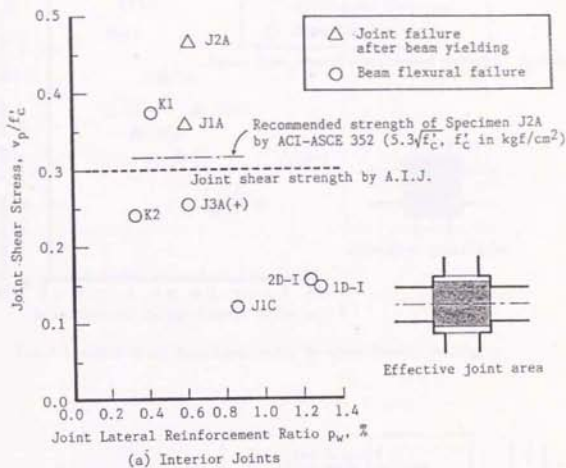


Fig.1 : Joint Shear Stress under Uni-Directional Loading

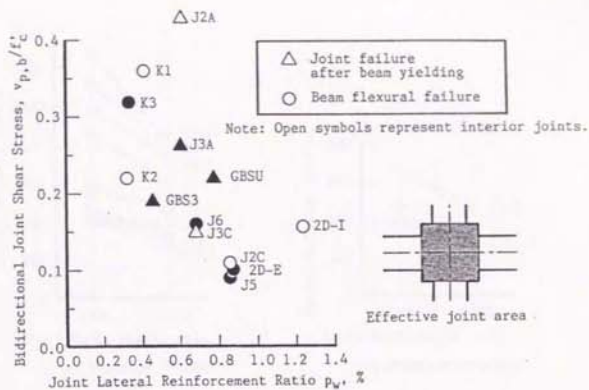


Fig. 2 : Joint Shear Resultant under Bi-Directional Loading

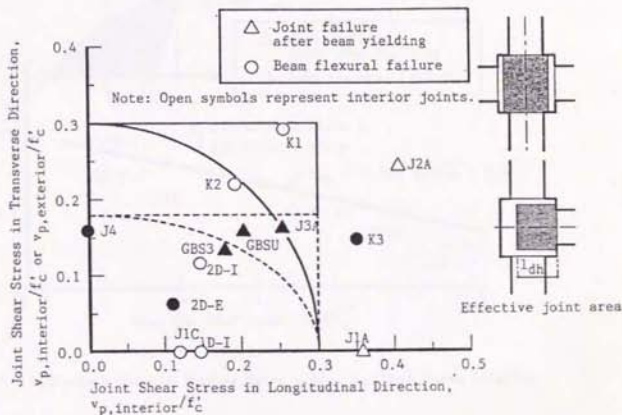
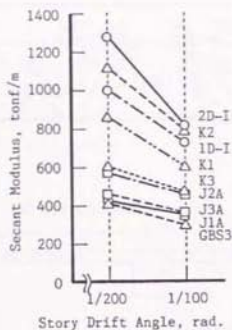
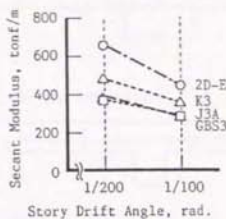


Fig. 3 : Joint Shear Stresses under Bi-Directional Loading



(a) Interior Joints



(b) Exterior Joints

Fig. 4 : Secant Modulus in Story Shear-Drift Relation

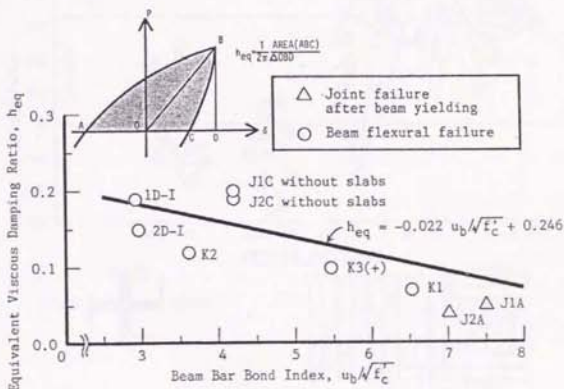
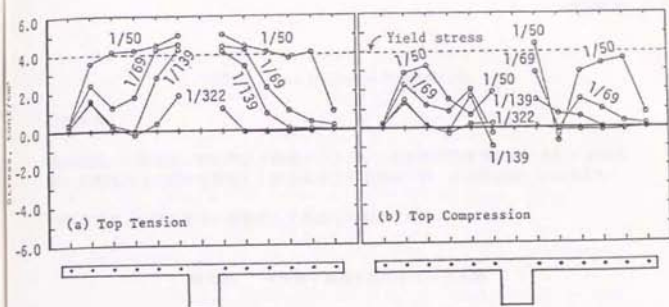
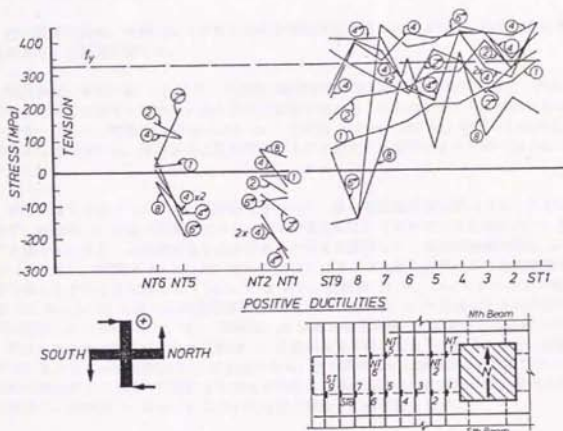


Fig. 5 : Equivalent Viscous Damping Ratio - Beam Bar Bond Index Relation



(a) Specimen K1 in Japan



(b) Specimen 2D-I in New Zealand

Fig.6 : Stress Distributions of Slab Reinforcement

付録B JおよびCシリーズの実験結果

付録Bは、

北山和宏、小谷俊介、青山博之『鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組における柱・梁接合部の耐震性向上に関する研究』、東京大学工学部建築学科 青山研究室、1988年3月。

の第2章および第3章を一部修正して再録したものである。

第2章 平面柱・梁接合部Jシリーズ実験

2-1 実験概要

§1 目的および試験体

接合部横補強筋、柱軸力および柱中段筋が梁降伏型骨組における内柱・梁接合部の挙動にあたえる影響を調べる。

試験体は、実物の約1/2スケールを持つ梁降伏型平面内柱・梁接合部であり、平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものを考える。形状は6体とも同一であり、梁断面200mm×300mm、柱断面300mm×300mm、柱芯から梁端支持点までが1350mm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ735mmである。

試験体諸元を表-2-1に示す。配筋例を図-2-1に、接合部配筋詳細を図-2-2にそれぞれ示す。試験体J1が基本試験体であり、日本で慣用的に行なわれている方法に従い、柱に必要とされるせん断補強筋量を接合部にもそのまま配筋した（接合部横補強筋比 $\rho_w = 0.27\%$ ）。試験体J2は、ACI 318-83[2.1]に基づいて柱に必要なとされる拘束筋を接合部にもそのまま配筋した（ $\rho_w = 0.54\%$ ）。試験体J3は、ニュージーランド規準NZS 3101[2.2]に従って横補強筋量を求め、それを約60%に低減したものを接合部に配筋した（ $\rho_w = 1.27\%$ ）。試験体J4は配筋を試験体J1と同一とし柱軸力を4倍にしたもの、試験体J5は試験体J1の柱中段筋を除いたものである。なお、試験体J6はSシリーズ実験[2.3]との比較のため、接合部斜めせん断ひびわれが発生する前に梁降伏が生じるように設計されたものである。各試験体とも梁主筋は接合部内を通し配筋し、試験体J1からJ5については梁上端筋を二段配筋とした。

§2 実験方法

加力装置を図-2-3に示す。試験体の両梁端はビン・ローラー支持、下柱はビン支持とした。上柱加力点には三基のアクチュエータを取りつけ、一基で一定の鉛直荷重を加え、

一基で繰返し水平荷重を加えた。残りの一基は、試験体を支持するため加力方向と直交する水平面内に取りつけた。アクチュエータの容量は水平方向 50 tonf、鉛直方向 100 tonf である。また、水平方向のアクチュエータの自重が試験体に作用しないようカウンター・ウェイトを取りつけた。さらに、試験体の鉛直軸まわりの回転を拘束するために、試験体に平行なパンタグラフを取りつけた。梁に生じるひびわれのため、梁が軸方向に伸び、そのためパンタグラフには最大 0.5 tonf ほどの引張り及び圧縮力を生じることがCシリーズ実験(後述)時の計測により指摘された。この力は内力として釣り合っており、梁にわずかに軸力として作用するだけで全体の復元力特性には影響しないと判断した。

加力履歴を図-2-4に示す。試験体 J6 はSシリーズ実験と同一の加力履歴を採用した。

上柱に加える軸力および水平力、梁端せん断力をロード・セルにより測定した。層間変位、梁端たわみ、上柱および下柱たわみ、梁材軸方向の局所変形、接合部のせん断変形等を電気式変位計により測定した。梁主筋、柱主筋、接合部横補強筋のひずみをひずみゲージにより測定した。

§3 材料特性

コンクリートは縦打ちとし、打ち継ぎ部は設けなかった。コンクリートの材料特性を表-2-2に示す。圧縮および割裂引張り強度は 100×200 mm のシリンダー試験より得られたものである。コンクリートの弾性係数は圧縮強度の $1/4$ 応力時の割線剛性を用いた。

鉄筋の材料特性を表-2-3に示す。D6 鉄筋以外はいずれも明確な降伏帯を持ち、ひずみ硬化は 0.015 から 0.025 で始まった。鉄筋の弾性係数は 2.1×10^4 kgf/cm² と仮定した。

2-2 実験結果

§1 ひびわれ状態

第④、⑤および⑥サイクル(層間部材角 $1/92$ rad、 $1/48$ rad および $1/23$ rad)終了時の接合部ひびわれ状態をそれぞれ図-2-5、⑤および⑥に示す。接合部斜めせん断ひびわれは表-2-4に示す層間変位、入力せん断力時に発生した。入力せん断力は、両梁端せん断力から求めた梁危険断面モーメントを応力中心間距離で除した応力から層せん断力を差し引くことにより計算した。入力せん断応力度はせん断伝達断面積を(柱せい)×(柱幅と梁幅との平均値)とすることにより求めた。

層間部材角 $1/92$ rad 時には、梁下端筋が降伏したが梁崩壊機構は形成されなかった。各試験体とも接合部斜めせん断ひびわれが見られたが、接合部横補強筋量の異なる試験体 J1、J2 および J3 とを比較すると、接合部横補強筋量の最も多い試験体 J3 の斜めひびわれは最も少なかった。このことから、接合部横補強筋は斜めせん断ひびわれ発生

を防止することはできないが、その本数を抑えるのには有効であると判断される。層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 時にはさらに×型のひびわれが接合部に生じた。

