

200N/mm²級超高強度コンクリートによる
新しい建築空間の創造に関する研究

(課題番号 163602788)

平成 16 年度～平成 18 年度科学研究費補助金
(基盤研究(B)(2))研究成果報告書



平成 20 年 3 月

研究代表者 菅野俊介
広島大学工学研究科教授

200N/mm²級超高強度コンクリートによる 新しい建築空間の創造に関する研究

第1章 序論	
1-1 はじめに	2
1-2 研究目的	2
第2章 研究背景	
2-1 研究体制	5
2-2 交付決定額	5
2-3 研究体制	5
第3章 UFC 柱梁接合部の復元力特性	
概要	
3-1 実験目的	8
3-2 試験体設計	9
3-2-1 柱梁接合部のせん断耐力の検討	
3-2-2 主筋径と部材せいの検討	
3-2-3 曲げ耐力の検討	
3-2-4 せん断耐力の検討	
3-2-5 付着耐力の検討	
3-2-6 コッターの設計	
3-3 試験体概要	16
3-3-1 試験体一覧および試験変数	
3-3-2 UFC 調合方法	
3-3-3 UFC 練り混ぜ方法	
3-3-4 打設方法	
3-3-5 脱型・養生方法	
3-3-6 材料特性	
3-4 実験方法	29
3-4-1 載荷方法	
3-4-2 測定方法	
3-5 実験結果	37
3-5-1 破壊経過・破壊形式	
3-5-2 終局状態	
3-5-3 試験体計算耐力、実験結果	

3-5-4	履歴曲線	
3-5-5	鉛直変位	
3-5-6	ひずみ分布	
3-5-7	曲率分布	
3-6	考察	56
3-6-1	最大耐力	
3-6-2	破壊形式	
3-6-3	変形能力	
3-6-4	等価粘性減衰定数	
3-6-5	接合部せん断耐力式の適用性	
3-7	まとめ	62

第4章 UFC を用いた外殻プレキャスト柱梁接合部の復元力特性

	概要	
4-1	実験目的	65
4-1-1	評価式の適用性	
4-1-2	コンクリート強度の評価法	
4-2	外殻プレキャスト工法	67
4-2-1	外殻プレキャスト合成柱の本研究における位置付け	
4-2-2	UFC を用いた外殻プレキャスト合成柱のメリット	
4-3	試験体概要	69
4-3-1	試験体一覧および試験変数	
4-3-2	試験体製作 ～柱～	
4-3-3	試験体製作 ～梁～	
4-3-4	UFC 作成方法	
4-3-5	UFC 養生方法	
4-3-6	材料特性	
4-4	実験方法	81
4-4-1	載荷方法	
4-4-2	測定方法	
4-5	実験結果	87
4-5-1	破壊経過・破壊形式	
4-5-2	終局状態	
4-5-3	試験体計算耐力、実験結果	
4-5-4	履歴曲線	
4-5-5	鉛直変位	

4-5-6	ひずみ分布	
4-5-7	曲率分布	
4-6	考察	107
4-6-1	最大耐力と変形能力	
4-6-2	接合部パネルのせん断変形	
4-6-3	各部位の変形負担	
4-6-4	等価粘性減衰定数	
4-6-5	鉄筋ひずみ	
4-6-6	接合部せん断力評価式の適用性鉄筋ひずみ	
4-6-7	接合部せん断破壊先行型における破壊の比較	
4-6-8	破壊形式	
4-7	まとめ	122

第 1 章 序論

1-1 はじめに

1-2 研究目的

第1章 序論

1-1 はじめに

本報告書は、平成16年度～18年度科学技術研究費補助金（基盤研究(B)(2)）を受けて実施された「200N/mm²級超高強度コンクリートによる新しい建築空間の創造に関する研究（課題番号163602788）」の成果を取りまとめたものである。報告書の前半は、柱、梁に200N/mm²級超高強度コンクリート（UFC と略記）を用いた骨組における柱・梁接合部に関する耐震実験（平成16年度に実施）の結果をまとめている。後半は、柱の外郭部にUFCを用いたプレキャスト合成柱と60N/mm²コンクリート梁よりなる柱・梁接合部に関する耐震実験（平成17年度に実施）の結果をまとめている。いずれも、平成17年度広島大学修士論文（上甲尚典：超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱―梁接合部の耐震性能に関する研究）より引用した。

1-2 研究目的

本研究は、建築分野ではまだ実用化されていない200N/mm²級繊維補強超高強度コンクリートを鉄筋コンクリートと組合せた新しい鉄筋コンクリート構造を開発し、これまでの建築物に比べさらなる超高層化、大スパン化を図ることにより、新しい建築空間を創造することを目的とする。強風や大地震などの厳しい外力下におけるこの種の建築物の挙動が未解明なため、実験によって建物を構成する部材や架構の構造性能を明らかにし、それらの結果をまとめて設計・施工指針を作成し実用化を図る。

この研究の目的とするところを、申請時の提案書に基づいて以下に具体的に示す。

1. 研究の背景と目的

鉄筋コンクリート(RC)造建築物に関する研究の発展と構造設計・施工技術の進歩により、1980年代後半から続々とRC超高層集合住宅が建設されている。コンクリート強度では、鉄の降伏強度の1/3にあたる100N/mm²までが実用化され、50階を超える建物も実現しつつある。低コストで居住性の良いRC超高層建築のニーズは依然高く、引続きさらなる高層化が進められると考えられる。一方、地球環境への配慮等から建物の長寿命化がますます必要となり、コンクリートに要求される耐久性レベルが上がるため、高緻密化に加えて粘りを付与することによりひび割れ幅を抑える技術も必要となる。また、長寿命化により供用期間中の用途変更が必須となることから、多様な用途に対応する空間の自由度が要求され、大スパンで薄肉の柱など、これまでのRC造建築ではなしえなかった新技術が必要とされる。

このような背景から、鉄と同等以上の圧縮強度を有すると共に大きな引張力も負担でき、鉄に替わり得る構造材料としての「超高強度・高靱性コンクリート」が期待される。本研究

では、粗骨材をなくし鋼繊維と高強度モルタルを組合せて鉄に替わりうる $200\sim 800\text{N/mm}^2$ の圧縮強度が得られ、通常のコングリートより格段に高い引張強度と靱性が得られる新しいコングリート材料である「反応性粉体コングリート (RPC)」に注目する。この新しいコングリート材料であるRPCを実用化するための第一段階として、これまでの実用範囲の2倍の圧縮強度を有する 200N/mm^2 級RPCの実用化を目指す。

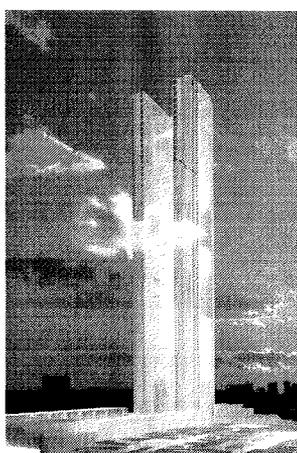
2. 研究の目標と予想される成果

本研究の技術的な目標は、 200N/mm^2 級超高強度・高靱性コングリート (RPC) の、1) 材料としての特性 (圧縮・引張特性、耐久性・耐損傷性など)、2) 部材 (梁、柱、壁) としての力学特性、3) 架構としての力学特性、を実験により明らかにし、4) 架構の構築方法を検討する、ことである。ここでは、部材の全断面に RPC を用いる他、外殻プレキャスト部材 (梁、柱) の外殻部にRPCを用いる場合やCFT構造における鋼管の代替としてRPCを用いる場合を含む。

これらの検討結果を踏まえ、鉄骨造の構造形態に匹敵する小断面部材建築、大スパン建築や60階を超える超々高層建築など (例えば下図) をRC造で実現するために必要な設計・施工の基礎資料を作成する。実用化に向けて設計・施工指針は不可欠であり、技術資料の整備と共に、技術指針を作成することを本研究の最終目標とする。

3. 研究の位置づけ

「超高強度・高靱性コングリート (RPC)」の製作や材料特性についての研究は国内外で進められている。RPCを橋梁に適用した例がいくつか報告されているが、建築への適用例はまだ報告されていない。また、研究例がないために、RPCを用いた建築部材や架構の力学的挙動、耐久性、耐損傷性はほとんど知られていない。このように、この新しいコングリート材料 RPC を建築構造に適用することを目的とする研究は、国内外共にまだ行われていないのが現状である。



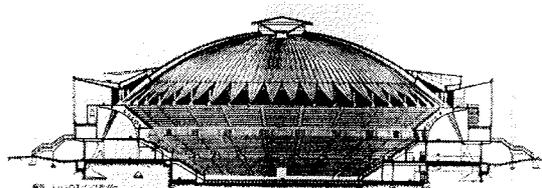
超高強度・高靱性コングリート (RPC)の顕在化しているニーズ

- ・集合住宅の一層の高層化
- ・フレキシブルな空間自由度
→より広いスパン、細い柱
- ・建物の長寿命化
- ・短工期、ローコスト化

←免震構造を併用して地震力の影響をなくせば、思い切ったデザインと新しい空間の創造が可能になる。

ニーズは顕在化していないが超高強度・高靱性コングリート (RPC) が生かせるもの

- ・人工地盤
- ・メガストラクチャー
- ・立体有機都市、海上都市・海洋構造物
- ・大規模地下構造物



第 2 章 研究概要

2-1 研究組織

2-2 交付決定額（配分額）

2-3 研究発表

第2章 研究概要

研究組織、交付決定額（配分額）、研究発表など、本研究の概要を以下に示す。

2-1 研究体制

研究代表者： 菅野俊介 （広島大学大学院工学研究科教授）
研究分担者： 荒木秀夫 （広島大学大学院工学研究科助教授）
研究分担者： 福山 洋 （(独) 建築研究所 建築構造グループ上席研究委員）
研究協力者： 下山善秀 （太平洋セメント株式会社中央研究所研究企画部長）
研究協力者： 木村秀樹 （(株) 竹中工務店技術研究所建設技術部主席研究員）

2-2 交付決定額（配分額）

	交付決定額（配分額）		合計
	直接経費	間接経費	
平成 16 年度	4,600,000	0	4,600,000
平成 17 年度	5,200,000	0	5,200,000
平成 18 年度	1,200,000	0	1,200,000
総 計	11,000,000	0	11,000,000

2-3 研究発表

(1) 学会誌等

- 1) 山名慧 他：曲げ試験による UFC の引張性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、C2 構造 IV、2007, pp55-56
- 2) 上甲尚典他：200N/mm² 級繊維補強コンクリートを用いた外郭プレキャスト柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.28, No.2、2006 年、pp649-654
- 3) 村上裕樹：200N/mm² 級繊維補強コンクリートを用いた外郭プレキャスト柱の復元力特性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.28, No.2、2006 年、pp655-660
- 4) Shunsuke Sugano et al. : Experimental Studies on Seismic Behavior of Columns and Interior

Beam-Column Joints Which Used 200MPa Fiber-Reinforced Concrete, Proceedings of the 8th
U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 555, 2006

- 5) 上甲尚典他: 200N/mm² 級繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.27, No.2、2005年, pp691-696

(2) 口頭発表
なし。

2-4 研究成果による工業所有権の出願・取得状況

出願なし。

第3章 UFCを用いた柱梁接合部の復元力特性

概要

3-1 実験目的

3-2 試験体設計

3-3 試験体概要

3-4 材料特性

3-5 実験方法

3-6 実験結果

3-7 考察

3-8 結論

第3章 UFC を用いた柱梁接合部の復元力特性

■概要

近年、 100N/mm^2 級コンクリートを用いた建物が建設されるようになったが、それを超える強度のコンクリートは未だ実用化されていない。本研究は、設計基準強度 $120\sim 200\text{N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリートの建物構造体への適用性を検討することを目的としており、ここでは新しいコンクリート系材料である UFC (Ultra-high-strength Fiber-reinforced Concrete) に着目し、その利用を図る。

しかし UFC を利用した部材の復元力特性は未だ明確にされていないのが現状であり、実験に基づき特性を把握することが必要とされている。そこで、本章では未だ実験例のない UFC を用いた柱梁接合部の復元力特性を実験により検証しその結果について報告する。また、本実験では UFC に直径 0.2mm 長さ 15mm 、引張破断強度 3000N/mm^2 の鋼繊維を体積比 2% 混入した。実験により、最大耐力が鋼繊維無混入の試験体は靱性保証型設計指針による評価式に沿った値となり、鋼繊維混入の試験体は繊維の効果により評価式を大幅に上回ることを確認した。

3-1 実験目的

本研究は未だ使用に至っていない設計基準強度 200N/mm^2 級の超高強度コンクリートを建築構造物に適用することを目的とし、RC 造建築物の今後の更なる超高層化を目指した研究である。本実験の柱梁接合部とは、**図-3-1** のようにラーメン構造を反曲点位置、つまり柱・梁の中央で切り出した一部分を想定し、RPC を用いた柱梁接合部において、実験例のない力学的特性の一つとして「水平力下の復元力特性」について述べる。実験因子は鋼繊維の混入量、鉄筋径 d の対する梁主筋の定着長さ ($14d$ 、 $17d$) として、一定軸力下での水平力に対する柱梁接合部の限界変形・破壊性状・最大耐力・復元力特性を確認する。そして実験結果に基づき、靱性保証型設計指針による梁主筋定着長に関する評価式、および接合部パネルのせん断耐力に関する評価式の UFC における適用性を確認することを目的とする。

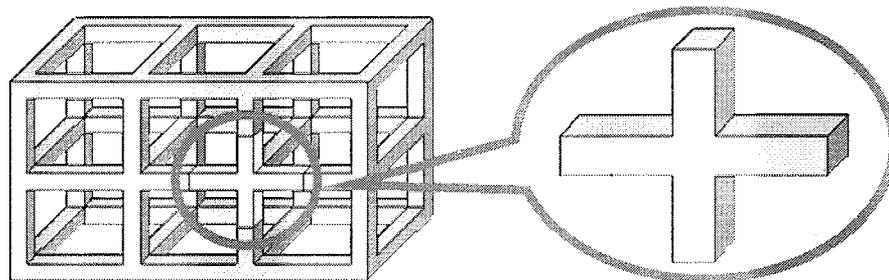


図-3-1 柱梁接合部イメージ

3-2 試験体設計

試験体の設計方針として、試験体はすべて接合部の耐力と梁の耐力が同程度になるように設計し、梁曲げ破壊と接合部パネルせん断破壊が同時に起こることを意図した。またその中で、梁主筋の定着長が靱性保証型設計指針の基準を満たすものと満たさないものを設計し、定着長が破壊に及ぼす影響を確認することとした。

試験体を設計する際に使用した柱梁接合部のせん断耐力、柱・梁それぞれの曲げ耐力、せん断耐力、付着耐力、コッターに関わる計算式をここに示す。また各値の計算は以下の式に従うこととした。（各値とも材料強度の適用範囲を本実験で用いる強度まで拡大して適用することとする。）

3-2-1 柱梁接合部のせん断耐力の検討 文献1)

柱梁接合部のせん断耐力に対する設計では、せん断信頼強度 V_{ju} が終局限界状態設計用せん断力 V_j を上回るように設計する。しかし、本実験ではこれらの算定式が適応される範囲外のため $V_{ju} \doteq V_j$ とし、既往の算定式の RPC への適用性を検討する。

接合部のせん断強度 V_{ju}

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

κ : 接合部の形状による係数 十字型接合部では $\kappa=1.0$

ϕ : 直交梁の有無による補正係数 両側直交梁付き接合部の場合では $\phi=1.0$

F_j : 接合部のせん断強度の基準値 (N/mm²) $F_j=0.8 \times \sigma_B^{0.7}$

σ_B : 接合部コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

b_j : 接合部の有効幅 (mm) $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$

b_b : 梁幅 (mm)

b_{ai} : $b_i/2$ または $D/4$ のうち最小値 (mm)

b_i : 梁側面から平行する柱断面までの長さ (mm)

D : 柱せい (mm)

D_j : 柱せいまたは 90 度折り曲げ筋水平投影長さ (mm)

終局限界状態設計用せん断力 V_j

$$V_j = T + C_s' + C_c' - V_c = T + T' - V_c$$

$$V_c = 2(M_b \cdot L_b / L + M_b' \cdot L_b' / L') / (L_c + L_c')$$

M_b, M_b' : 左右の梁端部モーメント (N・mm)

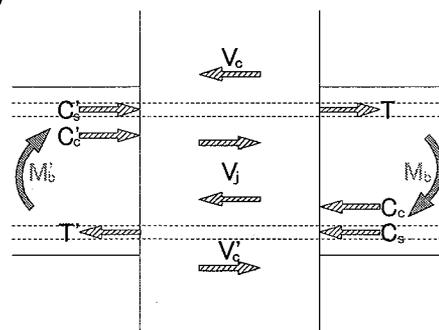


図-3-2-1 接合部のせん断力

L_b, L_b' : 左右の梁スパン長さ (mm)

L, L' : 左右の梁の内法長さ (mm)

L_c, L_c' : 上下の柱の長さ (mm)

3-2-2 主筋径と部材せいの検討 文献1)

梁主筋径と部材せいは以下の関係式を満たすよう設計する。

$$\frac{d_b}{D} = \frac{6}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B}\right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yy}}$$

d_b : 梁主筋径 (mm)

D : 柱せい (mm)

γ : 複筋比 ($\gamma=1.0$)

σ_0/σ_B : 応力度比 軸力比 0 を想定しているのので $\sigma_0=0$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

σ_{yy} : 主筋の上限用強度 (N/mm²) ($\sigma_{yy}=1.25\sigma_y$: 鉄筋の信頼強度)

3-2-3 曲げ耐力の検討 文献2)

M_u 算定に必要な応力ブロック係数は、高強度になるにつれて完全弾性体の値 ($k_1 \times k_3=0.50$ 、 $k_2=0.33$) に近づく ¹¹⁾とされているため、超高強度コンクリートレベルの応力ブロック係数

(k_1, k_2, k_3 : 2001 年度実験結果 ⁵⁾より算出) を用いた場合の終局曲げ耐力 M_u を算定する。

以下、左下付の c は柱を、 b は梁を表すものとする。

応力ブロック係数 $k_1 = k_3 = 0.736$

柱の終局曲げ耐力 ${}_c M_u$

$${}_c M_u = k_3 \cdot {}_c \sigma_B \cdot k_1 \cdot {}_c x_n \cdot {}_c b \left(\frac{{}_c D}{2} - \frac{k_1 {}_c x_n}{2} \right) + {}_c a_c \cdot \sigma_y \left(\frac{{}_c D}{2} - {}_c d_c \right) + {}_c a_t \cdot \sigma_y \left(\frac{{}_c D}{2} - {}_c d_t \right)$$

$${}_c x_n = \frac{N}{k_1 \cdot k_3 \cdot {}_c b \cdot {}_c \sigma_B}$$

柱の曲げ終局強度時せん断力 ${}_c Q_{mu}$

$${}_c Q_{mu} = 2 {}_c M_u / {}_c L$$

梁の終局曲げ耐力 ${}_b M_u$

$${}_b M_u = C_c (1 - k_2) {}_b x_n + {}_r C_c (1 - k_2) {}_b x_n + T ({}_b d - {}_b x_n)$$

$$k_1 \cdot k_3 \cdot b \cdot \sigma_B \cdot x_n^2 + (a_c \cdot E_s \cdot \varepsilon_c - a_t \cdot \sigma_y) x_n - a_c \cdot E_s \cdot \varepsilon_c \cdot d_c = 0$$

$$C_c = k_1 \cdot x_n \cdot k_3 \cdot \sigma_B \cdot b$$

$$T = a_t \cdot \sigma_y$$

$$rC_c = a_c \cdot E_s \cdot \varepsilon_c (x_n - d_c) / x_n$$

梁の曲げ終局強度時せん断力 bQ_{mu}

$$bQ_{mu} = 2 M_u / L$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

b : 断面幅 (mm)

D : 断面せい (mm)

a_c : 圧縮鉄筋有効断面積 (mm²)

a_t : 引張鉄筋有効断面積 (mm²)

σ_y : 主筋の信頼強度 (N/mm²)

d_c : 曲げ材の圧縮縁から圧縮鉄筋重心までの距離 (mm)

d_t : 曲げ材の引張縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

d : 曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (mm)

E_s : 主筋のヤング係数 (N/mm²)

L : クリアスパン長さ (mm)

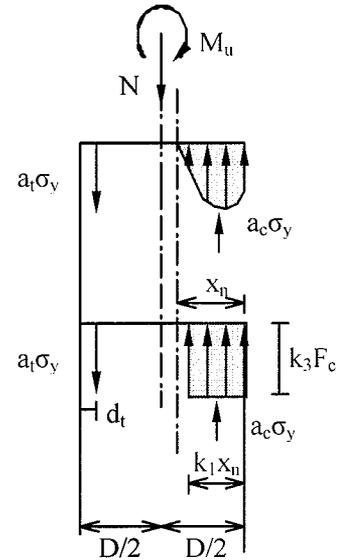


図-3-2-3

終局強度等の応力度分布

3-2-4 せん断耐力の検討 文献1)

まず基本的な考え方を述べる。柱や梁がその両端に曲げモーメント・せん断力・軸力を受け、終局状態に達成するとき、部材両端の応力状態は通常図-3-2-4-I のようになる。このとき部材内部の応力伝達機構はかなり複雑であるが、本指針では次の 2 種類を考える。第一は図-3-2-4-II (a) のように、部材両端の圧縮領域を対角線上に結ぶアーチ機構である。ここで斜めの C はコンクリートの圧縮力を、水平方向の T は主筋の引張力を表す。第二は図-3-2-4-II (b) のように、部材端の圧縮力が横補強筋の引張力に変換されてから伝わるというトラス機構である。ここで水平方向の C はコンクリートまたは主筋による圧縮力を、水平方向の T は主筋の引張力を表す。斜めの C はコンクリートの圧縮力を表し、鉛直方向の T は横補強筋による引張力を表す。ただし、図-3-2-4-II (b) は概念的なイメージであり、実際には斜め圧縮力 C と鉛直方向の T は、図-3-2-4-II (c) のように分布して伝わることになる。図-3-2-4-II (d) は、図-3-2-4-II (c) の一部分を拡大したものである。

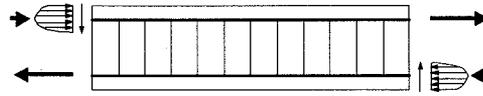


図-3-2-4-I 部材両端の応力状態

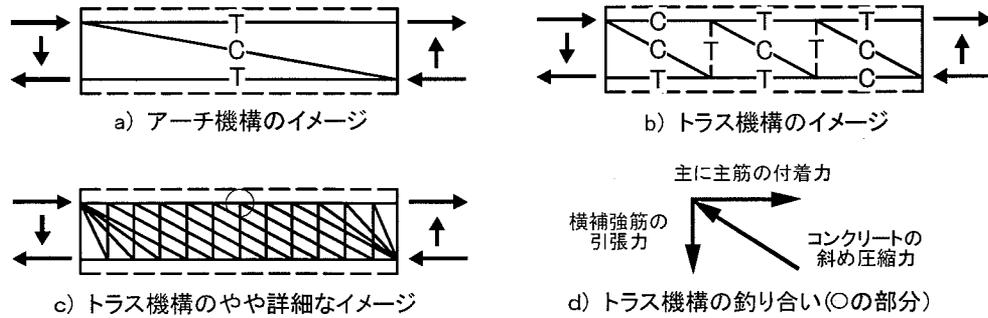


図-3-2-4-II トラス・アーチ機構のイメージ

せん断信頼強度式を用い、せん断信頼強度 V_u は以下の3式による値のうち最小値とする。

$$V_u = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (\nu \cdot \sigma_B - \frac{5p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} b_e \cdot j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B}{2} b_e \cdot j_e$$

μ : トラス機構の角度を表す係数 $\mu = 2 - 20R_p$

R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad.)

梁では 0.2、ヒンジ計画をしない柱では 0

P_{we} : 有効横補強筋比 $P_{we} = a_w / (b_e \cdot s)$

a_w : 一組の横補強筋の断面積 (mm²)

b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅 (mm)

柱およびスラブ付きでない梁の場合は、外側の横補強筋の間隔

s : 横補強筋の間隔 (mm)

σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度 (N/mm²) (ただし実せん断強度を求めるときは実強度)

j_e : トラス機構に関与する断面の有効せい (mm)

(外側の横補強筋のせん断方向への芯々間隔)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu = (1 - 20 R_p) \nu_0$

ν_0 : ヒンジを懸隔しないときの有効係数 $\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{-0.333}$

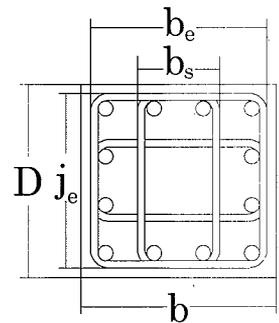


図-3-2-4-III 柱断面図

ν_0 の設定について
 $\nu_0=0.7-\sigma_B/200$ (ただし σ_B の単位は N/mm^2) とされているが、この式の適用範囲は $\sigma_B=60N/mm^2$ ($600kgf/cm^2$) 以下であるため、ここでは New RC 総プロで採用された CEB 式 $\nu_0=3.68\sigma_B^{-0.333}$ (ただし、 σ_B の単位は kgf/cm^2) を用いることとする。

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

λ : トラス機構の有効係数 $\lambda=1-s/(2j_e) \cdot b_s/(4j_e)$

b_s : 横補強筋の断面方向の最大間隔 (mm) $b_s = b_e / (N_s + 1)$

N_s : 中子筋の本数

b : 断面幅 (mm)

D : 断面せい (mm)

θ : アーチ機構の圧縮束の角度

引張軸力を受けない柱、梁で $L/D \geq 1.5$ の部材では $\tan\theta=0.9 \times D/(2L)$

L : クリアスパン長さ (mm)

3-2-5 付着耐力の検討 文献1)

柱および梁部材では、終局状態における主筋の設計用付着応力度 τ_f が、付着信頼強度 τ_{bu} を下回るように設計する。

付着応力度 τ_f

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L-d)}$$

d_b : 主筋径 (mm)

$\Delta \sigma$: 終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度差 (N/mm^2)

柱では $2\sigma_y$ (σ_y は鉄筋の信頼強度) 梁では 1 段目主筋 $2\sigma_{yy}$ 、2 段目主筋 $1.5\sigma_{yy}$
(σ_{yy} は鉄筋の上限用算定強度 : $1.25\sigma_y$) (表-3-2-5 より)

表-3-2-5 鉄筋の信頼強度及び上限算定用強度

鉄筋の種類	信頼強度算定用	上限強度算定用
SD295A, SD295B	$1.0 \sigma_y$	$1.3 \sigma_y$
SD395, SD390	$1.0 \sigma_y$	$1.25 \sigma_y$
高強度せん断補強筋	$1.0 \sigma_y$	—

L : 部材のクリアスパン長さ (mm)

d : 部材の有効せい (mm)

付着信頼強度 τ_{bu}

<1 段目主筋の付着信頼強度>

$$\tau_{bu} = \alpha_l \left\{ (0.086 \cdot b_l + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{sl} \right\}$$

α_l : 上端筋に対する付着強度低減係数 1.0

$$b_l = \min(b_{sl}, b_{cl})$$

$$b_{sl} = \frac{b - N_1 \cdot d_b}{N_1 \cdot d_b}$$

$$b_{cl} = \frac{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b}{d_b}$$

b : 部材幅 (mm)

N_1 : 一段目主筋の本数

d_{cs} : 主筋の中心から側面までのかぶり厚さ (mm)

d_{ct} : 主筋の中心から底面までのかぶり厚さ (mm)

$$k_{sl} : \text{横補強筋の効果 } k_{sl} = \begin{cases} (56 + 47N_w / N_1) / (b_{sl} + 1) p_w & (b_{cl} \geq b_{sl} \text{ のとき}) \\ 146A_w / (d_b s) & (b_{cl} < b_{sl} \text{ のとき}) \end{cases}$$

N_w : 一組の横補強筋の足数 (= $N_s + 2$)

p_w : 横補強筋比

A_w : 横補強筋 1 本の断面積 (mm^2)

s : 横補強筋間隔 (mm)

N_s : 中子筋の本数

<2 段目の付着信頼強度>

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \alpha_l \left\{ (0.086 b_{sl2} + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{sl2} \right\}$$

$$b_{sl2} = \frac{b - N_2 \cdot d_b}{N_2 \cdot d_b}$$

$$k_{sl2} = 103(b_{sl2} + 1) p_w$$

N_2 : 2 段目主筋の本数

α_2 : 2 段目主筋に対する付着強度低減係数 0.6

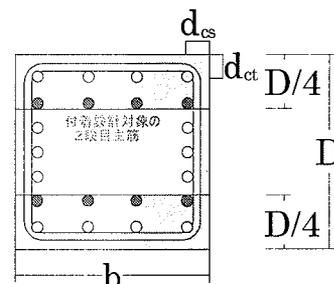


図-3-2-5

付着強度確保の対象となる主筋

ここで次節に示すように計算耐力の値では、付着耐力が最も低い値となっており試験体は付着破壊すると考えられるが、白井らの研究¹²⁾により RPC は鋼繊維の影響で通常のコンクリートよりも大幅に付着耐力が上昇すると考えられ、付着破壊しないと考えられる。

3-2-6 コッターの設計 文献3)

柱と梁の打ち継ぎ面にはコッターを設け、せん断力の伝達を確実にし、またせん断力加力時の梁部分のずれを防止する。コッターのせん断強度は以下の 2 式による値の最小値とする。以下の算定式ではコッターを左右に分けて考えるものとする。また、**図-3-2-6** にコッター接合部断面図を示す。

$$Q_L = \min \{ Q_{Lsk1}, Q_{Lsk2} \}$$

$$Q_{Lsk1} = \alpha \sigma_{BL} \sum_{i=1}^n w_i \cdot x_i$$

$$Q_{Lsk2} = 0.5 \sqrt{\sigma_{BL}} \sum_{i=1}^n a_i \cdot w_i$$

$$Q_R = \min \{ Q_{Rsk1}, Q_{Rsk2} \}$$

$$Q_{Rsk1} = \alpha \sigma_{BR} \sum_{i=1}^n w_i \cdot x_i$$

$$Q_{Rsk2} = 0.5 \sqrt{\sigma_{BR}} \sum_{i=1}^n b_i \cdot w_i$$

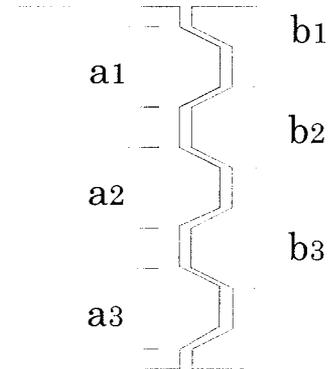


図-3-2-6 コッター接合部断面図

Q_L : 左側コッターの破壊で決まる場合のせん断強度 (N)

Q_R : 右側コッターの破壊で決まる場合のせん断強度 (N)

n : 前面に支圧応力の発生するコッターの個数

x_i : コッターの高さ (深さ) (mm)

w_i : コッターの接触面幅 (mm)

σ_{BL} : 左側のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

σ_{BR} : 右側のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

α : 支圧耐力係数 (安全側で 1.0 とする)

a_i : 左側のコッター付け根長さ (mm)

b_i : 右側のコッター付け根長さ (mm)

ただし、コッターのせん断強度を $0.5\sqrt{\sigma_B}$ としている。

3-3 試験体概要

3-3-1 試験体一覧及び試験変数

試験体は全部で4体とし、試験体名は梁主筋の定着長さ、鋼繊維の有無に由来し、**J14NF**、**J14FM**、**J17NF**、**J17FM**とする。ここで、**J14NF**を例にとって、**J**は接合部 Joint の頭文字、**14**は梁主筋の定着長さを鉄筋径 d で除した値、**NF**は鋼繊維を混入していないことを示す。寸法は、**J14**シリーズは柱寸法 350mm×350mm、梁寸法 330mm×280mm とし、靱性保証型耐震設計指標の必要定着長さをより短くし、これによって梁主筋の抜け出しが起こることを設計上は期待する。一方、**J17**シリーズは柱寸法 420mm×420mm、梁寸法 500mm×340mm とし、靱性保証型耐震設計指標の必要定着長さをし、梁主筋の抜け出しが起こらないことを意図する。またパネルのボリュームを変更することによって、パネルのせん断耐力およびせん断変形がどう変化するかを検討することを目的とする。

使用した鉄筋は、柱主筋に D29-SD980 を 14 シリーズの試験体に 12 本、17 シリーズの試験体に 16 本、梁主筋に D25-SD685 を 14 シリーズの試験体に 10 本、17 シリーズの試験体に 16 本となっており、横補強筋として柱に D8-SD785、梁に D6-SD685 を全て 80mm の間隔で配筋した。使用鉄筋概要を表-3-3-1-I、試験体一覧を表-3-3-1-II、試験体耐力計算値を表-3-3-1-IIIに示す。また図-3-3-1 に試験体配筋図を示す。

表-3-3-1-I 使用鉄筋一覧

	柱						
	主筋			横補強筋			
	強度(N/mm ²)	径	本数(本)	強度(N/mm ²)	径	間隔(mm)	サイズ(mm)
J14シリーズ	980	D-29	12	785	D-8	80	310×310、310×150
J17シリーズ			16				

	梁						
	主筋			横補強筋			
	強度(N/mm ²)	径	本数(本)	強度(N/mm ²)	径	間隔(mm)	サイズ(mm)
J14シリーズ	685	D-25	10	685	D-6	80	290×136、290×136
J17シリーズ			16				

表-3-3-1-II 試験体一覧

試験体名	鋼繊維の混入量(%)	柱寸法(mm)	梁寸法(mm)	梁主筋の定着長さ(mm)
J14NF	0	350×350	330×280	350(=14d)
J14FM	2.0			
J17NF	0	420×420	500×340	420(=17d)
J17FM	2.0			

表-3-3-1-III 設計耐力一覧

	接合部			梁				柱				cM_u / bM_u
	せん断強度 V_{ju} (kN)	梁降伏型接合部設計用せん断力 V_j (kN)	せん断余裕度 V_{ju} / V_j	終局曲げモーメント bM_u (kN・m)	曲げ終局強度時せん断力 bQ_{mu} (kN)	せん断信頼強度 bV_u (kN)	せん断余裕度 bV_u / bQ_{mu}	終局曲げモーメント cM_u (kN・m)	曲げ終局強度時せん断力 cQ_{mu} (kN)	せん断信頼強度 cV_u (kN)	せん断余裕度 cV_u / cQ_{mu}	
J17FM, J17NF	4429	4448	1.00	812	537	862	1.61	991	1239	1621	1.31	1.22
J14FM, J14NF	3059	3083	0.99	373	246	509	2.07	692	865	1281	1.48	1.86

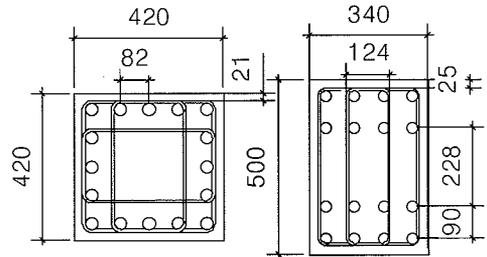
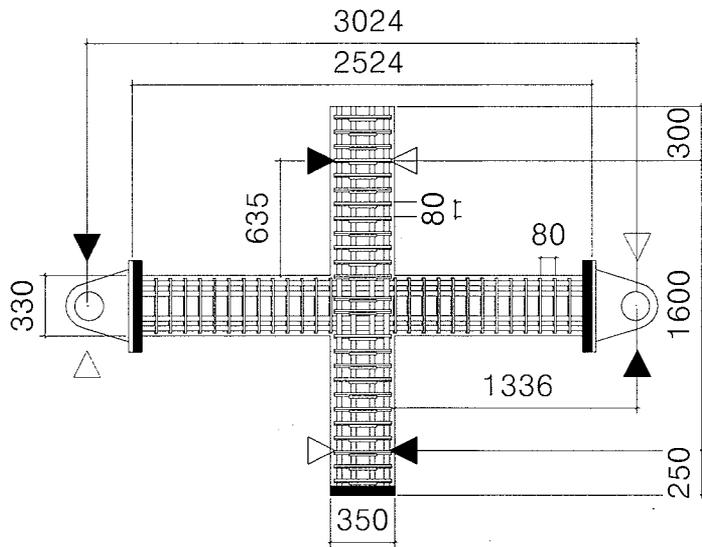
(試験体梁部分一覧)

	梁せい(mm)	梁幅(mm)	横補強筋間隔(mm)	横補強筋比 ρ_w (%)	引張鉄筋比 ρ_p (%)	曲げ終局時せん断力 bQ_{mu} (kN)	せん断信頼強度 bV_u (kN)	せん断余裕度 bV_u / bQ_{mu}	付着応力度 τ_f (N/mm ²)	付着信頼強度 τ_{fu} (N/mm ²)
J14シリーズ	280	330	80	0.57	2.74	246	509	2.07	7.6	13.7
J17シリーズ	340	500	80	0.47	2.39	537	862	1.61	8.2	9.8

(試験体柱部分一覧)

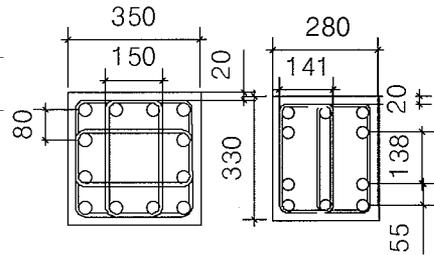
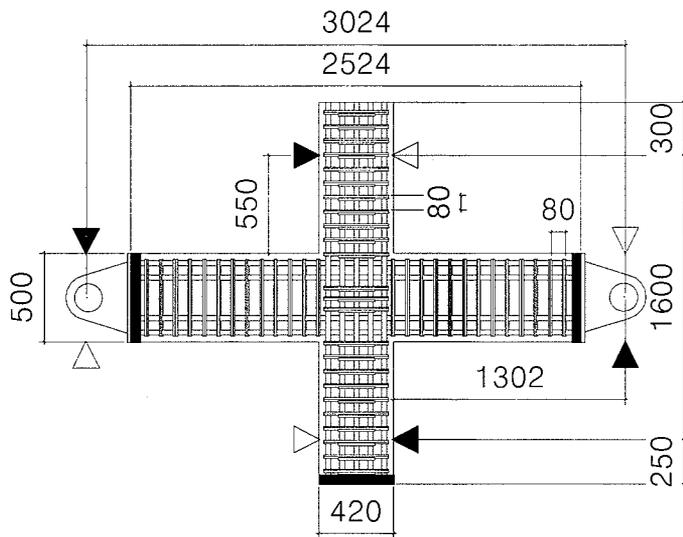
	柱せい(mm)	柱幅(mm)	横補強筋間隔(mm)	横補強筋比 ρ_w (%)	引張鉄筋比 ρ_p (%)	曲げ終局時せん断力 cQ_{mu} (kN)	せん断信頼強度 cV_u (kN)	せん断余裕度 cV_u / cQ_{mu}	付着応力度 τ_f (N/mm ²)	付着信頼強度 τ_{cu} (N/mm ²)
J14シリーズ	350	350	80	1.10	3.34	865	1281	1.48	7.0	8.4
J17シリーズ	420	420	80	1.02	1.82	1239	1621	1.31	7.7	9.4

<J14 シリーズ>



柱	主筋 : 16-D29-SD980 横補強筋 : D8-SD785@80
梁	主筋 : 16-D25-SD685 横補強筋 : D6-SD685@80

<J17 シリーズ>



柱	主筋 : 12-D25-SD980 横補強筋 : D8-SD785@80
梁	主筋 : 10-D25-SD685 横補強筋 : D6-SD685@80

図-3-3-1 試験体配筋図および断面図

3-3-2 配筋方法

配筋方法の手順を下記の(1)~(5)に記す。

- (1) 主筋・横補強筋をサンダーで削り、紙やすりで表面を仕上げ、ゲージを貼る。
- (2) 梁主筋を梁横補強筋に通し、あらかじめマーキングしておいた部分に等間隔に結束し、ゲージを養生する。
- (3) 完成した梁部分に柱主筋と柱横補強筋を通し、梁部分同様等間隔に結束して、ゲージを養生して配筋完了。
- (4) 最後に柱と梁の端部に底板を溶接する。

ゲージ貼付～溶接完了までの写真を写真-3-3-2-I～3-3-2-VIIIに示す。

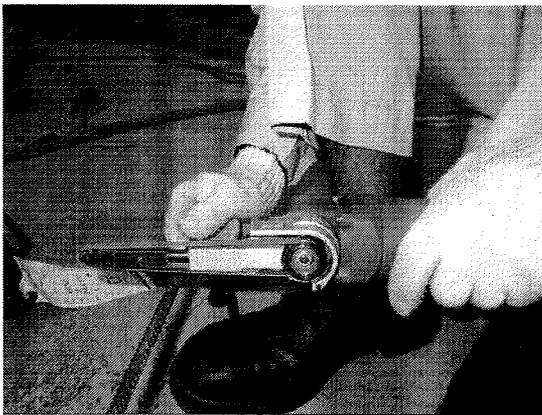


写真-3-3-2-I 鉄筋研磨

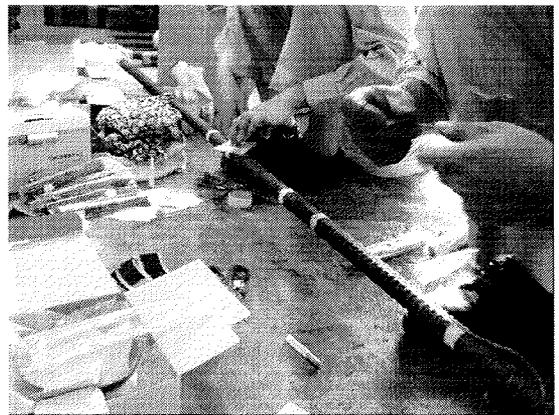


写真-3-3-2-II ゲージ貼付

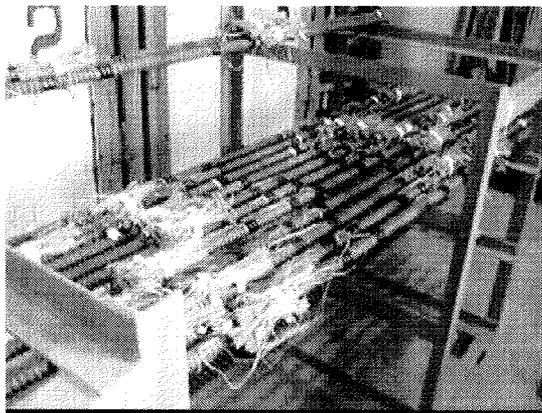


写真-3-3-2-III ゲージ貼付完了

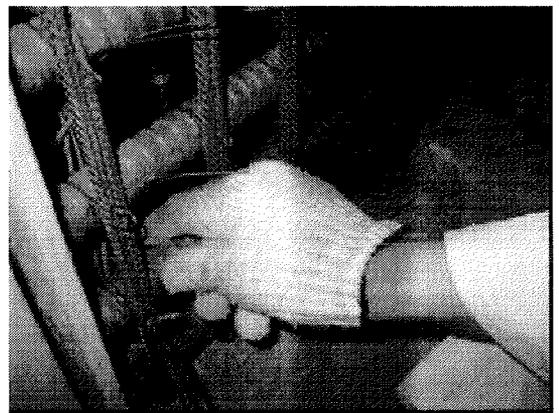


写真-3-3-2-IV 梁鉄筋結束

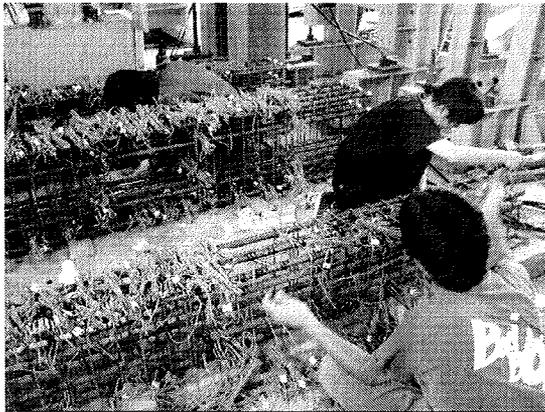


写真-3-3-2-Ⅲ ゲージ養生

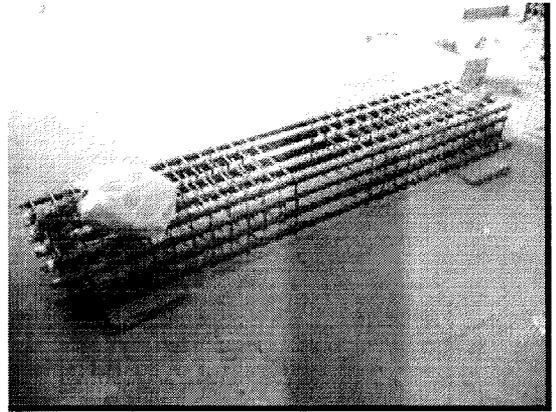


写真-3-3-2-Ⅳ 梁部分完成

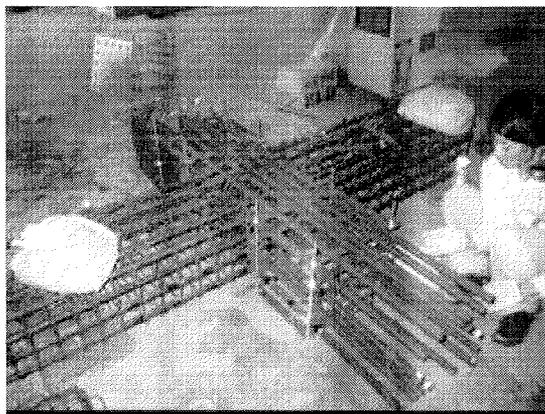


写真-3-3-2-Ⅴ 柱部分組立て

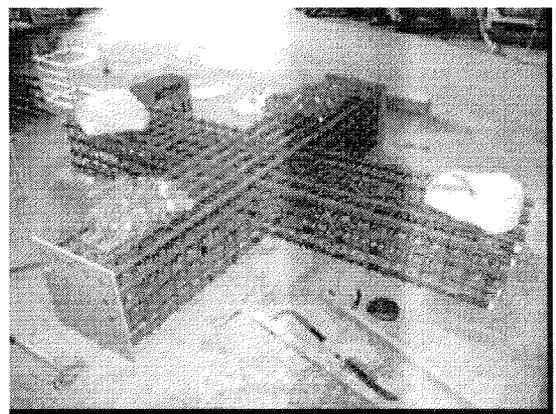


写真-3-3-2-Ⅵ 配筋完了

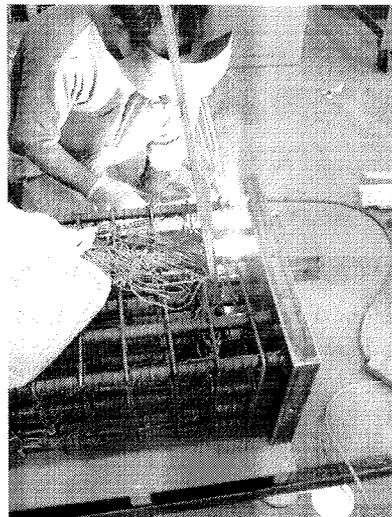


写真-3-3-2-Ⅶ 底板溶接

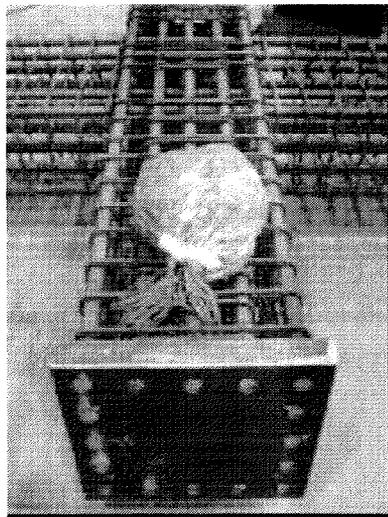


写真-3-3-2-Ⅷ 溶接完了

3-3-3 UFC 調合方法

UFC の構成材料はセメント・反応性微粉末・桂砂などをあらかじめ混合したプレミックス粉体・水・高性能専用減水剤・鋼繊維であり、高性能専用減水材はあらかじめ水と混ぜた状態で投入する。調合を表-3-3-3 に、プレミックス粉体と鋼繊維の写真を写真-3-3-3 に示す。

表-3-3-3 UFC 調合表 文献4)

	プレミックス粉体	水(高性能減水剤固形分5kg含む)	鋼繊維
NF	2254	180	0
FM			157

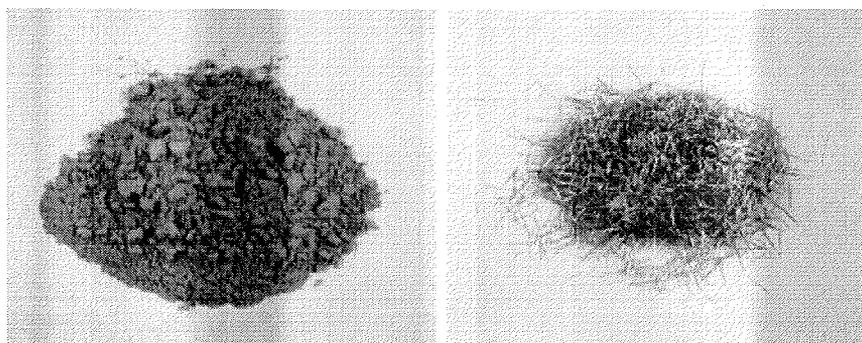


写真-3-3-3 プレミックス粉体と鋼繊維

3-3-4 UFC の練り混ぜ方法

プレミックス粉体・水・専用高性能減水剤を強制パン型ミキサーに投入し、約 10 分間混練する。その後鋼繊維を投入し、再度約 3 分間の混練を開始する。混練終了後、UFC のスランプフロー試験を実施し（目標フロー260±10mm）、混練後の温度の計測をした。スランプフロー試験の結果を表-3-3-4 に示し、UFC 混練に使用した装置、材料及び混練の様子、スランプフロー試験の様子を写真-3-3-4-I ~3-3-4-VIに示す。

表-3-3-4 スランプフロー試験結果

		スランプフロー値(mm)	200mm到達時間(s)	温度(°C)	外気温(°C)
柱(8/19打設)	NF	277×275	6.93	36.1	32.5
	FM	270×268	8.09	37.3	
梁(8/20打設)	NF	256×243	8.57	37.8	34.2
	FM	246×240	10.10	38.8	

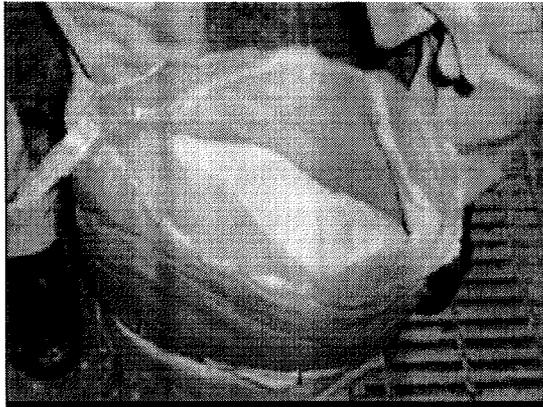


写真-3-3-4-I プレミックス粉体

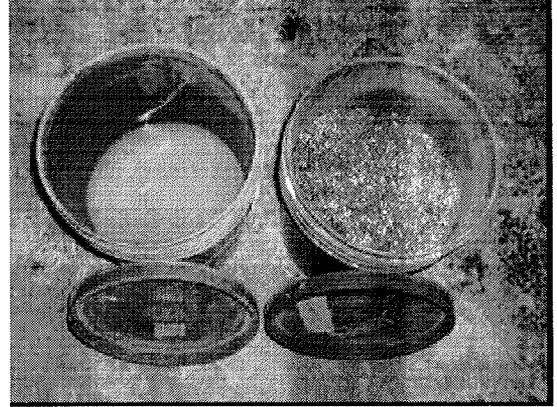


写真-3-3-4-II 高性能減衰剤と鋼繊維

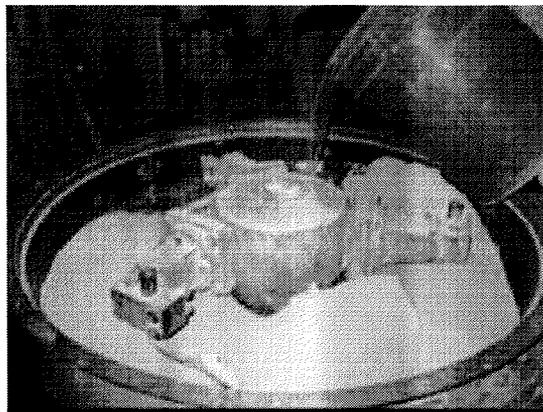


写真-3-3-4-III 水と高性能減衰剤混入

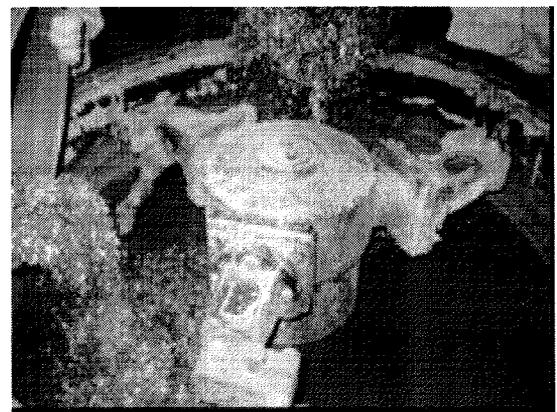


写真-3-3-4-IV 鋼繊維混入

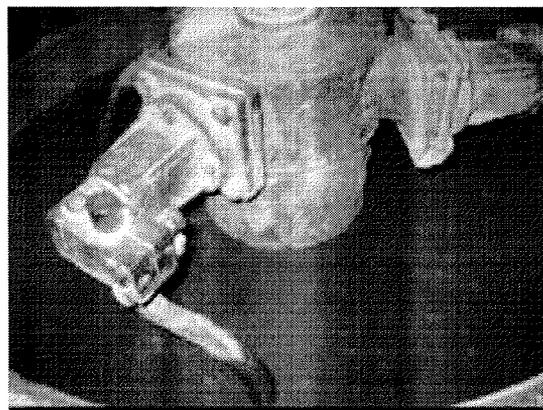


写真-3-3-4-V 練混ぜ完了

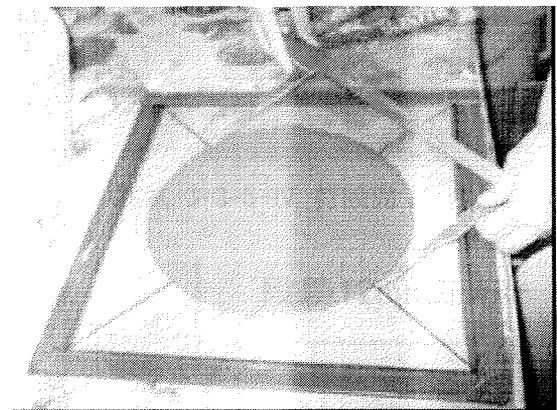


写真-3-3-4-VI スランプフロー試験

3-3-5 打設方法

打設は、まず配筋の完成した試験体を木製の型枠に入れ込む。実際のフル断面のプレキャスト接合部を想定して最初に柱部分だけを打設し、その後梁を打設する。打設の作業工程を写真-3-3-5-I ~3-3-5-IVに示す。また柱と梁の継ぎ目には段差12mmのコッター（突起物）を設け、せん断力の伝達を確実にし、またせん断力をかけたとき梁部分全体がずれるのを防止する。コッターの詳細を写真-3-3-5-V、図-3-3-5に示す。

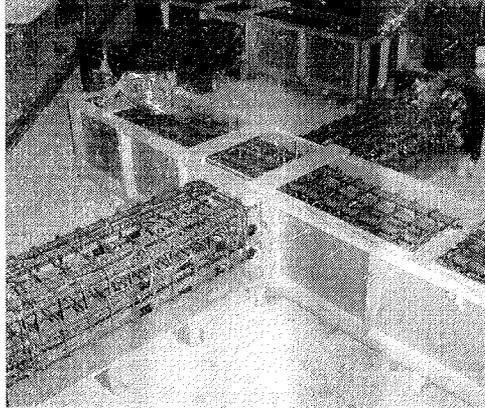


写真-3-3-5-I 柱型枠設置



写真-3-3-5-II 柱部分打設

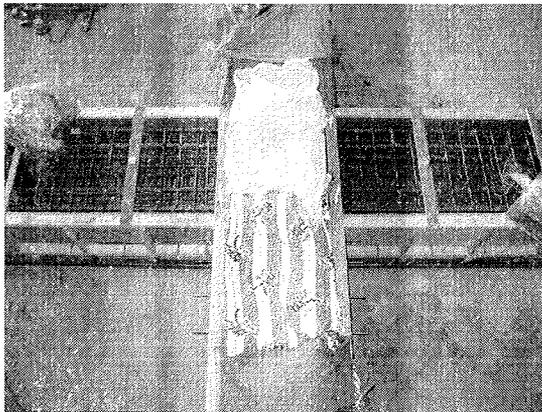


写真-3-3-5-III 柱打設後、梁型枠設置

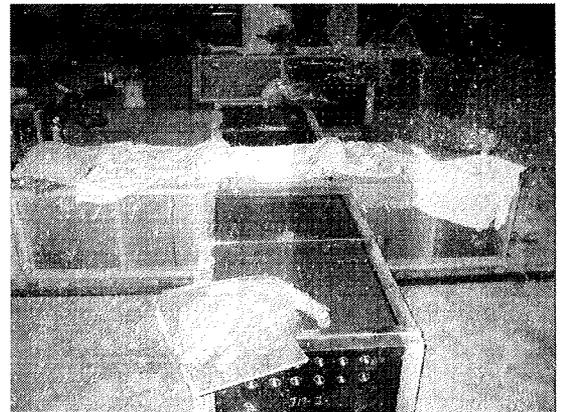


写真-3-3-5-IV 打設完了



写真-3-3-5-V 柱梁境界面コッター

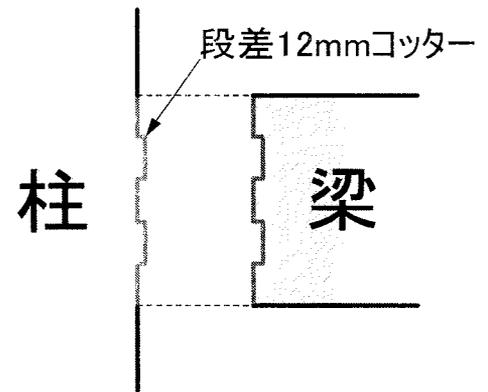


図-3-3-5 柱梁境界面コッター

3-3-6 脱型・養生方法

UFC は打設後、一次養生・二次養生に分けて養生を行う。これらの養生条件を満たすことにより、 $200\text{N}/\text{mm}^2$ 級の圧縮強度が得られるとしている。以下に一次養生・二次養生の手順を記す。

一次養生として、打設終了直後から打設面に水を噴霧し、濡れウェスを被せて48時間の湿潤養生を行う。なおテストピースについてはモールド（サミットモールド）の上面に水を噴霧しラップで覆い、現場封緘養生とした。

二次養生とし、 90°C で48時間の高温蒸気養生を行う。このとき、温度上昇は $15^\circ\text{C}/\text{hour}$ とし、所定の蒸気養生装置に試験体が収まらないためシートを被せて密封し、100%湿潤状態で蒸気養生を行った。養生の作業工程を写真-3-3-6-I～3-3-6-IIIに示す。また蒸気養生中の温度履歴を図-3-3-6に示す。

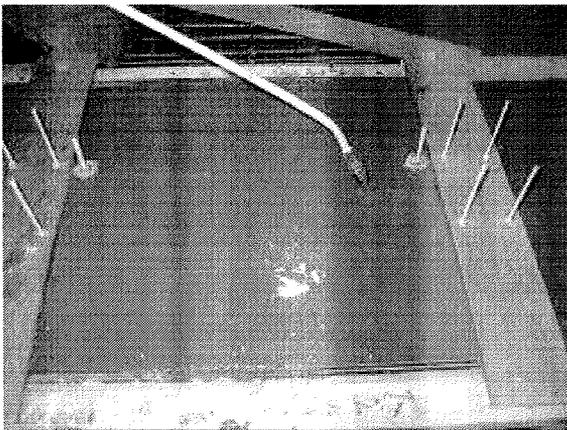


写真-3-3-6-I 水の噴霧



写真-3-3-6-II 1次養生(湿潤養生)

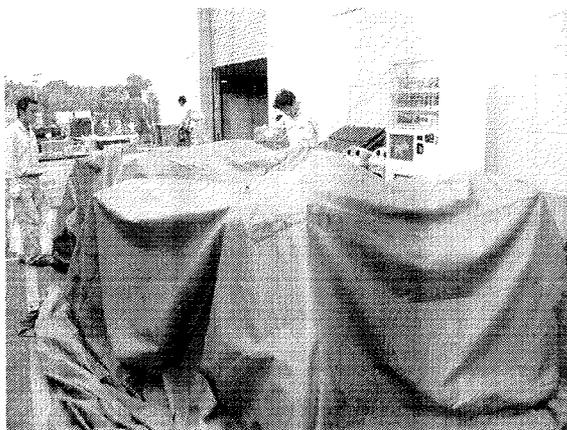


写真-3-3-6-III 2次養生(蒸気養生)

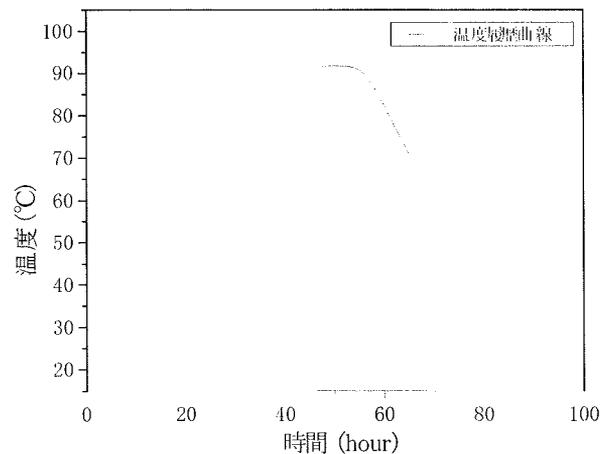


図-3-3-6 蒸気養生温度履歴

3-3-7 材料特性

i) UFC

強度管理用のテストピース試験には、太平洋セメント株式会社所有の株式会社前田試験機製作所製 耐圧試験機を用い、圧縮試験を行った。荷重は試験機からの検出値を測定し、ひずみデータはテストピース側面中央部表裏に貼付した 2 枚のストレインゲージによって測定した。その際 UFC の特性上、爆裂破壊による試験体の飛散を防止するため、テストピース周囲を保護して載荷を行った。

テストピースは $\phi 50 \times 100$ 、 $\phi 100 \times 200$ で、試験体と同時に製作して同条件での養生を行った。写真-3-3-7-I、3-3-7-II にテストピース載荷試験の様子を示す。また図-3-3-7-I ~ 3-3-7-IV、表-3-3-7 に圧縮試験の結果を示す。

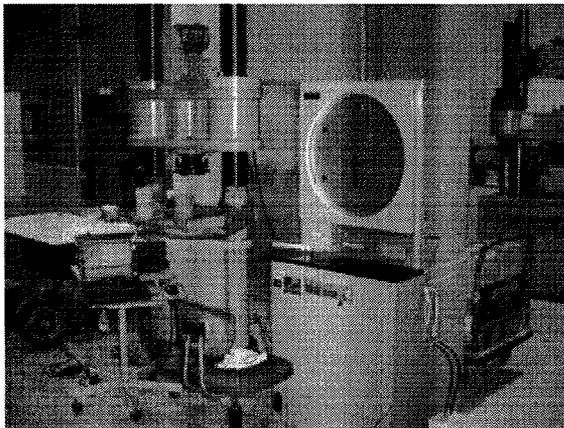


写真-3-3-7-I 載荷装置

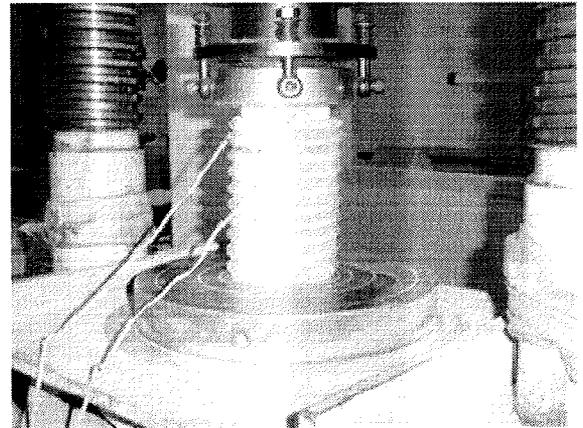


写真-3-3-7-II 載荷状況

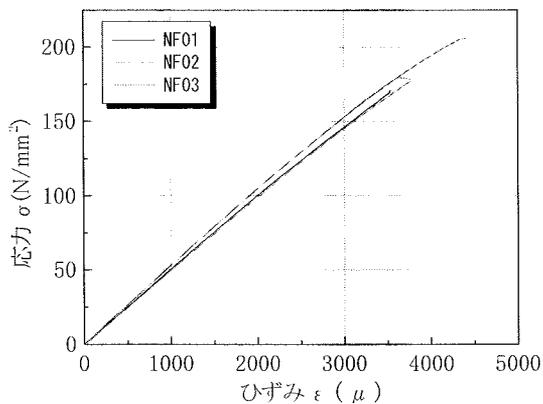


図-3-3-7-I 柱 NF (8/19 打設)

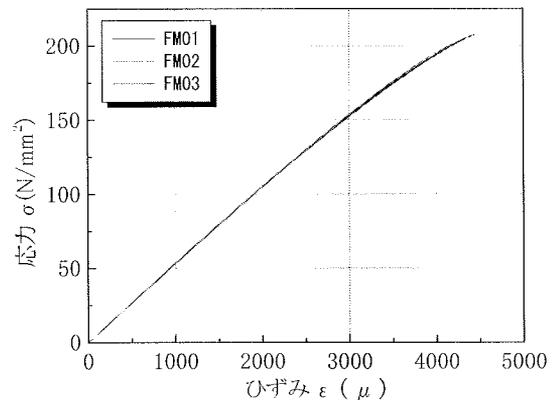


図-3-3-7-II 柱 FM (8/19 打設)

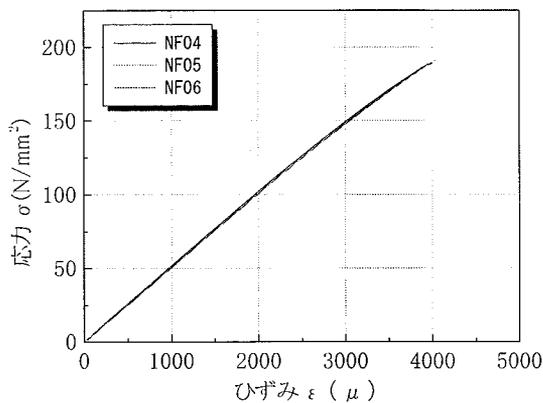


図-3-3-7-Ⅲ 梁 NF (8/20 打設)

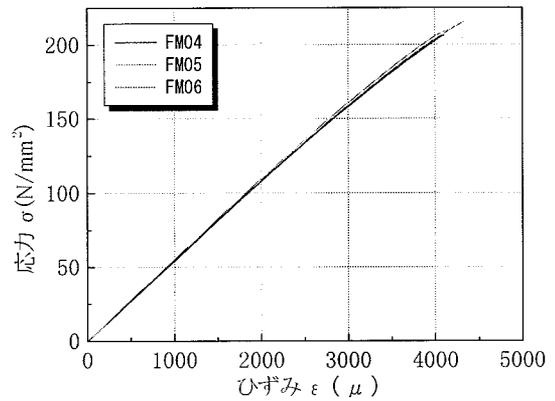


図-3-3-7-Ⅳ 梁 FM (8/20 打設)

表-3-3-7-Ⅰ 圧縮試験結果

	試験日	高さ平均 (mm)	重量(g)	単位容積 質量(kg/m ³)	充填率	荷重(kN)	強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (N/mm ²)		ポアソン比	
							試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均
NF (8/19)	9/8	195.76	3614.3	2483	0.947	1496	190.5	181.7	49656	50119	0.187	0.188
		195.86	3629.8		0.950	1346	171.4		50679		0.191	
		195.85	3624.0		0.949	1439	183.2		50021		0.187	
FM (8/19)	9/8	197.33	3870.2	2591	0.964	1621	206.4	205.3	52893	53064	0.189	0.191
		195.78	3833.9		0.962	1586	201.9		53339		0.188	
		195.36	3825.7		0.962	1631	207.7		52959		0.196	
NF (8/20)	9/8	195.69	3640.8	2483	0.954	1480	188.4	190.5	51682	51397	0.186	0.185
		194.81	3631.8		0.956	1503	191.4		51614		0.187	
		196.57	3655.6		0.954	1505	191.6		50895		0.183	
FM (8/20)	9/8	197.42	3907.6	2591	0.973	1621	206.4	210.9	54382	54977	0.187	0.191
		197.98	3929.0		0.975	1655	210.7		55433		0.193	
		197.74	3919.2		0.974	1694	215.7		55115		0.193	

ii) 鉄筋

強度管理用の鉄筋試験には、太平洋セメント株式会社所有の株式会社前田試験機製作所製 万能試験機を用い、引張試験を行った。荷重は試験機からの検出値を測定し、ひずみデータは鉄筋側面中央部表裏に貼付した2枚のストレインゲージによって測定した。

本実験では柱主筋に D29-SD980、梁主筋に D25-SD685、柱横補強筋に D8-SD785、梁横補強筋に D6-SD685 を使用しており、横補強筋は外周筋、中子筋ともにガス圧接されたものを使用した。これらの鋼材の引張試験の様子を図-3-3-7-V、写真-3-3-7-Ⅲ~3-3-7-Vに示す。また引張試験の結果を図-3-3-7-VI~3-3-7-Ⅸ、表-3-3-7-IIに示す。

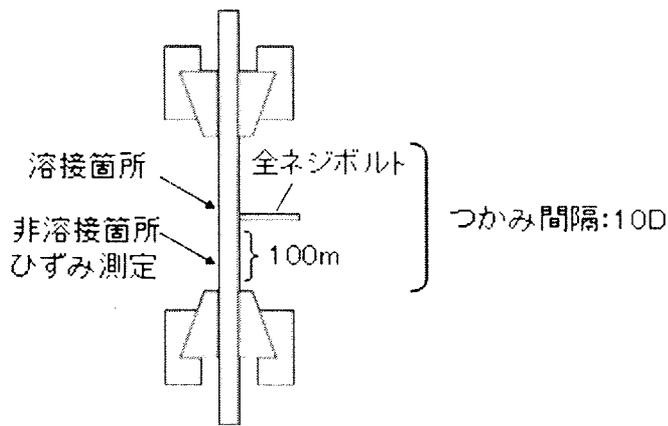


図-3-3-7-V 試験体

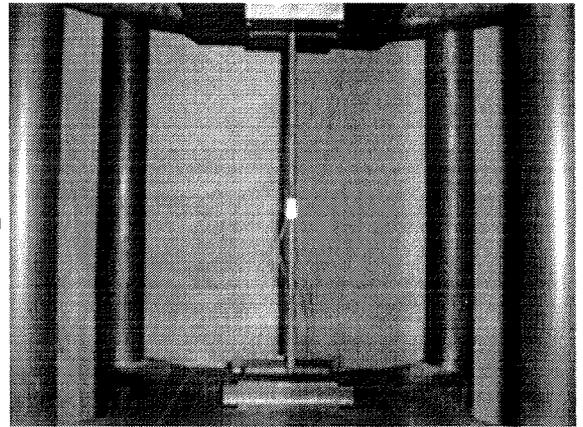


写真-3-3-7-III 载荷状況

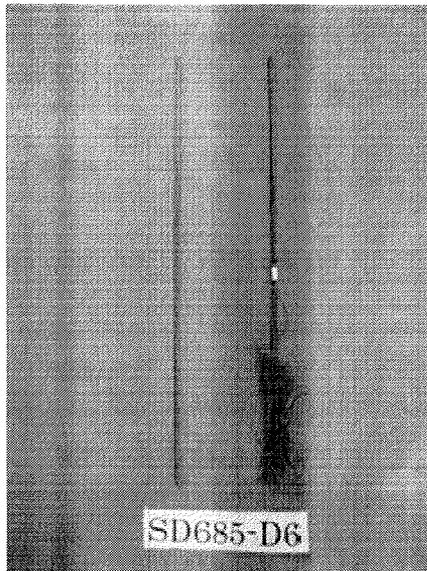


写真-3-3-7-IV 試験体

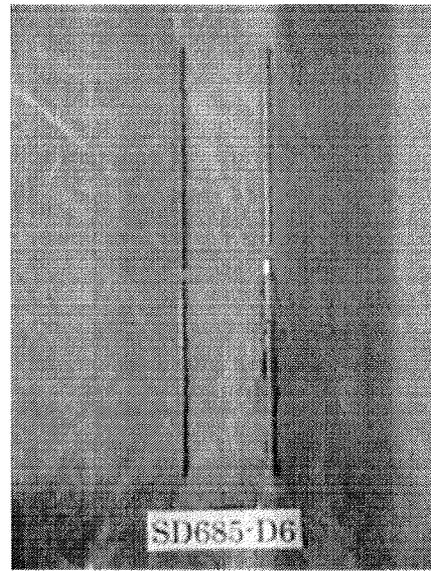


写真-3-3-7-V 試験後

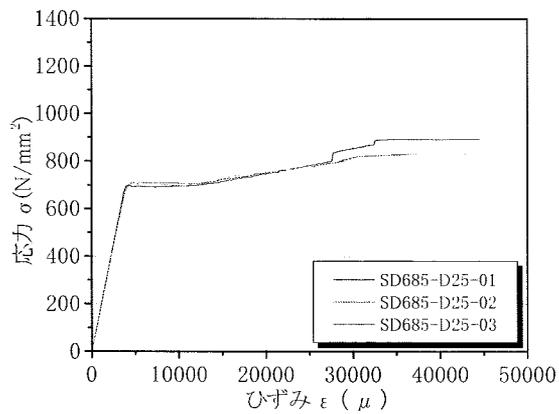


図-3-3-7-VI D25-SD685 (溶接なし)

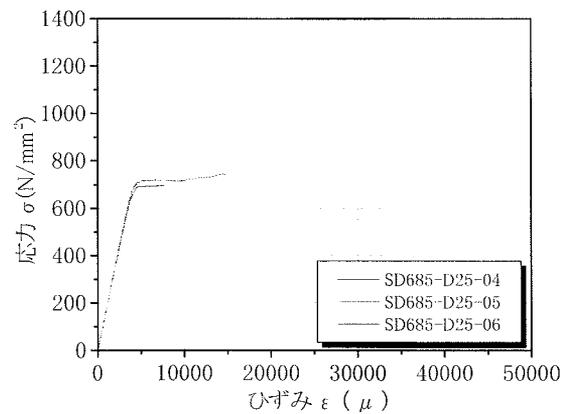


図-3-3-7-VII D25-SD685 (溶接あり)

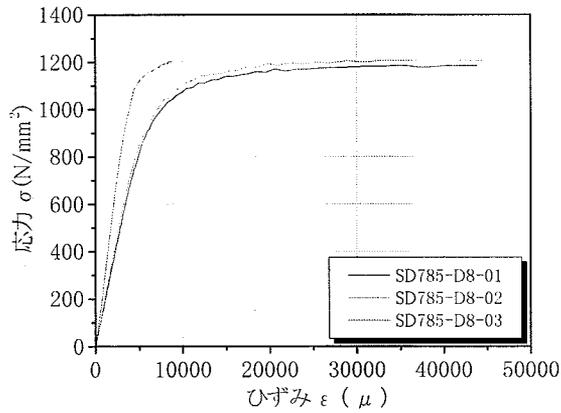


図-3-3-7-VIII D8-SD785

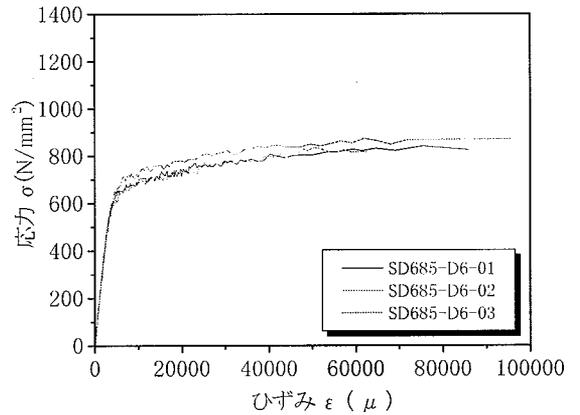


図-3-3-7-IX D6-SD685

表-3-3-7- II 引張試験

鉄筋種類	鉄筋径		降伏強度(N/mm ²)		降伏ひずみ(μ)		引張強度(N/mm ²)		破断伸び(%)		ヤング係数(N/mm ²)	
			試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均
SD980	D29	(溶接あり)	1051	1049.2	-	-	1074	1075.2	12.1	12.2	-	-
			1052		-		1080		11.7		-	
			1043		-		1077		13.0		-	
			1051		-		1074		11.8		-	
			1049		-		1071		12.3		-	
SD685	D25	(溶接なし)	699.1	707.2	4433.3	4786	939.0	945.9	13.1	11.4	181200	178600
			709.2		4816.4		945.3		10.1		178000	
			713.3		5108.5		953.2		11.1		176700	
	(溶接あり)	694.2	711.2	4626.8	5267	699.4	724.7	0.5	0.8	173000	172700	
		718.3		5400.9		729.0		1.0		170900		
		721.0		5771.8		745.6		1.0		174100		
SD785	D8		1005.7	1056.6	7848.8	7039	1173.4	1194.3	7.8	8.9	175100	182400
			1008.8		7112.7		1201.2		9.4		189600	
			1155.2		6154.9		1208.2		9.4		282100 ^{*1)}	
SD685	D6		666.2	674.1	3663.6	3688	864.6	877.8	-	-	183000	182800
			660.0		3648.8		863.0		-		180800	
			696.0		3752.3		905.6		-		184600	

*1)明らかに不適当な値なので平均計算には加えない

3-4 実験方法

3-4-1 載荷方法

本実験の加力は試験体固定のために柱に 5t 程度の軸力をかけ、梁両端に固定した 100t 級の油圧ジャッキを用いて、正負交番繰り返しせん断力を載荷する。載荷履歴は変形角±1、2、3.3、5、7.5、10、15、20、30、40、50/1000rad.と徐々に変形が大きくなるよう載荷し、2 サイクルを原則とした。また計測装置データロガーは東京測器製の THS-1000 を使用し、制御装置は山本紅重機株式会社製の電動油圧ポンプユニットを使用した。図-3-5-1-I に載荷装置、図-3-5-1-II に載荷プログラムを示す。また写真-3-5-1-I ~3-5-1-III に載荷装置の写真、写真-3-5-1-IV ~3-5-1-IX にコンピュータ・制御装置・計測装置を示す。