層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時には試験体 J1、J2 のかぶりコンクリートが剥落した。試験体 J3 のかぶりコンクリートは梁上端のコンクリートが圧壊したにもかかわらず、剥落しなかった。最終加力時には試験体 J1、J2、J3 とも接合部かぶりコンクリートが剥落した。

8.2 層せん断力-層間変位関係

各試験体の層せん断力-層間変位関係を図-2-8に示す。各試験体とも梁降伏が先行し梁崩壊機構が形成された。梁上端筋降伏をもって柱・梁接合部材の降伏と定義すると降伏層間部材角はいずれの試験体も $1/60 \text{ rad}$ に近い。図-2-7で層せん断力がほぼ一定となるのを降伏状態とすれば、降伏層間部材角は約 $1/50 \text{ rad}$ であった。実験値は計算値の $1.5 \sim 2$ 倍であった。降伏層間変位の実験値と計算値とを表-2-5に示す。なお、降伏層間変位の計算方法の概略は以下のとおりである。すなわち、梁および柱部材の変形は菅野の剛性低下率[2.4]を用いて計算した。また接合部の復元力特性を、主応力度式による斜めせん断ひびわれ発生後、せん断剛性が初期剛性の $1/5$ に低下するとして、接合部せん断変形による層間変位成分を計算した。

各試験体とも逆S字の履歴形状を示した。部材耐力は試験体 J4、J6 を除いて層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時まで維持されたが層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ の二回目のサイクルには耐力低下が顕著になった。

8.3 接合部せん断応力度-せん断変形関係

各試験体の接合部せん断応力度-せん断変形角関係を図-2-9に示す。接合部せん断変形角は接合部パネルに設置した二つの変位計の計測値から計算した。この二つの変位計は接合部パネルの中心に埋め込んだボルトからパネル下部までの鉛直方向変位を測定するものである。

接合部横補強筋量が異なる試験体 J1、J2 および J3 について、試験体 J3 のように多量に接合部横補強筋を配する ($\rho_{jh} = 1.27\%$) と、接合部せん断変形の抑制に効果がある。また柱軸力を増やした試験体 J4 は、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ の範囲では試験体 J1 よりもせん断変形が抑えられたが、その後の加力によりせん断変形は増加した。これは高軸力 ($0.31 f_c$) により、接合部パネル・コンクリート内に形成されるストラットの圧壊が生じたためと考えられる。

梁降伏後、接合部入力せん断力はほぼ一定になるのに対して、接合部せん断変形は増大することに注意が必要である。これは接合部内梁主筋の付着が劣化することによって接合部せん断抵抗機構が変化するためと考えられる。

8.4 柱、梁および接合部各部材が層間変位に占める割合

各試験体の正方向ピーク時の層間変位に占める柱、梁および接合部の変形成分を図-2-10に示す。ただし柱の変形成分は、層間変位から梁および接合部の変形成分を差し引くことにより求めた。試験体 J1、J2 および J3 について、試験体 J3 の接合部変形成分は層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ まで 10 % 以下ととても小さい。接合部横補強筋が斜めひびわれ幅の拡大を防ぐことにより、接合部のせん断変形を抑制することが示された。柱中段筋のない試験体 J5 では、柱の変形成分が試験体 J1 よりも大きかった。試験体 J1 から J5 までは、層間変位の増大にともなって接合部の変形成分も増加した。層間部材角が $1/23 \text{ rad}$ を超える大変形では、接合部にせん断による損傷が集中したと判断される。しかし、地震時に純フレーム建物に生じる最大層間部材角を $1/50 \text{ rad}$ 程度とすれば、試験体 J1 の骨組接合部の挙動を許容できると考える。

8.5 接合部横補強筋ひずみ度分布

各サイクルのピーク時の接合部横補強筋ひずみ度分布を図-2-11に示す。試験体 J1 から J5 について、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ (⑤サイクル) で各試験体とも降伏ひずみ 0.2 % を超えた。試験体 J1、J2 および J3 についてみると接合部横補強筋量による差は小さく、接合部のせん断による損傷集中を防止するためには、入力せん断力を抑えることが最も有効と考えられる。

2-3 結論

(1) 梁の曲げ降伏後、層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ を超える大変形時に接合部のせん断による損傷が顕著になった。これは梁主筋の接合部内付着劣化によって、接合部パネル内応力が主対角方向を結ぶ領域に集中し、コンクリートの圧壊を招いたためと考えられる。このような接合部のせん断圧縮破壊を防止するためには、入力せん断力をある程度に抑えることが有効であると考えられる。また、本試験体の挙動の良否は、設計において許容する層間変位の値によって左右されると考える。

(2) 梁降伏型骨組における接合部横補強筋は、接合部斜めせん断ひびわれ幅の抑制には有効であるが、柱・梁接合部材の復元力特性には影響をあたえなかった。

(3) 柱の高軸力は接合部せん断変形を抑える。しかし、接合部パネル内に形成されるストラットの圧縮応力状態が悪くなるため、大変形時にはせん断圧縮破壊したと判断される。

(4) 柱中段筋の効果は確認できなかった。柱中段筋が接合部内にて補強筋として有効に機能するのは、梁主筋付着が良好で接合部内にトラス機構が形成されるときであるのに対し、本試験体では接合部内での梁主筋付着劣化によりトラス機構が早期に消失したためと考えられる。

2-4 参考文献

- [2.1] American Concrete Institute: "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)"、November、1983.
- [2.2] Standards Association of New Zealand: "New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures"、NZS 3101、1982.
- [2.3] 小林裕、小谷俊介: "鉄筋コンクリート造柱はり接合部内の梁主筋付着に関する研究(その1)"、日本建築学会大会学術講演梗概集、9月、1983、pp. 1819-1820.
- [2.4] 菅野俊介: "鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究"、東京大学学位論文、1970.

Table 2-1 : Properties of J-Series Specimens

Specimen	J1	J2	J3	J4	J5	J6
(a) Beam						
Top Rebars	8-D13	8-D13	8-D13	8-D13	8-D13	4-D13
$a_t(\text{mm}^2)$	1016	1016	1016	1016	1016	508
$p_t(\%)$	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	0.94
Bot. Rebars	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	3-D13
$a_t(\text{mm}^2)$	508	508	508	508	508	381
$p_t(\%)$	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.71
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6
$\phi(\text{mm})$	50	50	50	50	50	100
$p_w(\%)$	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.32
(b) Column						
Total Rebars	16-D13	16-D13	16-D13	16-D13	10-D13	12-D10
$a_g(\text{mm}^2)$	2032	2032	2032	2032	1270	856
$p_g(\%)$	2.26	2.26	2.26	2.26	1.41	0.95
Hoops	2-D6	4-D6	4-D6	2-D6	2-D6	2-D6
$\phi(\text{mm})$	80	75	80	80	80	50
$p_w(\%)$	0.27	0.57	0.53	0.27	0.27	0.43
Load(tonf)	18.0	18.0	18.0	72.0	18.0	54.0
(kgf/cm ²)	20.0	20.0	20.0	80.0	20.0	60.0
(c) Connection						
Hoops (set)	2-D6	4-D6	4-D6	2-D6	2-D6	2-D6
set $\phi(\text{mm})$	3@75	3@75	7@25	3@75	3@75	5@50
$a_w(\text{mm}^2)$	192	384	896	192	192	320
$p_w(\%)$	0.271	0.542	1.266	0.271	0.271	0.452

Note: a_t = total area of tensile reinforcement,
 p_t = tensile reinforcement ratio,
 a_g = total area of longitudinal reinforcement,
 p_g = gross reinforcement ratio,
 a_w = total area of web reinforcement placed between top and bottom beam reinforcement in the connection,
 p_w = web reinforcement ratio.

The web reinforcement ratio in the connection was calculated as the total area a_w of web reinforcement divided by column width b_c (=300 mm) and the distance j_b (=236 mm) between the compressive and tensile resultants of section.

Table 2-2: Material Properties of Concrete

Specimen	Compressive Strength (kgf/cm ²)	Tensile Strength (kgf/cm ²)	Secant Modulus* (kgf/cm ²)
J1	262	23	222,000
J2	245	25	216,000
J3	245	25	216,000
J4	262	23	222,000
J5	293	23	200,000
J6	293	23	200,000

* Secant modulus at one-quarter of the compressive strength.

Table 2-3: Material Properties of Reinforcement

Bar Size	Diameter (mm)	Area (mm ²)	Yield Strength (kgf/cm ²)	Tensile Strength (kgf/cm ²)	Note
D6	6.35	31.67	3,750	5,310	J-series
D10	9.53	71.33	3,690	5,560	J6 (Columns)
D13	12.7	126.7	4,090	5,720	J1 thru J5
			3,530	5,280	J6 (Beams)

* Young's modulus was assumed to be 2.1×10^6 kgf/cm².

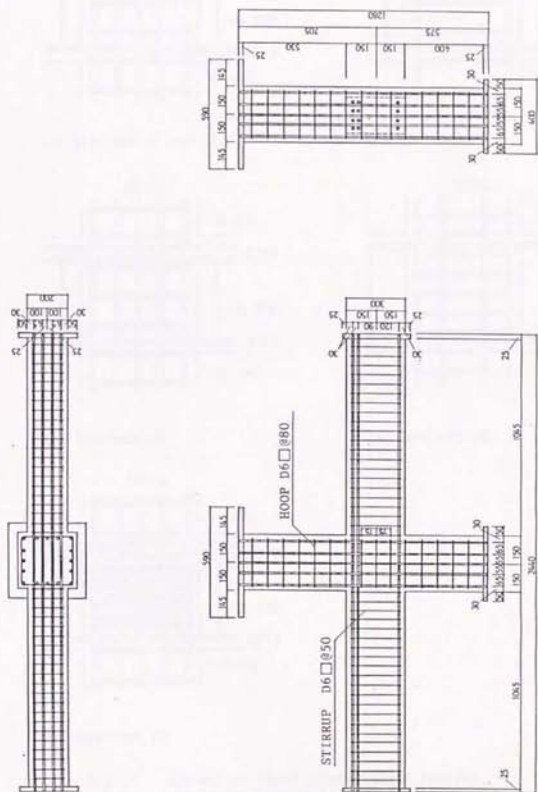
表-2-4：接合部斜めせん断ひびわれ発生時の層間変位と応力

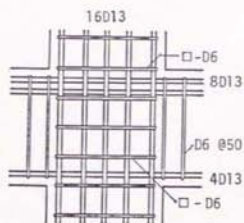
試験体	層間変位 (mm)	接合部入力せん断力 (tonf)	接合部入力せん断応力度 (kgf/cm ²)
J1	7.62	22.3	29.7
J2	5.48	20.4	27.2
J3	7.92	24.4	32.5
J4	9.02	25.5	33.9
J5	8.15	26.8	35.8
J6	31.96	31.0	41.3