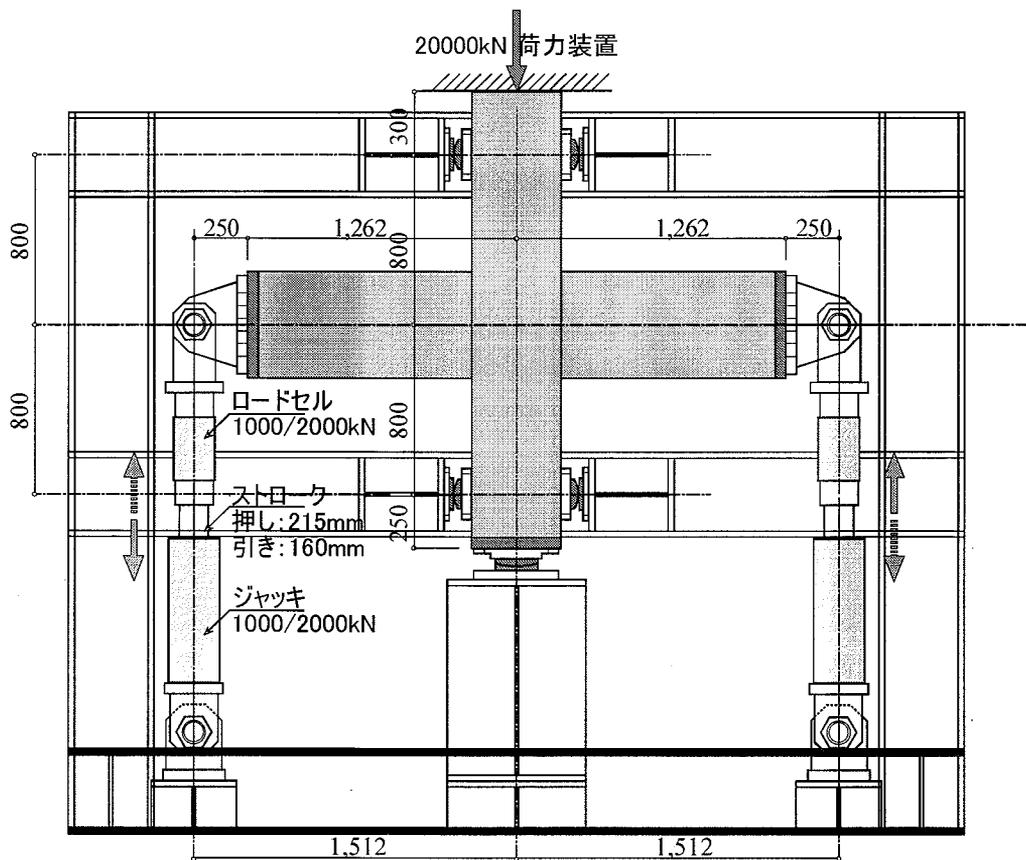


図-3-4-1-I 載荷装置

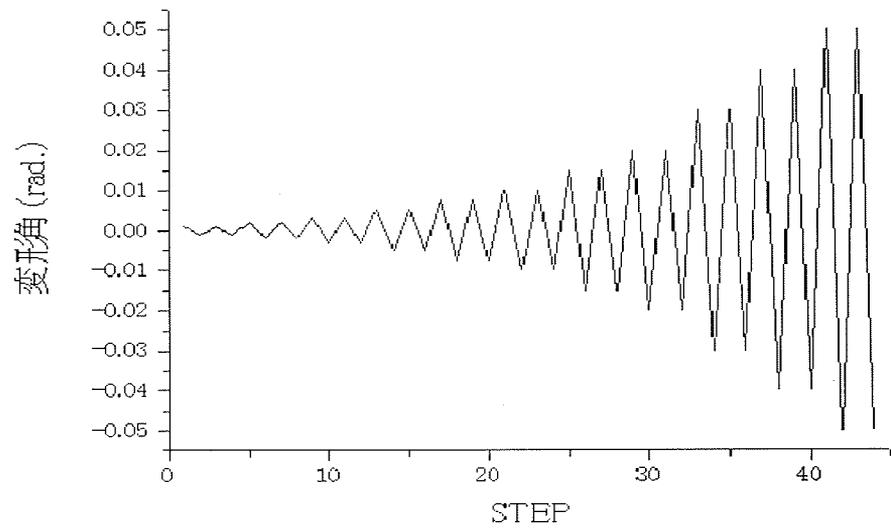


図-3-4-1-Ⅱ 載荷プログラム

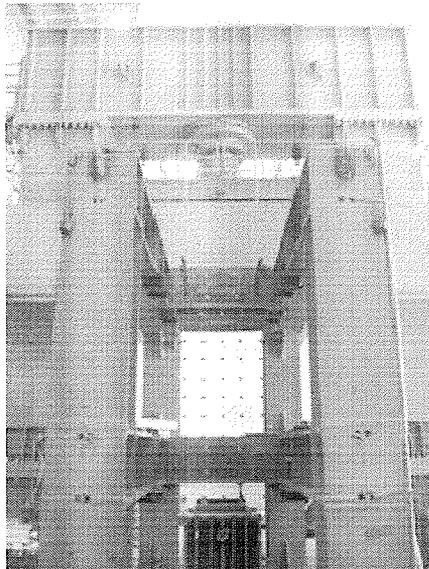


写真-3-4-1-Ⅰ 載荷装置

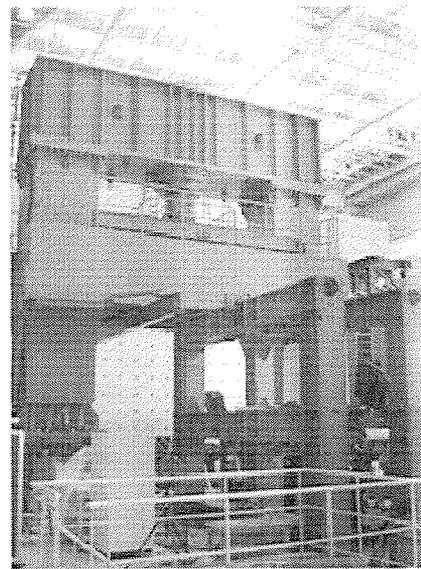


写真-3-4-1-Ⅱ 載荷装置

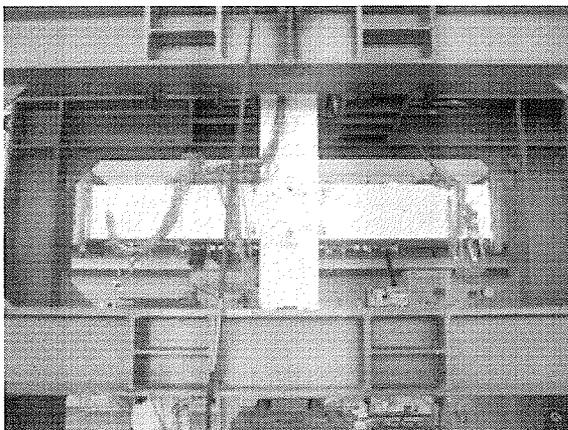


写真-3-4-1-Ⅲ 載荷装置

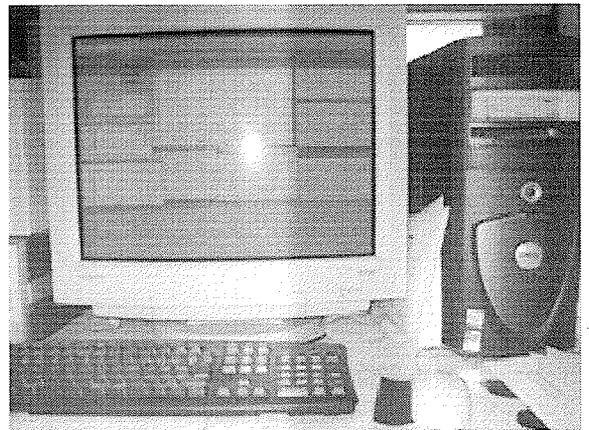


写真-3-4-1-Ⅳ コンピューター

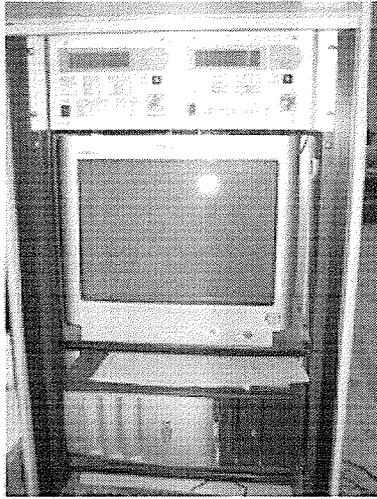


写真-3-4-1-V セン断力用制御装置

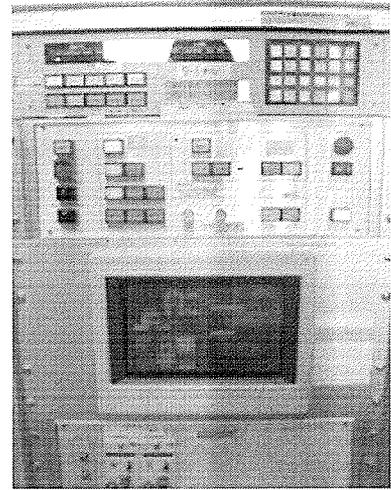


写真-3-4-1-VI 軸力用制御装置

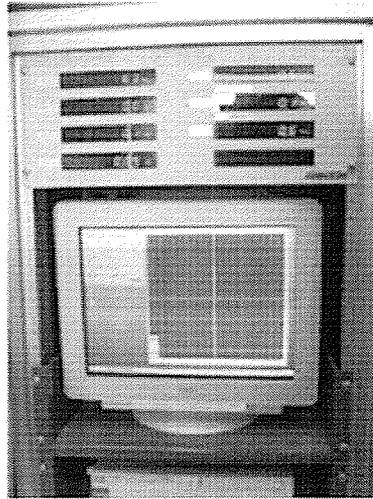


写真-3-4-1-VII モニター

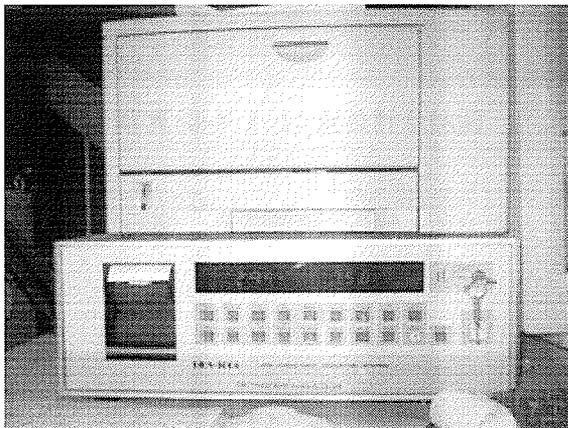


写真-3-4-1-VIII データロガー

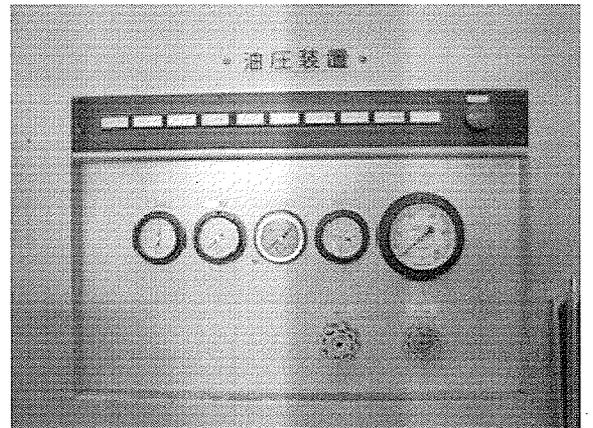


写真-3-4-1-IX 油圧装置

3-4-2 測定方法

試験体正面を南面、右・左・背面を東・西・北面とし、東梁端部に上方向に力かける力を正とする。パネル部分のせん断変形は**写真-3-4-2-I**のように、パネル部分の西上→東下、西下→東上の2点にストローク 50mm の変位計 CDP-50 を取り付け計測する。また鉄筋の抜け出しは、**写真-3-4-2-II**のように梁の上端筋・下端筋のそれぞれの接合部内・東梁・西梁（東梁・西梁においては柱基点・梁基点の各2点）の計10点を、ストローク 25mm の変位計 CDP-25 を治具に固定し計測した。梁の曲率については、西梁上部・東梁上部・西梁下部・東梁下部にそれぞれ4点の計16点、柱の曲率については柱上部西面・柱上部東面にそれぞれ4点、柱下部西面・柱下部東面にそれぞれ2点の計12点をストローク 25mm の変位計 CDP-25 を治具に固定し計測した。その様子を**写真-3-4-2-III**～**3-4-2-V**に示す。梁部分の鉛直方向変位をとるために、治具を柱に取り付け、その治具から**写真 3-4-2-VI**のように試験体東西の梁端部を東西2点ずつの計4点に、ストローク 100mm の変位計 CDP-100 によって計測した。同様にその治具からストローク 50mm の変位計 CDP-50 によって柱の軸変形も計測した。全体の様子は**写真-3-4-2-VII**、**3-4-2-VIII**、**図-3-4-2-I**に示し、これらの変位計の一覧を**表-3-4-2**に示す。また鉄筋のストレインゲージの貼り付け位置を**図-3-4-2-II**、**3-4-2-III**に示した。

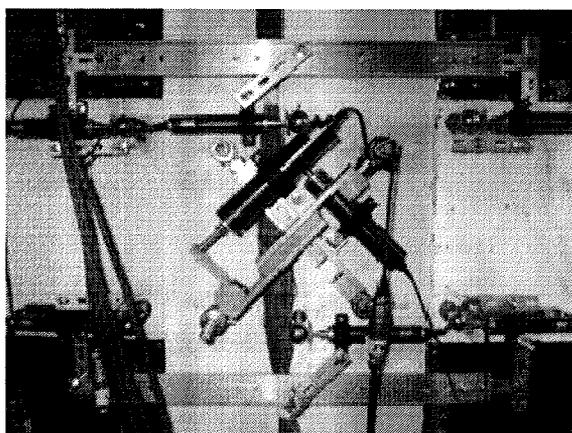


写真-3-4-2-I 変位計全体図

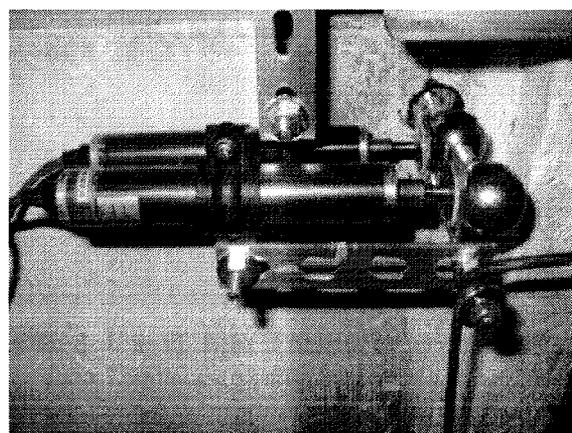


写真-3-4-2-II 変位計全体図



写真-3-4-2-III 曲率用変位計

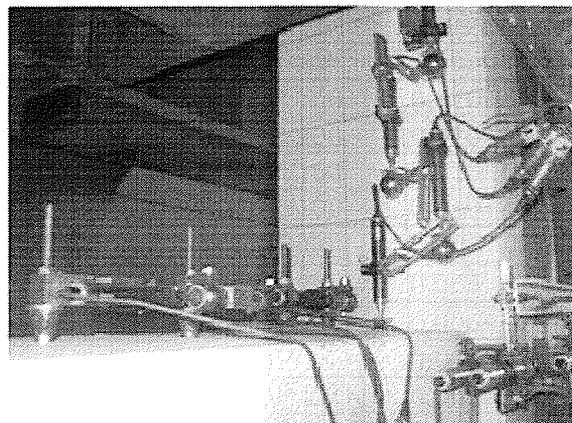


写真-3-4-2-IV 曲率用変位計

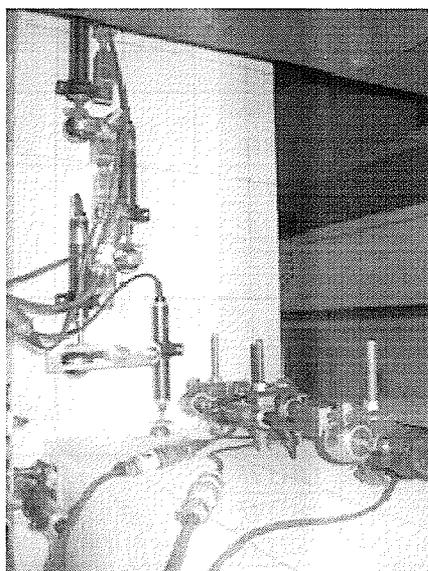


写真-3-4-2-V 曲率用変位計

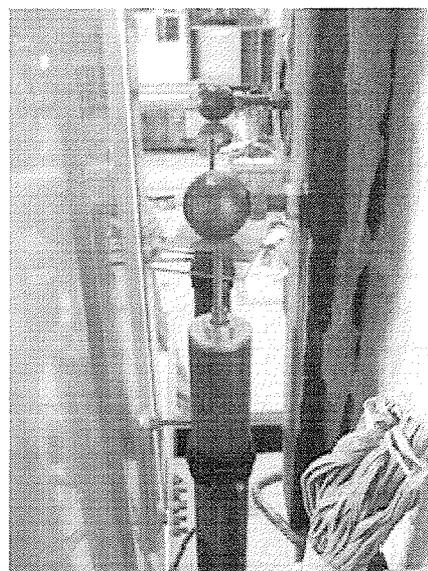


写真-3-4-2-VI 鉛直変位用変位計

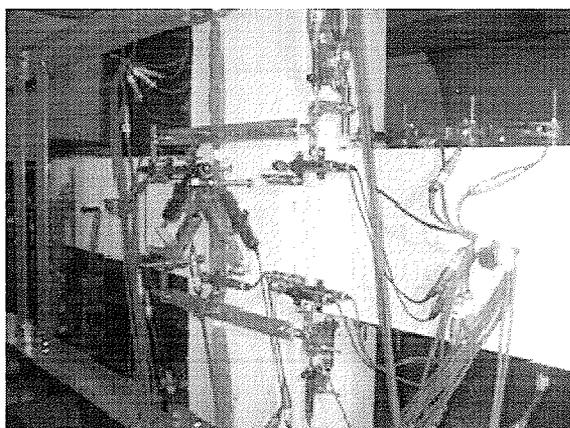


写真-3-4-2-VII 変位計全体図

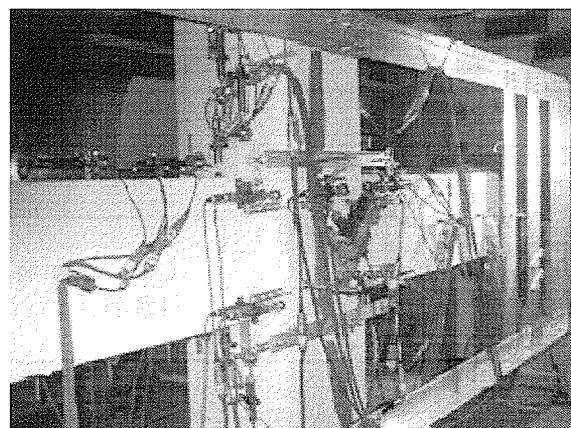


写真-3-4-2-VIII 変位計全体図

表-3-4-2 変位計一覧

測定対象	呼び名	測定位置	使用機器	感度(mm)
梁の鉛直変位	DE1	東・ピン(柱を基点)	CDP-100	0.010
	DW1	西・ピン(柱を基点)	CDP-100	0.010
	DE2	東・梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-100	0.010
	DW2	西・梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-100	0.010
柱軸変形	DV	全体(柱を基点)	CDP-50	0.005
接合部せん断変形	JWE	西上→東下	CDP-50	0.005
	JEW	西下→東上	CDP-50	0.005
上端筋の抜けだし①	ULE1	柱を基点 東梁端	CDP-25	0.002
	UJ1	柱を基点 接合部内	CDP-25	0.002
	ULW1	柱を基点 西梁端	CDP-25	0.002
上端筋の抜けだし②	ULE2	東梁を基点 東梁端	CDP-25	0.002
	ULW2	西梁を基点 西梁端	CDP-25	0.002
下端筋の抜けだし①	BLE1	柱を基点 東梁端	CDP-25	0.002
	BJ1	柱を基点 接合部内	CDP-25	0.002
	BLW1	柱を基点 西梁端	CDP-25	0.002
下端筋の抜けだし②	BLE2	東梁を基点 東梁端	CDP-25	0.002
	BLW2	西梁を基点 西梁端	CDP-25	0.002
梁東側曲率	EUB1	東梁・上面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	EUB2		CDP-25	0.002
	EUB3		CDP-25	0.002
	EUB4		CDP-25	0.002
	EDB1	東梁・下面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	EDB2		CDP-25	0.002
	EDB3		CDP-25	0.002
	EDB4		CDP-25	0.002
梁西側曲率	WUB1	西梁・上面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	WUB2		CDP-25	0.002
	WUB3		CDP-25	0.002
	WUB4		CDP-25	0.002
	WDB1	西梁・下面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	WDB2		CDP-25	0.002
	WDB3		CDP-25	0.002
	WDB4		CDP-25	0.002
柱上側曲率	EUC1	柱上側・東面 (接合部端部から順番)	CDP-25	0.002
	EUC2		CDP-25	0.002
	EUC3		CDP-25	0.002
	EUC4		CDP-25	0.002
	WUC1	柱上側・西面 (接合部端部から順番)	CDP-25	0.002
	WUC2		CDP-25	0.002
	WUC3		CDP-25	0.002
	WUC4		CDP-25	0.002
柱下側曲率	EDC1	柱下側・東面 (接合部端部から順番)	CDP-25	0.002
	EDC2		CDP-25	0.002
	WDC1	柱下側・西面 (接合部端部から順番)	CDP-25	0.002
	WDC2		CDP-25	0.002

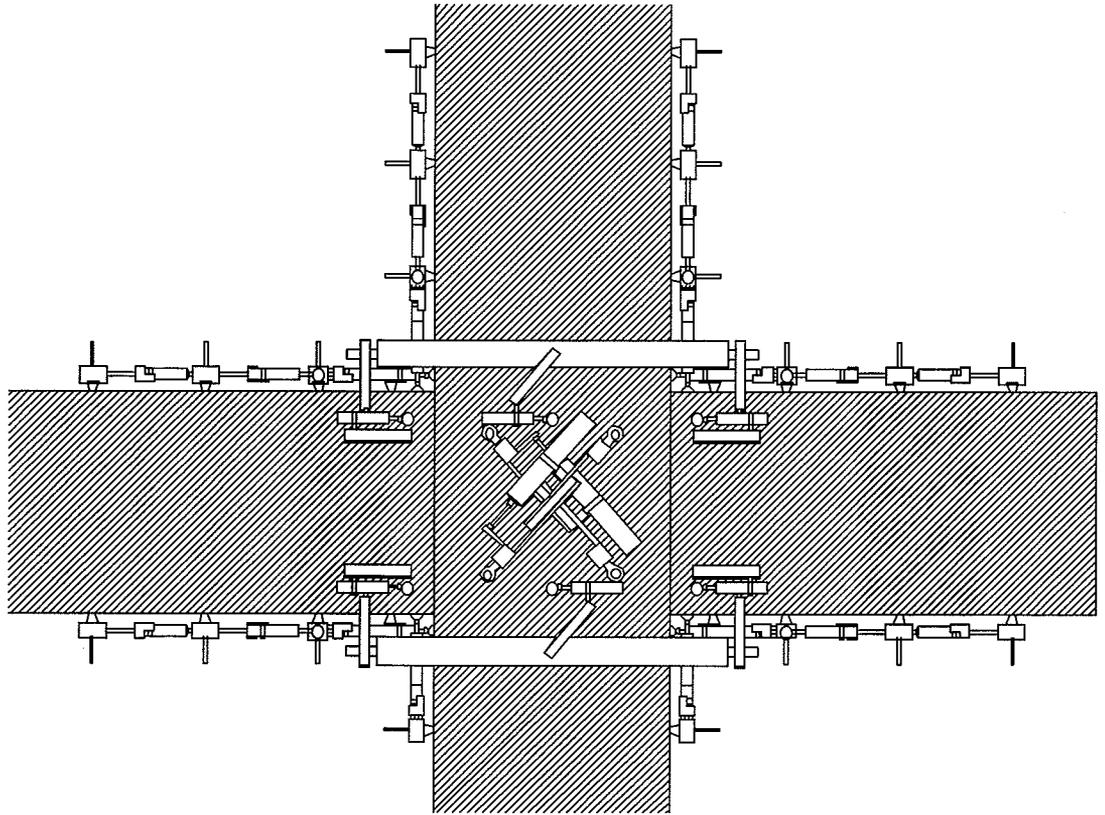
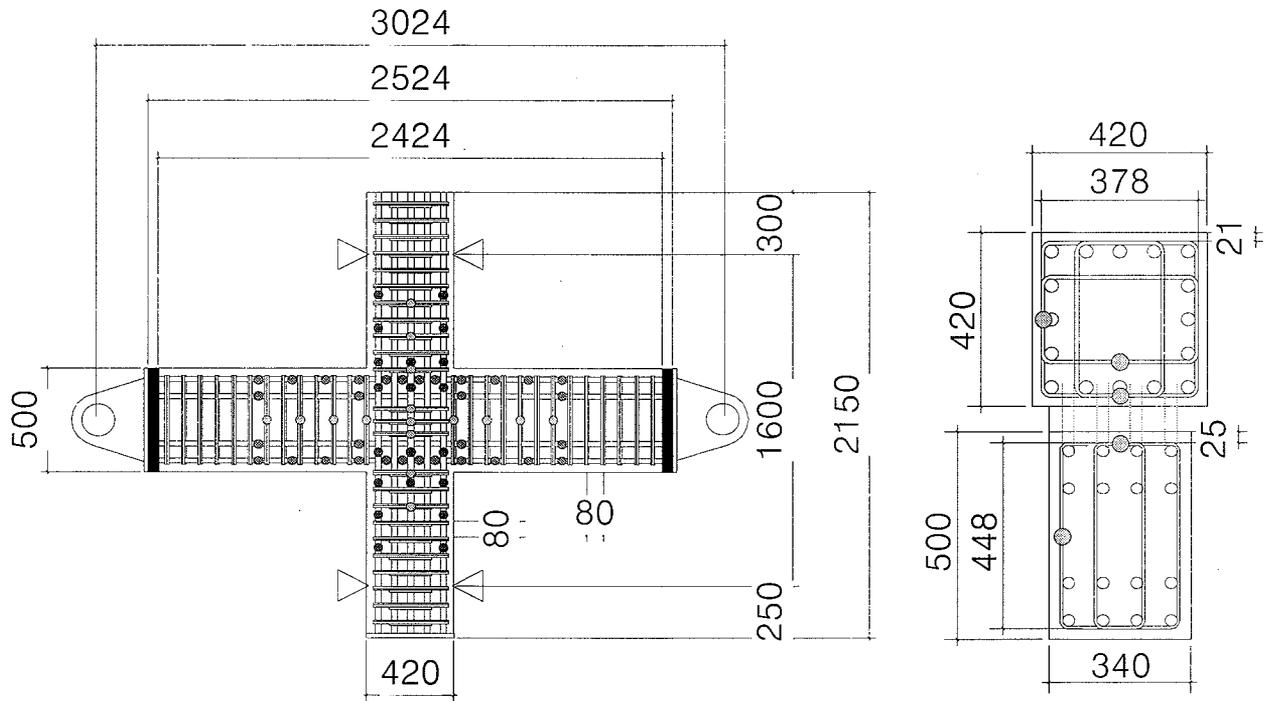
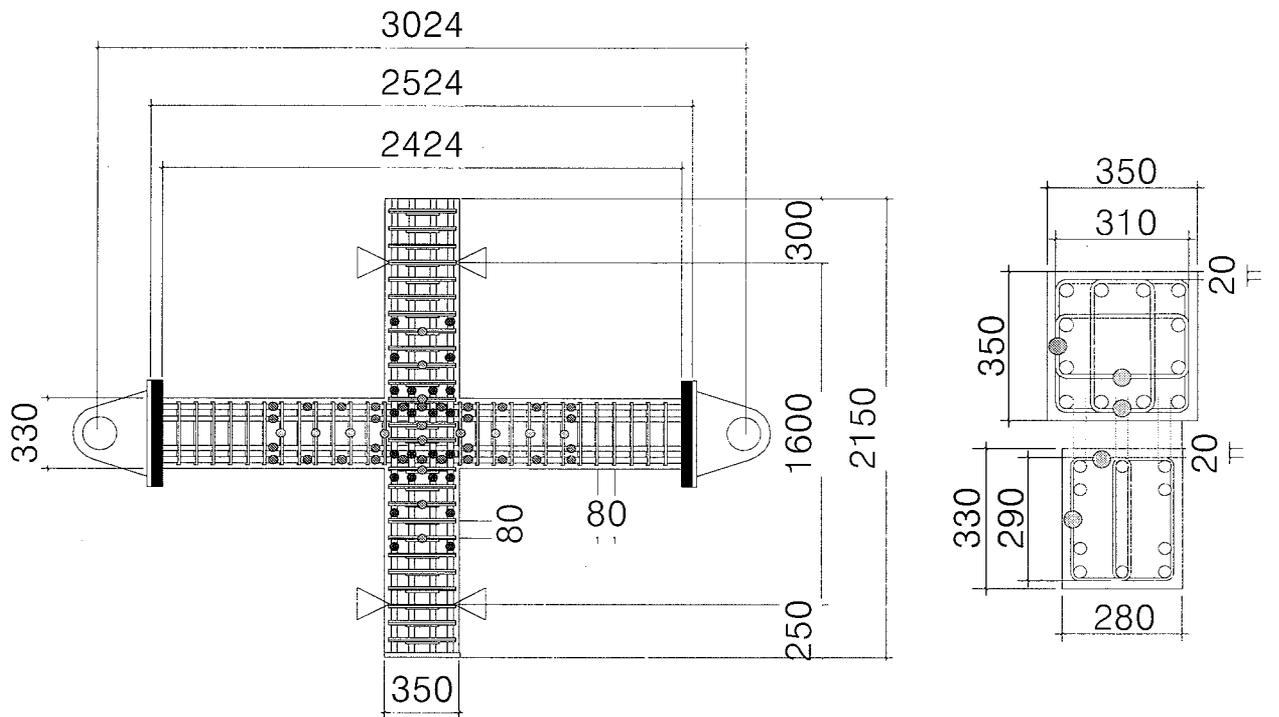


図-3-4-2- I 変位計全体図



<J17シリーズ>



<J14シリーズ>

図-3-4-2-II ストレインゲージ貼り付け図

3-5 実験結果

3-5-1 破壊経過・破壊形式

・試験体 J14NF

変形角 $1/500\text{rad.}$ で接合部にせん断ひび割れ、梁に曲げひび割れが発生し、柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれも発生した。その後変形角 $1/67\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートに圧壊が生じ、変形角 $1/33\text{rad.}$ で梁主筋が曲げ降伏し、接合部のカバーコンクリートが剥落しはじめた。変形角 $1/25\text{rad.}$ を超えると接合部内の損傷が激しくなりゲージが破損しているため、その後の接合部内の横補強筋ひずみは未確認であるが、接合部の損傷は J14FM よりも激しいため、接合部内の横補強筋も降伏していると推定される。その後変形角 $1/20\text{rad.}$ までの載荷で破壊に至らなかったため、一方向載荷による限界までの加力によって載荷を終了した。このとき変形角は約 $1/12\text{rad.}$ ($81/1000\text{rad.}$) で接合部パネルにおけるカバーコンクリートの大部分が剥落していた。

・試験体 J14FM

変形角 $1/1000\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれが発生し、変形角 $1/500\text{rad.}$ で梁に曲げひび割れが発生し、変形角 $1/303\text{rad.}$ で接合部にせん断ひび割れが発生した。その後、変形角 $1/67\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートが圧壊し、変形角 $1/33\text{rad.}$ で梁主筋が降伏し、次のサイクルで接合部内の横補強筋が降伏した。その後、急激に接合部のせん断ひび割れが進展し、パネルがせん断圧縮破壊した。この試験体も変形角 $1/20\text{rad.}$ まで水平力をかけても破壊に至らなかったため、一方向載荷による限界までの加力により載荷を終了した。このとき変形角は約 $1/11\text{rad.}$ ($90/1000\text{rad.}$) で、接合部パネルの最大せん断クラック幅は 10mm を超えていた。

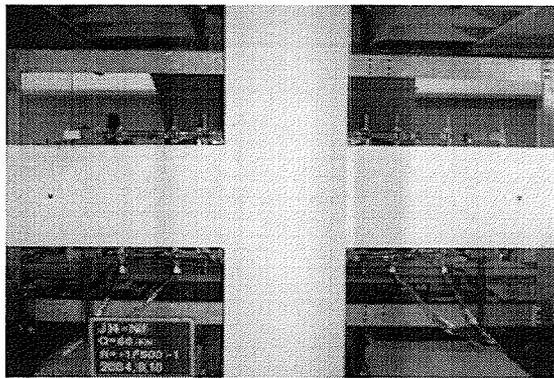
・試験体 J17NF

変形角 $1/1000\text{rad.}$ で接合部にせん断ひび割れ、梁に曲げひび割れが発生し、変形角 $1/500\text{rad.}$ で柱にせん断ひび割れ・曲げひび割れが発生した。その後、変形角 $1/133\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートに圧壊が生じ、 $1/67\text{rad.}$ で接合部内の横補強筋が降伏し、その直後に接合部のカバーコンクリートが剥落しはじめた。その後、変形角 $1/33\text{rad.}$ へ至る載荷中に梁端の加力点鋼板と梁主筋の溶接部が破壊したが、破損部の補強後、再加力により終局に至った。この試験体も接合部パネルの損傷が激しいため、接合部内の横補強筋のゲージは破損し、未確認であるが横補強筋は降伏していると推定する。

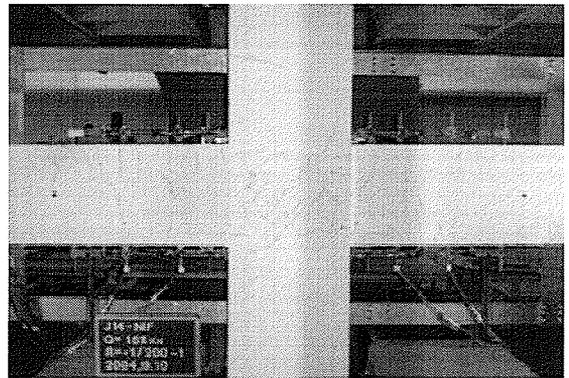
・試験体 J17FM

変形角 $1/1000\text{rad.}$ で接合部にせん断ひび割れ、梁に曲げひび割れが発生し、変形角 $1/500\text{rad.}$ で柱に曲げひび割れが発生し、変形角 $1/200\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれも発生し、変形角 $1/100\text{rad.}$ で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートに圧壊が生じた。その後変形角 $1/50\text{rad.}$ で梁主筋が曲げ降伏、直後の変形角 $-1/50\text{rad.}$ で接合部内の横補強筋が降伏した。その後、接合部のひび割れが多く新規発生し、接合部がせん断圧縮破壊を起こした。また、この試験体も変形角 $1/33\text{rad.}$ へ至る载荷中に梁端の加力点鋼板と梁主筋の溶接部破壊後、再加力により終局に至った。

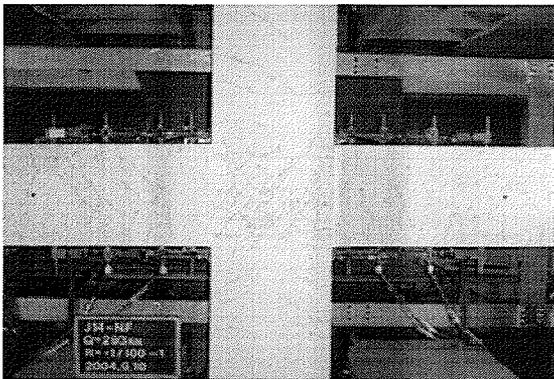
最終的に、全ての試験体において梁の曲げ破壊と接合部のせん断破壊が同時に起こっていると考えられ、結果全ての試験体が「梁主筋の曲げ降伏 → 接合部パネル内の横補強筋降伏 → 梁曲げ破壊および接合部せん断破壊による終局」といった破壊形式であった。試験体 **J17NF** と試験体 **J17FM** は、それぞれ変形角 $1/33\text{rad.}$ へ至る载荷中に梁端の加力点鋼板と梁主筋の溶接部が破壊したため载荷を終了し、その後再加力を行っている。破壊経過の写真を**写真-3-6-1-I**～**写真-3-6-1-IV**に示す。ここで写真は変形角がひび割れ発生時からのもので、それぞれのサイクルにおける正载荷1回目の写真とする。



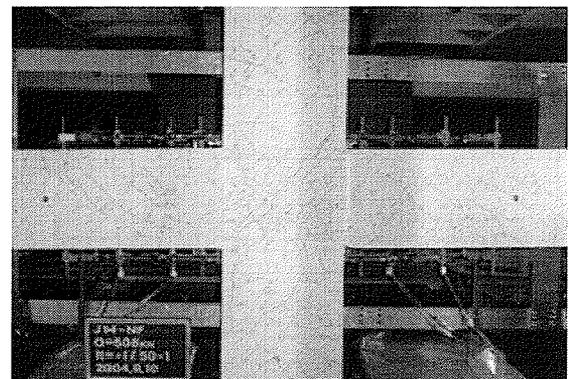
R=2/1000(rad.)



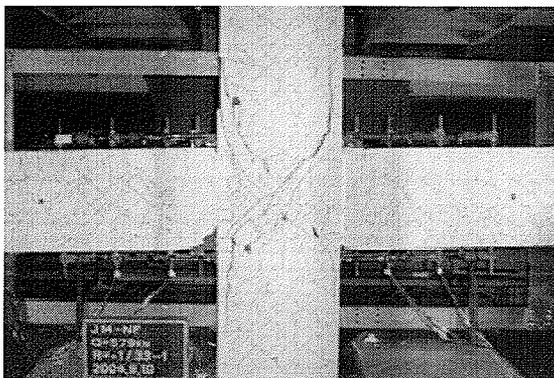
R=5/1000(rad.)



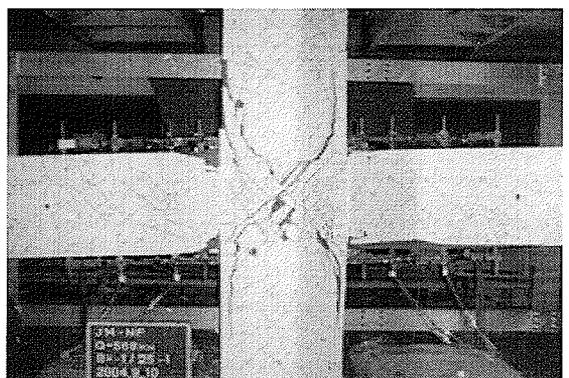
R=10/1000(rad.)



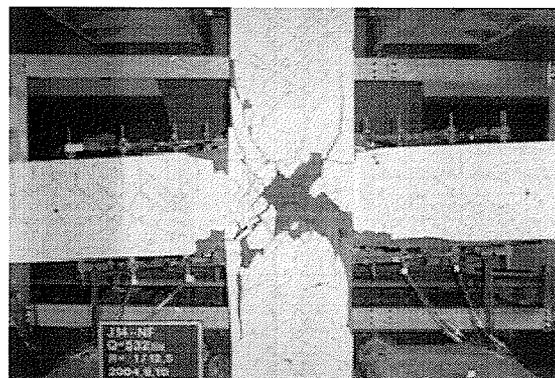
R=20/1000(rad.)



R=33/1000(rad.)

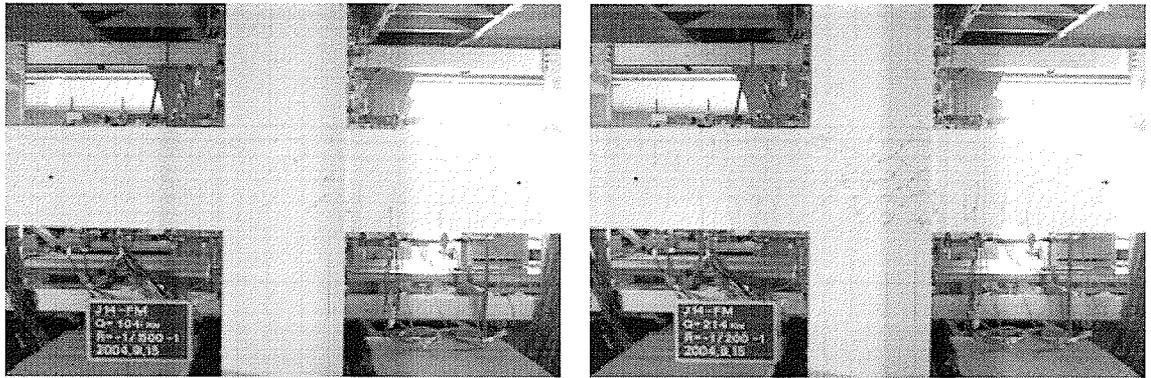


R=40/1000(rad.)



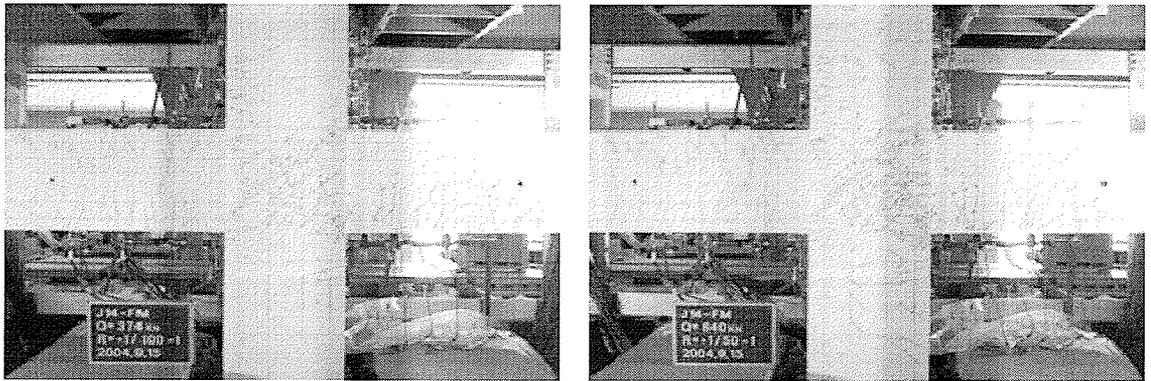
FINISH

写真-3-5-1-I J14NF 破壊経過



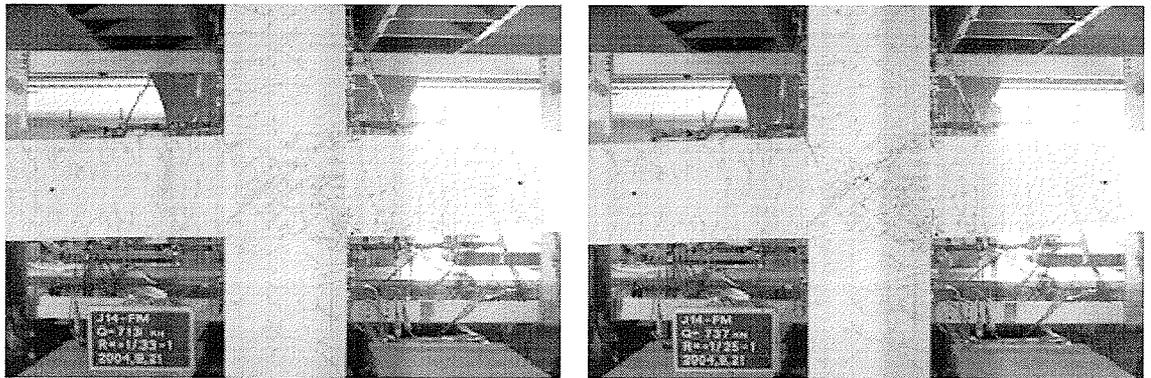
R=2/1000(rad.)

R=5/1000(rad.)



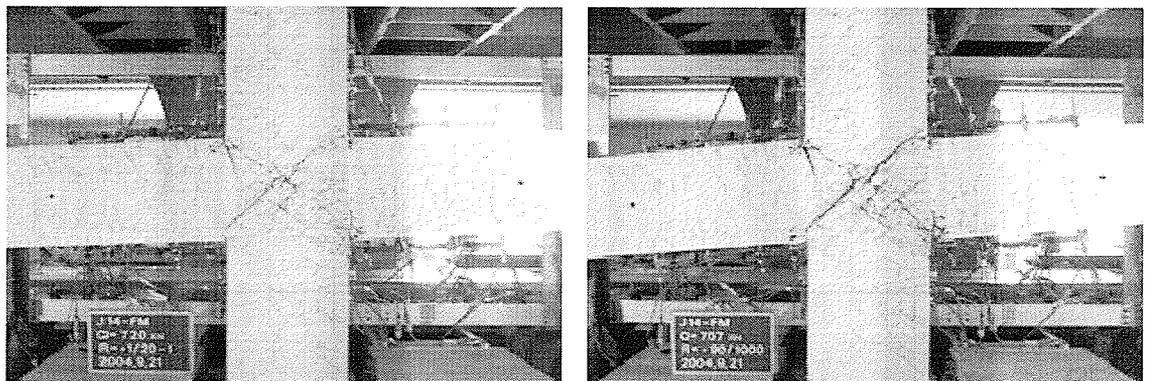
R=10/1000(rad.)

R=20/1000(rad.)



R=33/1000(rad.)

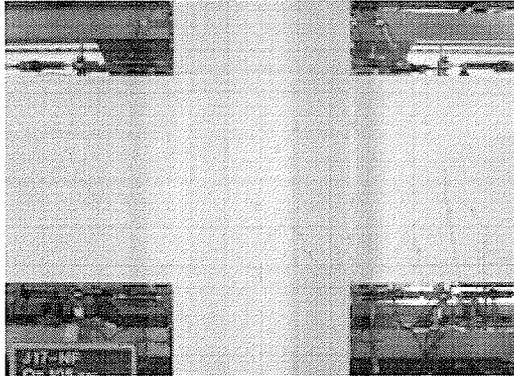
R=40/1000(rad.)



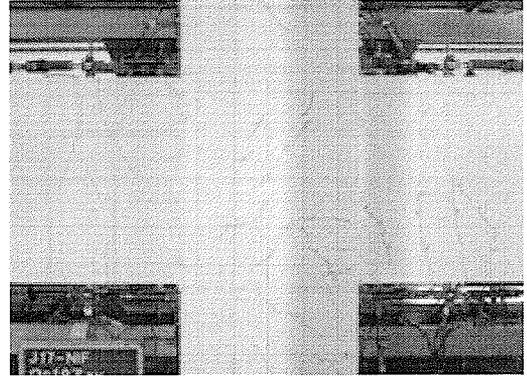
R=50/1000(rad.)

FINISH

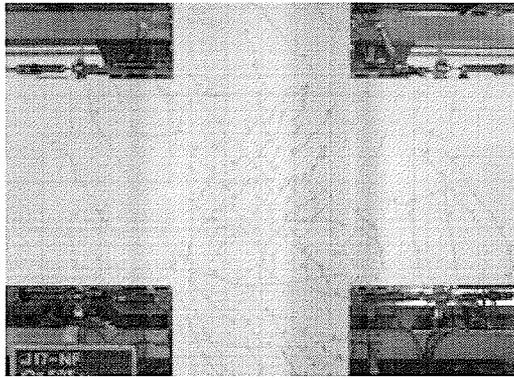
写真-3-5-1-II J14FM 破壊経過



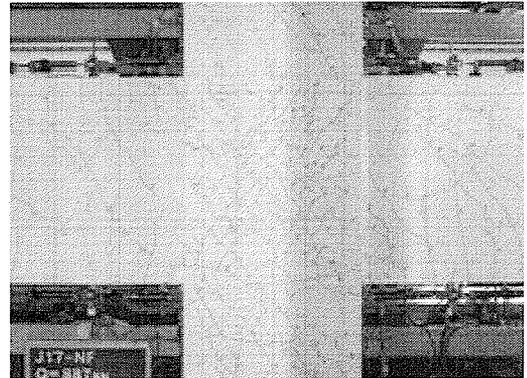
R=1/1000(rad.)



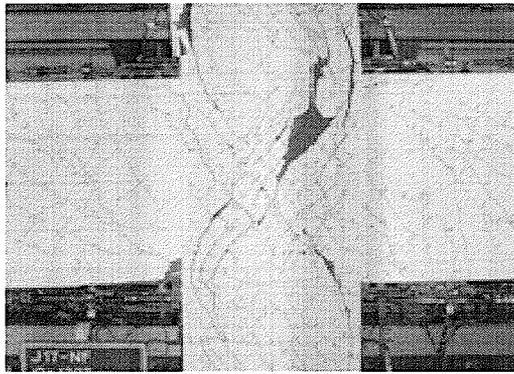
R=2/1000(rad.)