表-2-5：降伏層間変位

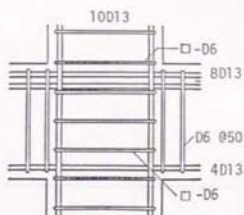
試験体	実験値*1 (mm)	計算値 (mm)
J1	24.11	16.73
J2	24.66	17.01
J3	26.68	17.01
J4	29.42	14.09
J5	28.31	17.06
J6	13.55	8.34

*1：梁上端筋降伏時

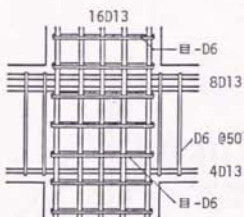




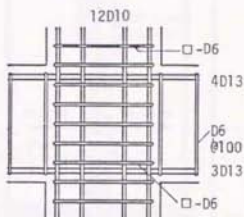
(a) Specimen J1 and J4



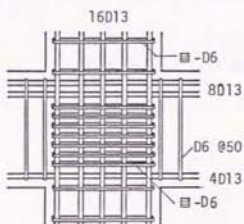
(d) Specimen J5



(b) Specimen J2



(e) Specimen J6



(c) Specimen J3

Fig. 2-2 : Connection Shear Reinforcement Details
(J-Series Specimens)

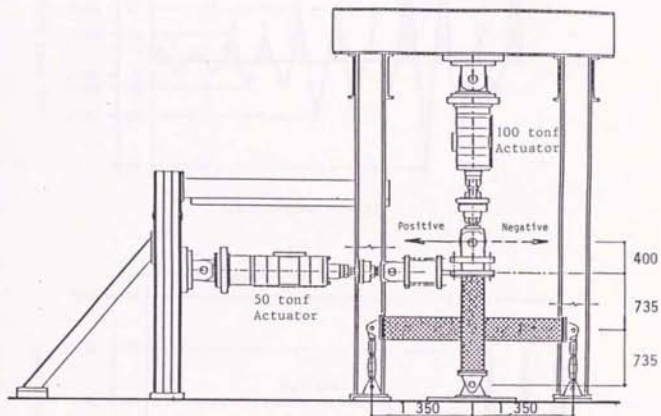
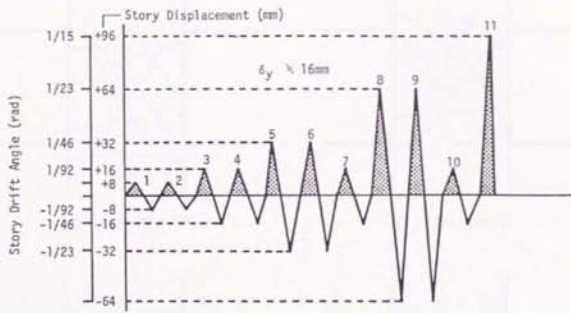
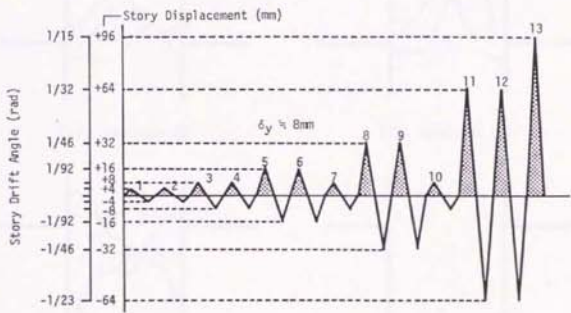


Fig. 2-3 : Test Specimen in Loading Setup

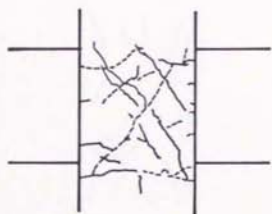


(a) Specimen J1 - J5

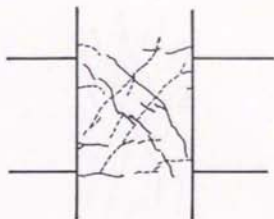


(b) Specimen J6

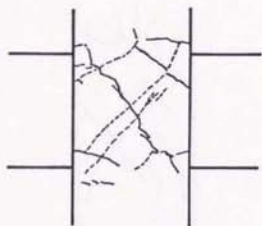
Fig. 2-4 : Loading History



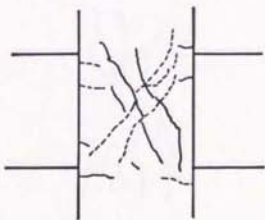
(a) Specimen J1



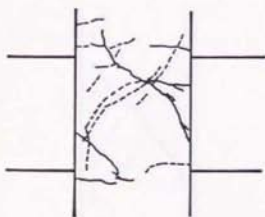
(b) Specimen J2



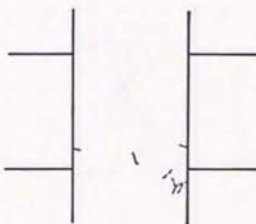
(c) Specimen J3



(d) Specimen J4



(e) Specimen J5

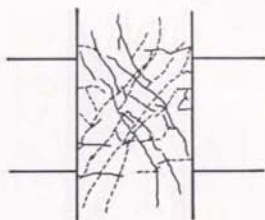


(f) Specimen J6

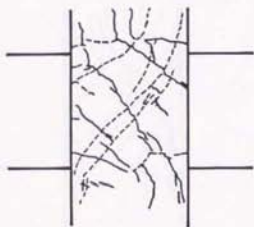
Fig. 2-5 : Crack Patterns at $1/96$ rad Story Drift Angle
(J-Series Specimens)



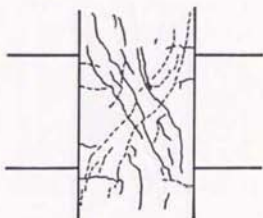
(a) Specimen J1



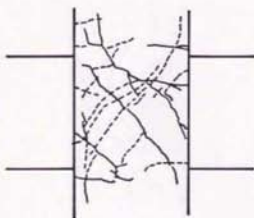
(b) Specimen J2



(c) Specimen J3



(d) Specimen J4

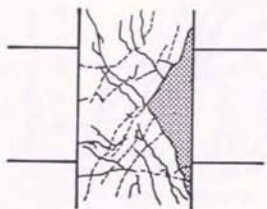


(e) Specimen J5

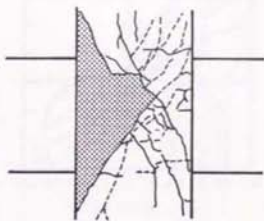


(f) Specimen J6

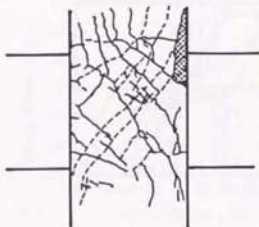
Fig. 2-6 : Crack Patterns at $1/46$ rad Story Drift Angle
(J-Series Specimens)



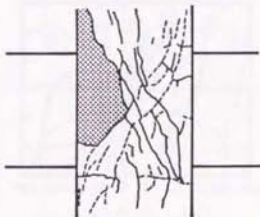
(a) Specimen J1



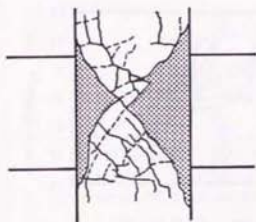
(b) Specimen J2



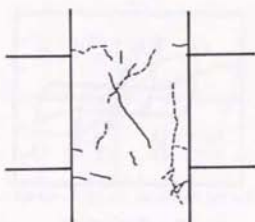
(c) Specimen J3



(d) Specimen J4



(e) Specimen J5



(f) Specimen J6

Fig. 2-7 : Crack Patterns at $1/23$ rad Story Drift Angle
(J-Series Specimens)

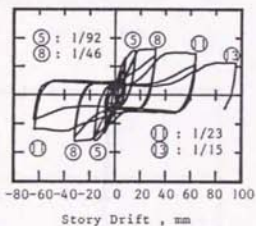
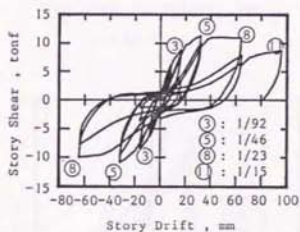
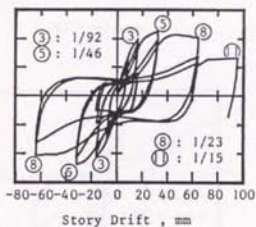
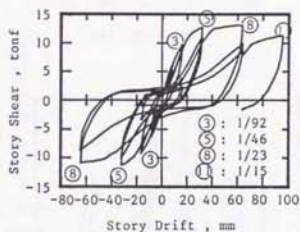
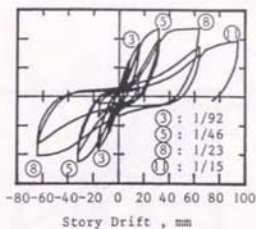
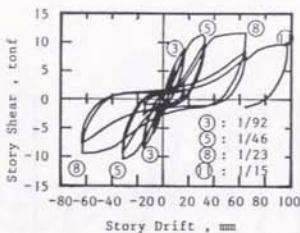
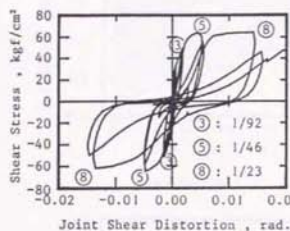
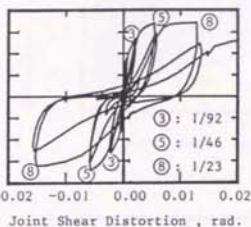


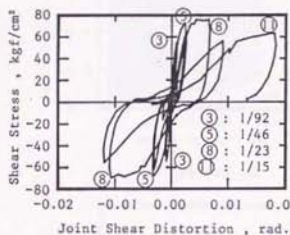
Fig. 2-8 : Story Shear - Story Drift Relations



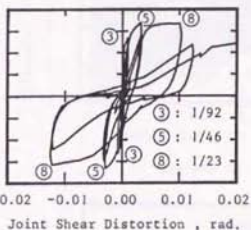
(a) Specimen J1



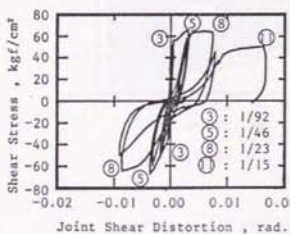
(b) Specimen J2



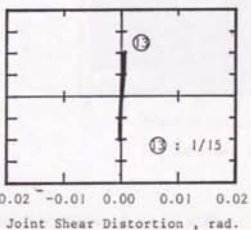
(c) Specimen J3



(d) Specimen J4

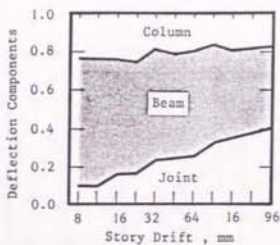


(e) Specimen J5

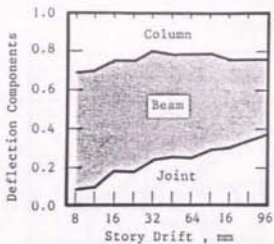


(f) Specimen J6

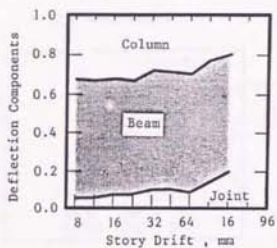
Fig. 2-9 : Shear Stress - Shear Distortion of Connections



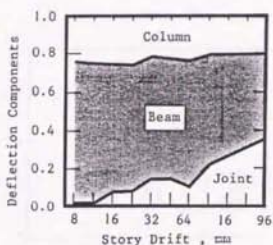
(a) Specimen J1



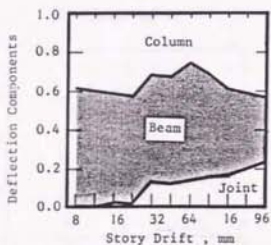
(b) Specimen J2



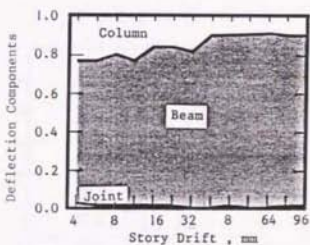
(c) Specimen J3



(d) Specimen J4

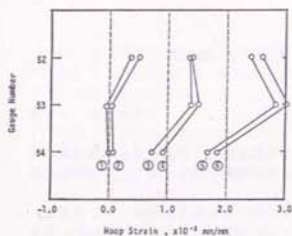


(e) Specimen J5

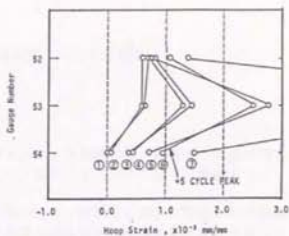


(f) Specimen J6

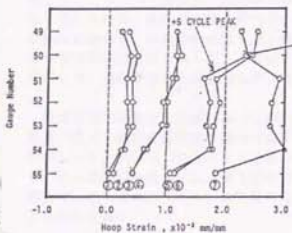
Fig. 2-10 : Deflection Components of Story Drift



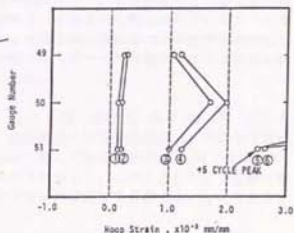
(a) Specimen J1



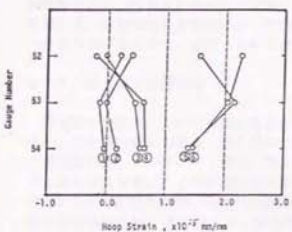
(b) Specimen J2



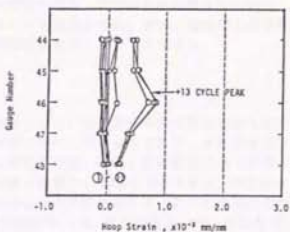
(c) Specimen J3



(d) Specimen J4



(e) Specimen J5



(f) Specimen J6

Fig. 2-11 : Strains in Connection Lateral Reinforcement
(J-Series Specimens)

第3章 平面柱・梁接合部Cシリーズ実験

3-1 はじめに

過去に行なった平面柱・梁接合部SおよびJシリーズ実験では、梁主筋の接合部内での付着が劣化して逆S字状の履歴特性を示した。このことについて以下に概説する。

試験体 J6 の実験終了時のひびわれ状態を図-3-1に、梁端せん断力-梁端たわみ関係を図-3-2にそれぞれ示す。試験体 J6 は、接合部に斜めせん断ひびわれが生じる前に梁降伏するよう設計されており、接合部には斜めせん断ひびわれがほとんど生じなかった。また、梁付け根付近もせん断破壊することなく大変形時には梁付け根コンクリートが圧壊した。このように接合部・梁のせん断破壊の兆候がないにもかかわらず、逆S字履歴特性を示したのは、梁主筋の接合部内での付着劣化によるものと考えられる。Jシリーズの他の試験体も、梁降伏後の繰返し載荷により梁主筋の接合部内での付着が劣化して、逆S字状の履歴特性を示した。さらに、接合部のコンクリート圧縮ストラットに応力が集中して、接合部がせん断破壊したと考えられる。

梁主筋径を変数とした試験体 S1 (梁主筋 D13)、S3 (同 D10) 及び S4 (同 D16) の層せん断力-層間変位関係を図-3-3に示す。梁主筋径の大きい試験体 S4 の逆S字性状が著しいが、試験体 S3 のように柱幅(300 mm)に対して細径主筋(D10)を用いた場合でも、同一変位繰返しによる梁主筋の付着すべりが生じた。このことから、(柱幅/梁主筋径)比の大小だけから、梁主筋の接合部内での付着状態を予想することはできないことがわかる。

上記のようにS、Jシリーズ試験体は、梁主筋の接合部内での付着劣化により逆S字状の履歴形状を示した。そこで本研究は、梁主筋の接合部内での付着を良くするために、降伏強度の低い細径鉄筋を用いた梁降伏型十字形平面柱・梁接合部の試験体について、破壊形式、履歴特性等を実験によって調べることを目的とする。また、梁主筋の接合部内付着が良好なときに、必要とされる接合部横補強筋量について検討する。

3-2 梁主筋の付着性状

梁主筋の接合部内での付着性状を表わす指標として、接合部内平均付着応力度を検討する。梁主筋付着応力度は、接合部内で局所的に変化し得るものであり、また接合部内の梁主筋位置、コンクリート強度、梁主筋の強度及び径、柱幅、接合部内の応力状態などによって異なる。ここでは設計用付着応力度の指標として図-3-4のように、梁主筋が柱面の一端で引張り降伏、他端で圧縮降伏するときの状態を考える。このとき梁主筋の接合部内平均付着応力度 u_b は、梁主筋降伏強度を σ_y 、梁主筋径を d_b 、柱幅を h_c とすると、

$$u_b = \sigma_y \times (d_b / h_c) / 2 \quad (3-1)$$

となる。接合部内平均付着応力度 u_b は（梁主筋径／柱幅）比だけでなく鉄筋強度にも依存する。また、 u_b は設計用のものであり、実際の付着状態を表わすものではないことに注意が必要である。

ニュージーランド規準 NZS 3101 では、梁主筋強度に応じて内柱・梁接合部の（梁主筋径／柱幅）比を制限する以下のような規定を設けている。

$$\begin{aligned} h_c / d_b &\geq 25 & (\sigma_y &= 2750 \text{ kgf/cm}^2) \\ h_c / d_b &\geq 35 & (\sigma_y &= 3800 \text{ kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (3-2)$$

これを式(3-1)の u_b に直すと 55 kgf/cm^2 になる。S、Jシリーズの u_b を表-3-1に示す。ただし、梁主筋降伏強度 σ_y には材料試験より得られた値を用いている。Sシリーズでは $58 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$ 、Jシリーズでは $75 \sim 87 \text{ kgf/cm}^2$ となり、いずれの試験体もニュージーランドの規定よりも大きい。これらの試験体が逆S字形の履歴形状を示したのは、梁主筋の接合部内での付着劣化によるものと判断される。そこで u_b をニュージーランド基準より求める値程度に抑えることにより、梁主筋の接合部内での付着を良くすることができると考え、Cシリーズ実験を計画した。

3-3 実験概要

8.1 試験体

試験体は実物の約 1/2 のスケールを持つ鉄筋コンクリート造十字形平面柱・梁接合部3体（試験体 C1～C3）である。形状・寸法はJシリーズと同一であり、梁断面 $200 \times 300 \text{ mm}$ 、柱断面 $300 \times 300 \text{ mm}$ 、柱芯から梁支持点までが 1350 mm 、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までが 795 mm である。本実験では梁主筋として、特注した降伏強度の低い SD24 の異形鉄筋 D10 を用いた。これにより、材料試験にもとづく降伏強度を用いた u_b は 52 kgf/cm^2 となり、ニュージーランドの規定よりも小さくなる。

試験体諸元を表-3-2に示す。配筋例を図-3-5に、接合部配筋詳細を図-3-6にそれぞれ示す。梁主筋量は鉄筋間隔の制限によって決まった。試験体変数は接合部横補強筋量および載荷履歴である。梁主筋の接合部内での付着性状が良好な場合の横補強筋量の影響を調べる。

試験体 C1 は、従来日本で行なわれているように、柱のせん断補強筋を接合部にもそのまま配筋したもので、接合部横補強筋比は 0.27% である。試験体 C2 は、ACI 318-83 に従い、柱に必要なせん断補強筋を接合部にもそのまま配筋したもので、接合部横補強筋比は 0.90% である。試験体 C1、C2 は接合部横補強筋に D6 を用いた。試験体 C3 は、NZS 3101 に従い、接合部に入力されるせん断力を全て横補強筋に負担させるように接合部横補強筋を配筋したもので、接合部横補強筋比は 2.01% である。接合部横補強筋には D10 を用いたが、これは D6 を用いるとあまりに配筋が過密になる

ので、これを避けるためである。

§ 2 実験方法

加力装置、測定装置は J シリーズ実験とほぼ同じである。ただし本実験では接合部のせん断変形を×字形に配置した 2 台の変位計で測定した。

各試験体の加力履歴を図-3-7に示す。試験体 C1、C3 の加力履歴は、層間部材角 $1/368 \text{ rad}$ 1 サイクル、 $1/184 \text{ rad}$ 2 サイクル、地震時に構造物に予想される層間部材角 $1/92 \text{ rad}$ および $1/46 \text{ rad}$ を 2 サイクルずつ加力した後、 $1/23 \text{ rad}$ 1 サイクル、 $1/15 \text{ rad}$ を半サイクル加力した。試験体 C2 では中小地震を想定し、小振幅及び部材降伏後塑性率 2~3 程度の振幅で多数回繰り返した時の挙動を調べるために $1/200 \text{ rad}$ 前後の小振幅 10 サイクル、 $1/46 \text{ rad}$ 10 サイクルを加力した後、 $1/23 \text{ rad}$ 1 サイクル、 $1/15 \text{ rad}$ を半サイクル加力した。

§ 3 材料特性

コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-3-3に示す。試験体は横打ちとした。コンクリート圧縮強度は 261 kgf/cm^2 、割裂引張り強度は 25 kgf/cm^2 であった。鉄筋の降伏強度は梁主筋 D10 で 3260 kgf/cm^2 、柱主筋 D13 は 4300 kgf/cm^2 、試験体 C3 の接合部横補強筋に用いた D10 は 3360 kgf/cm^2 、それ以外のせん断補強筋に用いた D6 は 3300 kgf/cm^2 (0.2 % offset による強度) であった。