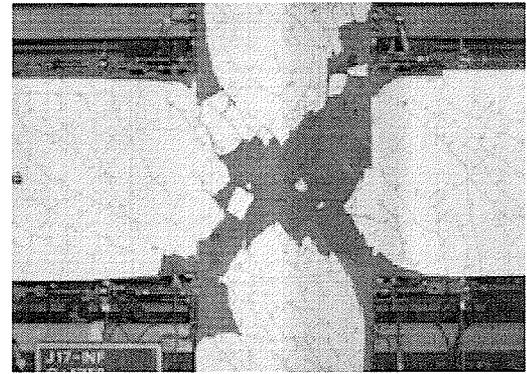
R=5/1000(rad.)



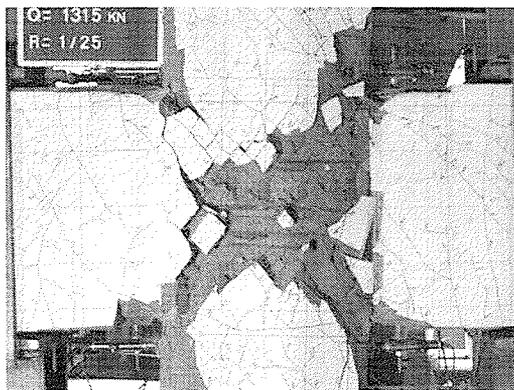
R=10/1000(rad.)



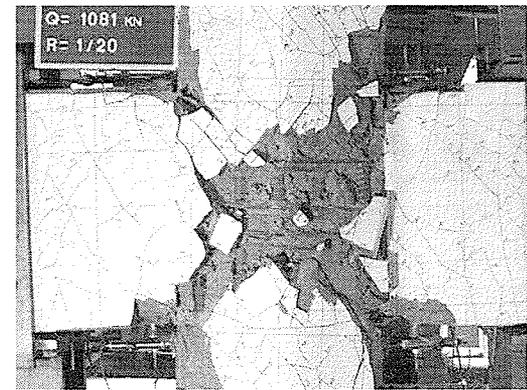
R=20/1000(rad.)



R=33/1000(rad.)

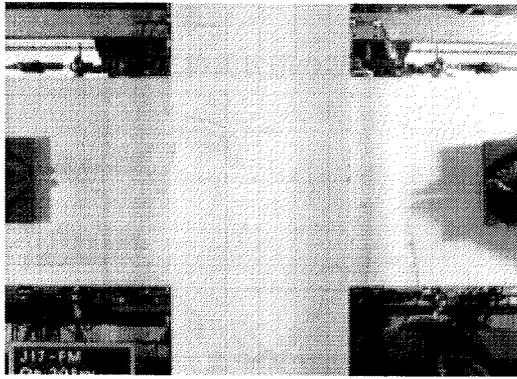


R=40/1000(rad.)

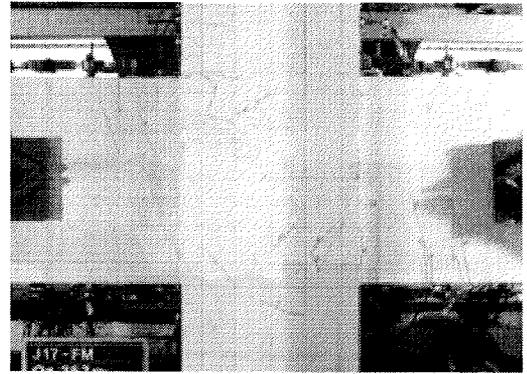


FINISH

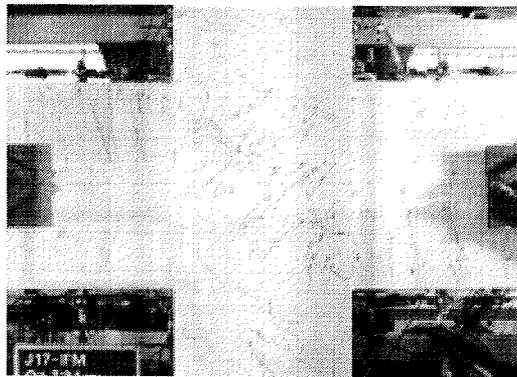
写真-3-5-1-Ⅲ J17NF 破壊経過



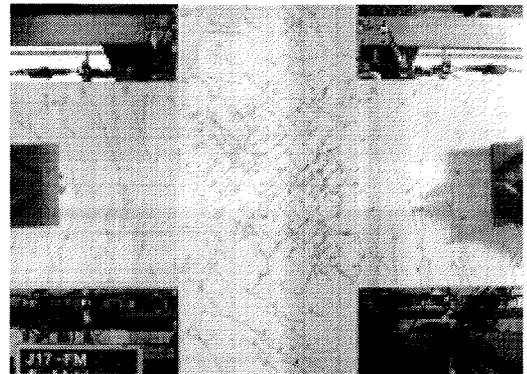
R=1/1000(rad.)



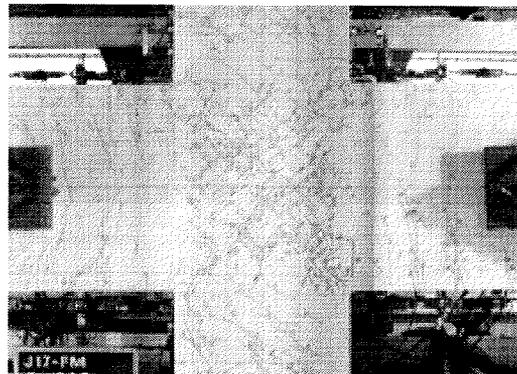
R=2/1000(rad.)



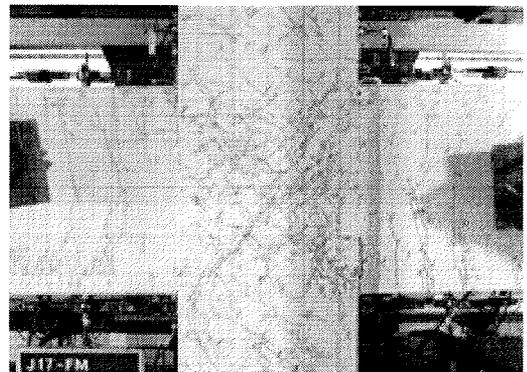
R=5/1000(rad.)



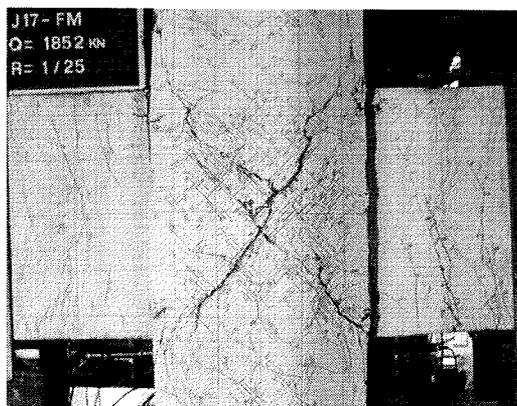
R=10/1000(rad.)



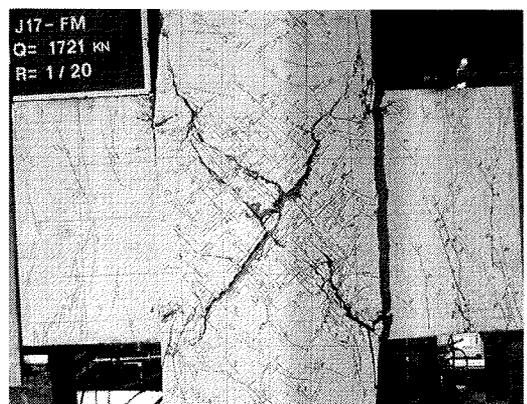
R=20/1000(rad.)



R=33/1000(rad.)



R=40/1000(rad.)



FINISH

写真-3-5-1-Ⅲ J17FM 破壊経過

3-5-2 終局状態

写真 3-5-2 に終局状態の写真を示す。

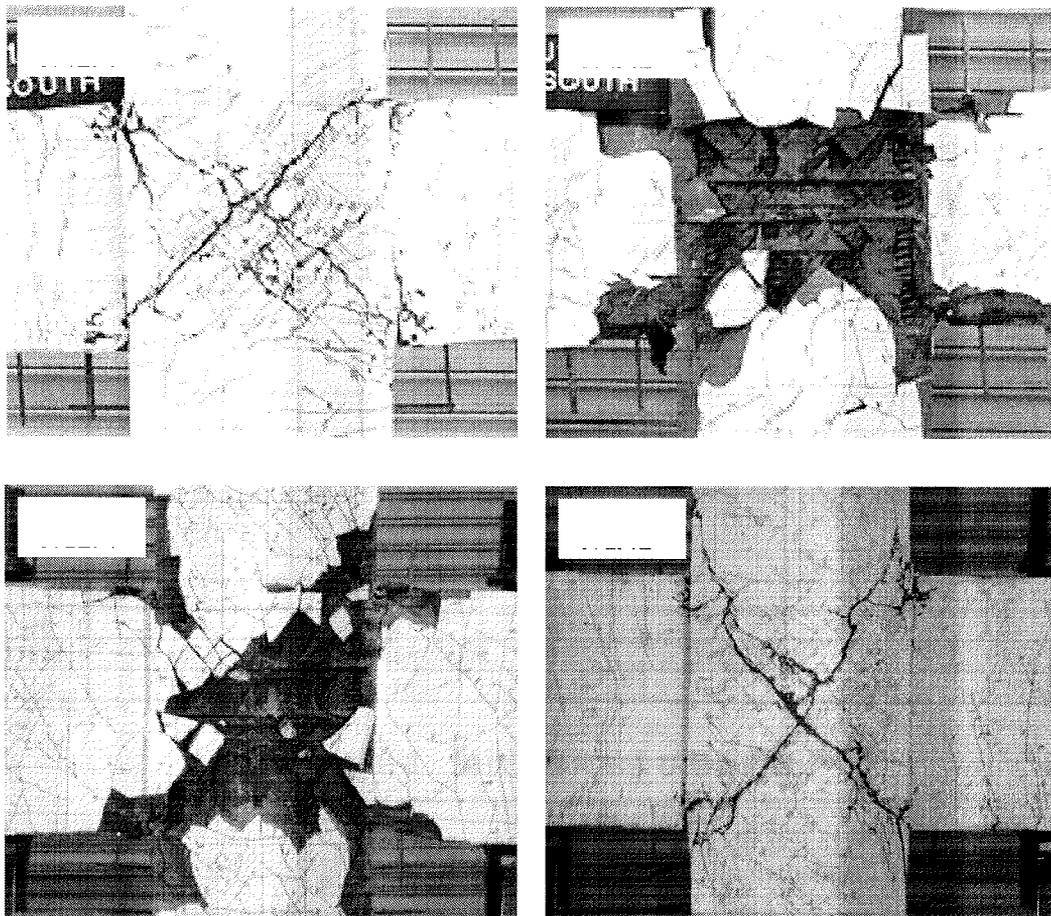


写真-3-5-2 終局状態

写真 3-5-2 より、鋼繊維無混入の試験体 J14NF、J17NF は、接合部パネルのカバーコンクリートの多くが剥落し、内部の横補強筋がむき出しの状態である。一方鋼繊維混入の試験体 J14FM、J17FM は、接合部パネルに大きくせん断ひび割れが生じているものの、梁端部、接合部共に顕著なコンクリート剥落は見られない。

3-5-3 試験体計算耐力・実験結果

表-3-5-3-I に試験結果による試験体耐力一覧、表-3-5-3-II に降伏変形角および限界変形角一覧を示す。ここで、本研究において限界変形角は最大耐力の 80%まで耐力が低下した点、および 80%まで耐力が低下しなかった場合は載荷装置の限界により加力を終了した点と定義する。

表-3-5-3-I 試験体耐力一覧

試験体	計算値			実験値		P_{max} / bQ_{mu}	τ_{p2} / τ_{p1}
	曲げ終局強度時 層せん断耐力 bQ_{mu} (kN)	接合部せん断応力度		最大耐力 P_{max} (kN)	接合部 せん断応力 度 $\tau_{p2}^{*2)}$ (MPa)		
		梁降伏型接合 部せん断耐力 $b\tau_p$ (MPa)	接合部 せん断耐力 $\tau_{p1}^{*1)}$ (MPa)				
J14FM	483	32.28	33.25	737	46.17	1.53	1.44
J14NF	474	30.27	30.44	579	36.30	1.22	1.21
J17FM	1052	32.17	33.25	1920	43.59	1.83	1.36
J17NF	1032	30.16	30.44	1303	29.60	1.26	0.99

表-3-5-3-II 降伏変形角および限界変形

	梁主筋 降伏変形角 R_{yb} (/1000rad.)	接合部内横補強 筋降伏変形角 R_{yh} (/1000rad.)	限界変形角 R_u (/1000rad.)
J14FM	30.0	40.2	89.9
J14NF	24.9	- *	82.1
J17FM	17.7	26.0	52.0
J17NF	19.5	- *	50.8

表中の最大耐力時における、接合部のせん断応力度 τ_p の計算値・実験値は、次に示す式により算出した。

<計算値を求める方法 文献1)>

$$\tau_p = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \cdot \dots \cdot (1)$$

ここで σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

<実験値を求める方法 文献5)>

$$\tau_p = \frac{\sum M_B}{(1+\xi)eV_c} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_B = Q \times \frac{H}{L} \times l \dots \dots \dots (3)$$

ここで Q : 最大耐力時層せん断力 (N)

H : 柱支点間距離 (mm)

L : 梁支点間距離 (mm)

l : 梁支点から柱面までの距離 (mm)

ξ : 柱の内法長さに対する梁せいの比

eV_c : パネルの有効体積(= $t_p \times j_B \times j_c$)

t_p : 梁幅と柱幅の平均 (mm)

j_B : 梁の応力中心間距離 (mm)

$$j_b = \frac{7}{8} b_i \quad (b_i : \text{図-3-5-3 参照})$$

j_c : 柱の応力中心間距離 (mm)

$$j_c = \frac{7}{8} c_i \quad (c_i : \text{図-3-5-3 参照})$$

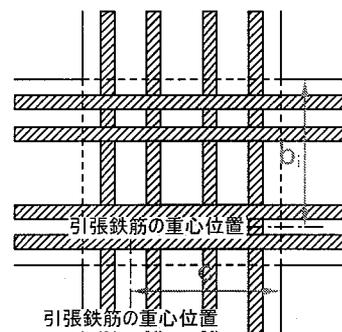


図-3-5-3 応力中心間距離

式(1)で求めた計算値と、式(2)、(3)で求めた実験値を表中に示す。接合部のせん断応力度は、J17NF 以外の試験体で実験値が計算値を上回る結果となった。また最大耐力はすべての試験体で計算値を上回る結果となった。鋼繊維によってせん断耐力および曲げ耐力の上昇がみられることにより、鋼繊維混入の試験体は計算値を大幅に上回ると考えられる。

3-5-4 履歴曲線

図-3-5-4 に各試験体の層せん断力-層間変形角の履歴曲線を示す。ここでグラフは縦軸に荷重、横軸に変形角を示し、最大荷重点を●点、梁主筋の曲げ降伏点を×点、接合部内横補強筋降伏点を*点で示す。J17シリーズの試験体は載荷途中なのでまだわからないが、J14シリーズの試験体においては、グラフに示されるようにどの試験体安定した履歴曲線が描かれている。

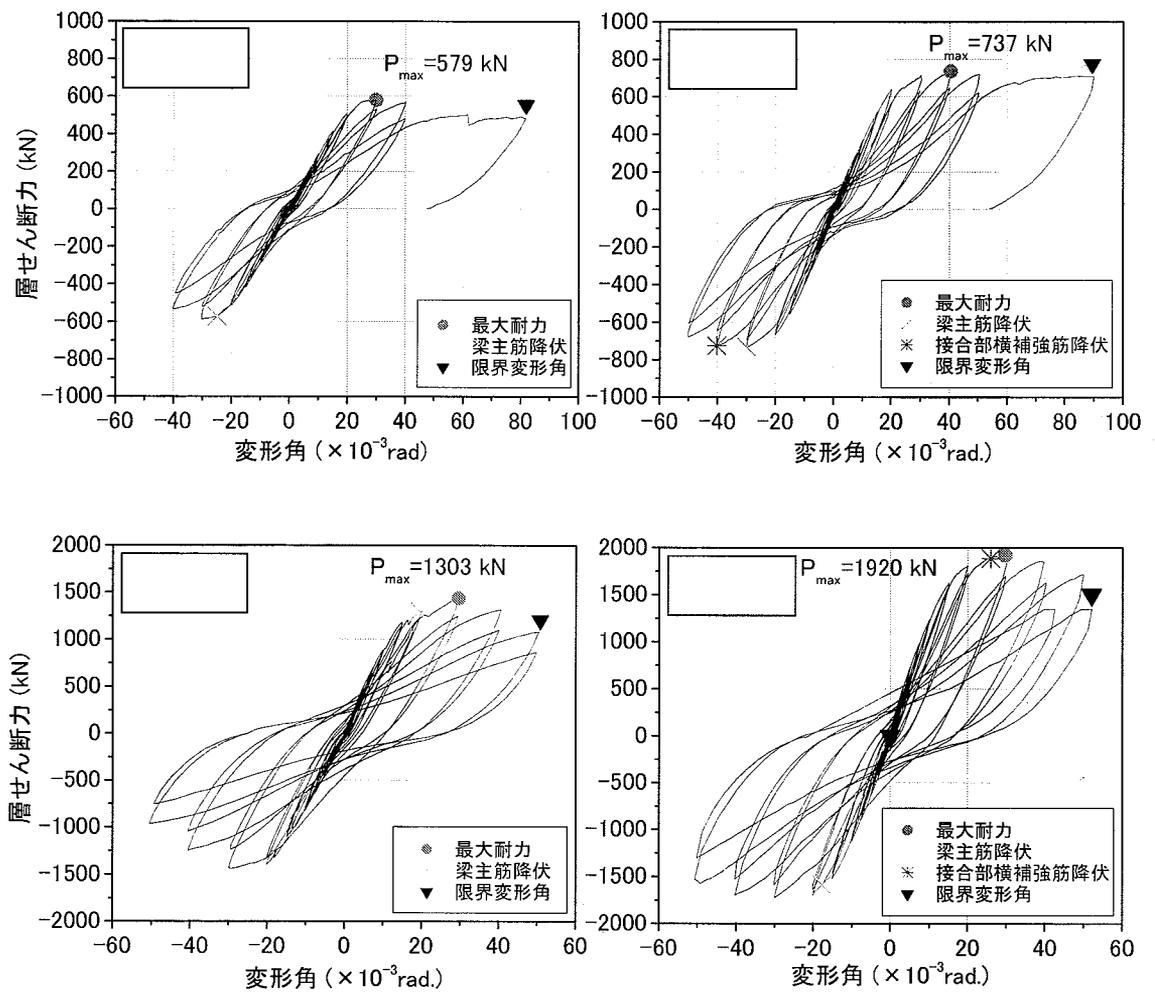


図-3-5-4 層せん断力-層間変形角 履歴曲線

3-5-5 鉛直変位

図-3-5-5 に鉛直変位-変形角関係を示す。ここでグラフは、縦軸に鉛直変位 (正側を引張、負側を圧縮とする)、横軸に変形角を示し、鉛直変位は試験体の柱部分に取り付けたフレームからの変位計によって測定した。

鋼繊維無混入の2体と鋼繊維混入の2体の比較より、鋼繊維無混入試験体の鉛直変位の方が大きいことがわかる。

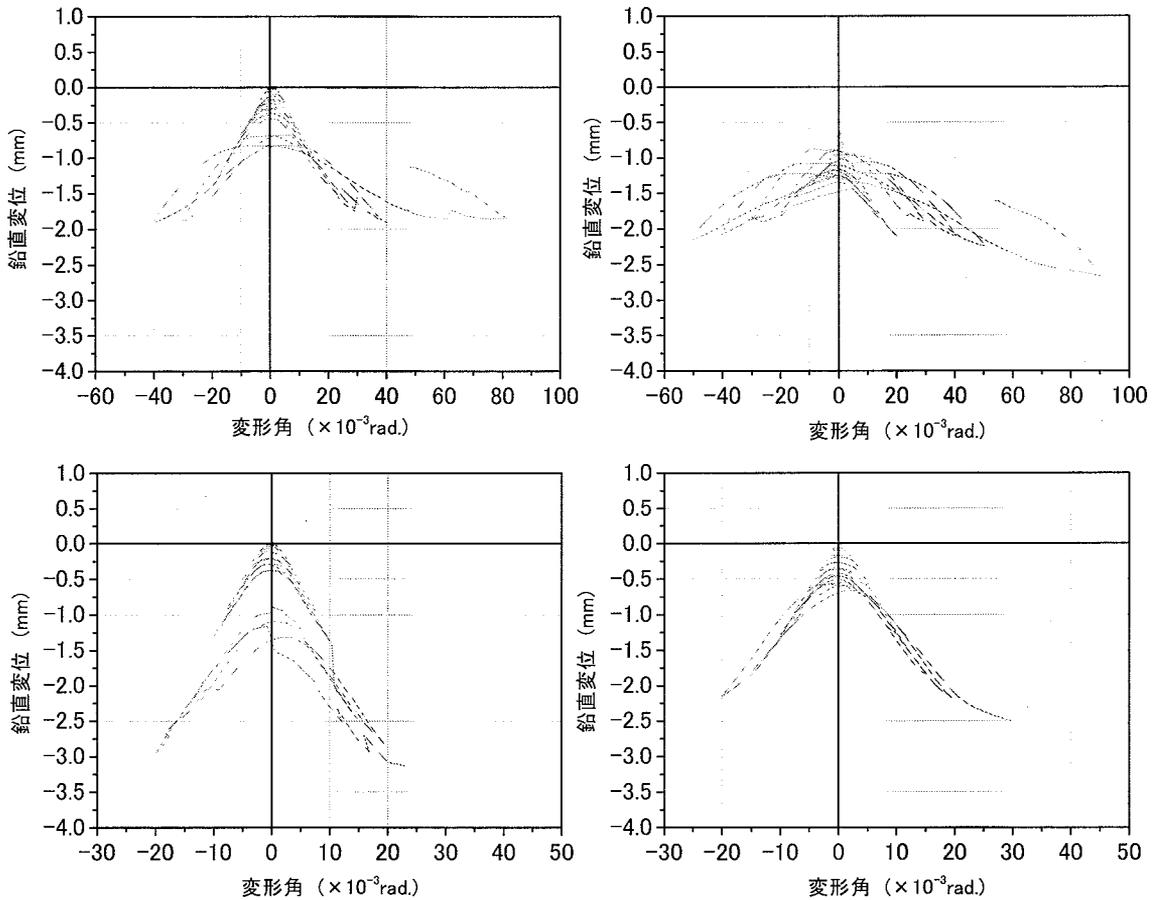
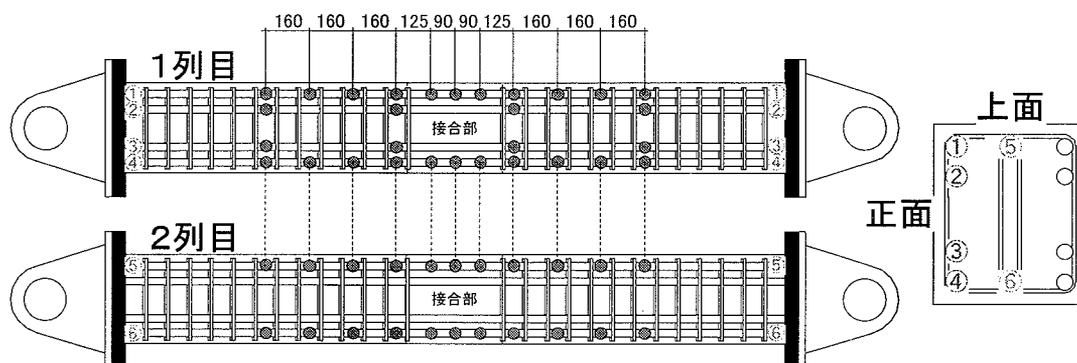


図-3-5-5 鉛直変位-変形角

3-5-6 ひずみ分布

図-3-5-6-I に示す試験体梁部分に貼付けた、ストレインゲージによって計測した主筋のひずみによる、ひずみ-主筋位置関係の断面図で示される①、④、⑤、⑥のグラフを図-3-5-1-II ~ 図-3-5-1-V に示す。J14 シリーズでは中央と中央から左右に 90mm、375mm、535mm、695mm の位置、J17 シリーズでは中央から左右に 41mm、123mm、250mm、410mm、570mm、730mm の位置に貼付けたストレインゲージによって計測した。ここでグラフは、縦軸にひずみ(正側を引張、負側を圧縮とする)、横軸に変位計の設置位置(試験体の中心を 0 とする)を示す。J14 シリーズの横軸には $X = \pm 175\text{mm}$ の位置に、J17 シリーズの横軸には $X = \pm 210\text{mm}$ の位置に点線を引き、接合部部分と梁部分の境界線を表す。また貼り付けたストレインゲージの打設時の破損、もしくは載荷途中の破損によってデータが取得できていない部分は、空白として線で結んでいる。

<J14 シリーズ>



<J17 シリーズ>

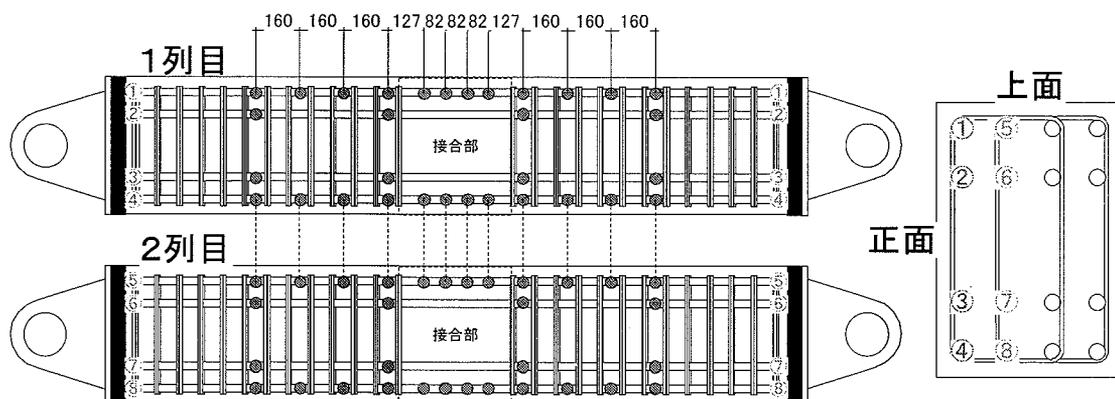
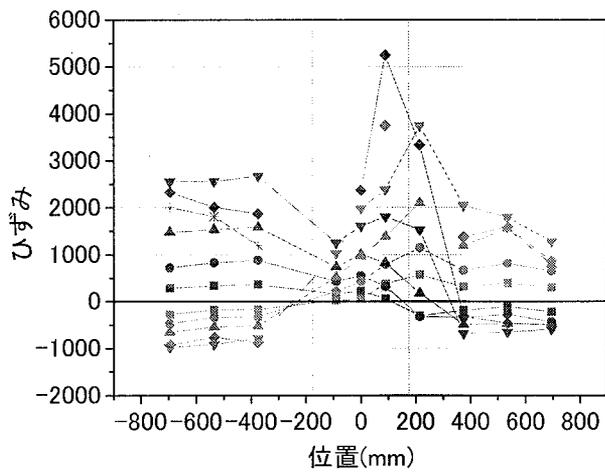
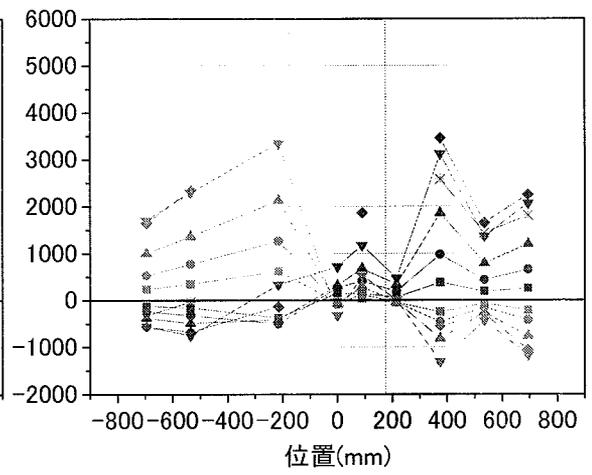


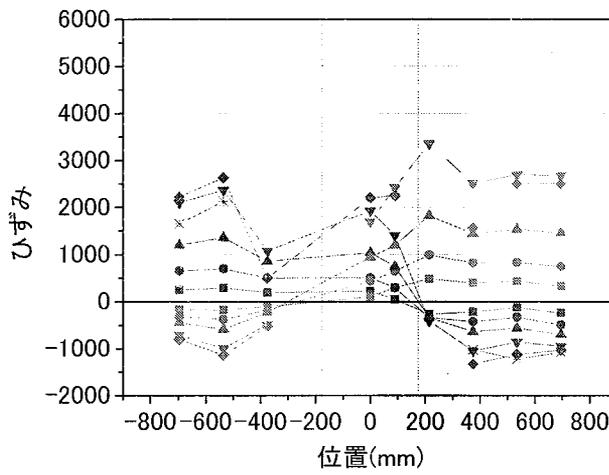
図-3-5-6-I ストレインゲージ貼り付け位置



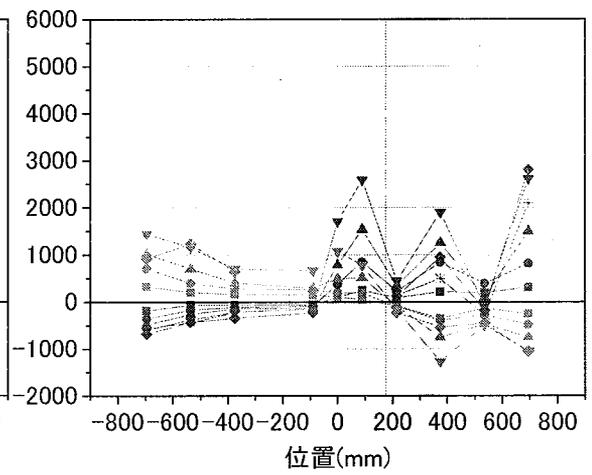
J14NF ①



J14NF ④



J14NF ⑤



J14NF ⑥

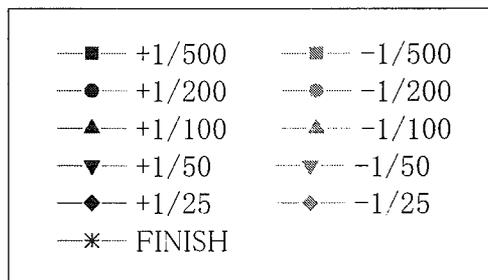
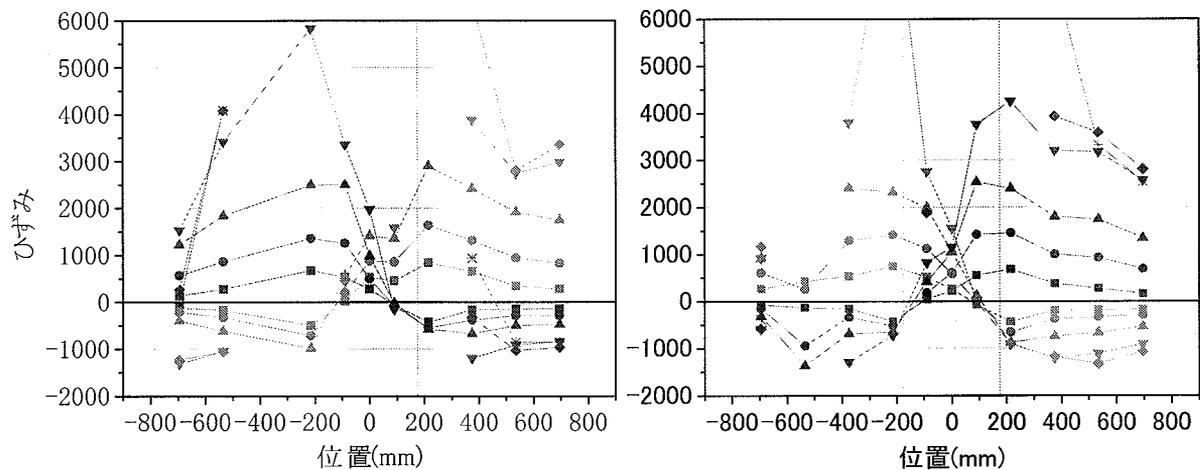
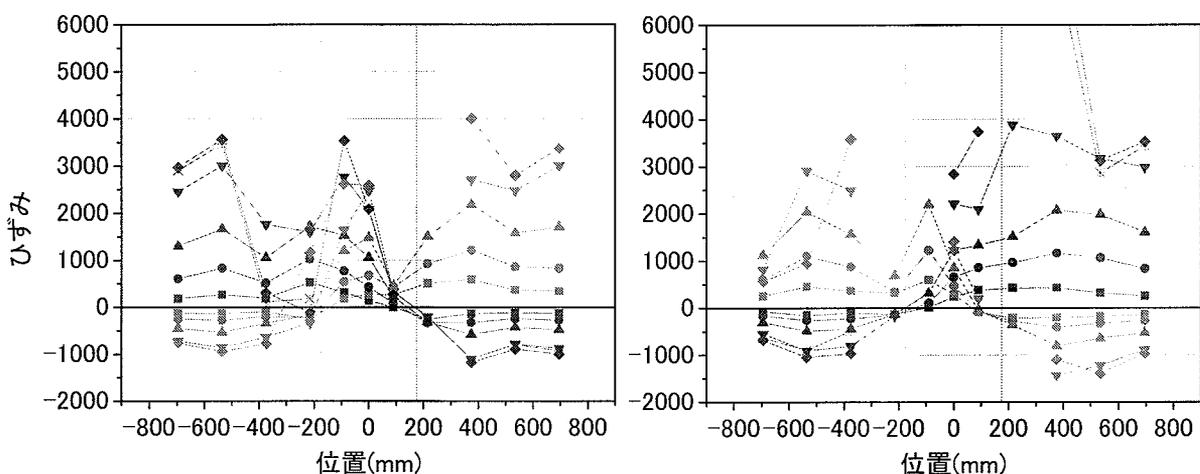


図-3-5-6-II 梁主筋ひずみ分布 J14NF



J14FM ①

J14FM ④



J14FM ⑤

J14FM ⑥

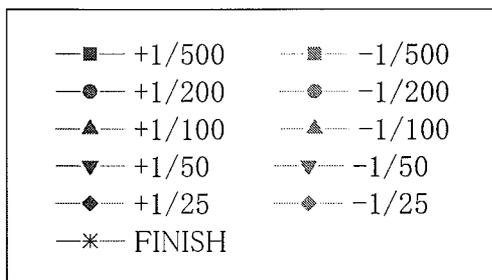


図-3-5-6-Ⅲ 梁主筋ひずみ分布 J14FM

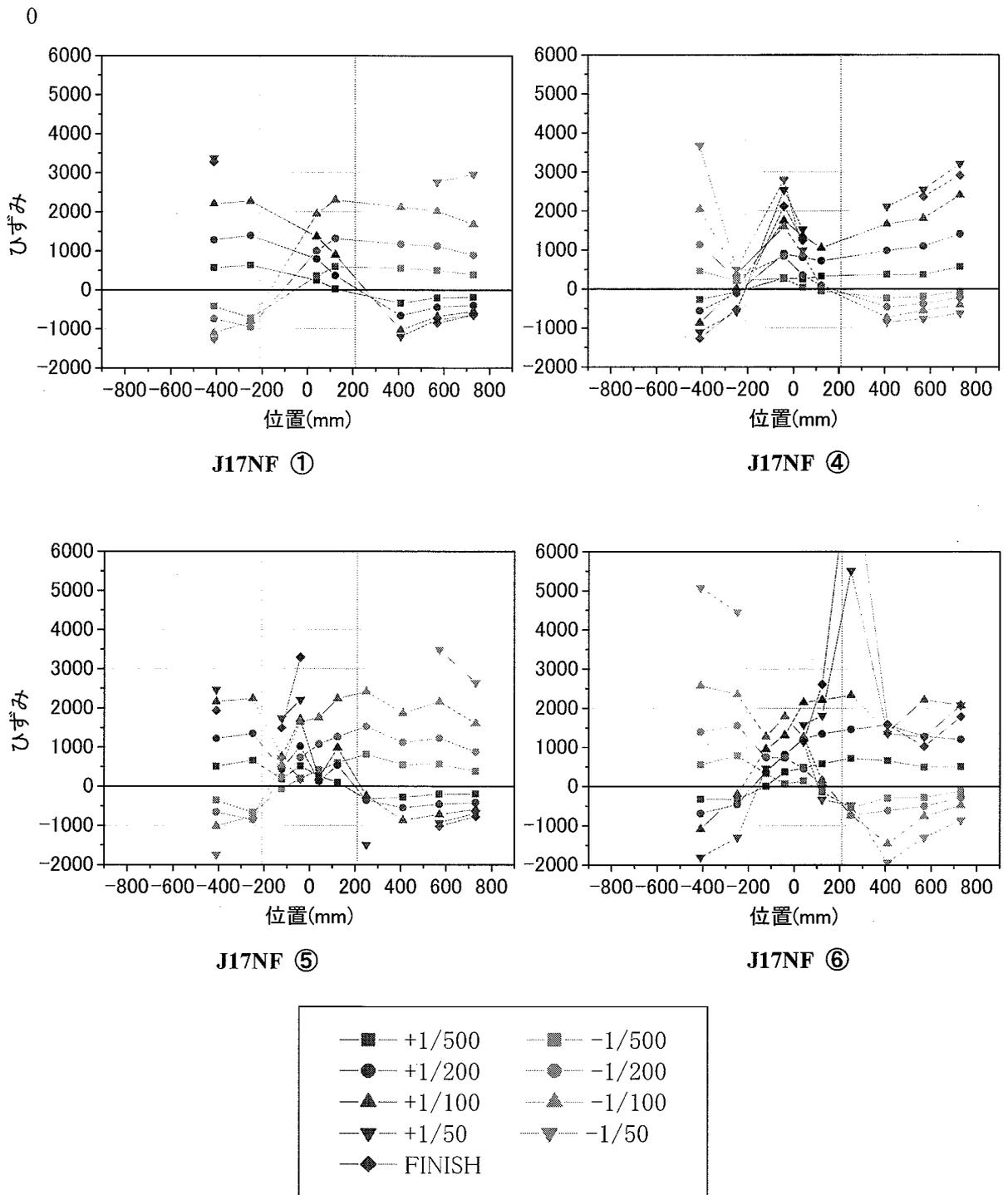


図-3-5-6-IV 梁主筋ひずみ分布 J17NF

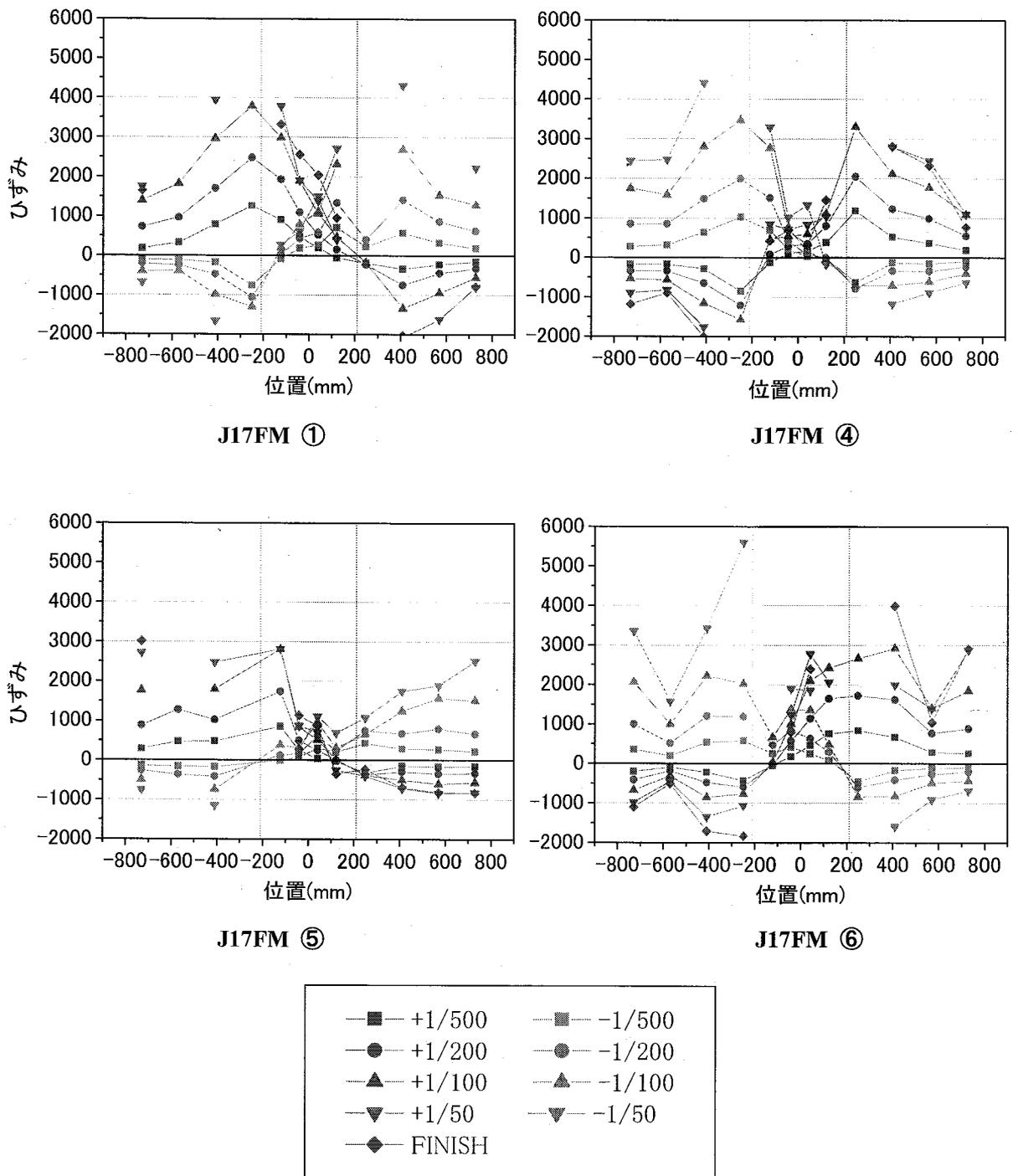


図-3-5-6-V 梁主筋ひずみ分布 J17FM

3-5-7 曲率分布 文献2)