§ 4 実験結果

§ 1 ひびわれ状態

実験終了時のひびわれ状態を図-3-8に、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ での繰り返し加力終了時の接合部ひびわれ状態を写真-3-1にそれぞれ示す。C シリーズ 3 体とも、曲げひびわれが梁に分散して発生し、梁降伏後は梁危険断面から約 $2/3 D$ (D : 梁せい) までの部分に集中した。層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時には危険断面付近の梁下端コンクリートが剥落した。接合部には斜めせん断ひびわれが見られたが、その幅は狭かった。加力履歴が異なる試験体 C2 と試験体 C1、C3 との間には、繰り返し回数によるひびわれ状態の差は見られなかった。3 体とも梁危険断面から塑性ヒンジ領域が広がっており、梁危険断面のひびわれ幅は特に大きくなく、梁主筋の接合部からの抜け出し量は少なかったと判断される。

接合部パネルに関しては、3 体について接合部せん断応力度が $33 \sim 36 \text{ kgf/cm}^2$ で斜めせん断ひびわれが生じ、主応力度式による計算値 34 kgf/cm^2 とほぼ一致した。梁降伏時の接合部入力せん断応力度は $51 \sim 56 \text{ kgf/cm}^2$ で計算値 49 kgf/cm^2 との差は 13 % 以内であった。試験体 C1 では変位振幅が大きくなるに従って、パネルに短いせん断ひびわれが生じ、層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時でひびわれ幅も大きくなり、層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ 時にはパネルコンクリートのはらみ出しがわずかに見られた。接合部横補強筋

量の多い試験体 C3 では、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 以降新しく発生したせん断ひびわれはわずかであり、試験体 C1 に比べてひびわれ数も幅も小さかった。このように、接合部横補強筋量によって接合部のひびわれ状況に差が見られるが、地震時に予想される変形の範囲（層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ 程度）ではその差は小さい。試験体 C2 では、 $1/46 \text{ rad}$ の振幅を繰り返すことにより接合部のせん断ひびわれ数が増えたが、幅は小さかった。

5.2 履歴特性

層せん断力-層間変位関係を図-3-9に示す。3 体ともに良好な紡錘形履歴であり、層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ の大変形時においても耐力の低下は見られなかった。試験体 C1、C3 とを比較すると耐力はほぼ同じであるが、同一振幅を 2 回繰り返した際の 2 回目の履歴形状は、試験体 C3 の方が太っており、層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時には負方向サイクルで試験体 C3 の方が太った履歴を示した。試験体 C2 では、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ の 10 回の繰り返し加力による耐力低下は最大 11 % であり、その履歴形状から、繰り返しによる梁主筋の接合部内での付着劣化はわずかであったと考えられる。C シリーズと J シリーズの履歴形状を比較すると、梁主筋の接合部内付着劣化の影響が明らかである。

エネルギー消費能力を数値化するために、等価粘性減衰-累積塑性率関係を図-3-10 に示す。等価粘性減衰は、実験中に消費された半サイクルごとのエネルギー消費量を各半サイクルの最大変位点を頂点とする三角形で規準化したものであり、降伏変位を実験結果より試験体 C1、C3 は 12.5 mm （層間部材角 $1/118 \text{ rad}$ ）、試験体 C2 は 14.0 mm （層間部材角 $1/105 \text{ rad}$ ）として累積塑性率を求めた。累積塑性率が大きくなると（層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 以上）、試験体 C3 の等価粘性減衰が試験体 C1 に比べて 14 % 程度大きくなり、ループの太り具合の差をあらわす。試験体 C2 において、層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ の繰り返し加力による等価粘性減衰の低下は最大 41 % であるが、層間部材角 $1/23 \text{ rad}$ 時の等価粘性減衰は試験体 C1 程度であった。

5.3 梁主筋ひずり度分布

試験体 C1、C3 の層間部材角 $1/92 \text{ rad}$ 正負加力時、及び試験体 C2 の層間部材角 $1/192 \text{ rad}$ 正負加力時、それぞれの梁上端筋ひずり度分布を図-3-11に示す。試験体 C1、C3 では引張側で降伏ひずみに達し、他方圧縮側では圧縮力を負担しており、引張りひずみへの転化は生じていない。このことから、梁主筋の接合部内での付着は良好であったことが確かめられる。一方、試験体 C2 では 10 サイクルの繰り返し加力により、圧縮から引張りへの転化が生じた。u b 計算時に想定した圧縮降伏は観察されなかった。

5.4 変形特性

正サイクルピーク時の層間変位に占める、柱・梁および接合部の変形成分比を図-3-12に示す。接合部の変形成分は、層間変位から梁と柱との成分を引いたものとした。各試験体とも、梁たわみによる層間変位成分が 60 % 以上であり、繰り返し載荷と共に増加して層間部材角 $1/46 \text{ rad}$ 時では 80 % 近くになり、梁端部の曲げヒンジ形成による良好な梁降伏機構を示した。

§5 接合部パネルの斜め方向変位

層せん断力-接合部パネルの斜め方向変位関係を図-3-13に示す。この斜め方向変位は、接合部斜めせん断ひびわれ幅の和に対応する。測定点のゲージ長さは、試験体 C1 で 333 mm、試験体 C2 で 318 mm、試験体 C3 で 310 mm であった。各試験体とも層間部材角 $1/46$ rad まではほとんど接合部せん断変形を生じなかった。層間部材角が $1/46$ rad に達すると、接合部斜めせん断ひびわれ幅が増え始め、その後、試験体 C1 では斜めせん断ひびわれの増加により斜め方向変位が急速に増加した。それに対して、試験体 C2 では層間部材角 $1/46$ rad の繰返し加力によるせん断ひびわれ幅の増加はわずかで、層間部材角 $1/23$ rad 時でもほとんど増えなかった。また、試験体 C3 では、層間部材角 $1/15$ rad の大変形時にもほとんど斜め方向変位が進まなかった。

このことから、地震時に鉄筋コンクリート造建物に予想される変形範囲（層間部材角 $1/50$ rad 程度）では、接合部せん断変形にあたる接合部横補強筋量の影響は小さいが、大変形時には、接合部横補強筋がパネルコンクリートのはらみ出しを拘束するといえる。

§6 接合部横補強筋ひずみ度分布

正サイクルピーク時の接合部横補強筋ひずみ度分布を図-3-14に示す。試験体 C1 では、梁部材が降伏する層間部材角 $1/92$ rad で横補強筋の一部が降伏し始め、以降接合部中央の横補強筋のひずみが特に大きくなった。試験体 C2 では、層間部材角 $1/23$ rad の大変形時のひずみはこの図では 0.15% 程度であるが、他の測定位置で 0.2% を超えるところもあり、接合部としては降伏直前の状態と考えられる。試験体 C3 では層間部材角 $1/23$ rad 時にも接合部横補強筋のひずみは 0.1% 程度であり、降伏ひずみの半分程度に納まった。

接合部の補修が困難なために接合部を弾性に設計する NZS 3101 の立場からは、接合部横補強筋量は日本的な接合部を模倣する試験体 C1 程度では不十分である。一方、全補強した試験体 C3 の接合部横補強筋のひずみが、降伏ひずみの約 $1/2$ に納まっており、試験体 C3 の半分以下の横補強筋量をもつ試験体 C2 の接合部横補強筋のひずみが降伏ひずみ前後であったことから、梁主筋の接合部内での付着が良好な場合、NZS 3101 に規定する接合部横補強筋量の半分程度に減らしても接合部を弾性に維持できると考える。

3-5 結論

(1) 接合部内平均付着応力度 u_b を低減するように、(柱幅/梁主筋径) = 31.5 の細径で、かつ降伏強度の低い梁主筋を用いた C シリーズ柱・梁接合部実験では、履歴面積の大きい紡錘形の履歴特性が得られた。このような良好な履歴性状を得るためには、梁主筋の強度を制限する必要がある。なお、 u_b の判断基準値としてここではニュージーランドの規定から求めた値を使用した。

(2) 中小地震を想定して塑性率 2~3 の振幅を多数回繰り返しても、梁主筋の接合部からの抜け出しは生じなかった。

(3) 本試験体のように接合部入力せん断応力が比較的低い ($0.22 f_c$ 程度、 f_c :コンクリート圧縮強度) 場合には、接合部横補強筋量の多少によらず、接合部せん断変形は地震時に予想される層間部材角 ($1/50$ rad 程度) ではほぼ同様な挙動を示した。更に大きな変形では、接合部横補強筋はせん断変形をおさえるのに有効である。接合部横補強筋の降伏が生じても、せん断破壊を防止できればよいという設計方針からは、日本程度の横補強筋量でもよい。接合部を弾性に維持するためには、接合部横補強筋を全補強の半分程度に配筋する必要がある。

Table 3-1 : Ideal Bond Stress along Beam Bar within Joint u_b

Name	Steel Grade	Yield Strength (kgf/cm ²)	Bar Size	Bar Diameter (mm)	Column Depth (mm)	Bond Index (kgf/cm ²)
S1	SD30	3,510	D13	12.7	300	74.3
S2	SD30	3,510	D13	12.7	300	74.3
S3	SD35	4,250	D10	9.53	300	67.5
S4	SD30	3,790	D16	15.9	300	100.4
S5	SD30	3,510	D13	12.7	300	74.3
S6	SD30	3,510	D13	12.7	300	74.3
J1	SD35	4,090	D13	12.7	300	86.6
J2	SD35	4,090	D13	12.7	300	86.6
J3	SD35	4,090	D13	12.7	300	86.6
J4	SD35	4,090	D13	12.7	300	86.6
J5	SD35	4,090	D13	12.7	300	86.6
J6	SD30	3,530	D13	12.7	300	74.7

Table 3-2 : Properties of C-Series Specimens

Specimen	C1	C2	C3
(a) Beam			
Top Bar	12-D10	12-D10	12-D10
$a_t(\text{mm}^2)$	856	856	856
$p_t(\%)$	1.59	1.59	1.59
Bot. Bars	6-D10	6-D10	6-D10
$a_t(\text{mm}^2)$	428	428	428
$p_t(\%)$	0.79	0.79	0.79
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6
ϕ (mm)	50	50	50
$p_w(\%)$	0.64	0.64	0.64
(b) Column			
Total Bars	16-D13	16-D13	16-D13
$a_g(\text{mm}^2)$	2032	2032	2032
$p_g(\%)$	2.26	2.26	2.26
Hoops	4-D6	4-D6	4-D6
ϕ (mm)	50	50	50
$p_w(\%)$	0.85	0.85	0.85
Load(tonf)	18.0	18.0	18.0
(kgf/cm ²)	20.0	20.0	20.0
(c) Connection			
Hoops (set)	2-D6	4-D6	4-D10
sets ϕ (mm)	3@70	5@45	5@45
$a_w(\text{mm}^2)$	192	640	1425
$p_w(\%)$	0.27	0.90	2.01

Note: a_t = total area of tensile reinforcement,
 p_t = tensile reinforcement ratio,
 a_g = total area of longitudinal reinforcement,
 p_g = gross reinforcement ratio,
 a_w = total area of web reinforcement placed between top and bottom beam reinforcement in the connection,
 p_w = web reinforcement ratio.

The web reinforcement ratio in the connection was calculated as the total area a_w of web reinforcement divided by column width b_c (=300 mm) and the distance j_b (=236 mm) between the compressive and tensile resultants of section.

Table 3-3 : Material Properties of C-Series Specimens

Concrete		(kgf/cm ²)
Compressive Strength		261
Tensile Strength		25
Reinforcing Bars	Yield Stress	Strain at
	(kgf/cm ²)	Hardening
D6 (Lateral Reinf.)	3,300	---
D10 (Beam Reinf.)	3,260	0.0380
D10 (Hoop in Joint)	3,360	0.0282
D13 (column Reinf.)	4,300	0.0246

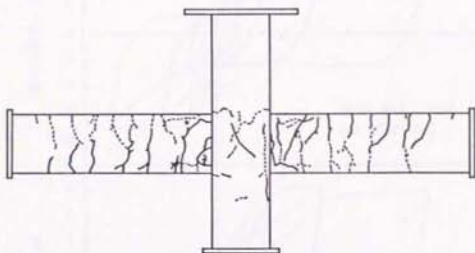


Fig. 3-1 : Crack Patterns at End of Test (Specimen J6)

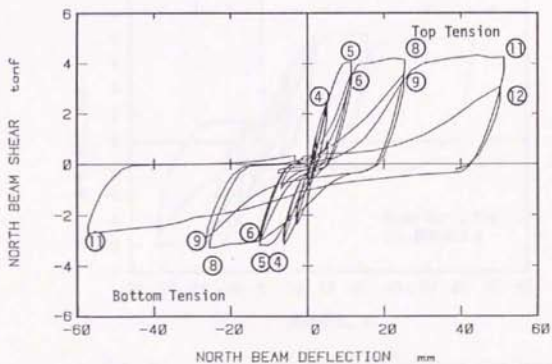


Fig. 3-2 : Beam Shear-Beam Deflection Relation (Specimen J6)

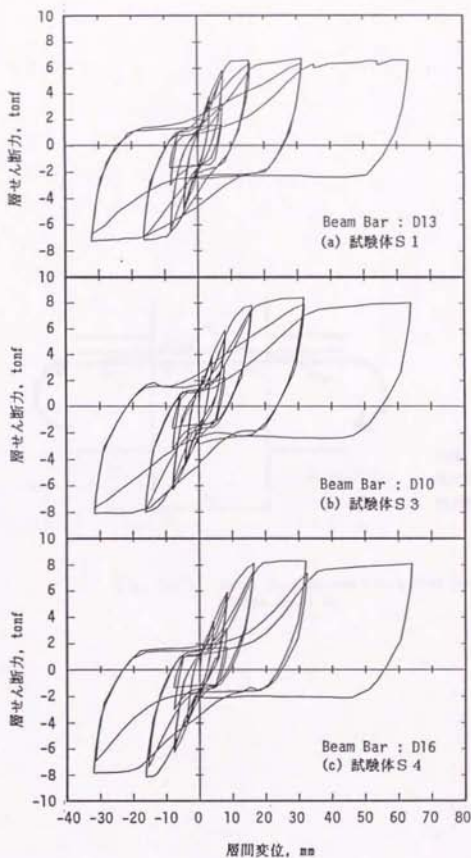


Fig. 3-3 : Story Shear-Story Drift Relations (Specimens S1,S3 and S4)

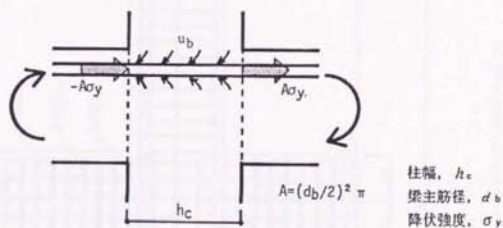


Fig. 3-4 : Ideal Bond Stress along Beam Bar within Joint u_b

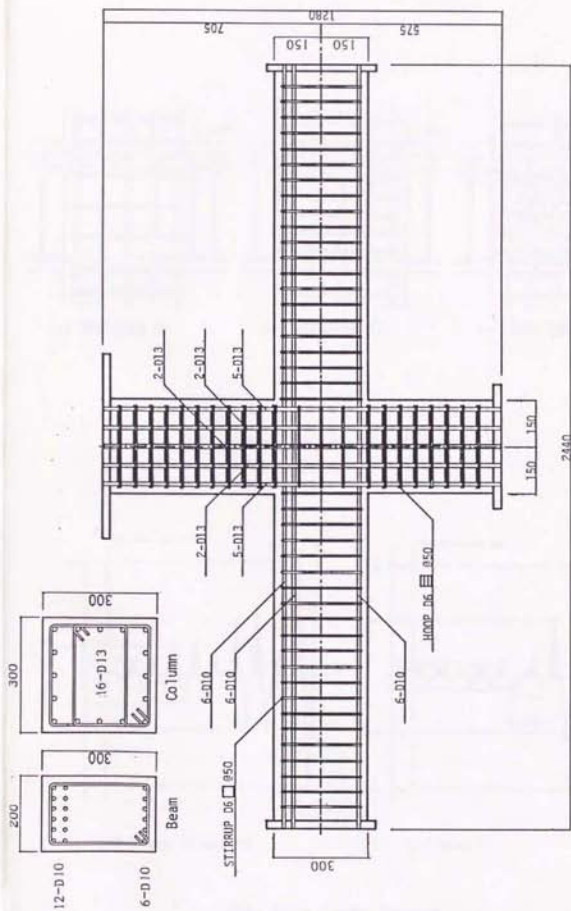


Fig. 3-5 : Reinforcement Details of Specimen C1

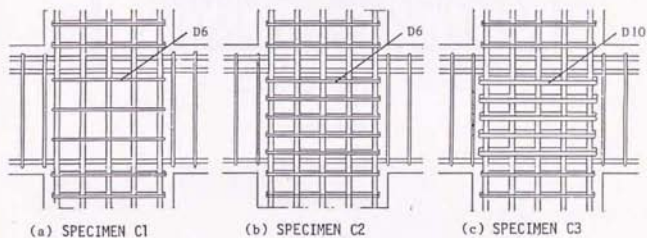


Fig. 3-6 : Connection Shear Reinforcement Details

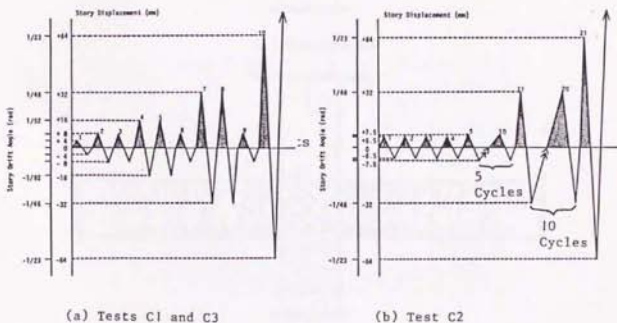
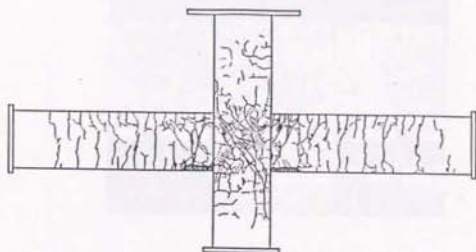
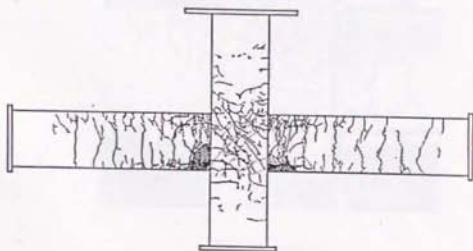


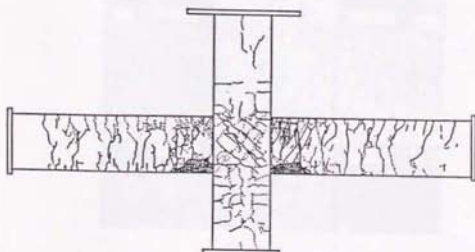
Fig. 3-7 : Loading History



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2

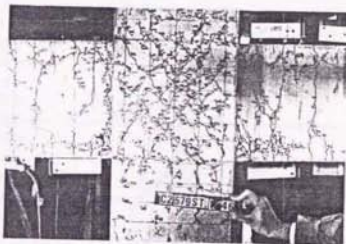


(c) Specimen C3

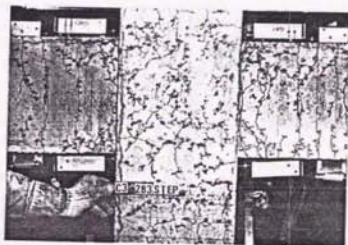
Fig. 3-8 : Crack Patterns after Test



(a) Specimen C1



(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

Photo. 3-1 : Crack Patterns
(Story Drift Angle of 1/50)

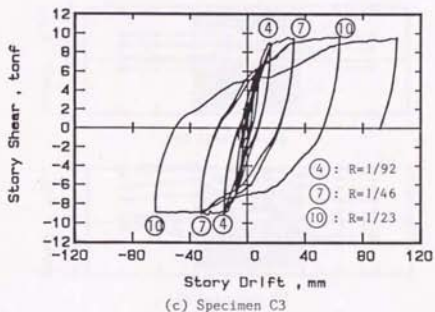
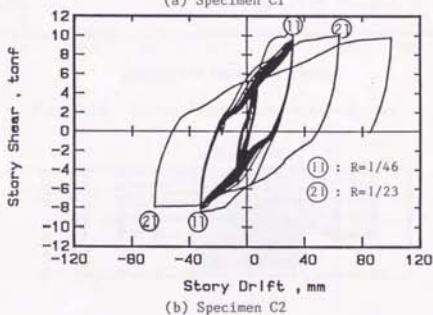
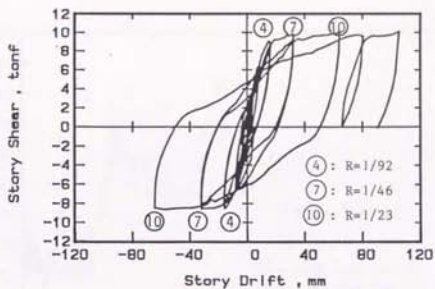