各試験体における曲率分布性状を比較するため、試験体梁部分に設置した計16点の変位測定用変位計による計測値を用いて、载荷中の各変形角における曲率を算出した。

曲率変位計の概念図を**図-3-6-7-I**に示す。**L**は同じ位置にある変位計間の距離、**H**は変位測定点から変位計設置点の距離を表し、**d_a**及び**d_b**は各変位計によって計測された変位にあたる。ここで下に示す式**(1)**を用いてそれぞれの部分においての中立軸距離 **x** が算出される。各計測点におけるひずみは式**(2)**により算出される。これらにより、それぞれの部分における曲率 ϕ は式**(3)**により求められる。また**図-3-6-7-II**に西梁上面・西梁下面・東梁上面・東梁下面に設置した変位計を示す。

$$x = \frac{L \times d_a}{d_a + d_b} \dots \dots \dots (1)$$

$$\varepsilon_a = \frac{d_a}{H} \quad \varepsilon_b = \frac{d_b}{H} \dots \dots \dots (2)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_a}{x} = \frac{\varepsilon_b}{L-x} \dots \dots \dots (3)$$

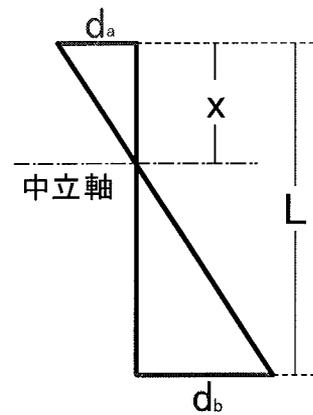


図-3-5-7-I 曲率測定値の概念図

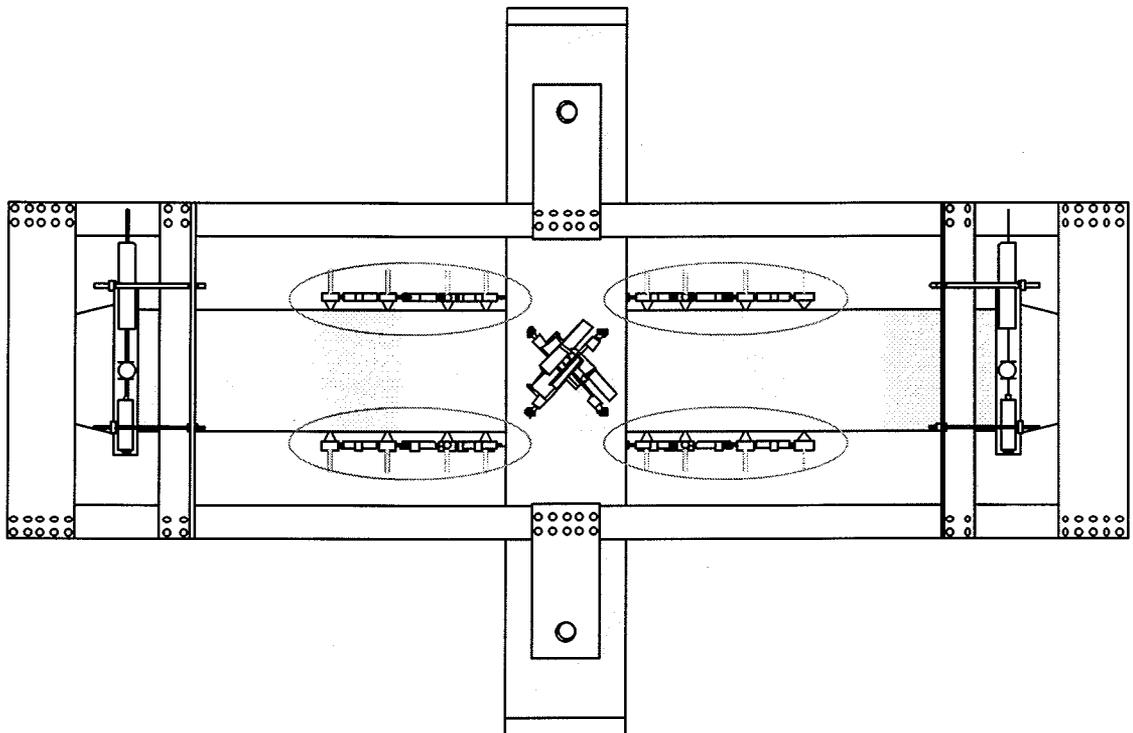


図-3-5-7-II 変位計設置図

J14シリーズでは、東西の梁の柱梁打ち継ぎ面からそれぞれ70mm、165mm、330mm、495mmの位置、J17シリーズでは、東西の梁の柱梁打ち継ぎ面からそれぞれ70mm、250mm、500mm、750mmの位置のボルトに取り付けた変位計により計測した。これらの変位計で計測した曲率分布を図3-6-7-III～図3-6-7-VIに示す。ここでグラフは、縦軸に曲率 ϕ 、横軸に変位計の設置位置(試験体の中心を0とする)を示す。J17FMの試験体については補強の関係上、最外の変位計を取り付けることができなかった。

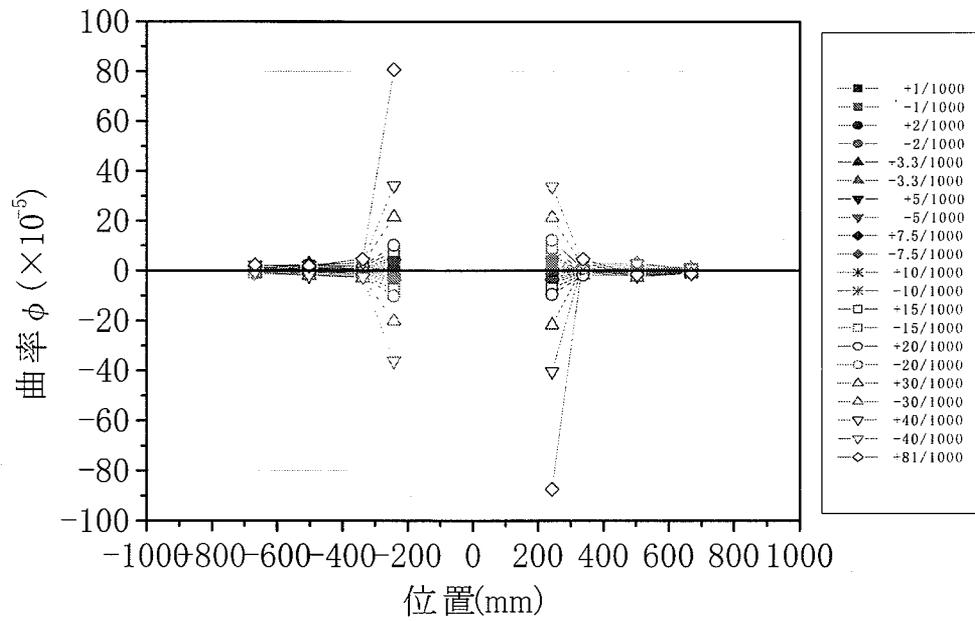


図-3-5-7-III 曲率分布 J14NF

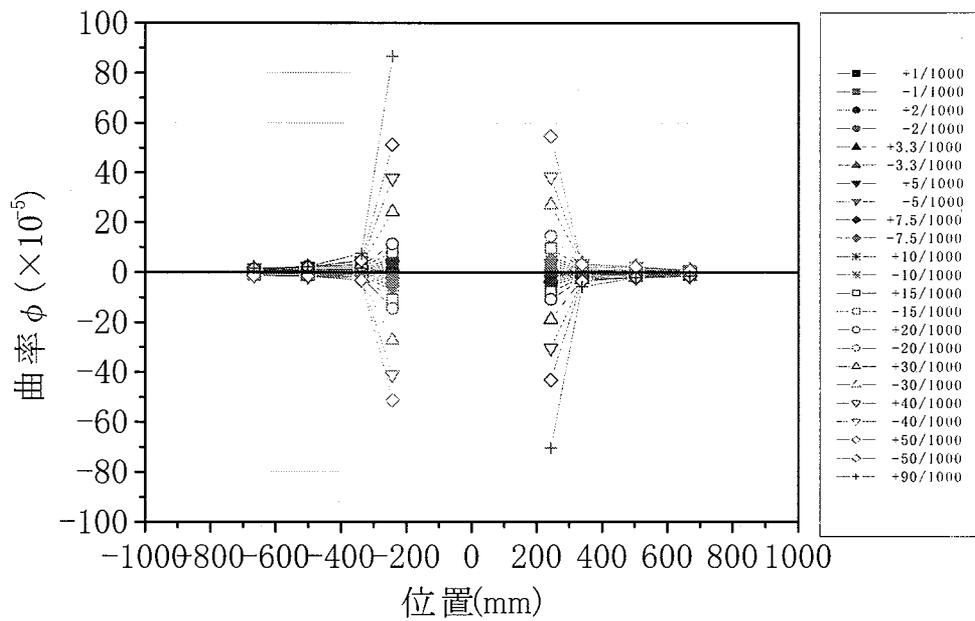


図-3-5-7-IV 曲率分布 J14FM

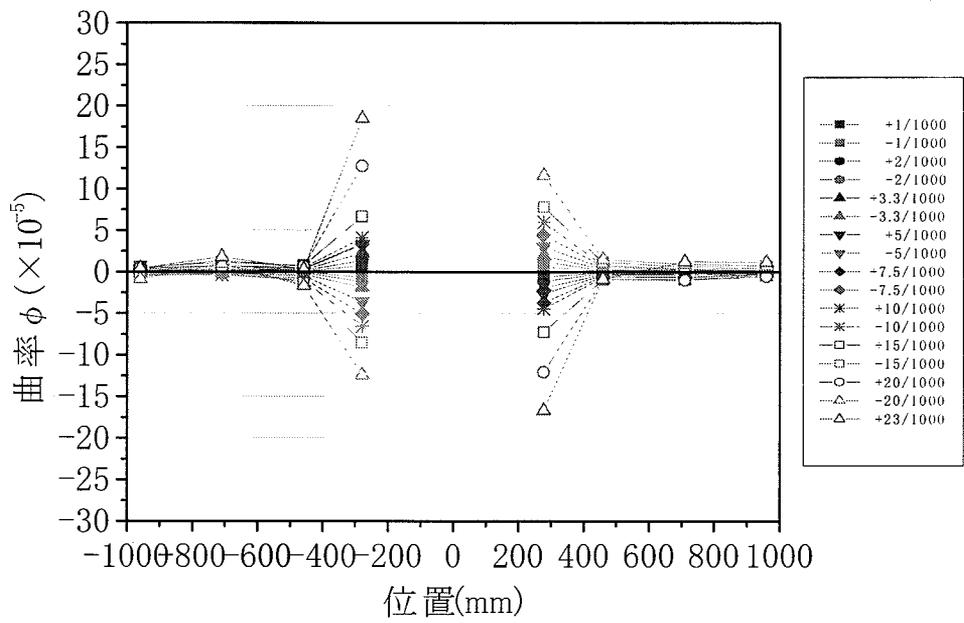


图-3-5-7-V 曲率分布 J17NF

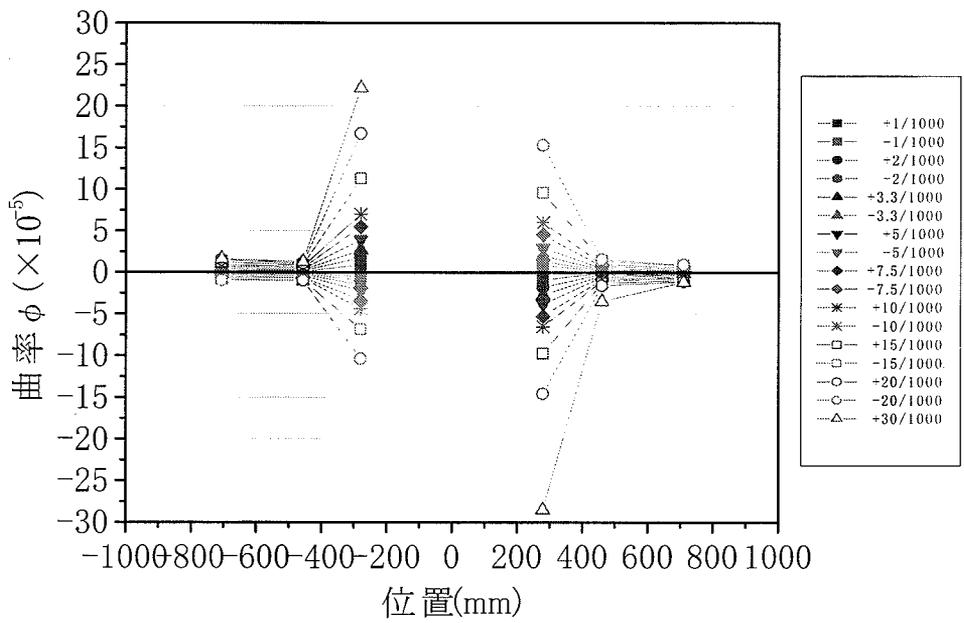


图-3-5-7-IV 曲率分布 J17FM

3-6 考察

3-6-1 最大耐力

試験体の曲げ終局強度時せん断力の計算値¹⁵⁾と実験での最大耐力を比較するために、すべての試験体の荷重-変形角関係を表す包絡線を図-3-6-1に示す。ここでグラフは縦軸に荷重、横軸に変形角を示し、最大荷重点を●点で示す。

グラフより、全ての試験体の最大耐力は計算値を上回り、中でも鋼繊維混入のFM試験体においては、J14FMが計算値の約1.5倍、J17FMが計算値の約2倍と、計算結果を大幅に上回っており、鋼繊維混入によって曲げ耐力が上昇していることがわかる。また、表-3-7-1に示すせん断応力度一覧においては、鋼繊維混入のFM試験体のせん断応力度が計算値の1.4倍程度と上昇していることがわかる。したがって、鋼繊維混入によって曲げ耐力・せん断耐力の双方が上昇することを確認できる。

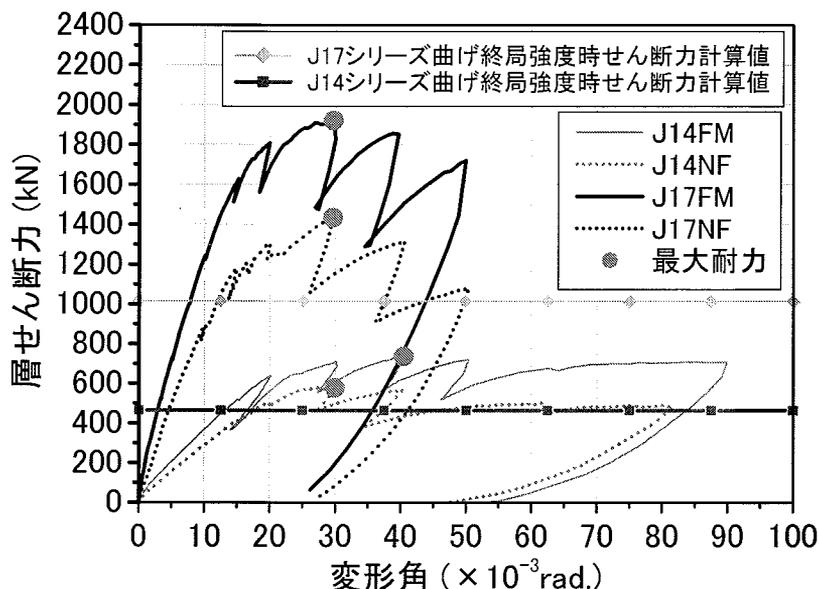


図-3-6-1 包絡線による最大耐力の比較

表-3-6-1 せん断応力度一覧

	接合部せん断応力度 τ_p (N/mm ²)		
	計算値 ⁹⁾	実験値 ¹⁴⁾	τ_p (実験値)/ τ_p (計算値)
J14NF	30.04	36.30	1.21
J14FM	32.03	46.17	1.44
J17NF	30.04	29.60	0.99
J17FM	32.03	43.59	1.36

3-6-2 破壊形式

図-3-6-2 に梁主筋と横補強筋のひずみ-変形角関係を示し、载荷の各サイクルにおけるピーク時の梁主筋のひずみと接合部内の横補強筋ひずみを比較し、降伏のタイミングを確認する。ここでグラフの縦軸は、梁主筋・横補強筋のそれぞれの降伏ひずみを 1.0 とした時の降伏ひずみに対するひずみ、つまり鉄筋ひずみ/降伏ひずみを示し、横軸に変形角を示す。また梁主筋ひずみは、接合部際の梁主筋に貼付したゲージによる測定値、横補強筋ひずみは、接合部内の横補強筋に貼付したゲージによる測定値を使用した。

グラフより、全ての試験体で梁主筋が先に降伏していることがわかる。J14FM を例にとると、30/1000rad.で梁主筋が曲げ降伏した後に変形角 40/1000rad.で接合部内の横補強筋が降伏し、せん断圧縮破壊に至るとい破壊形式である。ここで接合部のせん断圧縮破壊とは、接合部のせん断ひび割れや圧壊が進展して、耐力低下につながる状態のことを示す。これに対して繊維無混入の試験体は、コンクリートの圧壊や接合部のコアコンクリートの剥落が顕著に現れてゲージが破損しているため、ゲージ破損後の接合部内の横補強筋ひずみは未確認である。しかし、接合部の損傷は繊維混入の試験体よりも激しいため、接合部内の横補強筋も降伏していると推定される。よって梁主筋が曲げ降伏し、接合部内の横補強筋が降伏した後に、接合部のせん断圧縮破壊に至るとい破壊形式は変わらないと考えられる。

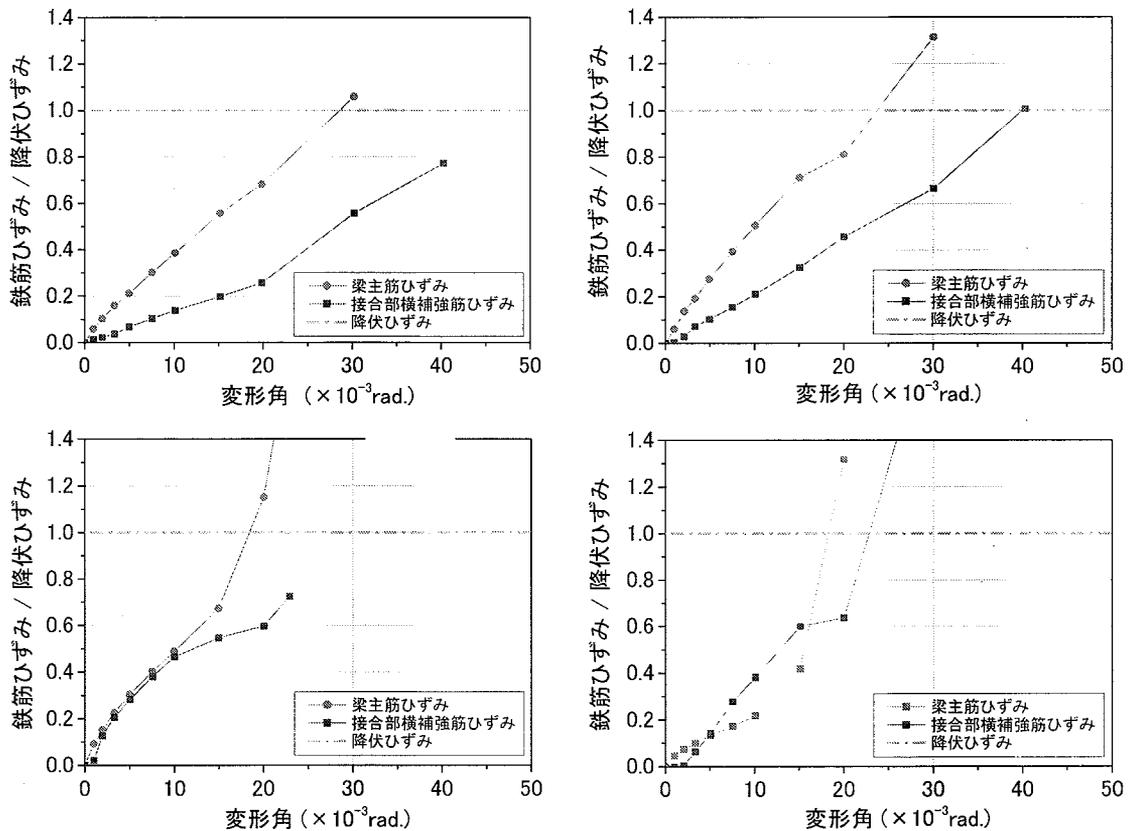


図-3-6-2 梁主筋および接合部横補強筋ひずみ分布

3-6-3 変形能力

3-6-3-1 包絡線による鋼繊維混入試験体の比較

鋼繊維が混入されている FM 試験体の、荷重-変形角関係を表す包絡線を図-3-6-3-1 に示す。ここでグラフは縦軸に荷重、横軸に変形角を示し、最大荷重点を●点、梁主筋の曲げ降伏点を×点、接合部内横補強筋降伏点を*点で示す。

試験体 J14FM の限界変形角は、90/1000rad.程度と非常に優れた変形能力を有することが確認される。試験体 J17FM も、変形角 50/1000rad.の大変形においても顕著な耐力低下はなく、高い変形性能を有することが確認できた。

またグラフより、試験体 J14FM は変形角約 30/1000rad.で梁主筋が降伏し、変形角約 40/1000rad.で接合部内横補強筋が降伏し、試験体 J17FM は変形角約 18/1000rad.で梁主筋が降伏し、変形角約 26/1000rad./で接合部内横補強筋が降伏している。高強度材料を使用すれば降伏変形角が上昇し、高層 RC など許容される層間変形角の 10/1000rad./を大きく上回ることもわかった。

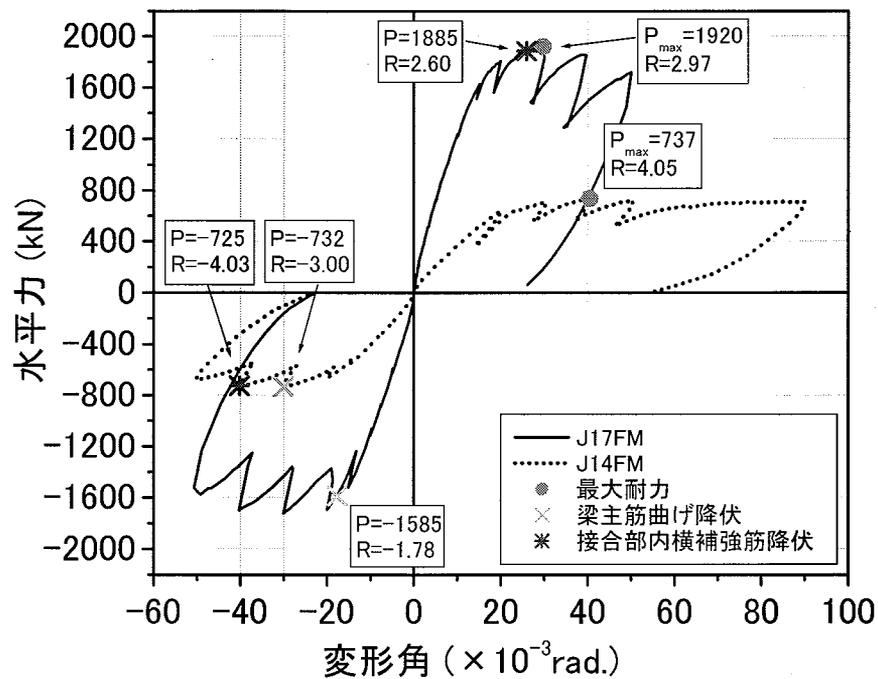


図-3-6-3-1 鋼繊維混入試験体の包絡線比較

3-6-3-2 鋼繊維による変形能力への影響

鋼繊維の有無以外同条件で、梁主筋の定着長さが 14d の試験体 J14FM と J14NF の荷重-変形角関係の包絡線を比較したグラフを図-3-6-3-2 に示す。ここでグラフは縦軸に荷重、横軸に変形角を示し、最大荷重点を●点で示す。

試験体 J14NF の限界変形角は 80/1000rad.程度、試験体 J14FM は 90/1000rad.程度と、両試験体で極めて良好な変形能力を有することが確認される。ここで載荷終了時の変形角を限界変形角と定義すると、限界変形角は鋼繊維混入の試験体が無混入の試験体に比べて約 10/1000rad.大きく、鋼繊維を混入する事により変形能力が向上する事が分かった。鋼繊維無混入の試験体は、最大耐力後には緩やかながらも耐力低下が見られ、載荷終了時には最大耐力の 84%程度の耐力となっている。これに対して鋼繊維混入の試験体は、最大耐力後もほとんど耐力低下がなく、変形角 90/1000rad.という大変形時においても最大耐力の 96%程度の耐力を維持している。両試験体とも軸力がなく、破壊が進展しなかったため、大幅な耐力低下がみられなかったが、鋼繊維が耐力低下を小さくすることがわかった。これは、鋼繊維がひび割れ後も試験体内でコンクリートを剥落させずとどめ、断面欠損を防ぐことによるものと考えられる。

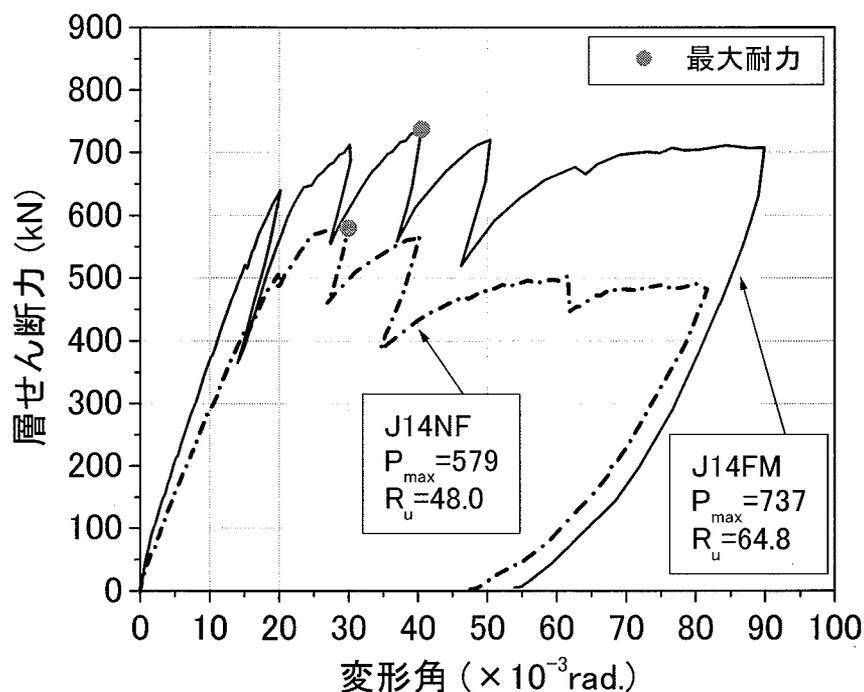


図-3-6-3-2 J14 シリーズの包絡線比較

3-6-4 等価粘性減衰定数 h_{eq}

等価粘性減衰定数の計算方法を以下に示す。

建物を構成する部材が、動的な外力を受けると復元力と変位の関係は、減衰のために図-3-6-4-Iのような形を描く。この軌跡を荷重変位履歴ループと呼ぶ。このループの面積(ΔW)と三角形面積($\triangle OAB$)から求めた次式

$$H_{eq} = \Delta W / (4\pi \times \triangle OAB)$$

これを等価粘性減衰定数(H_{eq})と呼ぶ。その大きさは弾性時で、 $H_{eq}=0.002\sim 0.005$ 程度である。

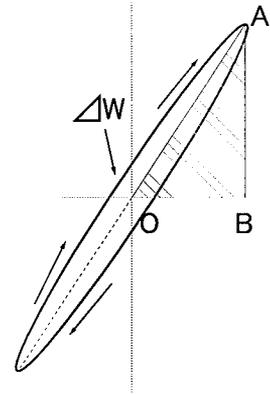


図-3-6-4-I
荷重変位履歴ループ

図-3-6-4-IIに等価粘性減衰定数-変形角関係のグラフを示す。梁主筋の定着長が規定を満たしていないJ14シリーズを赤線で、基準となるJ17シリーズを黒線で示す。また鋼繊維混入のFM試験体を実践で、繊維無混入のNF試験体を点線で示す。

これにより、規定を満たさないJ14シリーズの試験体の h_{eq} は鋼繊維混入、無混入共にJ17シリーズに比べて変形角20/1000rad.において大幅に低く、繊維混入のFM試験体においてはさらに大変形に至るにつれて、その差は広がっている。これは梁主筋の定着不足の影響による挙動と考えられる。

また鋼繊維の有無についてはJ14シリーズ、J17シリーズ共に、鋼繊維混入のFM試験体に比べて無混入であるNF試験体の h_{eq} の値が大きく、変形が進むにつれてその差も大きくなっている。

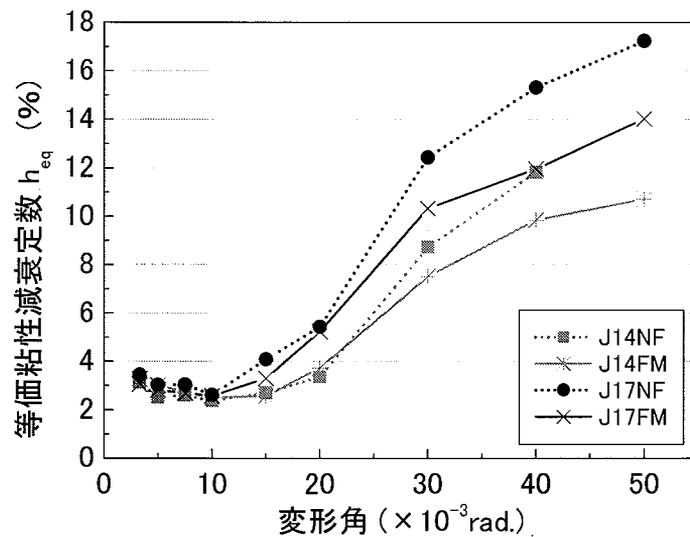


図-3-6-4-II 等価粘性減衰定数-変形角関

3-6-5 接合部せん断耐力設計式の適用性

図-3-6-5 に接合部せん断応力度とコンクリート強度の関係を表すグラフを示す。グラフ上に丸田らによる既往の実験結果^{文献 6~9)}および靱性保証型設計指針の接合部せん断耐力評価式の線を示し、高強度コンクリートの領域においても評価式が適用できるかどうかを検討する。

これによると、鋼繊維無混入で梁主筋の定着長が **17d** である **J17NF** の接合部せん断応力度の値が評価式に概ね沿った値となり、繊維無混入で梁主筋定着長が **14d** である **J14NF** の試験体は式を若干上回っている。これに対して、鋼繊維混入の試験体は共に大きくせん断耐力が上昇し、評価式を大きく上回っている。ここで、金久保氏らにより提案された鋼繊維の引張りに対する寄与分を考慮した評価式をグラフ中に示す。これによると、鋼繊維によって強度が上昇した FM 試験体の値がこの評価式に沿った値となった。

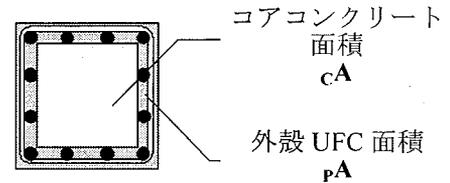
・鋼繊維の効果を考慮したせん断応力度評価式^{文献 10)}

$$\tau_u = \kappa \cdot \varphi \cdot F_j + \sigma_T \times \frac{cA}{(pA + cA)} \quad (\text{式-3-6-5})$$

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$$

金久保氏の研究より $\sigma_T = 11.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

pA : 外殻部 (UFC) 断面積
 cA : コアコンクリート断面積



よって、繊維無混入の試験体においては靱性保証型設計指針の評価式は概ね計算値と一致し、鋼繊維混入の試験体においては鋼繊維の影響を考慮した評価式が適用できると言える。

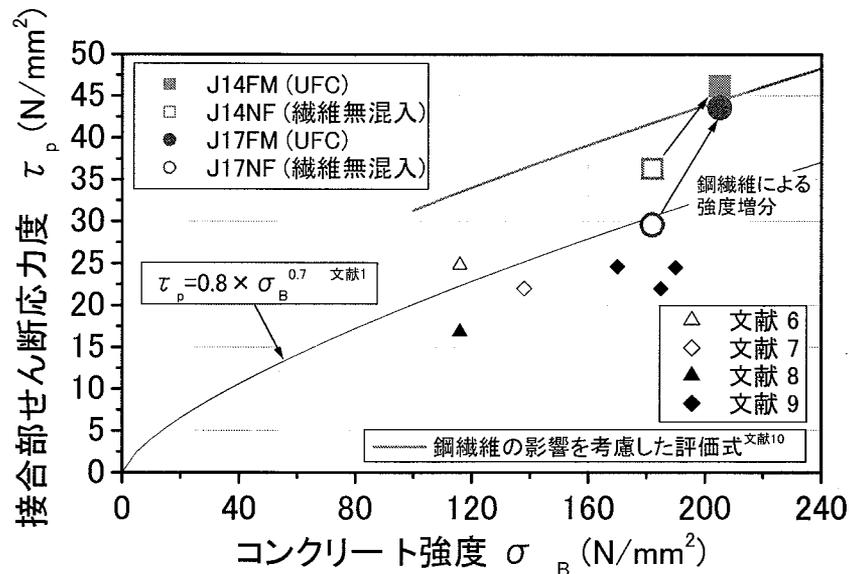


図-3-6-5 接合部せん断応力度-コンクリート強度関係

3-7 まとめ

超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部において、鋼繊維の有無・梁主筋の定着長さを実験因子として行った復元力特性試験により、以下の知見を得た。

(1) 鋼繊維の影響

鋼繊維の有無以外同条件の試験体において最大耐力に顕著な差が見られ、鋼繊維混入により最大耐力が上昇することが確認できた。また 14 シリーズの試験体を比較すると、鋼繊維無混入の試験体は、最大耐力後には緩やかではあるが耐力低下が見られた。これに対して鋼繊維混入の試験体は、最大耐力後もほとんど耐力低下がなかった。両試験体とも軸力がなく、破壊が進展しなかったため、大幅な耐力低下がみられなかったが、鋼繊維が耐力低下を抑制することがわかった。

鋼繊維混入の試験体で接合部せん断耐力が上昇しているのに、接合部がせん断破壊しており、また最大耐力が梁曲げ終局時せん断力を大幅に上回っていることより、梁曲げ耐力も鋼繊維の影響により上昇していると考えられ、その上昇分は接合部せん断耐力と同程度であったと考えられる。

(2) 定着長さの影響

靱性保証型設計指針の梁主筋設計付着応力度を梁主筋付着強度が下回る試験体において、付着強度が設計応力度を上回る試験体と比較して顕著な差が確認できたのは等価粘性減衰定数の差によるエネルギー吸収性能の低下のみであり、破壊形式に差はなく梁主筋付着破壊は確認できなかった。

(3) 復元力特性と変形能力

載荷の終了した J14 シリーズの試験体において安定した履歴曲線が描かれており、大変形にも耐えられることがわかった。また全ての試験体で、梁主筋の降伏変形角が 2~3%程度、横補強筋の降伏変形角が 3~4%と非常に大きな値を示し、高層 RC など許容される層間変形角と一般的に言われている、1%を大きく上回ることがわかった。これにより高強度材料を使用する際には、かなり大きな降伏変形が起こることを考慮しなければならないことがわかった。

(4) 接合部せん断耐力評価式の適用性

繊維無混入の試験体の接合部せん断応力度は、靱性保証型設計指針の評価式にほぼ沿った値を示している。鋼繊維混入の試験体は、鋼繊維の影響を考慮した評価式に沿った値となった。

第3章 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、p.142、175-177、293
- 2) 嶋津孝之・福原安洋・佐藤立美・大田和彦：新しい鉄筋コンクリート構造、p.31～、47～
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・解説（2002.12）
- 4) 白井一義：RPC を用いたはり部材の曲げせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、pp.841～846、Vol.25、No.2（2003）
- 5) 木村秀樹ほか：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、pp525-530（1989）
- 6) 丸田誠ほか：170N/mm² を超える高強度コンクリートを用いた柱梁接合部の挙動、コンクリート工学年次論文報告集、pp.469-474
- 7) 中澤春生ほか：超高強度鉄筋コンクリート構造（F_c=120N/mm²）の開発（その4）、建築学会大会、構造IV、pp.663-664（2001.9）
- 8) 鳥居次夫・林和也ほか：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱・梁部分架構に関する実験的研究（その1、その2）、建築学会大会、構造IV、pp.513-516（2003.9）
- 9) 岩岡信一ほか：超高強度鉄筋コンクリート構造柱梁接合部実験、建築学会大会、構造IV、pp.489-490（2003.9）
- 10) 金久保利之ほか：超高強度繊維補強コンクリートを用いた梁部材の曲げせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.27、No.2、pp.1339～1344、2005

第4章 UFCを用いた外殻プレキャスト 柱梁接合部の復元力特性

概要

- 4-1 実験目的
- 4-2 外殻プレキャスト工法
- 4-3 試験体概要
- 4-4 実験方法
- 4-5 実験結果
- 4-6 考察
- 4-7 結論

■ 概要

本研究では、これまで UFC の材料特性試験（2001 年度）、UFC を高強度横補強筋で密に補強した UFC 柱部材の中心圧縮特性試験（2002 年度）、UFC 柱の復元力特性試験（2003 年度）、UFC 柱梁接合部の復元力特性試験（2004 年度）を行ってきた。そこで本年度は建築構造体への適用に向けて、現実的な使用例として提案する外殻プレキャスト柱を用いた柱梁接合部の復元力特性を実験にて検証することを目的とする。本章ではまだ研究例のない 200N/mm^2 級 UFC を用いた外殻プレキャスト柱梁接合部の一定軸力下での復元力特性に関する実験結果について報告する。本実験では UFC に直径 0.2mm 長さ 15mm 、引張破断強度 3000N/mm^2 の鋼繊維を体積比 2% 混入した。実験により、破壊は全ての試験体において梁の曲げ破壊を起こし、それに加えて定着長、せん断耐力等の設計の影響による破壊も同時に起こった。またせん断応力度は靱性保証型設計指針の評価式を大幅に上回っているが、鋼繊維の影響を考慮した場合に概ね沿うことが確認された。

4-1 実験目的

4-1-1 評価式の適用性

本研究で 2004 年度に行った UFC 全断面柱梁接合部の実験において、靱性保証型設計指針における接合部のせん断応力度の評価式は、鋼繊維無混入の試験体においては概ね妥当であり、繊維を混入することによって大幅に評価式を上回ることがわかった。そこで、本実験は外殻プレキャスト柱を用いた柱梁接合部にその評価式が適用可能であるかを検討することを目的としており、梁主筋の定着長が靱性保証型設計指針の基準を満たすもの、満たさないものを比較し、梁主筋の付着破壊の確認により梁主筋定着長に関する評価式の UFC に対する適用性を検討する。また、接合部せん断破壊先行型で設計した試験体の実験により、鋼繊維の影響、等価コンクリート強度の評価方法、その他の種々の挙動を確認し、接合部せん断耐力の評価式の妥当性を検討し、UFC に最も適した評価式を提案することを目的とする。等価コンクリート強度の評価方法を次に示す。また、その他試験体設計に用いる計算式^{文献 1)2)3)}は第 3 章と同様である。

4-1-2 コンクリート強度の評価法

コンクリート強度の評価法について以下に示す。

・等価コンクリート強度

本実験において、同一断面において異なったコンクリートを使用する外殻プレキャスト柱の圧縮強度として、断面の割合で算出した設計基準強度の平均値、等価コンクリート強度を用いることとする。これによって等価コンクリート強度の適用性を検討する。

以下に等価コンクリート強度算出式（式 4-1-2、図 4-1-2）を示す。

$$\sigma_B = \frac{(\rho \sigma_B \times \rho A + c \sigma_B \times c A + \sigma_y \times A_S)}{(\rho A + c A)} \quad (\text{式 4-1-2})$$

$\rho \sigma_B$: 外殻部分コンクリート強度 (N/mm²)

$c \sigma_B$: コア部分コンクリート強度 (N/mm²)

σ_y : 鉄筋強度 (N/mm²)

ρA : 外殻部分断面積 (mm²)

$c A$: コア部分断面積 (mm²)

A_S : 鉄筋断面積 (mm²)

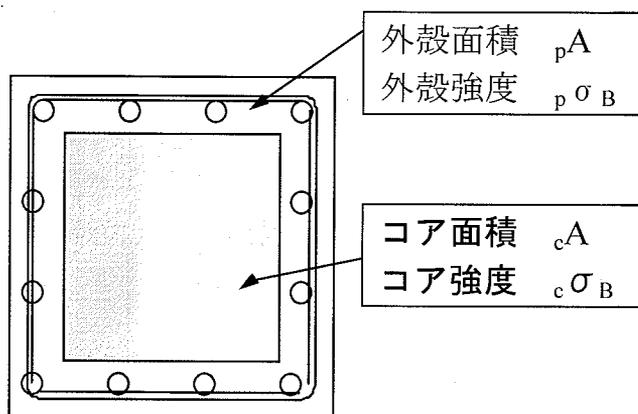


図-4-1-2 外殻プレキャスト柱断面

4-2 外殻プレキャスト工法

4-2-1 外殻プレキャスト合成柱の本研究における位置付け

本研究では新材料 UFC の建築構造物への適用性を考慮した新しい構造形式への展開として、検討項目のひとつとして考えられる「外殻部分に UFC を用いた外殻プレキャスト合成柱」に着目し、その利用を検討する。

外殻部分に用いる UFC は高温蒸気養生が必要なため現場製作が難しいとされており、工場で外殻部分を製作し、現場で組み立てる工法が現実的である。現在、圧縮強度 60N/mm^2 程度の高強度コンクリートを用いた外殻プレキャスト合成柱は実用化されているが、それを上回る強度の超高強度コンクリートを用いた外殻プレキャスト合成柱は実現されていない。そこで本研究では外殻部分に圧縮強度 200N/mm^2 の超高強度材料 UFC を使い、コア部分に圧縮強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた外殻部分とコア部分の強度差が大きい外殻プレキャスト合成柱の実建築物への適用性について検討する。コア部分の強度については大臣認定を取得せずに現場打設が可能な圧縮強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを使用している。