Fig. 3-9 : Story Shear-Story Drift Relations

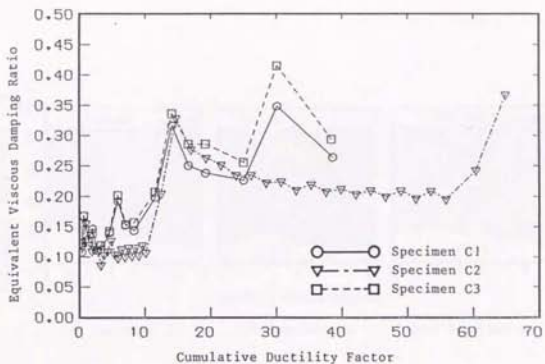


Fig. 3-10 : Energy Dissipation in Half-Cycles

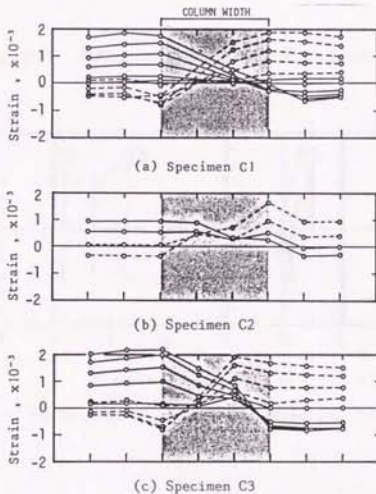


Fig. 3-11 : Strain Distribution along Beam Top Bar through Connection

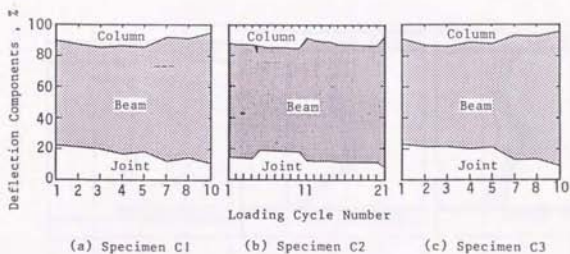


Fig. 3-12 : Deflection Components of Story Drift

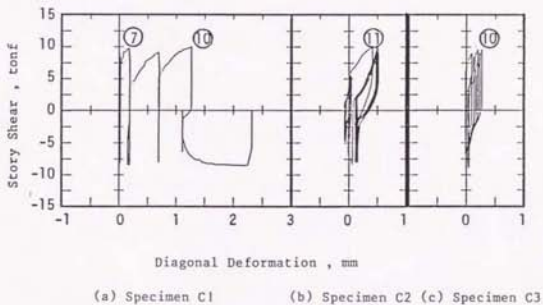


Fig. 3-13 : Diagonal Deformation of Beam-Column Connection

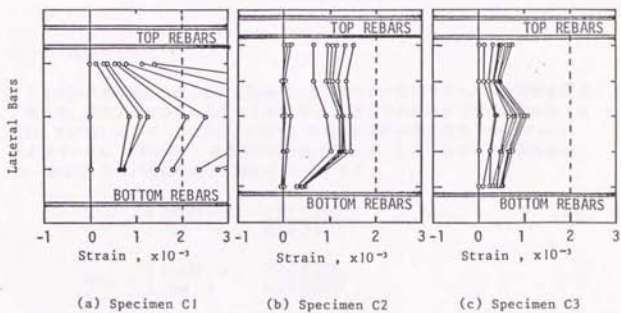


Fig. 3-14 : Strains in Joint Lateral Reinforcement

付録C 等価粘性減衰定数の求め方

C-1 武田モデル

正負の降伏点は異なるが、最大変形は同一としたときの武田モデルによる履歴を図 C-1 に示す。図のようにひびわれ点を (D_c, P_c) 、正負それぞれの方向の降伏点を $(D_y(1), P_y(1))$ および $(D_y(2), P_y(2))$ 、正負それぞれの最大点を $(D_m, P_m(1))$ および $(-D_m, -P_m(2))$ 、降伏後の剛性低下率を β 、正負それぞれの除荷剛性を $Kr1$ および $Kr2$ 、除荷剛性低下指数を α とすると、

$$Kr1 = \left| \frac{D_y(1)}{D_m} \right|^\alpha \times \frac{P_c + P_y(1)}{D_c + D_y(1)} \quad (C-1)$$

$$Kr2 = \left| \frac{D_y(2)}{D_m} \right|^\alpha \times \frac{P_c + P_y(2)}{D_c + D_y(2)} \quad (C-2)$$

斜線で示した四辺形の面積を ΔW 、基準化するための長方形の面積を \square とすると、

$$\Delta W = \{ (D_m - P_m(1)/Kr1) + (D_m - P_m(2)/Kr2) \} \times (P_m(1) + P_m(2)) / 2 \quad (C-3)$$

$$\square = (P_m(1) + P_m(2)) \times D_m \quad (C-4)$$

これらより、等価粘性減衰定数 h_{eq} は、

$$\begin{aligned} h_{eq} &= \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\Delta W}{\square} \\ &= \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1}{2 D_m} \left(\frac{P_m(1)}{Kr1} + \frac{P_m(2)}{Kr2} \right) \right\} \end{aligned} \quad (C-5)$$

なお、 $P_y(1) = P_y(2) = P_y$ 、 $D_y(1) = D_y(2) = D_y$ のときは、

$$h_{eq} = \frac{1}{\mu} \left\{ 1 + (\mu - 1) \beta \frac{D_y \cdot P_c}{D_c \cdot P_y} \right\} \mu^\alpha \cdot \frac{1 + D_c/D_y}{1 + P_c/P_y}$$

となる。

C-2 武田スリップ・モデル

簡単のため正負の降伏点、最大点とも同一としたときの武田スリップ・モデルによる

履歴を図 C-2 に示す。図のようにひびわれ点を (D_c, P_c) 、正負の降伏点を (D_y, P_y) および $(-D_y, -P_y)$ 、正負の最大点を (D_m, P_m) および $(-D_m, -P_m)$ 、降伏後の剛性低下率を β 、除荷剛性を K_r 、除荷剛性低下指数を α 、スリップ時の剛性を K_s 、スリップ剛性低下指数を B_0 、スリップ発生後の硬化剛性を K_u 、スリップ剛性硬化指数を B_1 とすると、

$$K_r = \left| \frac{D_y}{D_m} \right|^\alpha \times \frac{P_c + P_y}{D_c + D_y} \quad (C-6)$$

$$K_s = \left| \frac{P_m}{X - D_m} \right| \times \left| \frac{D_m}{X - D_m} \right|^{B_0} \quad (C-7)$$

$$K_u = (P_m / D_m) \times B_1 \quad (C-8)$$

ここで、 X はスリップ剛性が現われる負方向での荷重零の点で、以下のようになる。

$$X = -(D_m - P_m / K_r) \quad (C-9)$$

図の斜線部分の面積 ΔW は、

$$\begin{aligned} \Delta W = & \left\{ \left(D_m - \frac{P_m}{K_u} \right) - X \right\} \cdot \frac{K_s (K_u X - K_u D_m + P_m)}{2 (K_s - K_u)} \\ & + \left\{ \left(D_m - \frac{P_m}{K_r} \right) - \left(D_m - \frac{P_m}{K_u} \right) \right\} \cdot \frac{P_m}{2} \end{aligned} \quad (C-10)$$

また、最大荷重 P_m は塑性率を μ とすると以下のように表わされる。

$$D_m = \mu \cdot D_y \quad (C-11)$$

$$\begin{aligned} P_m &= P_y + (\mu - 1) D_m \cdot \beta \cdot K \\ &= P_y + (\mu - 1) \mu \cdot D_y \cdot \beta \cdot P_c / D_c \end{aligned} \quad (C-12)$$

以上より、(C-10)式に、(C-9)式および(C-12)式を代入することにより履歴面積 ΔW が求まる。等価粘性減衰定数 h_{eq} は以下により求めることができる。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\Delta W}{D_m \cdot P_m} \quad (C-13)$$

正負で降伏点が異なり最大変形は同一としたときの等価粘性減衰定数は、武田モデルで示したのと同様の方法で求めることができる。

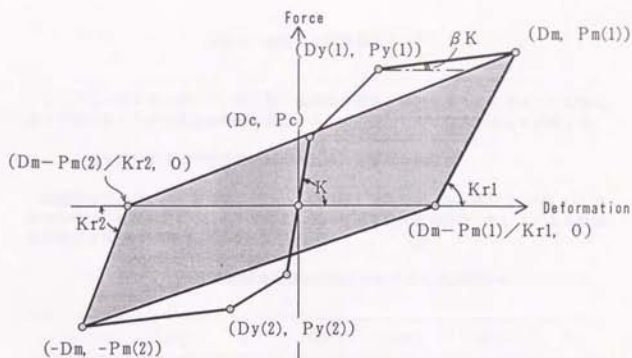


図 C-1 : 武田モデル

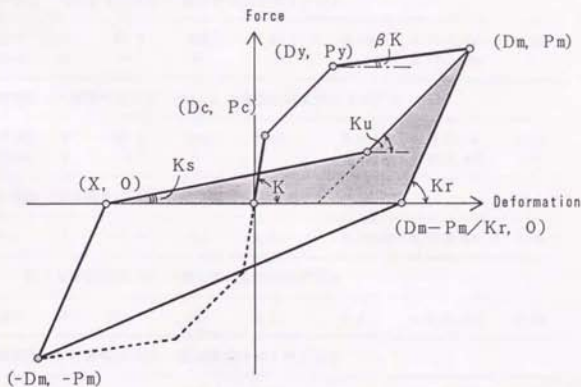


図 C-2 : 武田スリップ・モデル

付録D 使用した試験体のリスト

ここでは、第7章において、梁主筋付着指標の制限を検討するために使用した試験体、および接合部入力せん断力の制限を検討するために使用した試験体の緒元を記載する。

D-1 梁主筋付着指標の制限を検討するために使用した試験体

層間部材角 $1/50$ rad まで接合部のせん断破壊が発生せず、層間部材角 $1/50$ rad 程度での等価粘性減衰定数 h_{eq} を求めることが可能な試験体を使用した。これらの試験体の特性を表 D-1 に示す。

表 D-1 : 梁主筋付着指標の制限を検討するための試験体

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
[組織名]	破壊	u_b	f'_c	$u_b/\sqrt{f'_c}$	等価粘性	$v u/f'_c$	柱軸力
試験体名	モード	kgf/cm ²	kgf/cm ²		減衰 h_{eq}	($\rho_j h$, %)	比
清水建設 (文献番号[D-1]) …直交梁およびスラブ付き							
CG-2	F	88.7	372	4.60	0.105	0.28(0.35)	0.24
CG-3	F	"	"	"	0.109	0.30(0.35)	"
戸田建設 (文献番号[D-2]) …CP-02 は直交梁およびスラブ付き							
CP-01	F	87.8	308	5.00	0.098*1	0.18(0.64)	0.16
CP-02	F	"	"	"	0.089*1	0.20(0.64)	"
三井建設 (文献番号[D-3]) …直交梁付き							
J-1	F	113.3	525	4.94	0.156*2	0.18(0.59)	0.08
間 組 (文献番号[D-4]) …直交梁およびスラブ付き							
FM1	F	100.7	490	4.55	0.121	0.21(0.30)	0.13
西松建設 (文献番号[D-5]) …直交梁およびスラブ付き							
F-3	F	91.0	381	4.66	0.128*3	0.26(0.44)	0.24