図-4-2-I にプレキャスト合成柱の断面図、写真-4-2-1-II に外殻部写真を示す。

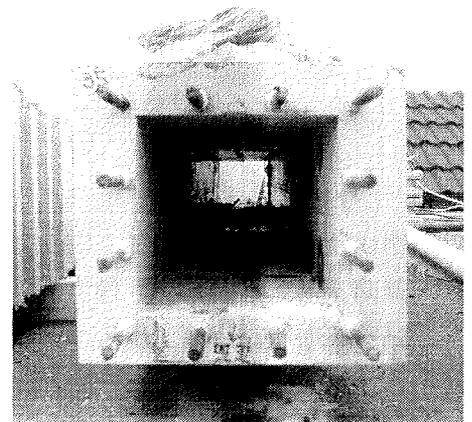
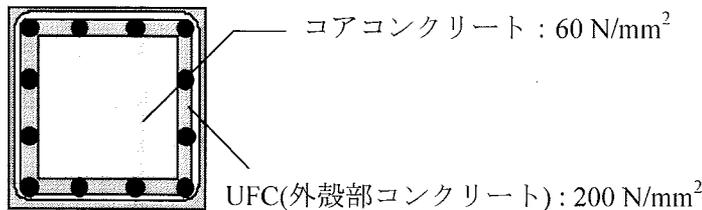


図-4-2-1-I プレキャスト合成柱断

写真-4-2-1-II 外殻部分

4-2-2 UFC を用いた外殻プレキャスト合成柱のメリット

本項では外殻プレキャスト合成柱の外殻部分に UFC を用いることで考えられるメリットを工法的、力学的、コスト面に分けて記す。

●工法的メリット

UFC を用いた外殻部分を工場などで予め打設するので高品質を確保でき、さらに全断面 UFC 柱（フルプレキャスト断面柱）に比べ軽量なため小型重機でも運搬可能となり、施工現場での作業効率があがると考えられ工期短縮が期待できる。

●力学的メリット

高軸力下の柱において水平力を作用させると柱の最外縁に大きな曲げモーメントが作用する。このことから外殻プレキャスト合成柱は全断面柱と比較して、最も応力が作用する外殻部分に 200N/mm^2 の UFC を、そしてコア部分には 60N/mm^2 の高強度コンクリートという適材適所に材料を使用することで力学的、コスト的にも効果的な部材を作製することができると思われる。

また実用化の際は、柱に高軸力が作用する超高層建物において、1 階の柱でヒンジが発生する部分には全断面に UFC を使用した全断面 UFC 柱を使用し、ヒンジの発生しない部分の柱や中高層階の柱は外殻部分に UFC を用いる外殻プレキャスト合成柱を使用するといった使用個所によって効率よくプレキャスト工法を使い分ける方法が考えられる。このことから、部材の使い分け、設計時の使用部材の広範化などが図れると考えられる。

●コストメリット

超高強度コンクリートを外殻プレキャスト部分に用いることでコア部分に大幅な耐力増分がみられれば、高強度コンクリートを全断面に使用するのと比較して大幅なコスト削減が見込まれる。またプレキャスト化によって作業効率が上がることで工期短縮が望めれば作業員、使用者の双方に経済的メリットが生まれると考えられる。

4-3 試験体概要

4-3-1 試験体一覧および試験変数

試験体は梁曲げ破壊先行型の試験体を基準として、梁主筋の定着破壊先行型、接合部せん断破壊先行型、定着長も不足する接合部せん断破壊先行型の試験体の 4 体とする。試験体耐力表を表-4-3-1-I、試験体試験体鉄筋比を表-4-3-1-II、試験体形状および試験体配筋図および断面図を図-4-3-1、に示す。図中で定着長が規定を満たしていない試験体において「梁主筋定着長：×」、接合部せん断余裕度が 1 を下回る試験体において「接合部せん断耐力：×」と記す。試験体名は **J14S8** を例にとると、**PJ** はプレキャスト接合部、**14** は梁主筋の定着長さ、**S8** はせん断余裕度 **0.8** で設計したせん断破壊先行型であることを示す。その他の試験体の **M** は曲げ破壊先行型、**B** は梁主筋の定着破壊先行型を表す。

実験因子は梁主筋の定着長さ、接合部パネルのせん断耐力とし、**PJ14B** の試験体は接合部パネルのボリュームを基準の試験体と比べて大幅に小さくし、定着長不足により計算どおり付着破壊が起こるかを検討する。試験体 **PJ14S8** は梁が曲げ降伏せず接合部がせん断破壊し、**PJ14S6** は接合部パネルの強度を **PJ14S8** と同等にして梁主筋強度のみ高くし、より顕著にせん断破壊が先行するよう設計した。**PJ14S8** の試験体は梁主筋の定着長も不足し、定着破壊も同時に起こり得ることを考える。外殻プレキャスト柱、および接合部部分のコンクリート圧縮強度は等価コンクリート強度とし表-4-3-1-I 中に示す。試験体設計に用いた計算式は第 3 章 UFC 柱梁接合部のものと同様である。文献 1) 2) 3)

表-4-3-1-I 試験体一覧

試験体	柱						梁					
	等価コンクリート強度 (N/mm^2)	柱幅 (mm)	柱せい (mm)	横補強筋 間隔 (mm)	横補強筋 筋比 cP_w (%)	引張 鉄筋比 cP_t (%)	コンクリート 強度 (N/mm^2)	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	横補強筋 間隔 (mm)	横補強筋 筋比 bP_w (%)	引張 鉄筋比 bP_t (%)
PJ17M	131.40	420	420	60	0.70	1.43	60	340	450	70	0.61	2.65
PJ14B	131.40	350	350	70	0.62	1.66		280	360		0.61	1.51
PJ14S8	140.85			60	0.88	2.07		60		0.79	3.52	
PJ14S6	140.85			50	0.88					0.95		

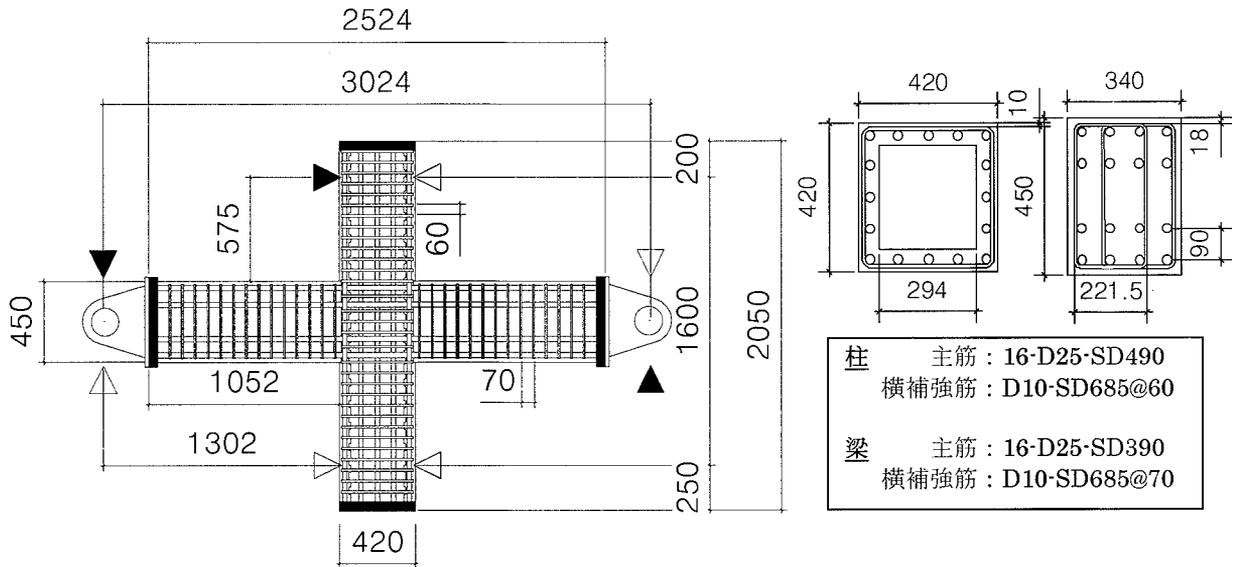
表-4-3-1-II 試験体耐力一覧

	接合部						梁				柱		
	せん断 強度 V_u (kN)	梁曲げ終局時 せん断力 V_j (kN)	せん断 余裕度 V_u/V_j	設計用 付着応力度 τ_j (N/mm^2)	接合部内 付着強度 τ_c (N/mm^2)	付着 余裕度 τ_c/τ_j	終局曲げ モーメント bM_u (kN・m)	曲げ終局 強度時 せん断力 bQ_{us} (kN)	せん断 信頼強度 bV_u (kN)	せん断 余裕度 bV_u/bQ_{us}	終局曲げ モーメント cM_u (kN・m)	梁曲げ終局時 せん断力 V_c (kN)	M_u/bM_c
PJ17M	3300	2381	1.39	14.70	21.71	1.48	728	481	693	1.44	1162	910	1.60
PJ14B	2280	1624	1.40	26.96	21.71	0.81	472	312	419	1.34	644	590	1.36
PJ14S8	2545	3070	0.83	20.36	22.74	1.12	565	374	523	1.40	806	706	1.43
PJ14S6	2545	4310	0.59	26.96	22.74	0.84	608	402	523	1.30	806	760	1.33

PJ17M

<設計> 梁主筋定着長：基準を満たす

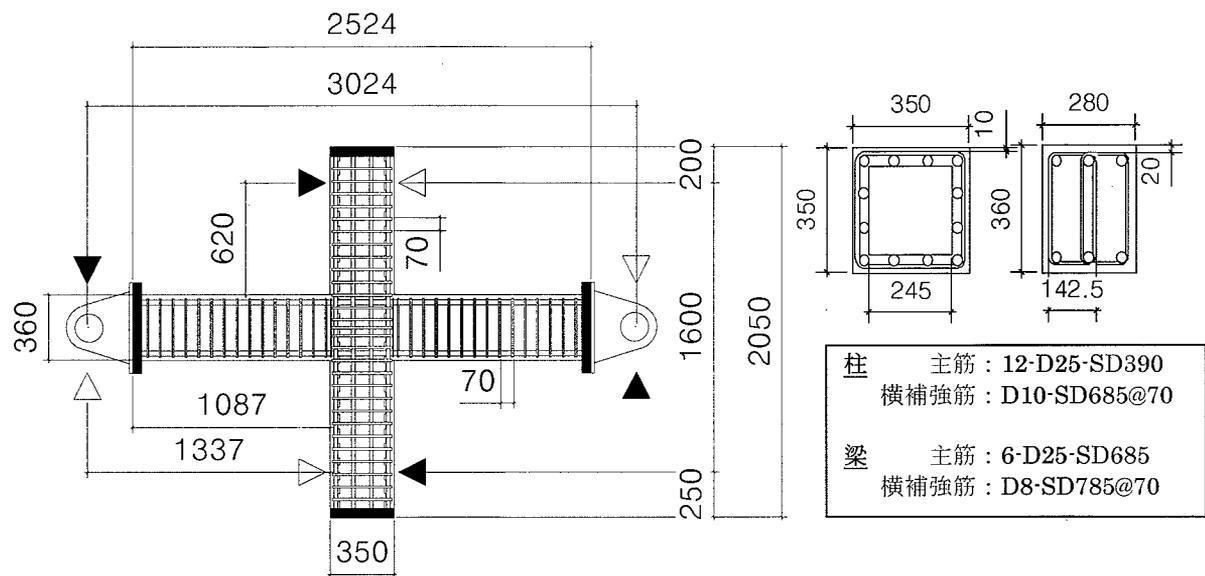
接合部せん断耐力：梁曲げ終局時せん断力を上回る



PJ14B

<設計> 梁主筋定着長：基準を満たさない

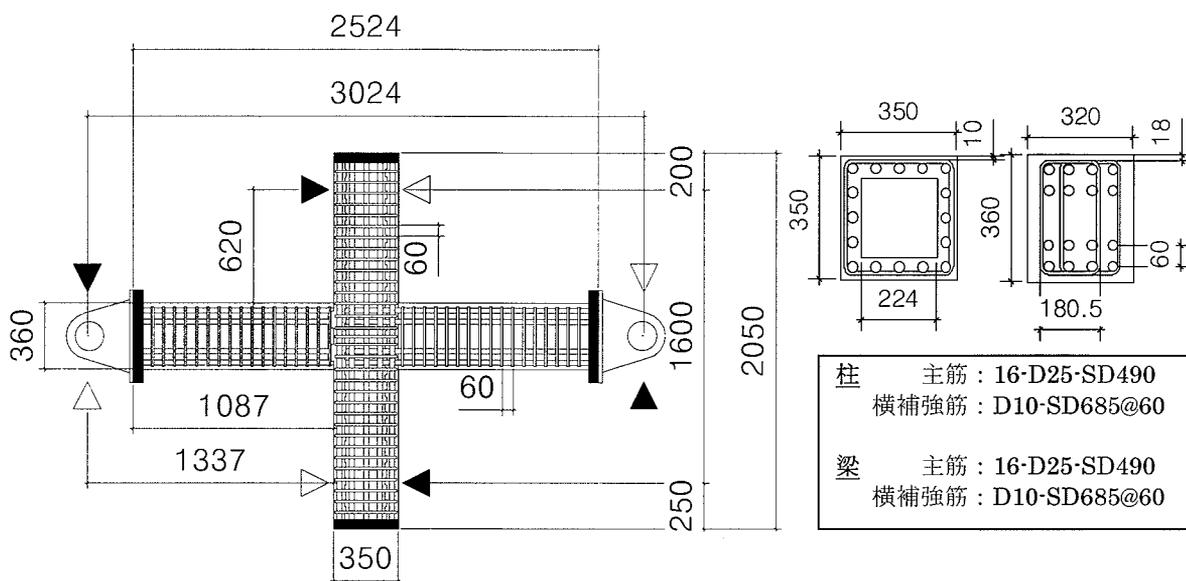
接合部せん断耐力：梁曲げ終局時せん断力を上回る



PJ14S8

<設計> 梁主筋定着長：基準を満たす

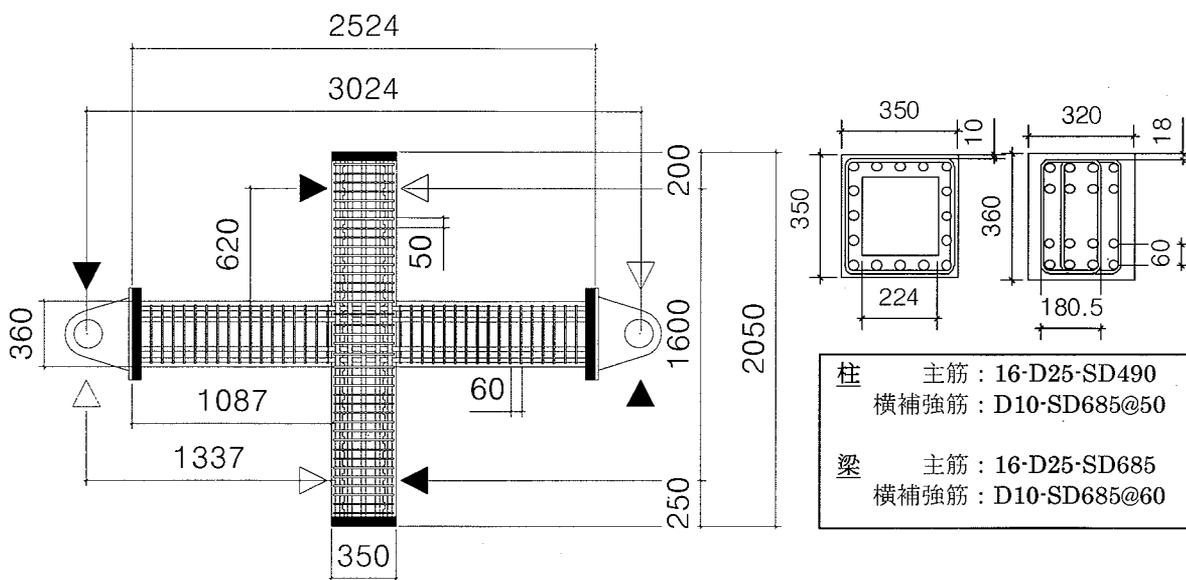
接合部せん断耐力：梁曲げ終局時せん断力を下回る



PJ14S8

梁主筋定着長：基準を満たさない

接合部せん断耐力：梁曲げ終局時せん断耐力を下回る



4-3-2 試験体製作 ～柱～

試験体柱部の製作手順を下記に記す。

- (1) 柱・梁の主筋・横補強筋をサンダーで削り、紙やすりで仕上げ、ゲージを貼り、養生する。
- (2) 柱のコアコンクリート用の型枠を設置し、接合部に梁主筋を配筋し、接合部のゲージを貼り、養生する。
- (3) コアコンクリート(60 N/mm²)を打設し、48時間の湿潤養生の後型枠脱型。
- (4) 柱主筋を配筋し、横補強筋をあらかじめ主筋にマーキングしておいた部分に等間隔に結束し、ゲージを養生する。
- (5) 柱の外殻部打設用の型枠を設置し、UFC(200 N/mm²)を打設。
- (6) 24時間の湿潤養生を行った後、脱型をおこない48時間の蒸気養生を行う。
- (7) 外殻部型枠の脱型を行い、柱部の製作完了。

ゲージ貼付～柱部の製作完了までの写真を写真-3-3-2-I～3-3-2-Ⅶに示す。

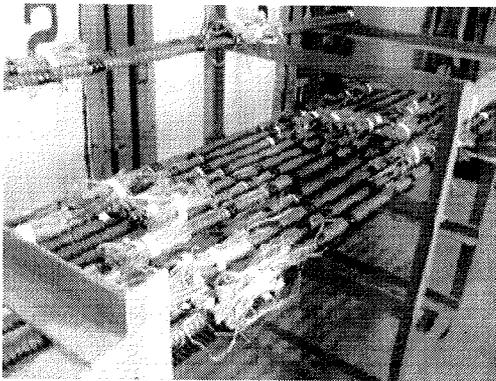


写真-4-3-2-I ゲージ貼付け・養生

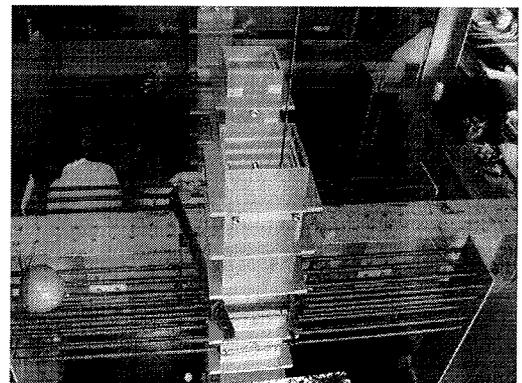


写真-4-3-2-II コア型枠設

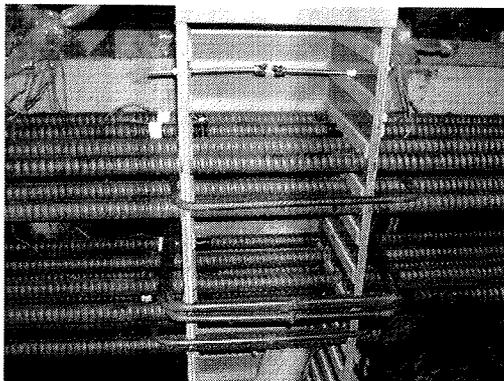


写真-4-3-2-III 梁主筋配筋



写真-4-3-2-IV コア型枠脱型

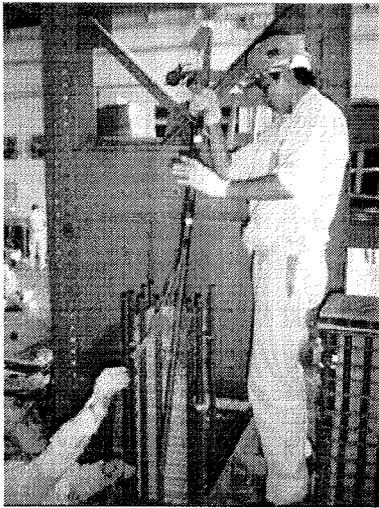


写真-4-3-2-V 柱主筋配筋

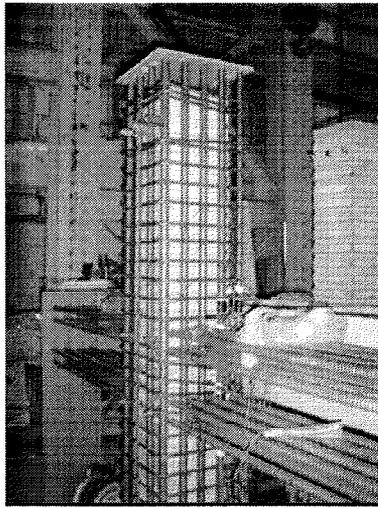


写真-4-3-2-VI 横補強筋配筋

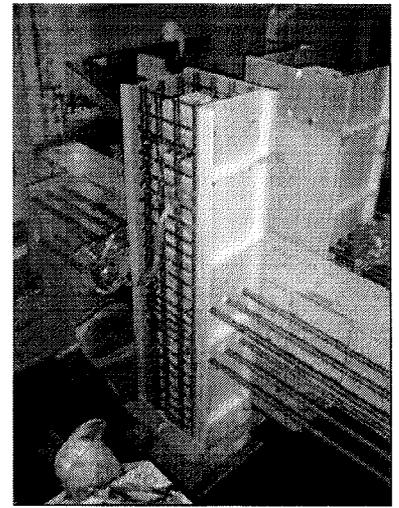


写真-4-3-2-VII 外殻型枠設置

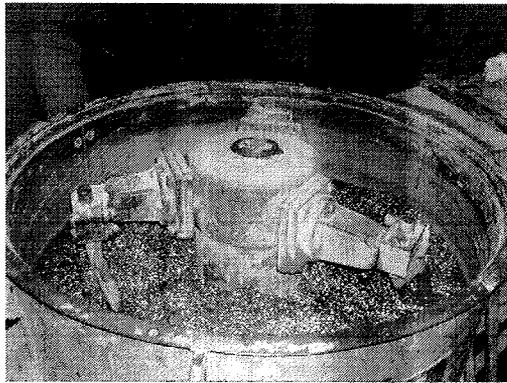


写真-4-3-2-VIII UFC 練り

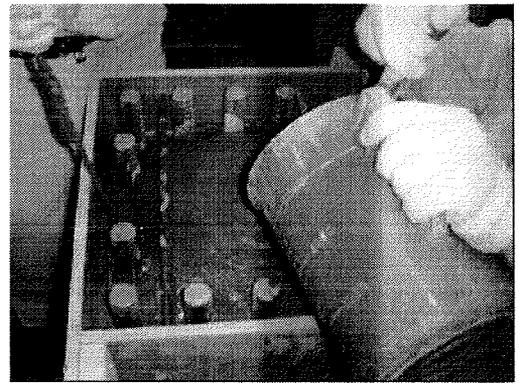


写真-4-3-2-IX UFC 打設

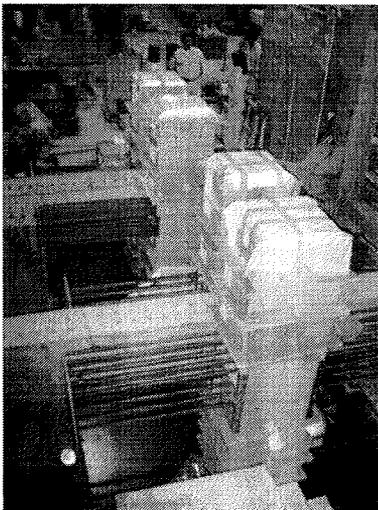


写真-4-3-2-X 湿潤養生

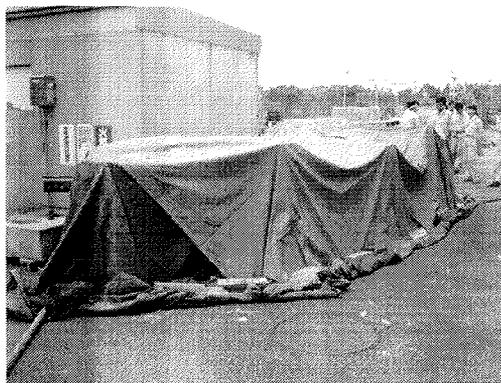


写真-4-3-2-XI 蒸気養生

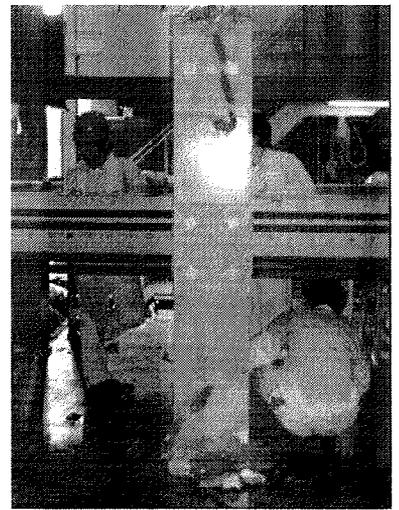


写真-4-3-2-XII 柱部完成

4-3-3 試験体製作 ～梁～

試験体梁部の製作手順を下記に記す。

- (1) 梁主筋に横補強筋を等間隔に通す。
- (2) 梁端部にヒズミゲージを張り付け、ゲージを養生する。
- (3) エンドプレートの溶接。
- (4) 梁型枠の設置、コンクリートの打設。
- (5) 養生の後梁型枠の脱型を行い試験体完成。

梁横補強筋配筋～試験体製作完了までの写真を写真-3-3-3-I～3-3-3-VIIに示す。



写真-4-3-3-I 梁横補強筋配



写真-4-3-3-II エンドプレート溶接



写真-4-3-3-III 梁型枠設置

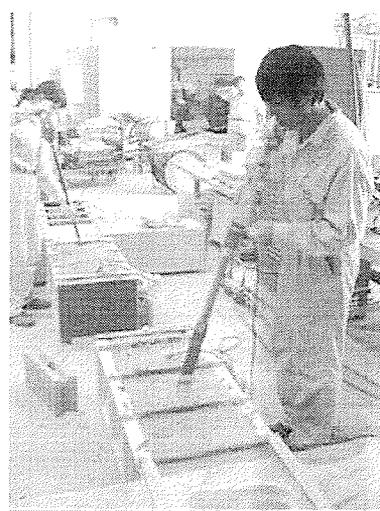


写真-4-3-3-IV 梁コンクリート打設

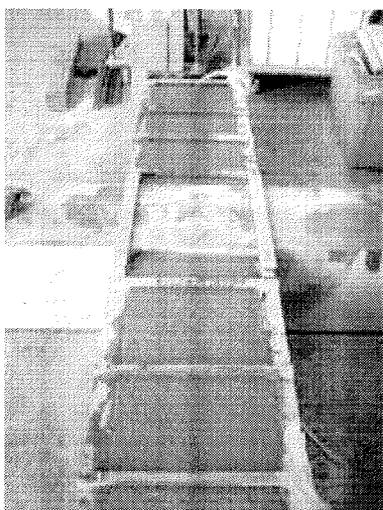


写真-4-3-3-V 打設完成



写真-4-3-3-VI 梁型枠脱型

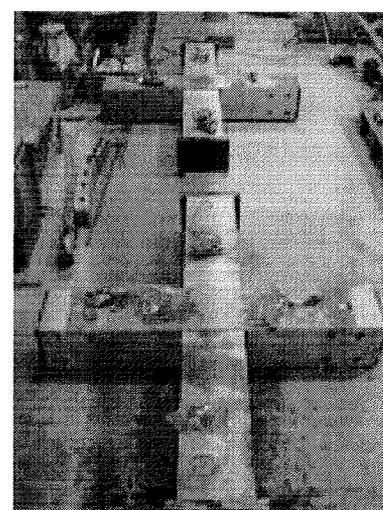


写真-4-3-3-VII 試験体完成

4-3-4 UFC 作成方法

UFC の構成材料はセメント・反応性微粉末・桂砂などをあらかじめ混合したプレミックス粉体・水・高性能専用減水剤・鋼繊維であり、高性能専用減水材はあらかじめ水と混ぜた状態で投入する。調合を表-4-3-4 に、プレミックス粉体と鋼繊維の写真を写真-4-3-4-I に示す。

表-4-3-4 UFC 調合表^{文献 4)}

プレミックス粉体	水(高性能減水剤固形分5kg含む)	鋼繊維
2254	180	157

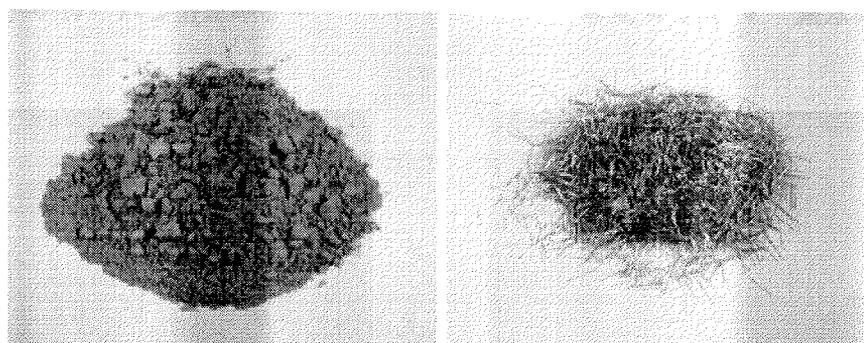


写真-4-3-4-I プレミックス粉体と鋼繊維

UFC の練り混ぜは、プレミックス粉体・水・専用高性能減水剤を強制パン型ミキサーに投入し、約 9 分間混練する。その後鋼繊維を投入し、再度約 3 分間の混練を開始する。混練終了後、UFC のスランプフロー試験を実施し（目標フロー260±10mm）、混練後の温度

の計測をした。UFC 混練に使用した装置、材料及び混練の様子、スランプフロー試験の様子を写真-4-3-4-Ⅱ～4-3-4-Ⅶに示す。

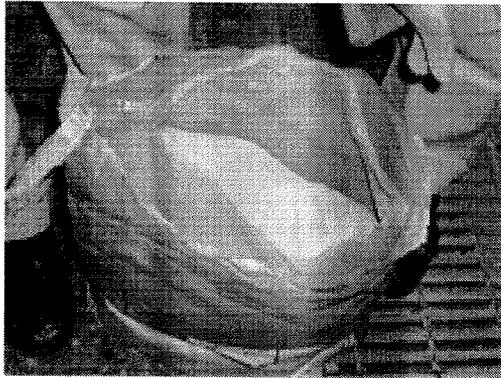


写真-4-3-4-Ⅱ プレミックス粉

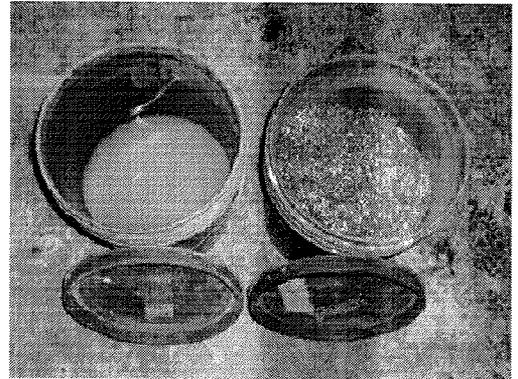


写真-4-3-4-Ⅲ 高性能減水剤と鋼繊維

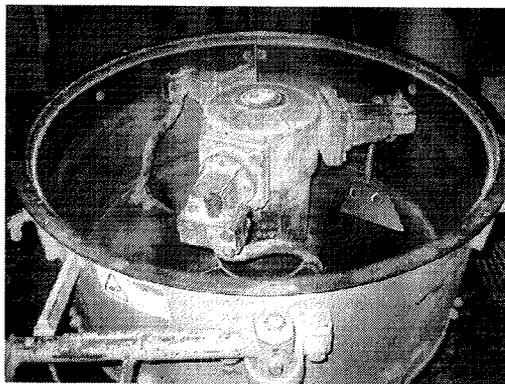


写真-4-3-4-Ⅳ パン型ミキサー

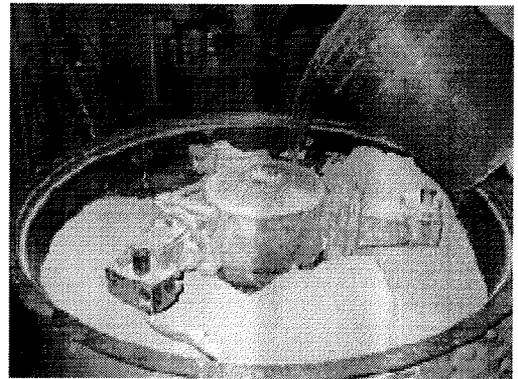


写真-4-3-4-Ⅴ 減水剤混

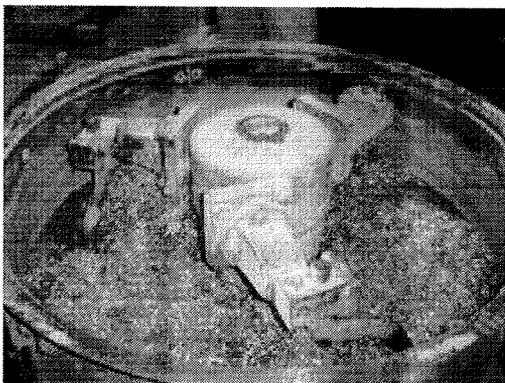


写真-4-3-4-Ⅵ 鋼繊維混入

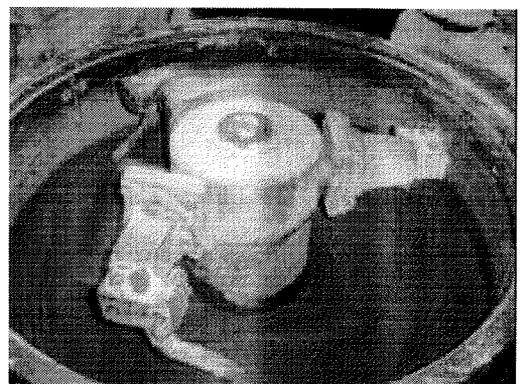


写真-4-3-4-Ⅶ 練り混ぜ完

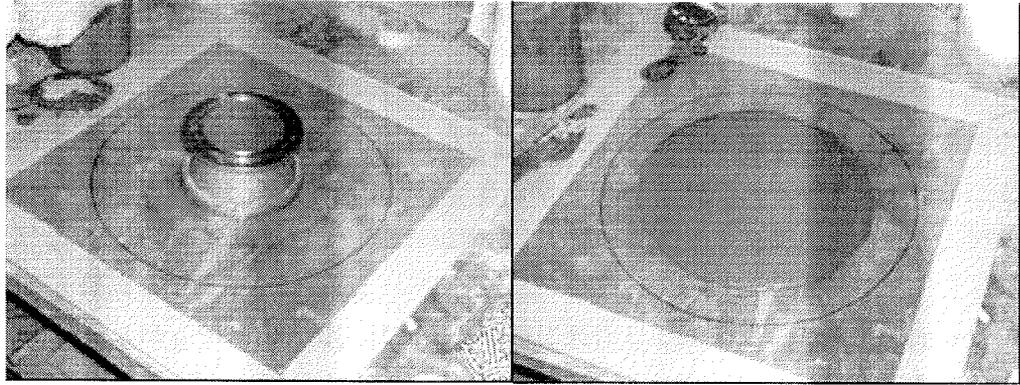


写真-3-3-4-VIII スランプフロー試験

4-3-5 UFC 養生方法

UFC は打設後、一次養生・二次養生に分けて養生を行う。これらの養生条件を満たすことによって、 $200\text{N}/\text{mm}^2$ 級の圧縮強度が得られるとしている。以下に一次養生・二次養生の手順を記す。

一次養生として、打設終了直後から打設面に水を噴霧し、濡れウエスを被せて 24 時間の湿潤養生を行う。なおテストピースについてはモールド（サミットモールド）の上面に水を噴霧しラップで覆い、現場封緘養生とした。

二次養生とし、 90°C で 48 時間の高温蒸気養生を行う。このとき、温度上昇は $15^\circ\text{C}/\text{hour}$ とし、所定の蒸気養生装置に試験体が収まらないためシートを被せて密封し、100%湿潤状態で蒸気養生を行った。蒸気養生中の温度履歴を図-4-3-5 に示す。

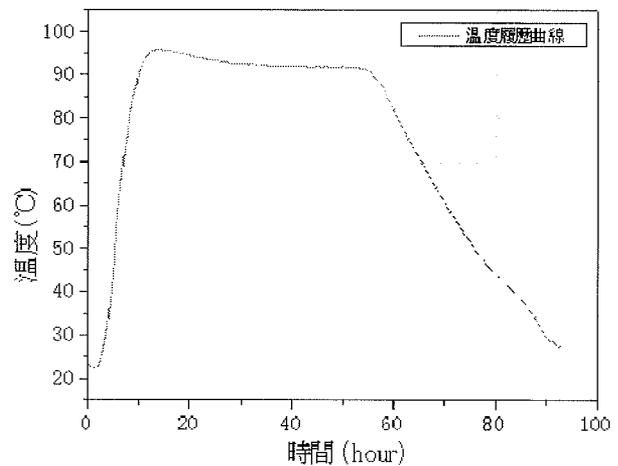


図-4-3-5 蒸気養生温度履歴

4-3-6 材料特性

i) UFC

強度管理用のテストピース試験には、太平洋セメント株式会社所有の株式会社前田試験機製作所製 耐圧試験機を用い、圧縮試験を行った。荷重は試験機からの検出値を測定し、ひずみデータはテストピース側面中央部表裏に貼付した 2 枚のストレインゲージによって測定した。その際 UFC の特性上、爆裂破壊による試験体の飛散を防止するため、テストピース周囲を保護して載荷を行った。

テストピースはφ50×100 で、試験体と同時に製作して同条件での養生を行った。写真-4-3-6-I、4-3-6-II にテストピース載荷試験の様子を示す。また表-4-3-6-I に圧縮試験の結果を示す。

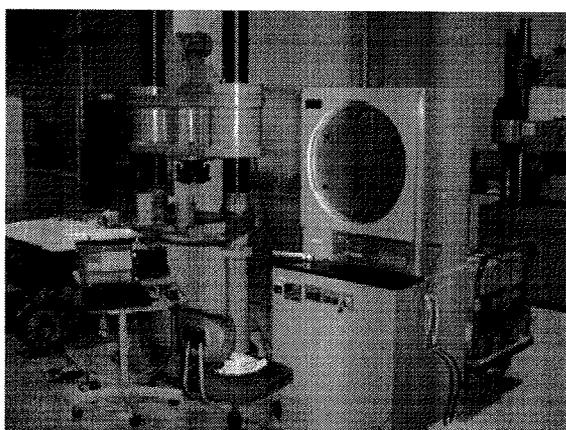


写真-4-3-6-I 載荷装置

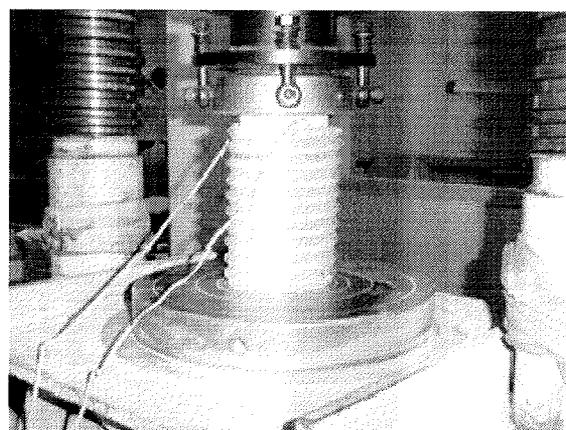


写真-4-3-6-II 載荷状況

表-4-3-6-I UFC 圧縮試験結果

打設日	試験日	高さ (mm)	直径 (mm)	荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)		歪 (最大荷重時) (μ)		ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	
					試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均
2006/8/8	2006/9/9	100	50	446	227	223	4656	2289	55.46	37.39
				440	224		4520		53.71	
				427	217		4335		53.39	

ii) 鉄筋

強度管理用の鉄筋試験には、株式会社竹中工務店の技術研究所所有の株式会社東京衡機製造所万能試験機を用い、引張試験を行った。荷重は試験機からの検出値を測定し、ひずみデータは鉄筋側面中央部表裏に貼付した 2 枚のストレインゲージによって測定した。

本実験では柱主筋に D25-SD490、D25-SD390、梁主筋に D25-SD685、D25-SD490、D25-SD390、柱横補強筋に D10-SD685、梁横補強筋に D8-SD785、D10-SD685 を使用した。これらの鋼材の引張試験の様子を写真-4-3-6-III～4-3-6-VI に示す。また引張試験の結果を表-4-3-6-II に示す。

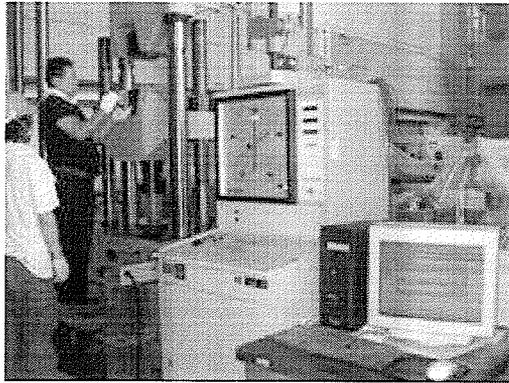


写真-4-3-6-Ⅲ 載荷装置

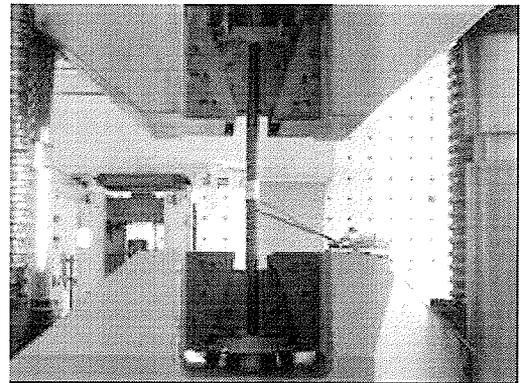


写真-4-3-6-Ⅳ 載荷状況

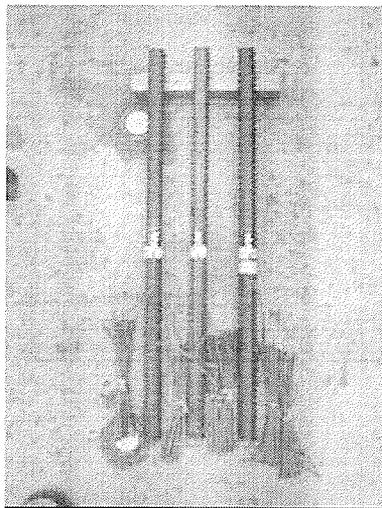


写真-4-3-6-Ⅴ 試験体

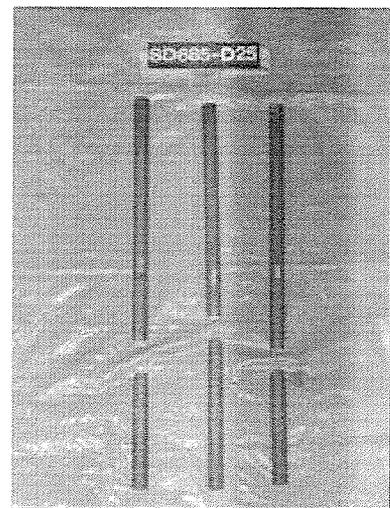


写真-4-3-6-Ⅵ 試験後

表-4-3-6-Ⅱ 鉄筋引張試験

鉄筋種類	鉄筋径	降伏強度(N/mm ²)		降伏ひずみ(μ)		引張強度(N/mm ²)		破断伸び(%)		ヤング係数(×10 ³ N/mm ²)	
		試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均
SD685	D25	691	694	3509	3509	920	923	9.18	9.44	197	198
		697		3491		922		7.75		200	
		692		3528		928		11.38		196	
SD490	D25	523	524	2628	2661	686	688	17.09	15.77	199	197
		523		2665		689		14.26		196	
		526		2689		688		15.96		196	
SD390	D25	450	459	2230	2331	648	651	25.67	23.28	202	197
		469		2402		655		26.30		195	
		459		2360		649		17.88		194	
SD785	D8	805	882	4156	4609	1261	1251	8.89	8.11	194	192
		1048		5529		1247		8.06		190	
		793		4142		1246		7.39		192	
SD685	D10	755	754	3518	3545	959	956	16.00	14.90	215	213
		757		3570		951		13.27		212	
		750		3546		957		15.44		211	

iii) 梁・コア打設用コンクリート

強度管理用のテストピース試験には、株式会社竹中工務店の技術研究所所有の株式会社東京衡機製造所万能試験機を用い、圧縮試験を行った。荷重は試験機からの検出値を測定し、ひずみデータはテストピース側面中央部表裏に貼付した 2 枚のストレインゲージによって測定した。

テストピースはφ100×200 で、柱コア打設、梁打設と同時に製作して同条件での養生を行った。写真-4-3-6-VII、4-3-6-VIIIにテストピース載荷試験の様子を示す。また表-4-3-6-IIIに圧縮試験の結果を示す。

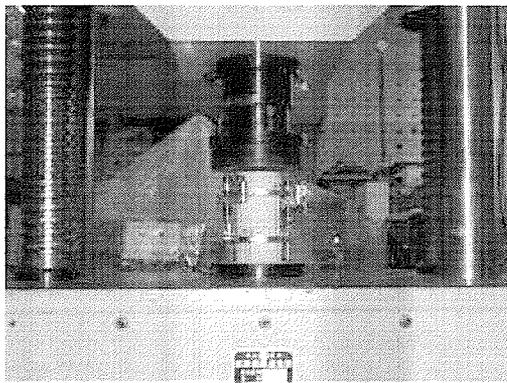


写真-4-3-6-VII 載荷状況

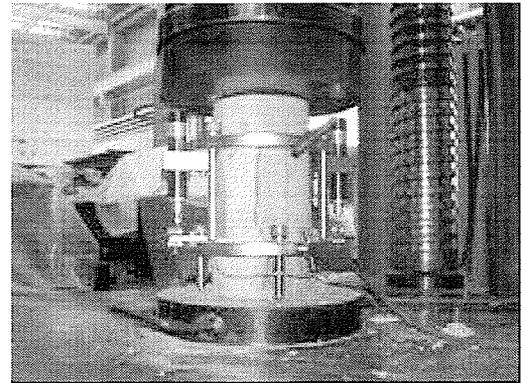


写真-4-3-6-VIII 実験後テストピース

表-4-3-6-III コンクリート圧縮試験結果

	打設日	試験日	高さ (mm)	直径 (mm)	重量(g)	単位容積 質量(t/m ³)	荷重(kN)		強度 (N/mm ²)		歪最大荷重 (μ)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
							試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均	試験値	平均
柱コア コンクリート	8/5	9/7	200	100	3705	2.355	515.63	65.652	63.723	2618	2289	35.542	37.388	
					3695		494.18	62.921		2388		34.708		
					3697		491.63	62.596		1860		41.913		
梁 コンクリート	8/19				3700	2.372	534.35	68.036	68.449	2672	2705	37.786	37.420	
					3743		542.47	69.069		2788		36.811		
					3735		535.98	68.243		2654		37.663		

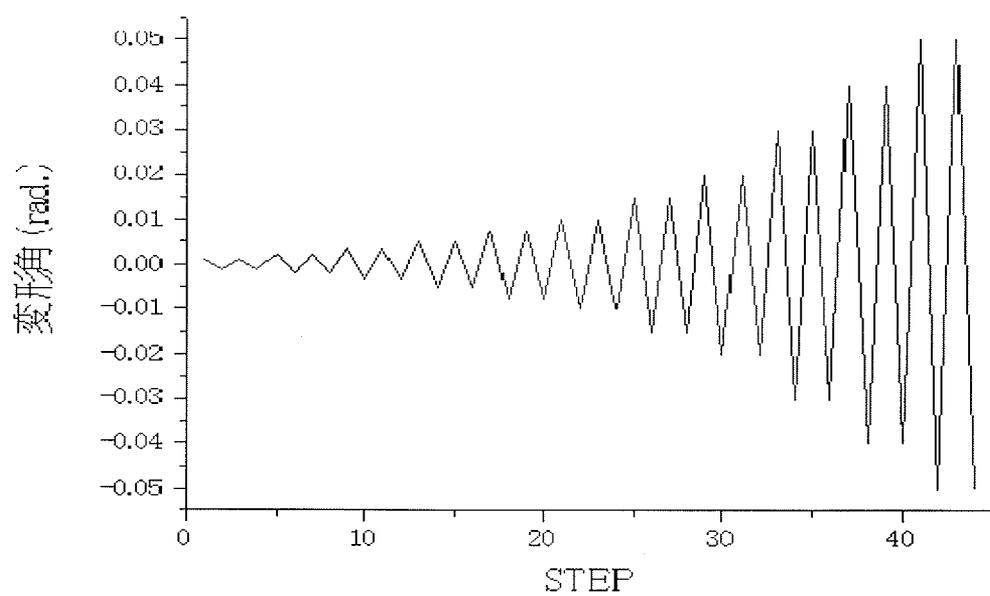


図-4-4-1-II 載荷プログラム

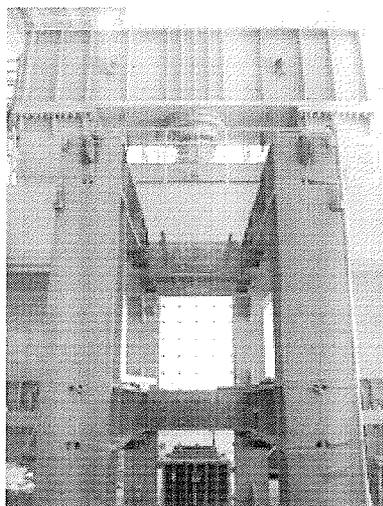


写真-4-4-1-I 載荷装置

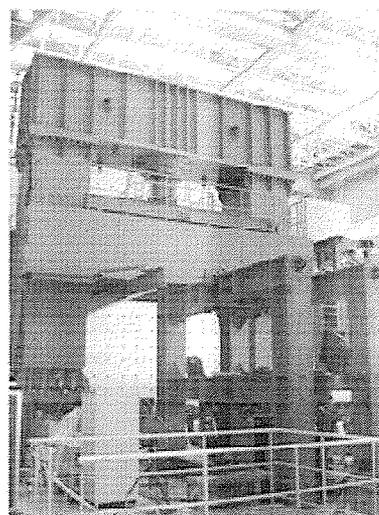


写真-4-4-1-II 載荷装置

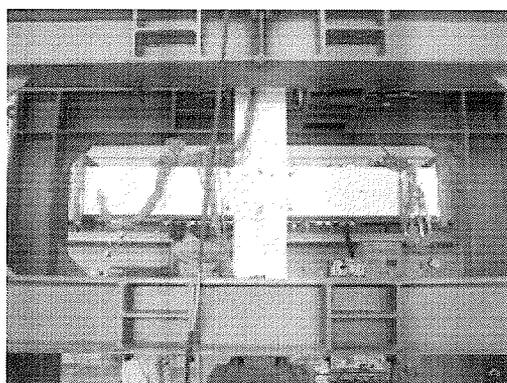


写真-4-4-1-III 載荷装置

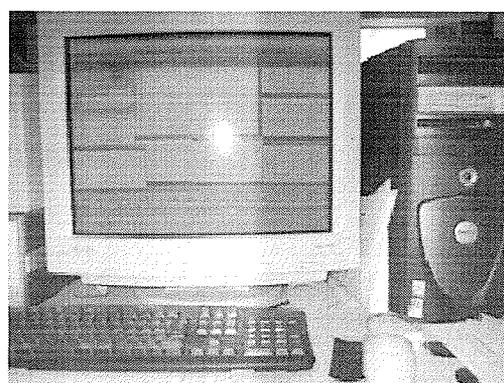


写真-4-4-1-IV コンピューター

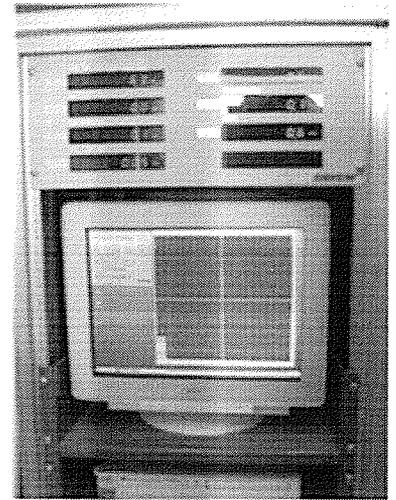
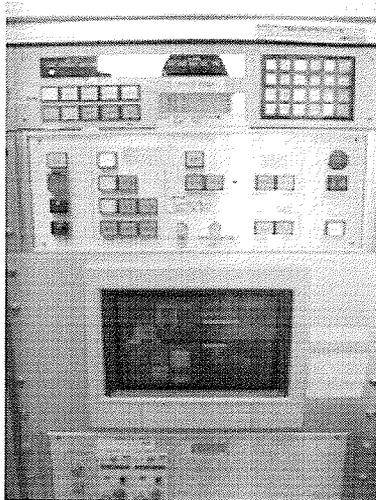
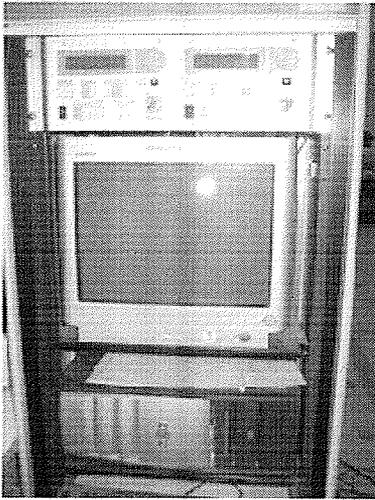


写真-4-4-1-V せん断力用制御装置 写真-4-4-1-VI 軸力用制御装置 写真-4-4-1-VII モニタ

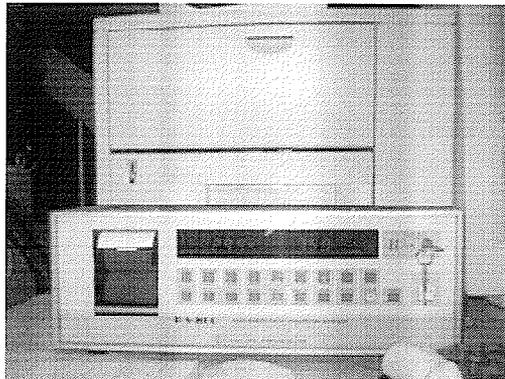


写真-4-4-1-VIII データロガー

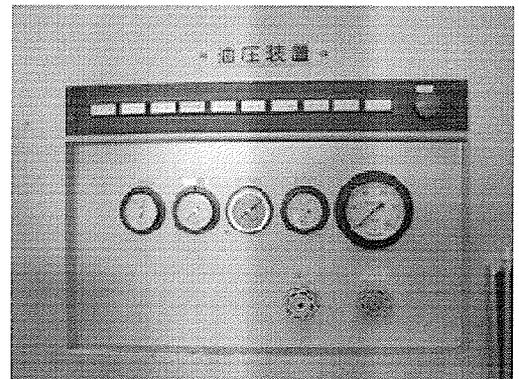


写真-4-4-1-IX 油圧装置

4-4-2 測定方法

まず試験体正面を南面、右・左・背面を東・西・北面とし、東梁端部に上方向にかける力を正とする。パネル部分のせん断変形は写真-4-5-2-Iのように、パネル部分の西上→東下、西下→東上の2点にストローク50mmの変位計CDP-50を取り付け計測する。梁の曲率については、西梁上部・東梁上部・西梁下部・東梁下部にそれぞれ4点の計16点をストローク25mmの変位計CDP-25を治具に固定し計測した。その様子を写真-4-5-2-II～4-5-2-IVに示す。梁部分の鉛直方向変位をとるために試験体柱部分からフレームを取り付け、フレームの上下に治具を取り付ける。それぞれの治具にストローク100mmの変位計CDP-100、ストローク200mmの変位計CDP-200を取り付け、試験体東西の梁端部を計4体の変位計により計測した。その様子を写真-4-5-2-V～4-5-2-VIに示す。全体の様子は写真-4-5-2-VII、

4-4-2-VIII、図-4-4-2-Iに示し、これらの変位計の一覧を表-4-4-2に示す。また鉄筋のストレインゲージの貼り付け位置を図-4-4-2-II、4-4-2-IIIに示した。

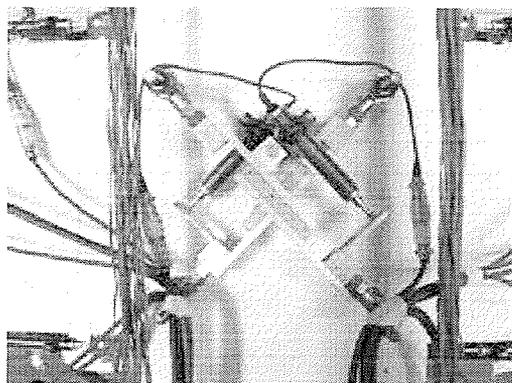


写真-4-4-2-I せん断変形用変位計

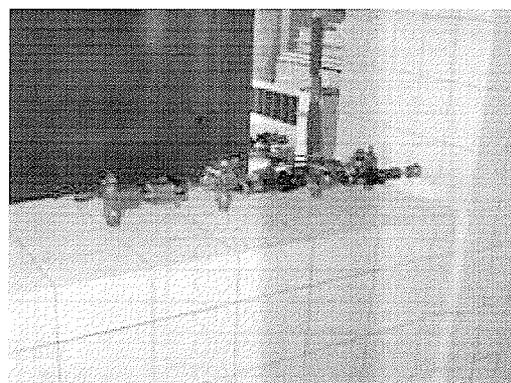


写真-4-4-2-II 梁上曲率用変位計

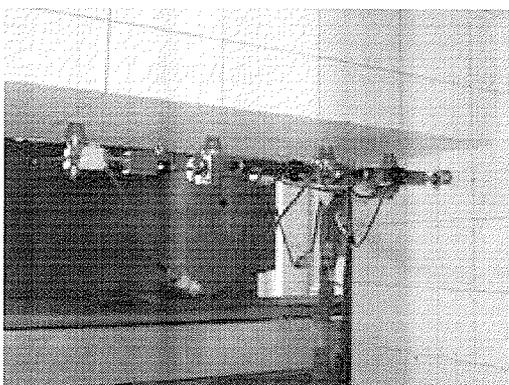


写真-4-4-2-III 梁下曲率用変位計



写真-4-4-2-IV 曲率用変位計

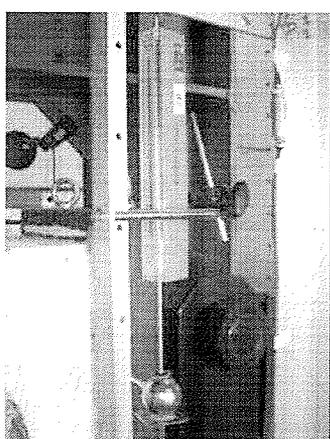


写真-4-4-2-V 鉛直変位用変位計
(CDP-200)

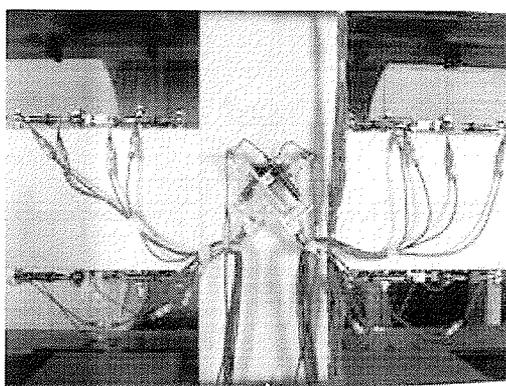


写真-4-4-2-VIII 変位計全体図

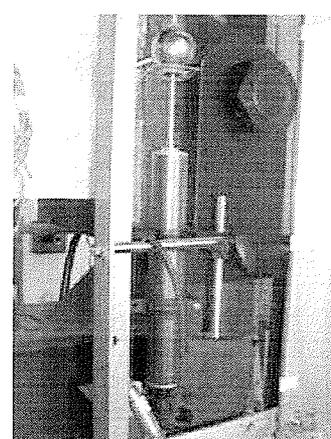


写真-4-4-2-VI 鉛直変位用変位計
(CDP-100)

表-4-4-2 変位計一覧

測定対象	呼び名	測定位置	使用機器	感度(mm)
梁の鉛直変位	DE100	東-梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-100	0.010
	DW100	西-梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-100	0.010
	DE200	東-梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-200	0.010
	DW200	西-梁端部鋼板(柱を基点)	CDP-200	0.010
柱軸変形	DV	全体(柱を基点)	CDP-50	0.005
接合部せん断変形	JWE	西上→東下	CDP-50	0.002
	JEW	東上→西下	CDP-50	0.002
梁東側曲率	EUB1	東梁-上面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	EUB2		CDP-25	0.002
	EUB3		CDP-25	0.002
	EUB4		CDP-25	0.002
	EDB1	東梁-下面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	EDB2		CDP-25	0.002
	EDB3		CDP-25	0.002
	EDB4		CDP-25	0.002
梁西側曲率	WUB1	西梁-上面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	WUB2		CDP-25	0.002
	WUB3		CDP-25	0.002
	WUB4		CDP-25	0.002
	WDB1	西梁-下面 (梁端部から順番)	CDP-25	0.002
	WDB2		CDP-25	0.002
	WDB3		CDP-25	0.002
	WDB4		CDP-25	0.002

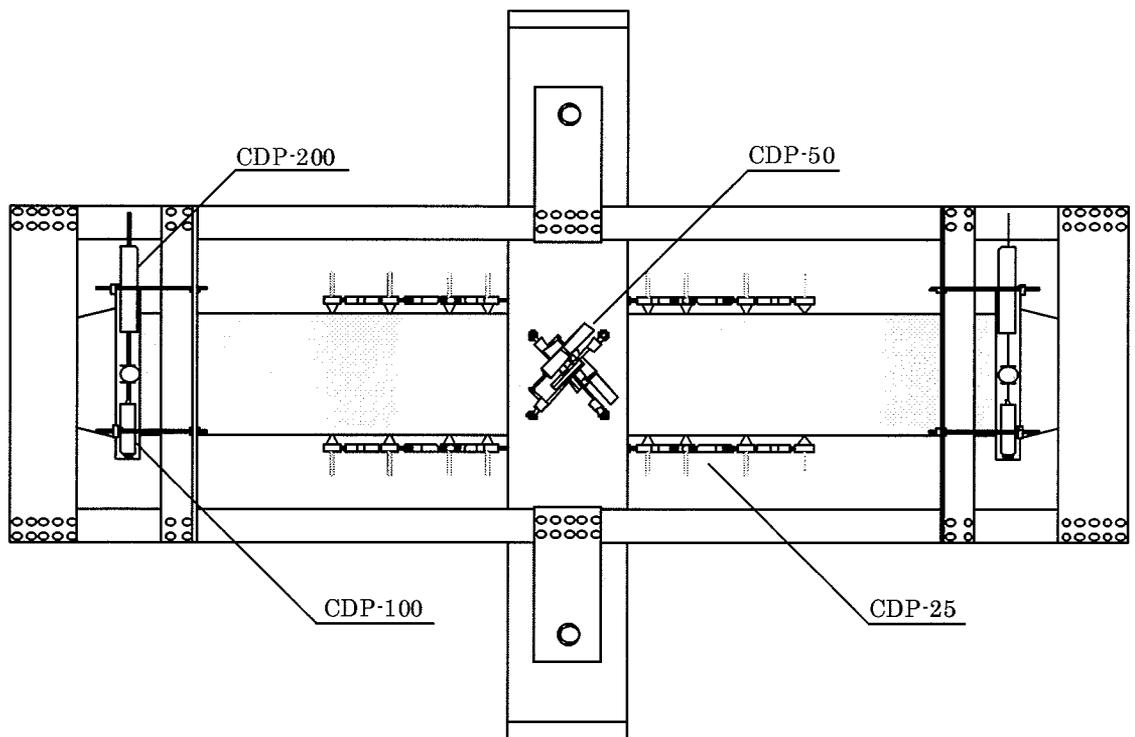


図-4-4-2- I 変位計全体図(背面)

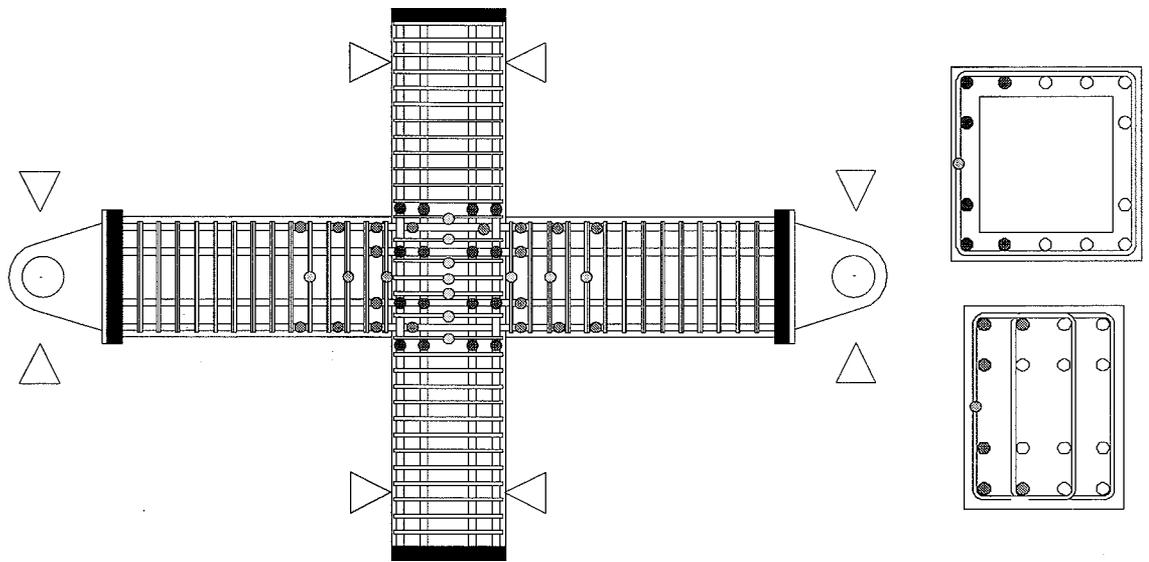


図-4-4-2-II ストレインゲージ貼り付け図
(PJ17M - PJ14S8 - PJ14S6 試験体)

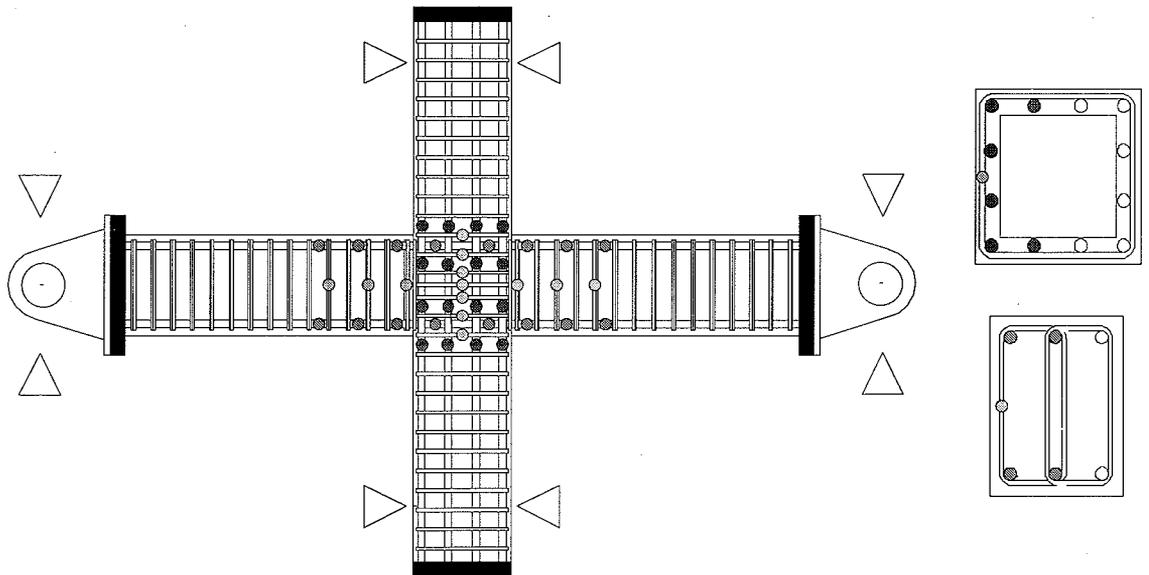


図-4-4-2-III ストレインゲージ貼り付け図
(PJ14B 試験体)

4-5 実験結果

4-5-1 破壊形式・破壊経過

ここでの接合部パネルのせん断破壊とは、接合部のせん断ひび割れや圧壊が進展して、耐力低下につながる状態のことを示す。ここで全試験体において一方向載荷による限界までの加力時に 40/1000rad.までの載荷サイクルとは異なった挙動が見られ、耐力は低下していないが、本研究においては変形角 40/1000rad.までの加力によってピーク時加重が最大耐力の 80%以下に低下した点を限界変形角とする。以後に各試験体の破壊経過を示す。

・PJ17M (梁曲げ破壊先行型設計試験体)

変形角 1/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面に曲げひび割れが発生し、変形角 2/1000rad.で梁に曲げひび割れが発生し、変形角 3.3/1000rad.で接合部中央に立てひび割れが発生し、変形角 5/1000rad.で接合部にせん断ひび割れが発生した。その後、変形角 10/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートが圧壊し、変形角 15/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートが大きく剥落し、同変形角で梁主筋が降伏した。その後は、柱と梁の打ち継ぎ面の圧壊、剥落が拡大したが、パネルのせん断ひび割れは顕著な変化は見られず、変形角 40/1000rad.で接合部内の横補強筋が降伏した。その後、押し抜きにより載荷を終了した。この時変形角は約 73/1000rad.であったが、大きな耐力の低下は見られなかった。しかし、破壊は梁端部に集中し柱と梁の打ち継ぎ面の肌別れは大きく、圧壊もひどく内部の梁主筋が見えていた。

・PJ14B (梁主筋付着破壊先行型設計試験体 - 定着長不足)

変形角 1/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれ、梁に曲げひび割れが発生し、変形角 1/133rad.で接合部にせん断ひび割れが発生した。その後、変形角 15/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面のコンクリートが圧壊し、梁主筋が降伏した。その後は、変形角 40/1000rad.に至るまでにパネルのせん断ひび割れは顕著な変化は見られず、接合部内の横補強筋が降伏に至ることもなかったが、柱と梁の打ち継ぎ面の肌別れは変形角が増す事に徐々に大きく開いていき、変形角 40/1000rad.では 15mm 開いた。しかし梁主筋付着破壊の顕著な破壊は確認できず、梁曲げ破壊を起こしていると考えられる。その後、一方向載荷による載荷装置限界までの加力により載荷を終了した。載荷終了時の変形角は約 81/1000rad.であったが、大きな耐力の低下は見られなかった。この時、柱と梁の打ち継ぎ面の肌別れは 24mm に達しており、梁の横補強筋は 3 列目まで露出しており、梁主筋も肌別れ面から確認できた。

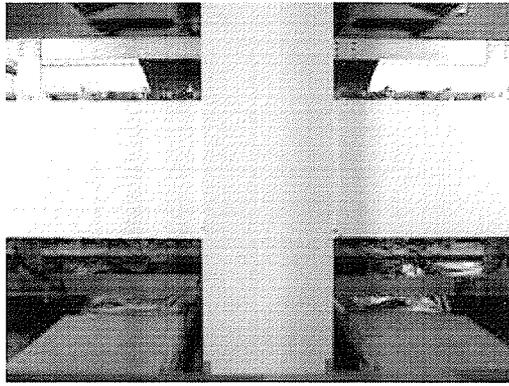
・ PJ14S8 (接合部せん断破壊先行型設計試験体・せん断余裕度 80%)

接合部パネル上部、柱と梁の打ち継ぎ面に初期ひび割れを確認。変形角 1/1000rad.で柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれ、梁に曲げひび割れが発生し、変形角 5/1000rad.で接合部パネルにせん断ひび割れが発生し、7.5/1000rad.で圧壊が発生した。その後、接合部パネルにせん断ひび割れが新規、伸展とも多数発生し、変形角 30/1000rad.で接合部パネルせん断ひび割れが連なり接合部パネル部分に大きな斜めひび割れとなりその部分が盛り上がった。また同変形角において梁主筋が降伏した。その後、変形角 40/1000rad.まで加力したが、接合部パネルのせん断ひび割れはさらに拡大した。その後、一方向荷重による荷重装置限界までの加力により荷重を終了した。その際終局直前で接合部パネル内の横補強筋が降伏した。荷重終了時の変形角は約 75/1000rad.であったが、大きな耐力の低下は見られなかった。この時、柱と梁の打ち継ぎ面の肌別れは 10mm 程度であったが、コンクリートの剥落が多かった。また、接合部パネル部分はカバーコンクリートが浮き上がっていた。

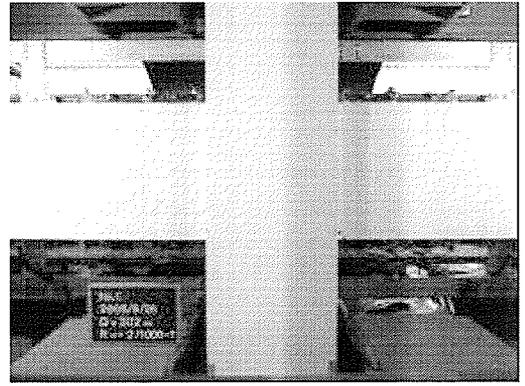
・ PJ14S6 (接合部せん断破壊先行型設計試験体・せん断余裕度 60% 定着長不足)

変形角 1/1000rad.で梁に曲げひび割れ、柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれが発生し、変形角 5/1000rad.で接合部パネルにせん断ひび割れが発生し、10/1000rad.で圧壊が発生した。その後、40/1000 に至るまで梁主筋、接合部パネル内の横補強筋の降伏は見られず、接合部パネル内のせん断ひび割れ、柱と梁の打ち継ぎ面の肌分かれが拡大した。その後、押し抜きにより荷重を終了した。その際、変形角 80/1000rad.付近で梁主筋が降伏した。荷重終了時の変形角は約 80/1000rad.であったが、大きな耐力の低下は見られなかった。この時、接合部パネル部分はせん断ひび割れが連なり接合部パネル部分に大きな斜めひび割れとなり、カバーコンクリートが浮き上がっていた。また、柱と梁の打ち継ぎ面の肌別れは 15mm 程度であったが、コンクリートの剥落が PJ14S8 よりも更に多数確認できた。この試験体においても梁主筋の定着長が規定を満たしていないことによる顕著な影響は確認できなかった。

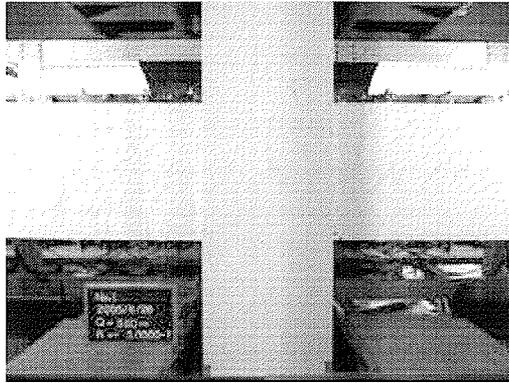
破壊経過の写真を写真-4-5-1-I ~写真-4-5-1-IVに示す。ここで写真は変形角がひび割れ発生時からのもので、それぞれのサイクルにおける正荷重 1 回目の写真とする。



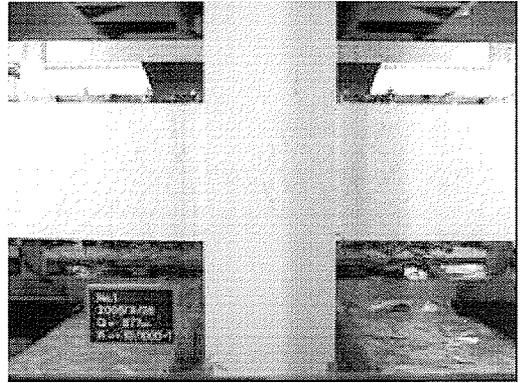
START



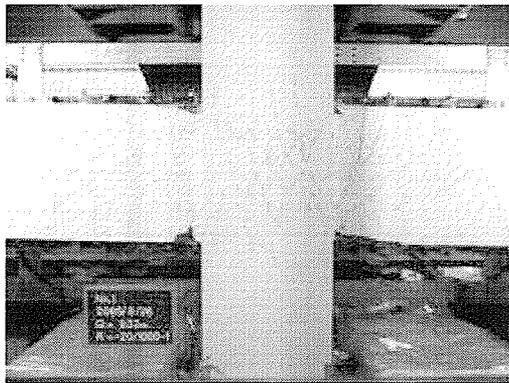
R=2/1000(rad.)



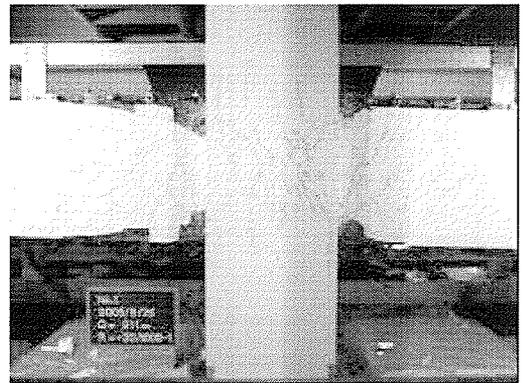
R=5/1000(rad.)



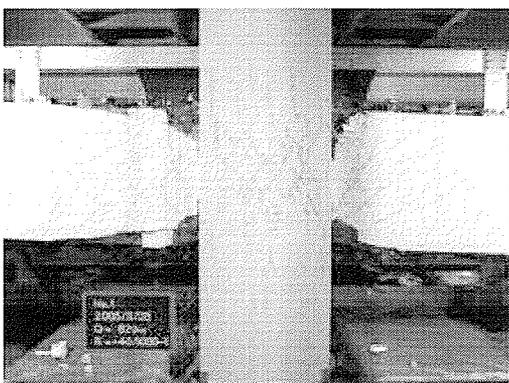
R=10/1000(rad.)



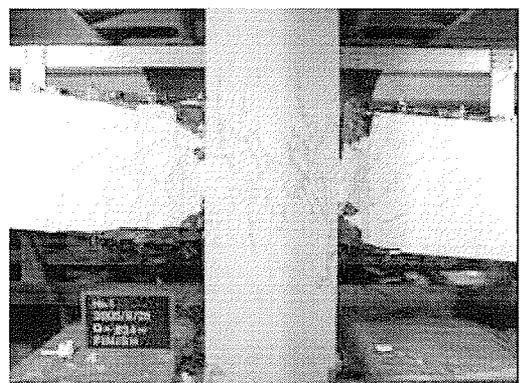
R=20/1000 (rad.)



R=30/1000(rad.)

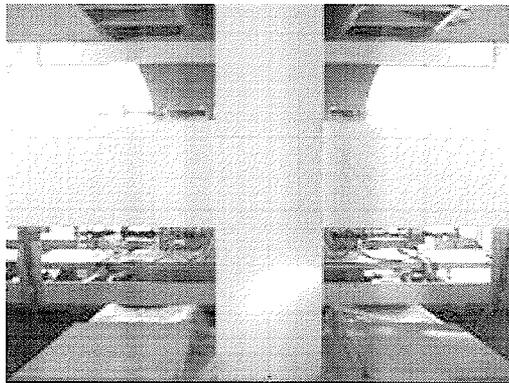


R=40/1000(rad.)



FINISH

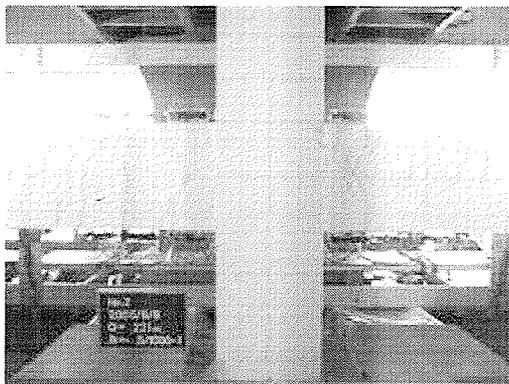
写真-4-5-1-I 破壊経過 PJ17M



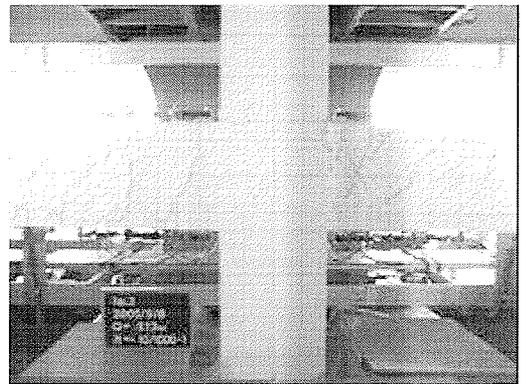
START



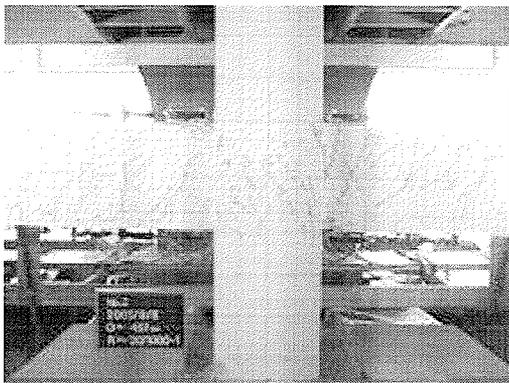
R=2/1000(rad.)



R=5/1000(rad.)



R=10/1000(rad.)



R=20/1000 (rad.)



R=30/1000(rad.)



R=40/1000(rad.)



FINISH

写真-4-5-1-II 破壊経過 PJ14B



START



R=2/1000(rad.)



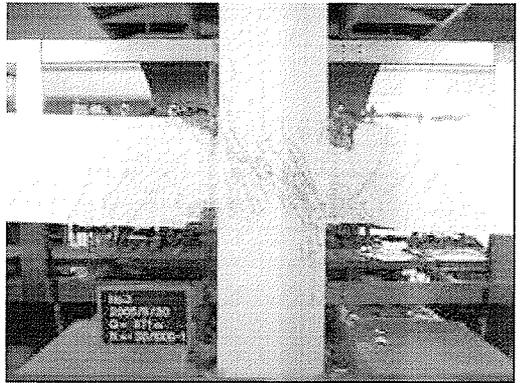
R=5/1000(rad.)



R=10/1000(rad.)



R=20/1000 (rad.)



R=30/1000(rad.)

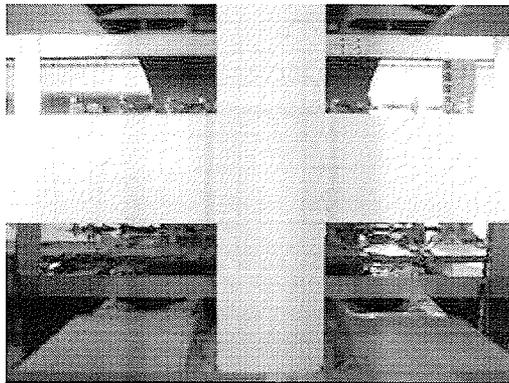


R=40/1000(rad.)

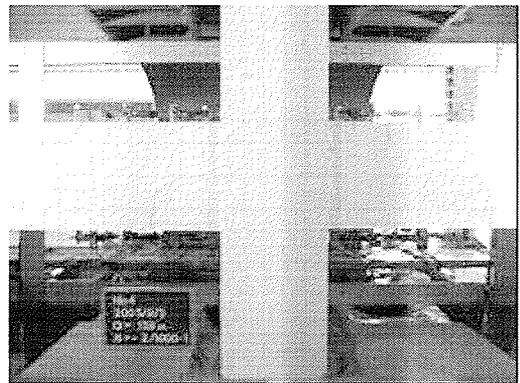


FINISH

写真-4-5-1-Ⅲ 破壊経過 PJ14S8



START



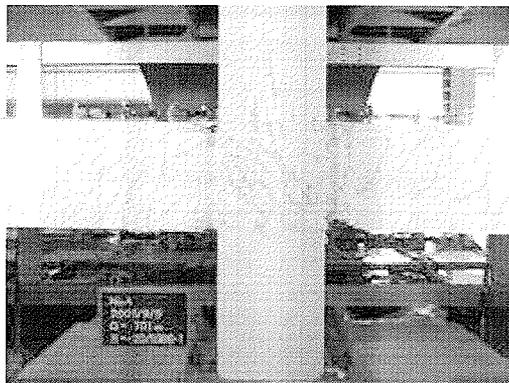
R=2/1000(rad.)



R=5/1000(rad.)



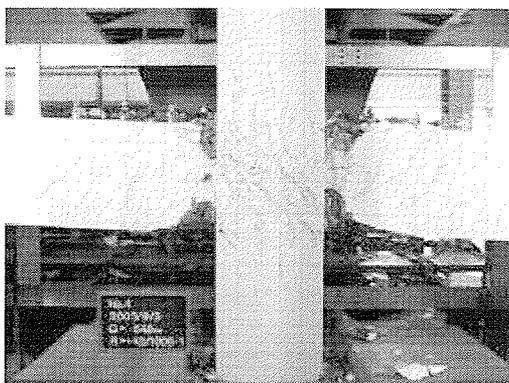
R=10/1000(rad.)