表 D-1 (続き)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	
[組織名]	破壊	u_b	f'_c	$u_b/\sqrt{f'_c}$	等価粘性	柱軸力	
試験体名	t-t	kgf/cm ²	kgf/cm ²		減衰 λ_{eq}	比	
					(p_{jh} , %)		
熊谷組 (文献番号[D-6]) …直交梁およびスラブ付き							
P-3	F	105.6	511	4.67	0.131	0.20(0.16)	0.29
フジ工業 (文献番号[D-7]) …NO.13～15は直交梁およびスラブ付き、それ以外平面							
NO.1	S	↑	343	8.37/7.12	0.088	0.32(1.52)	0.25
NO.2	S	D22	〃	〃	0.094	0.32(2.09)	〃
NO.3	S	155.0	352	8.27/7.02	0.075	0.32(1.52)	0.24
NO.4	S		373	8.03	0.079	0.34(〃)	0.32
NO.5	S	D19	〃	〃	0.092	0.34(2.09)	〃
NO.6	F→S	131.8	404	7.71	0.076	0.33(1.52)	0.30
NO.7	F→S		477	7.10	0.076	0.28(〃)	0.25
NO.8	F→S	↓	〃	〃	0.076	0.28(2.09)	〃
NO.13	F	105.4	326	5.84	0.118	0.25(?)	0.25
NO.14	F	{ D22:130.6	300	{ D22:7.54	0.127	0.31(?)	〃
NO.15	F	{ D19:105.4	〃	{ D19:6.09	0.132	0.31(?)	〃
NO.17	F	91.8	314	5.18	0.137	0.20(0.71)	0.18
NO.18	F	112.2	〃	6.33	0.131	0.21(0.95)	〃
NO.19	F+S	124.2/112.2	〃	7.01/6.33	0.102	0.24(〃)	〃
NO.20	F+S	124.2	〃	7.01	0.091	0.27(0.96)	〃
竹中工務店 (文献番号[D-8]) …片側に直交梁付き							
NO.1	F	91.4	462	4.25	0.124	0.27(0.38)	0.16
NO.2	F	〃	425	4.43	0.122*3	0.34(0.65)	0.17
NO.3	F	〃	447	4.32	0.130*3	0.38(1.31)	0.16
NO.4	F	〃	453	4.29	0.244	0.34(1.29)	0.08

表 D-1 (続き)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
[組織名]	破壊	u_b	f'_c	$u_b/\sqrt{f'_c}$	等価粘性	柱軸力
試験体名	モード	kgf/cm ²	kgf/cm ²		減衰 η_{eq}	(ρ_{jh} , %)
東急建設 (文献番号[D-9]) ... F3 は直交梁およびスラブ付き (プロットしていない)。						
F2	F	106.4	338	5.79	0.108/0.096*4	0.24(?)
F3	F	"	377	5.48	0.130/0.114*4	0.24(?)
千葉大学野口研究室 (文献番号[D-10]) ... すべての平面柱・梁接合部						
NO.5	F	51.6	293	3.01	0.171	0.21(1.15)
NO.6	F	"	"	"	0.196	0.16(0.76)
NO.7	F	79.2	"	4.63	0.092	0.23(1.15)
NO.8	F	"	"	"	0.095	0.17(0.76)
東京大学青山研究室 (文献番号[D-11~13]) ... S シリーズは直交梁付き、ほかは平面						
S1	F	74.3	283	4.42	0.240	0.13(1.45)
S3	F	67.5	"	4.01	0.203	0.16(")
S4	F	100.4	256	6.28	0.149	0.17(")
J1	F→S	86.6	262	5.35	0.09	0.25(0.27)
J2	F→S	"	245	5.53	0.101	0.28(0.54)
J3	F→S	"	"	"	0.084	0.31(1.27)
J4	F→S	"	262	5.35	0.211	0.26(0.27)
J5	F→S	"	293	5.06	0.103	0.23(")
J6	F	74.7	"	4.36	0.22	0.14(0.45)
C1	F	51.8	261	3.21	0.20	0.22(0.27)
C2	F	"	"	"	0.21	0.22(0.90)
C3	F	"	"	"	0.27	0.21(2.01)

- (1) F ... 梁曲げ降伏
 F→S ... 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊
 S ... 接合部せん断破壊

- (3) コンクリート圧縮強度
- (4) 梁主筋付着指標
- (5) 層間変位-層せん断力関係において、層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での繰り返し載荷 2 回めの負方向半サイクルの履歴面積を基準化したもの。
 - *1: 層間部材角 $1/87 \text{ rad}$ での 3 回めの負サイクル。ただし、基準化に用いる三角形には負サイクル第 1 回めのものを使用した。
 - *2: 層間部材角 $1/36 \text{ rad}$ での 2 回めの負サイクル。
 - *3: 層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での 2 回めの負サイクル。ただし、基準化に用いる三角形には負サイクル第 1 回めのものを使用した。
 - *4: 梁たわみ-梁せん断力関係における等価粘性減衰定数。層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ での 2 回めの負サイクル。ただし、基準化に用いる三角形には、負サイクル第 1 回めのものを使用した。
- (6) 接合部入力せん断応力度の最大値をコンクリート圧縮強度で基準化したもの。カッコ内は接合部横補強筋比。
- (7) 柱軸応力度をコンクリート圧縮強度で基準化したもの。

D-2 接合部入力せん断力の制限を検討するために使用した試験体

接合部の破壊モード、最大入力せん断力および接合部横補強筋量との関係を調べるため、表 D-1 に記した試験体のうちで平面柱・梁接合部試験体を使用し、さらに以下の表 D-2 に示した平面柱・梁接合部試験体を使用した。

表 D-2 : 接合部入力せん断力の制限を検討するための試験体

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
[組織名] 破壊		u_b	f'_c	$u_b/\sqrt{f'_c}$	$v u/f'_c$	柱軸力	備考
試験体名 モード		kgf/cm ²	kgf/cm ²		(p_{jh} , %)	比	
フジタ工業 (文献番号[D-7])							
NO.9	S	D22:155.0	311	D22:8.79	0.31(0.75)	0.25	梁降伏せず
NO.10	S	D19:120.0	"	D19:6.80	0.30(1.52)	"	"
NO.11	S	149.4	329	8.24	0.32(0.75)	0.33	"
NO.12	S	"	"	"	0.33(1.52)	"	"
テキサス大学オースティン (文献番号[D-14])							
I	S		266		0.30(0.47)	0.40	
II	S		424		0.28(")	0.25	
III	S		270		0.33(")	0.39	
IV	S		366		0.28(0.34)	0.29	
V	S		364		0.31(0.47)	0.04	
VI	F+S		373		0.32(")	0.49	
VII	S		378		0.28(0.34)	0.47	
XII	F→S		357		0.40(2.18)	0.31	
XIII	S		419		0.27(1.41)	0.25	
XIV	S		337		0.33(1.02)	0.31	
芝浦工業大学 (文献番号[D-15])							
NO.1	S	134.4	197	9.58	0.39(0.58)	0.20	
NO.2	S	"	"	"	0.36(")	"	

表 D-2 (続き)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
[組織名] 破壊 試験体名 モード	$u b$ kgf/cm ²	f'_c kgf/cm ²	$u b / \sqrt{f'_c}$	$v u / f'_c$ ($\rho j h$, %)	柱軸力 比
千葉大学野口研究室 (文献番号[D-16、10])					
CJ1 F→S	61.5	253	3.87	0.24(0.86)	0.08
CJ2 F→S	"	"	"	0.24(1.72)	"
CJ3 F→S	"	"	"	0.27(2.30)	"
NO.1 F→S	51.8	340	2.81	0.20(0.10)	0.06
NO.2 F→S	"	341	"	0.17(")	"
NO.3 F→S	82.6	340	4.48	0.22(0.10)	"
NO.4 F→S	"	341	"	0.19(0.094)	"
大林組 (文献番号[D-17])					
K F→S	143.2	400	7.16	0.25(0.58)	0.13
L F→S	"	"	"	0.26(0.97)	"
東京大学青山研究室 (文献番号[D-11])					
S2 F	74.3	283	4.42	0.14(1.45)	0.07
S5 F	"	256	4.64	0.14(")	0.23
S6 F	"	"	"	0.14(0.45)	"

- (1) F … 梁曲げ降伏
 F→S … 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊
 S … 接合部せん断破壊
- (3) コンクリート圧縮強度
- (4) 梁主筋付着指標
- (5) 接合部入力せん断応力度の最大値をコンクリート圧縮強度で基準化したもの。カッコ内は接合部横補強筋比。
- (6) 柱軸応力度をコンクリート圧縮強度で基準化したもの。

D-3 引用文献

- [D-1] 山野辺宏治、杉田稔、小川幸雄：超高層RC造集合住宅の構造特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1985年、10月、pp. 155-156.
- [D-2] 伊藤光康、千葉篤ほか：25階建連想耐震壁付鉄筋コンクリート造建物の研究開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp. 281-282.
- [D-3] 遠藤克彦、小杉一正、山田哲也：超高層RC建物の柱・梁接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1986年、8月、pp. 93-94.
- [D-4] 戸田哲雄、薬田地彰、牧田敏郎、青柳文隆：超高層RC造集合住宅の耐震設計 その4 柱・梁接合部加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp. 349-350.
- [D-5] 西松建設：高層鉄筋コンクリート構造検討委員会資料 (仮称) NH-RC 構造実験報告書
- [D-6] 石橋久義、斎藤圭子、芳賀勇治ほか：超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp. 321-322.
- [D-7] 林和也、狩野芳一、寺岡勝、藤原敏夫ほか：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学的性状に関する研究 その2、その3、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1986年、8月、pp. 117-120.
同著者：同題名論文 その4、その5、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp. 615-618.
- [D-8] 木村秀樹、菅野俊介、長島俊雄、田村彰男ほか：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究 その6 柱・はり接合部の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1986年、8月、pp. 153-154.
- [D-9] 岩倉知行、本田義博、白都滋ほか：超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震設計に関する研究 その3 架構の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1986年、8月、pp. 173-174.
- [D-10] 野口博、栗栖浩一郎：鉄筋コンクリート柱・はり接合部の耐震性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造11、1987年、10月、pp. 627-628.
- [D-11] 小林裕、小谷俊介：鉄筋コンクリート造柱はり接合部内のはり主筋付着に関する研究(その1)、日本建築学会学術講演大会梗概集、1983、9月、pp. 1819-1820.

付録D 使用した試験体のリスト

- [D-12] 小林裕、瀧正俊、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984、pp. 653-656.
- [D-13] 北山和宏、栗栖浩一郎、小谷俊介、青山博之：梁主筋付着を良くした梁降伏型骨組接合部の履歴特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造II、1985、10月、pp. 293-294.
- [D-14] Meinheit, D.F., and J.O. Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, ASCE ST11, November, 1981, pp. 2227-2244.
- [D-15] 浜田大蔵、上村智彦、林正司：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究(その1)、日本建築学会大会梗概集、昭和53年、9月、pp. 1673-1674.
- [D-16] 野口 博、寺崎 浩：地震時応力を受ける鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造II、1985、10月、pp. 291-292.
- [D-17] 多田利正、武田寿一：鉄筋コンクリート造柱はり接合部補強法に関する実験的研究(その1) 梁主筋の接合部からの抜け出しとはり端塑性ヒンジの変形機構について、日本建築学会構造系論文報告集、No. 352、1985、6月、pp. 68-78.