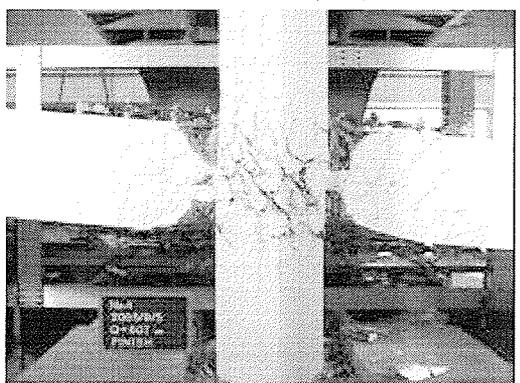
R=20/1000 (rad.)



R=30/1000(rad.)



R=40/1000(rad.)



FINISH

写真-4-5-1-IV 破壊経過 PJ1S6

4-5-2 終局状態

各試験体の終局状態の写真を写真-4-5-2に示す。

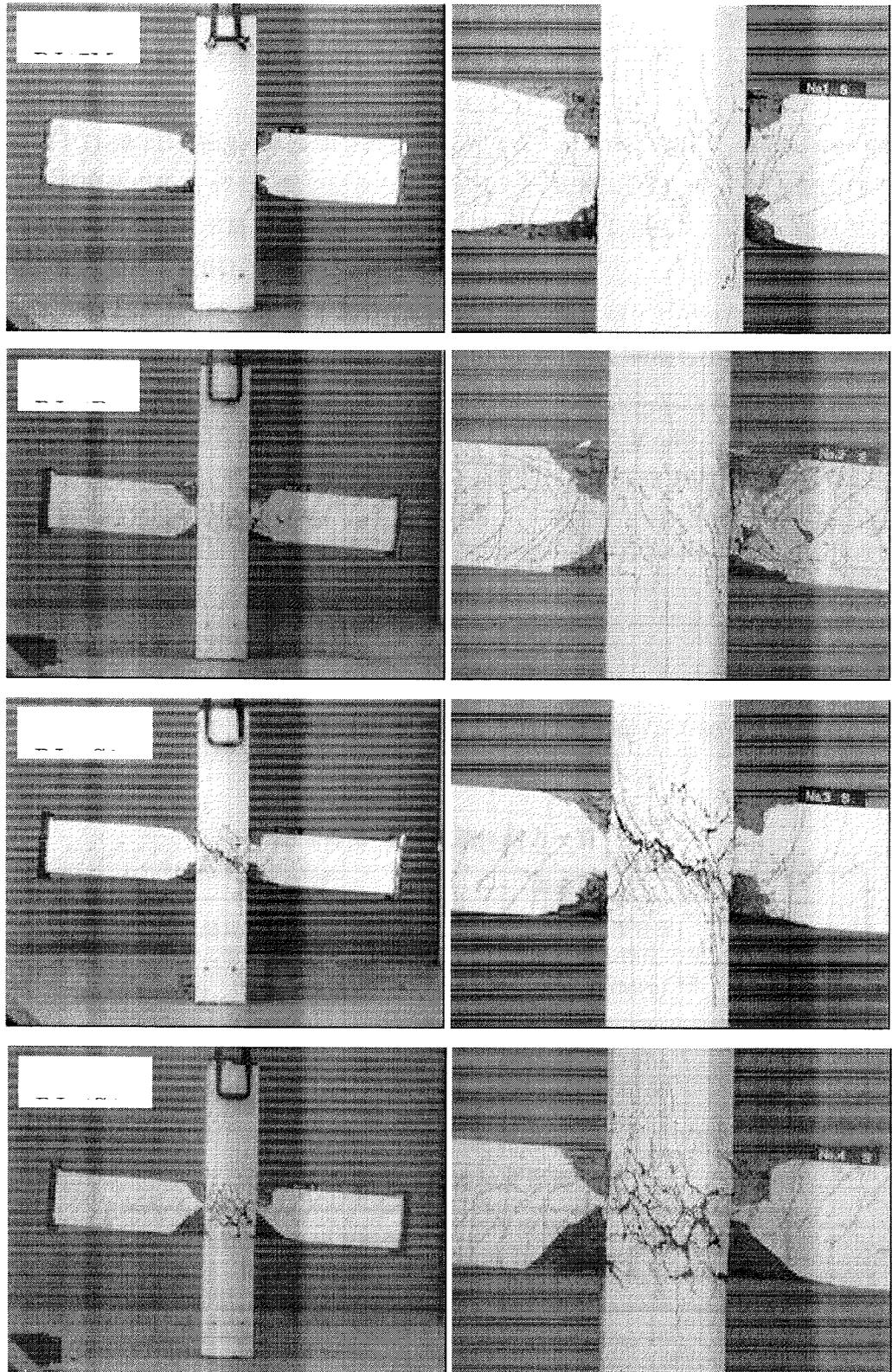


写真-4-5-2 終局状態

写真-4-5-2 より、試験体 PJ17M は梁破壊先行型の設計通り、接合部パネル部分に大きく開いたせん断クラックは見られなかった。柱部分には接合部パネル内から伸びたひび割れが主筋に沿って伸展していた。柱と梁の打ち継ぎ部分は肌分かれが激しく、そこで圧壊し剥落し端部の主筋と補強筋が露出して見えている。しかし大変形した後も顕著な耐力低下は無かった。

試験体 PJ14B は接合部パネル部分のせん断クラックが大きく現れず、柱部分への伸展も無い。全試験体中最もパネル部分にクラックが少ない試験体となった。柱と梁の打ち継ぎ部分は東側の肌分かれが最大 24mm と激しく、そこで圧壊し剥落している。端部の主筋が露出し、横補強筋も露出して見えている。

試験体 PJ14S8 は接合部パネル部分に斜めに大きく開き盛り上がったせん断クラックが現れている。柱と梁の打ち継ぎ部分の肌別れは 10mm 程度で、剥落も小さく内部の梁主筋、横補強筋の露出は無かった。

試験体 PJ14S6 は接合部パネル部分に斜めに大きく開いたせん断クラックが連なり、大きく盛り上がっている。柱と梁の打ち継ぎ部分の肌別れは 15mm 程度で、剥落も小さく内部の梁主筋、横補強筋の露出は無かった。

4-5-3 試験体計算耐力・実験結果

表-4-5-3-I に試験結果による試験体耐力一覧、表-4-5-3-II に降伏変形角および限界変形角一覧を示す。ここで、本研究において限界変形角は最大耐力の 80% まで耐力が低下した点と定義する。

表-4-5-3-I 試験体耐力一覧

試験体	計算値 ^{文献1)}		実験値 ^{文献5)}		P_{max} / Q_{mu}	$u\tau_p / \tau_p$
	梁曲げ終局強度時 層せん断耐力 bQ_{mu} (kN)	接合部 せん断応力度 $u\tau_p$ (MPa) ^{式(1)}	最大耐力 P_{max} (kN)	接合部 せん断応力度 τ_p (MPa) ^{式(2)}		
PJ17M	745	26.05	938	30.19	1.26	1.16
PJ14B	395	26.05	462	24.06	1.17	0.92
PJ14S8	560	27.39	675	42.66	1.20	1.56
PJ14S6	605	27.39	719	45.42	1.19	1.66

表-4-5-3-II 試験体変形角一覧

	梁主筋降伏変形角 R_{yb} (/1000rad.)	接合部内横補強 筋降伏変形角 R_{yh} (/1000rad.)	限界変形角 R_u (/1000rad.)
PJ17M	11.8	-40.0	40.0
PJ14B	14.9	-	40.2
PJ14S8	-30.1	49.8	40.0
PJ14S6	-	-40.1	40.3

表-4-5-3-I 中の最大耐力時における、接合部のせん断応力度 τ_p の計算値・実験値は、次に示す式により算出した。

<計算値を求める方法^{文献1)}>

$$\tau_p = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad \dots \dots \dots (1)$$

σ_B : 等価コンクリート強度 (N/mm²)

<実験値を求める方法^{文献5)}>

$$\tau_p = \frac{\sum M_B}{(1 + \xi) e V_c} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$M_B = Q \times \frac{H}{L} \times l \quad \dots \dots \dots (3)$$

- Q : 最大耐力時層せん断力 (N)
- H : 柱支点間距離 (mm)
- L : 梁支点間距離 (mm)
- l : 梁支点から柱面までの距離 (mm)
- ξ : 柱の内法長さに対する梁せいの比
- $e V_c$: パネルの有効体積 (= $t_p \times j_B \times j_c$)
- t_p : 梁幅と柱幅の平均 (mm)
- j_B : 梁の応力中心間距離 (mm)

$$j_b = \frac{7}{8} b_i \quad (b_i : \text{図-4-5-3 参照})$$

j_c : 柱の応力中心間距離 (mm)

$$j_c = \frac{7}{8} c_i \quad (c_i : \text{図-4-5-3 参照})$$

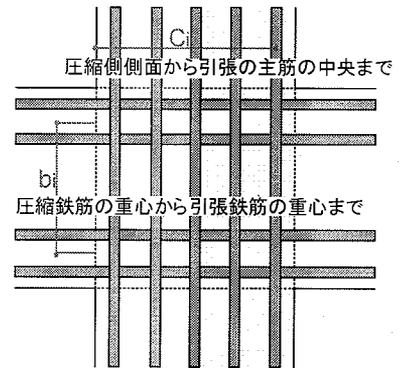


図-4-5-3 応力中心間距離

接合部のせん断応力度は、PJ14B 以外の試験体で実験値が計算値を上回る結果となり、PJ14S8 と PJ14S6 に関しては 1.5 倍以上も上回っている。また最大耐力も全ての試験体において計算値を上回り、全ての試験体が梁の曲げ破壊を起こしていると言える。

4-5-4 履歴曲線

図-4-5-4 に各試験体の層せん断力-層間変形角の履歴曲線を示す。ここでグラフは縦軸に荷重、横軸に変形角を示し、最大荷重点を●点、梁主筋の曲げ降伏点を×点、接合部内横補強筋降伏点を*点で示す。梁曲げ破壊先行型の試験体 PJ17M、梁主筋付着破壊先行型の試験体 PJ14B の2 試験体は大変形時に逆 S の履歴ループ形状を描いており、PJ14B は特に縦に潰れた形状となっている。せん断破壊先行型の試験体 PJ14S8、PJ14S6 は酷似した履歴形状を描いている。

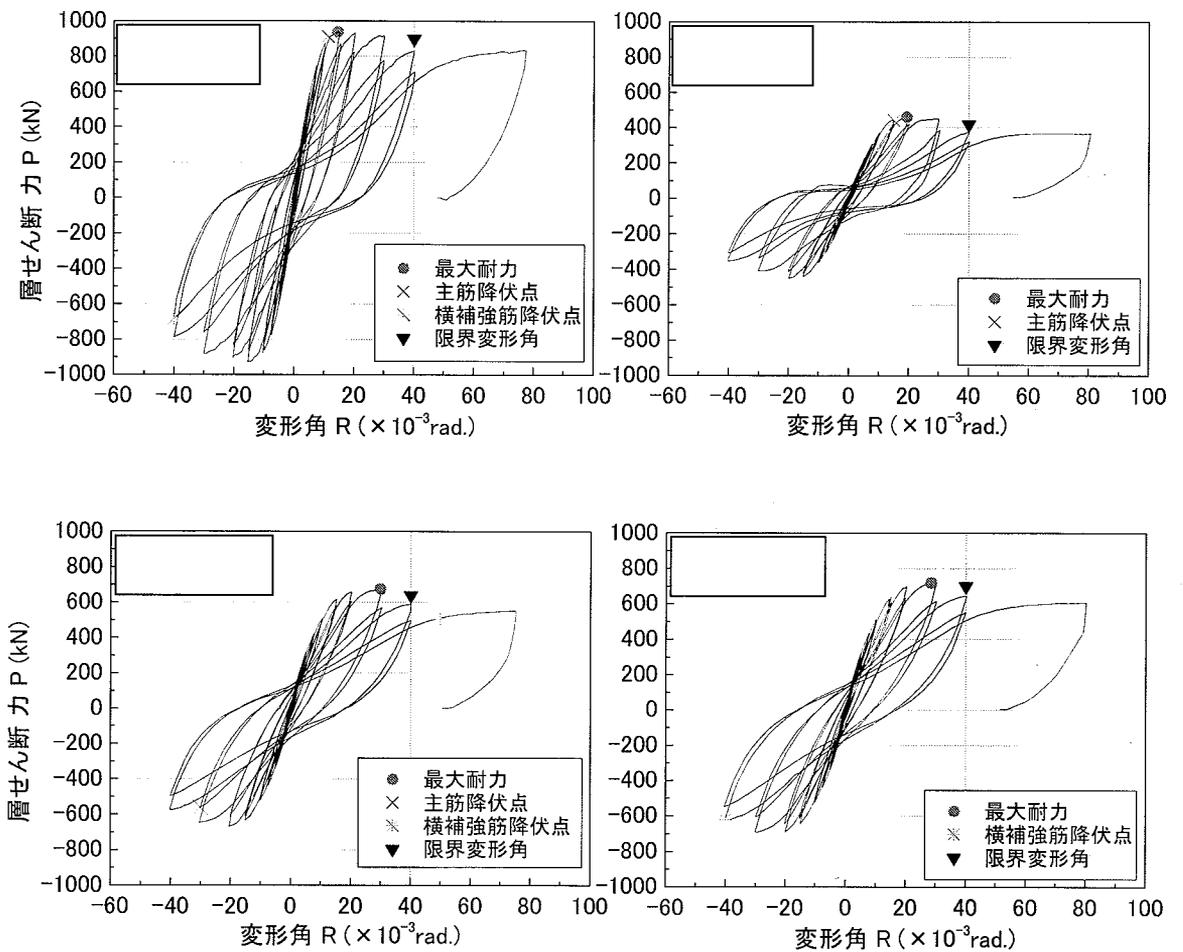


図-4-5-4 層せん断力-層間変形角 履歴曲線

4-5-5 鉛直変位

図-4-5-5 に鉛直変位-変形角関係を示す。ここでグラフは、縦軸に鉛直変位 (正側を引張、負側を圧縮とする)、横軸に変形角を示し、鉛直変位は試験体の柱部分に取り付けたフレイムからの変位計によって測定した。

初期の軸方向载荷によってまず負方向に変位している。接合部パネルのせん断クッラクが大きく開いた PJ14S8 と PJ14S6 試験体の方が他の 2 体の試験体より鉛直方向への変位が大きいことが分かる。

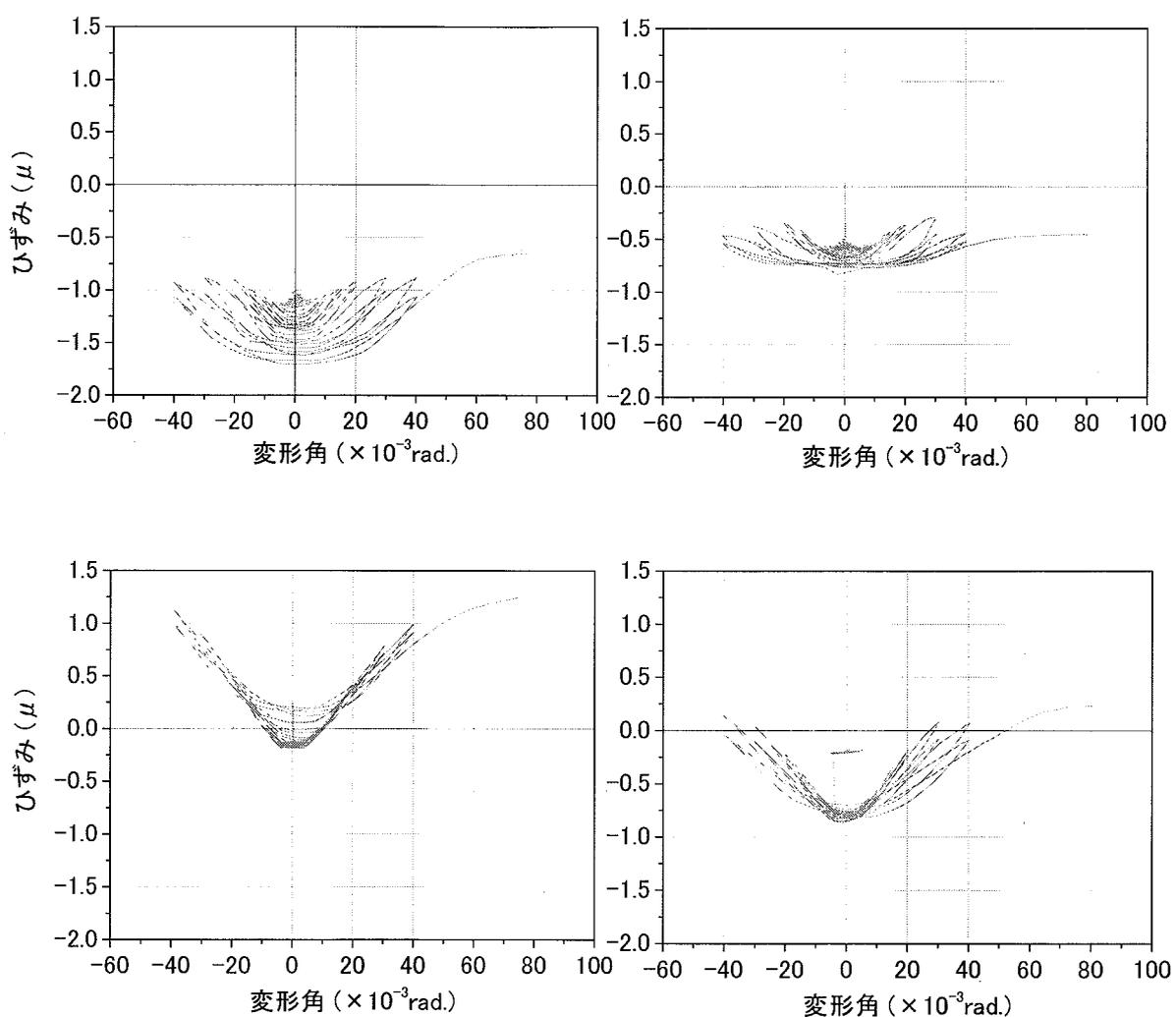
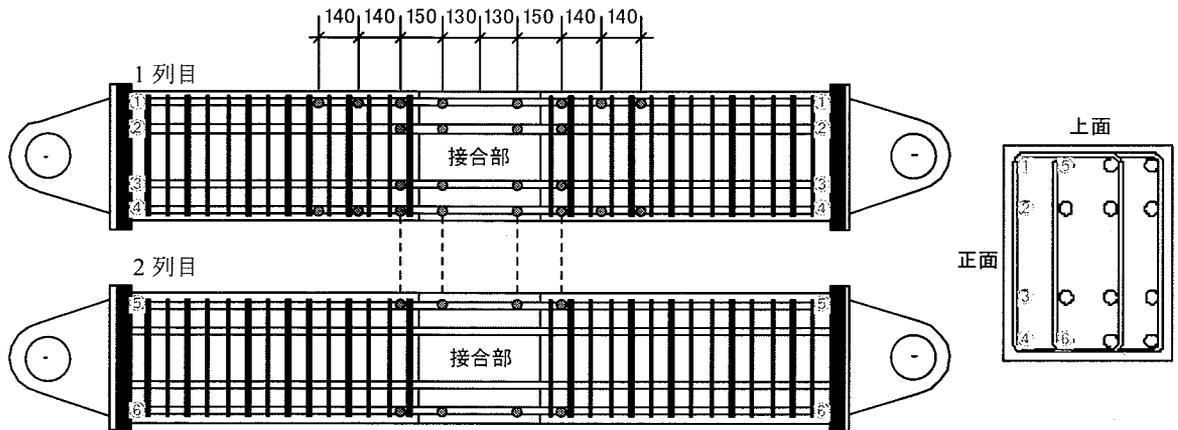


図-4-5-5 鉛直変位

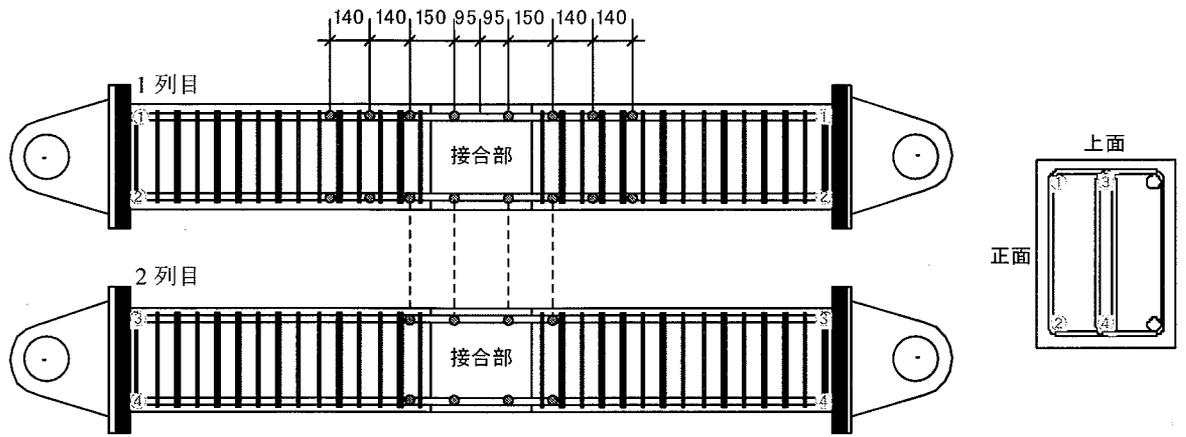
4-5-6 ひずみ分布

図-4-5-6-I、図-4-5-6-IIに示す試験体梁部分に貼付けた、ストレインゲージによって計測した主筋のひずみによる、ひずみ-主筋位置関係を図-4-5-6-III~図-4-5-6-VIに示す。試験体 PJ17M では中央から左右に 130mm、280mm、420mm、560mm の位置、PJ14B では中心から左右に 95mm、245mm、385mm、525mm の位置、PJ14S8、PJ14S6 では中心から 105mm、235mm、355mm、475mm の位置に貼付けたストレインゲージによって計測した。ここでグラフは、縦軸にひずみ(正側を引張、負側を圧縮とする)、横軸に変位計の設置位置(試験体の中心を0とする)を示す。PJ17M の横軸には $X = \pm 210\text{mm}$ の位置に、PJ14B、PJ14S8、PJ14S6 の横軸には $X = \pm 175\text{mm}$ の位置に点線を引き、接合部部分と梁部分の境界線を表す。また貼り付けたストレインゲージの打設時の破損、もしくは載荷途中の破損によってデータが取得できていない部分は、空白として線で結んでいる。

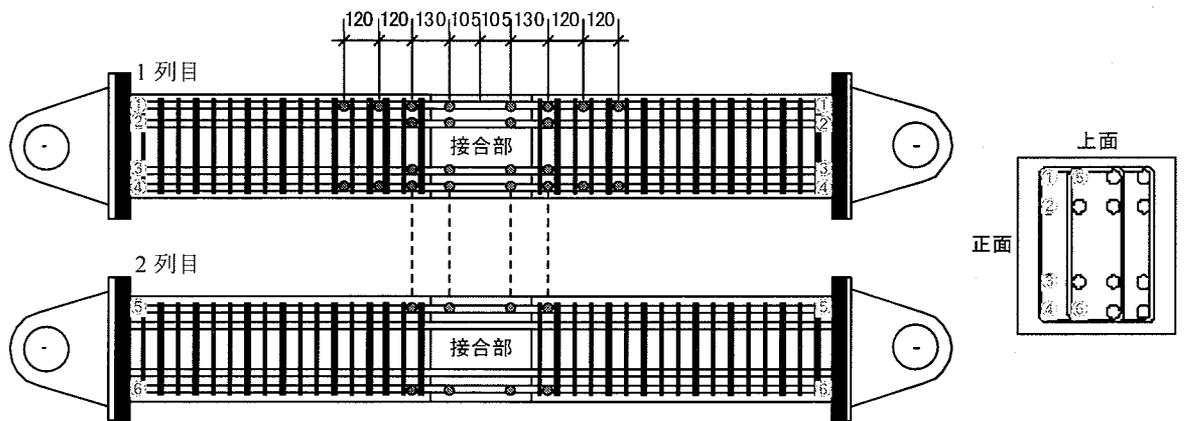


<ストレインゲージ貼り付け位置-PJ17M>

図-4-5-6-I ストレインゲージ貼り付け位置



<ストレインゲージ貼り付け位置-PJ14B >



<ストレインゲージ貼り付け位置-PJ14S8・PJ14S6 >

図-4-5-6-Ⅱ ストレインゲージ貼り付け位置

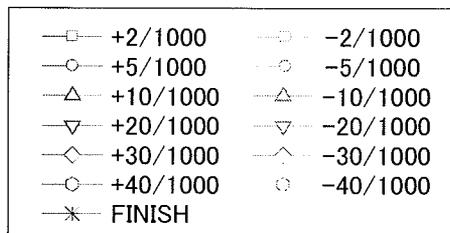
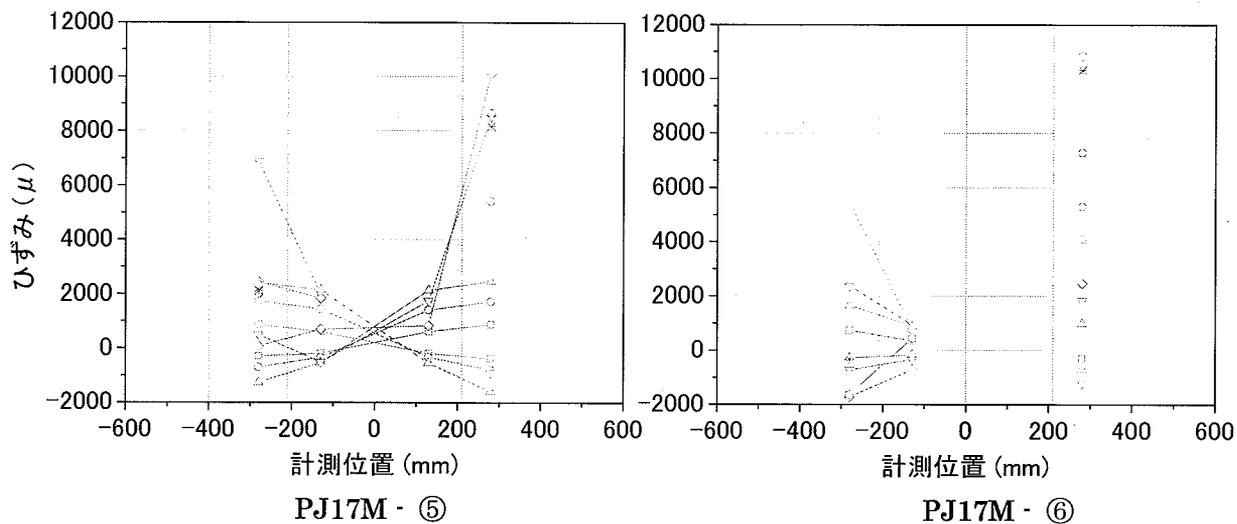
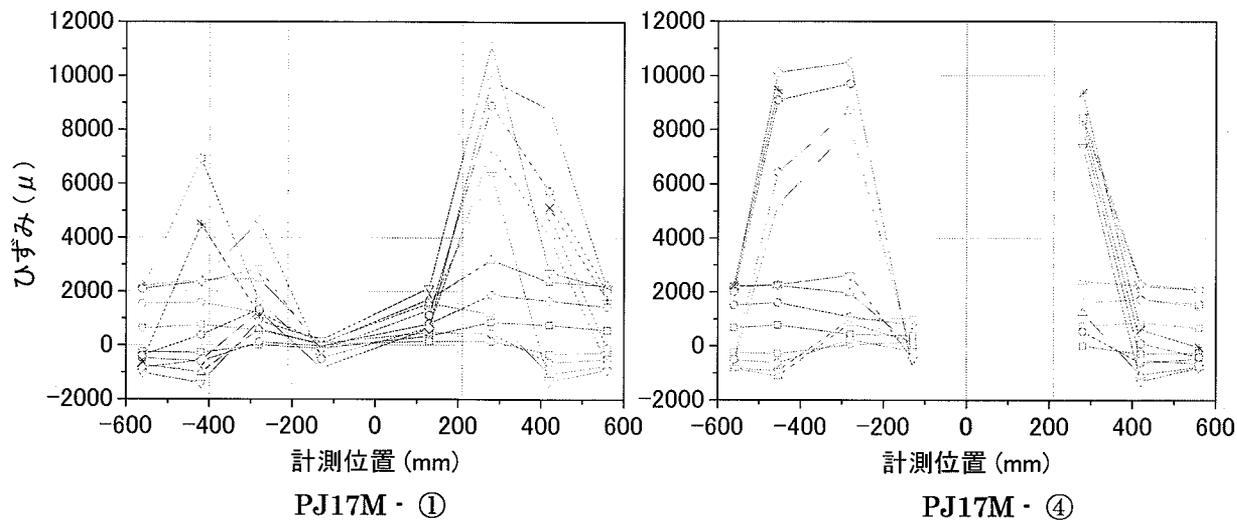


図-4-5-6-III ひずみ分布 PJ17M

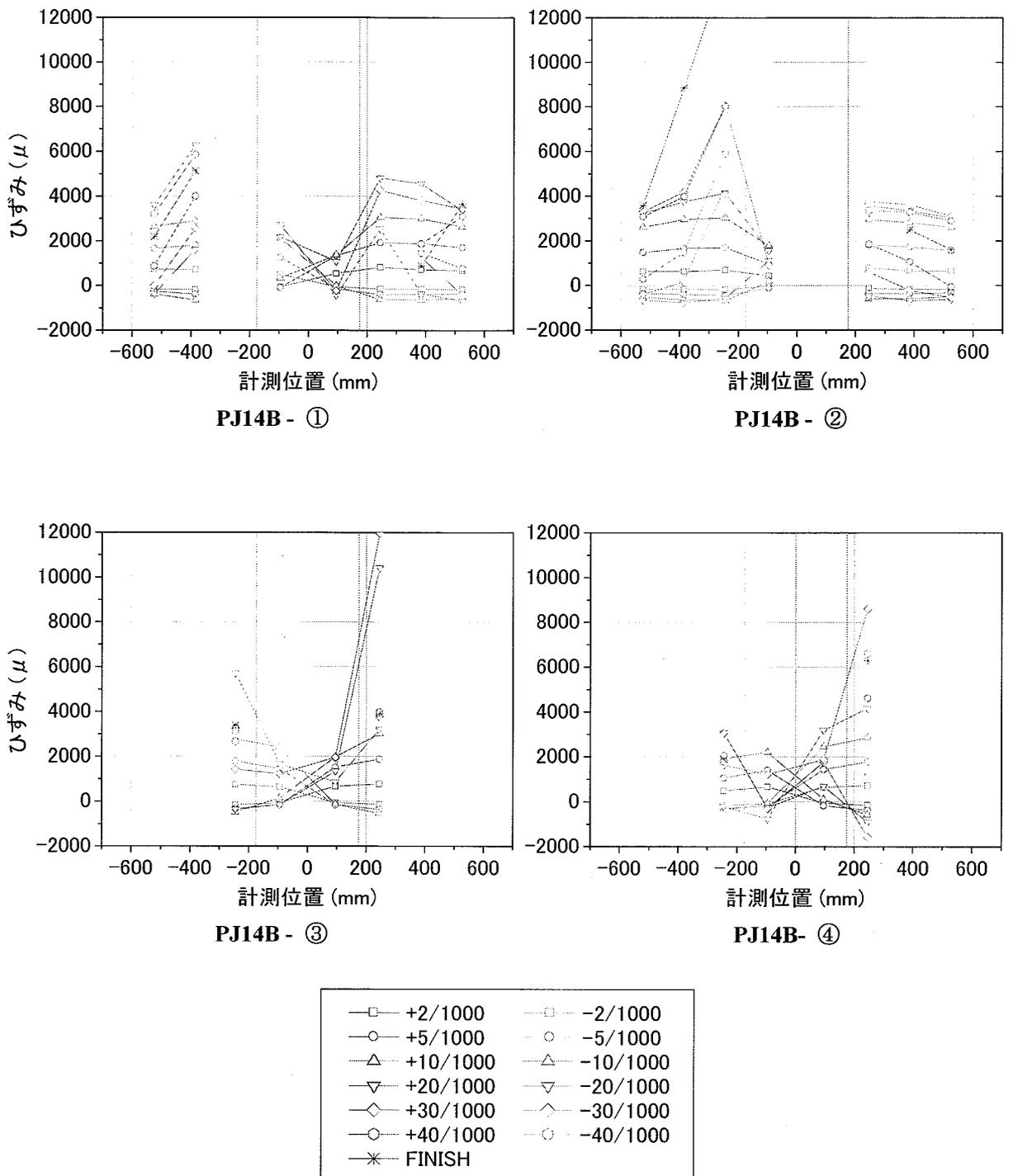
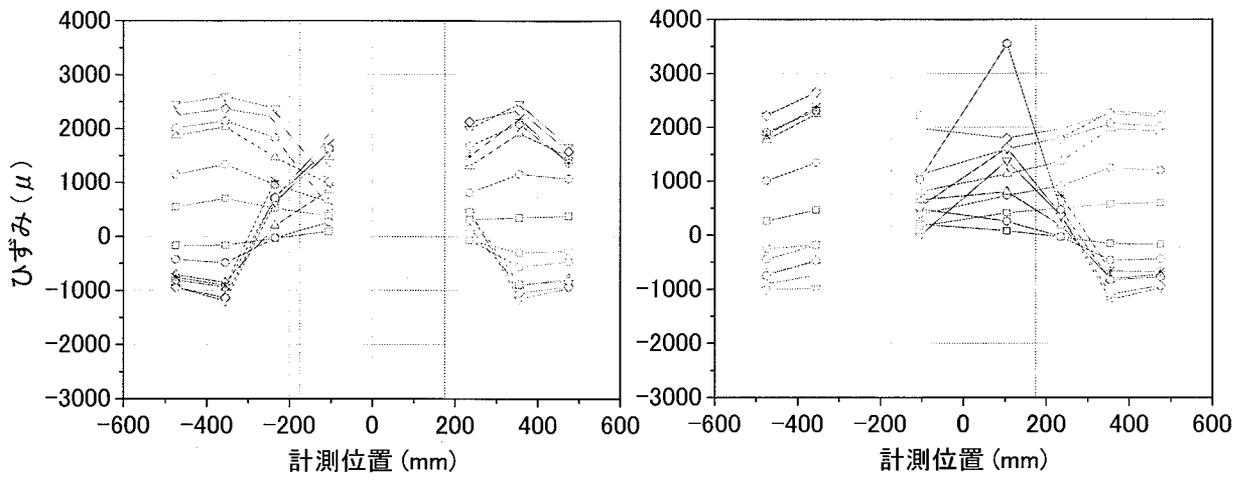
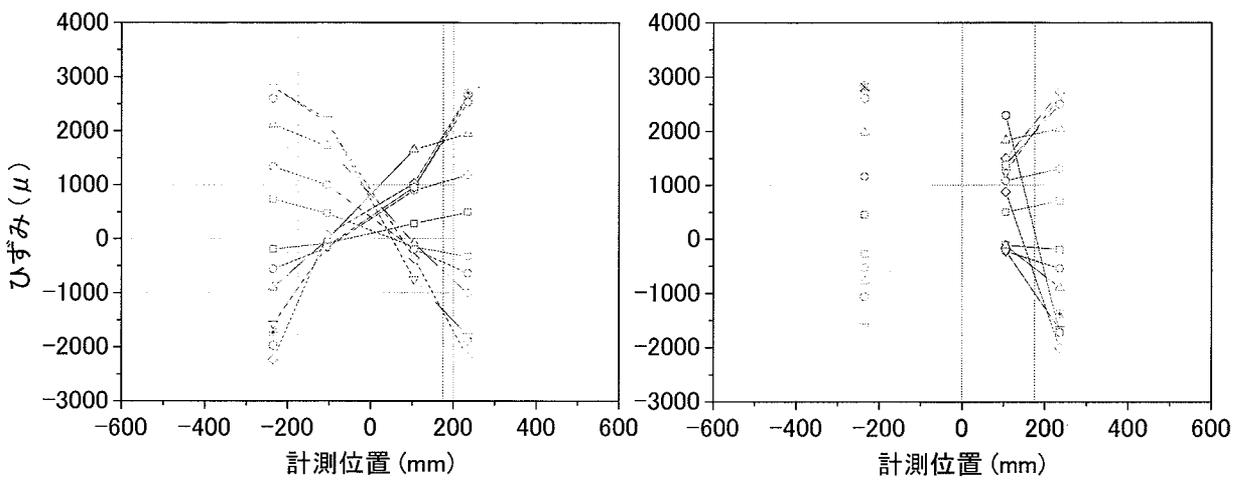


図-4-5-6-IV ひずみ分布 PJ14B



PJ14S8 - ①

PJ14S8 - ④



PJ14S8 - ⑤

PJ14S8 - ⑥

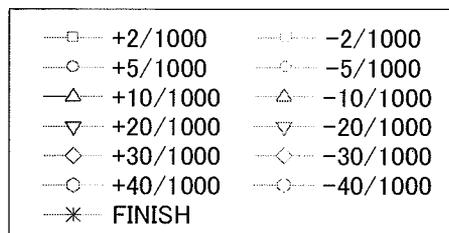
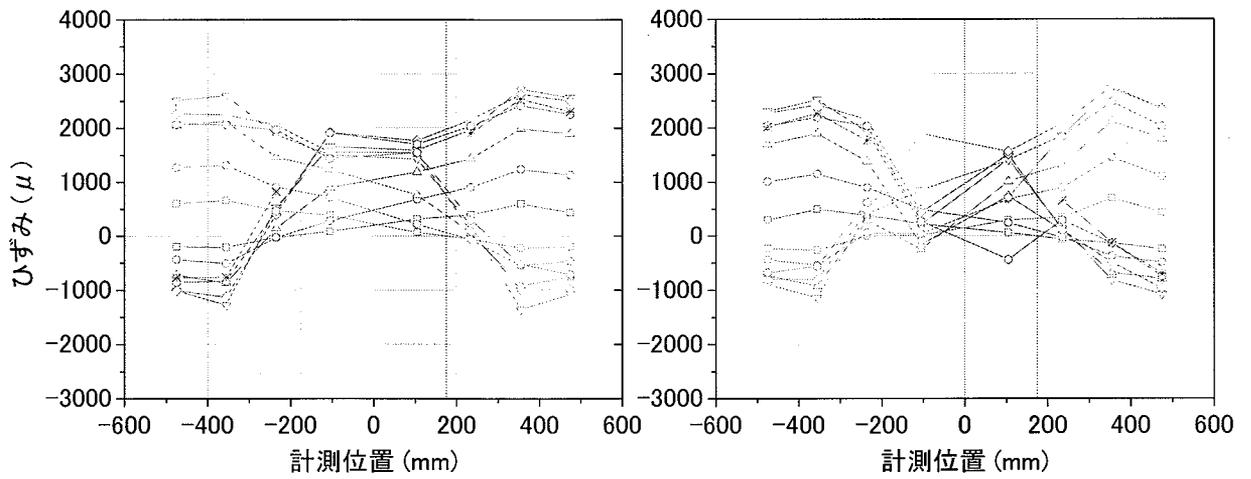
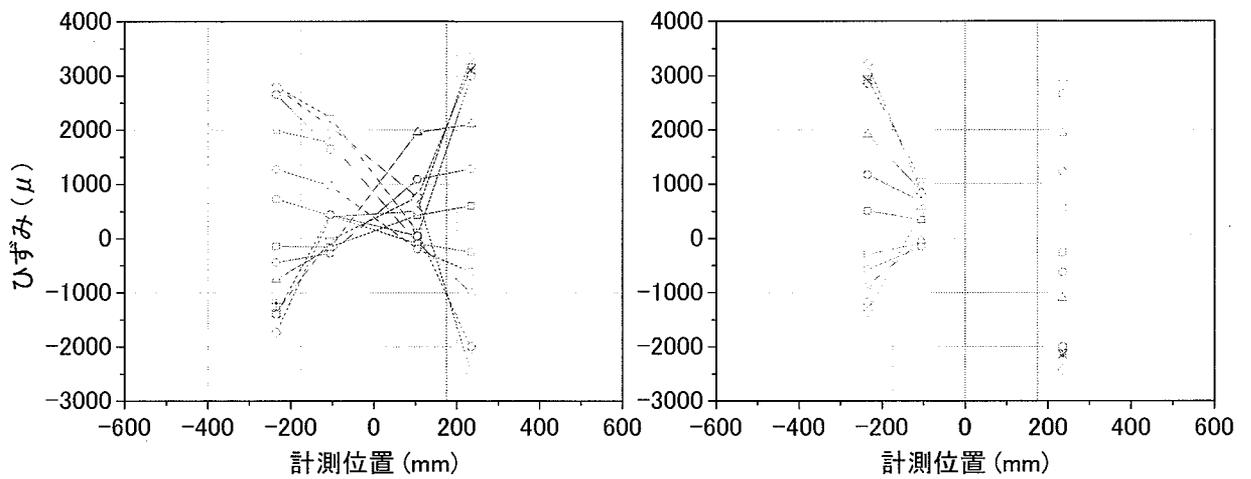


図-4-5-6-V ひずみ分布 PJ14S8



PJ14S6 - ①

PJ14S6 - ④



PJ14S6 - ⑤

PJ14S6 - ⑥

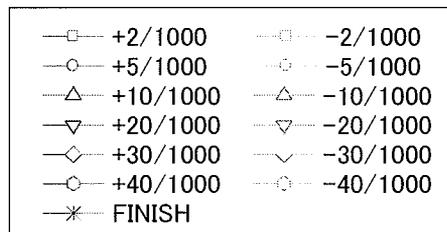


図-4-5-6-VI ひずみ分布 PJ14S6

4-5-7 曲率分布

各試験体における曲率分布性状を比較するため、試験体梁部分に設置した計 16 点の変位測定用変位計による計測値を用いて、载荷中の各変形角における曲率を算出した。

曲率変位計の概念図を図-4-5-7-I に示す。L は同じ位置にある変位計間の距離、H は変位測定点から変位計設置点の距離を表し、 d_a 及び d_b は各変位計によって計測された変位にあたる。ここで下に示す式(1)を用いてそれぞれの部分においての中立軸距離 x が算出される。各計測点におけるひずみは式(2)により算出される。これらにより、それぞれの部分における曲率 ϕ は式(3)により求められる。また図-4-5-7-II に西梁上面・西梁下面・東梁上面・東梁下面に設置した変位計を示す。

$$x = \frac{L \times d_a}{d_a + d_b} \dots \dots \dots (1)$$

$$\varepsilon_a = \frac{d_a}{H} \quad \varepsilon_b = \frac{d_b}{H} \dots \dots \dots (2)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_a}{x} = \frac{\varepsilon_b}{L-x} \dots \dots \dots (3)$$

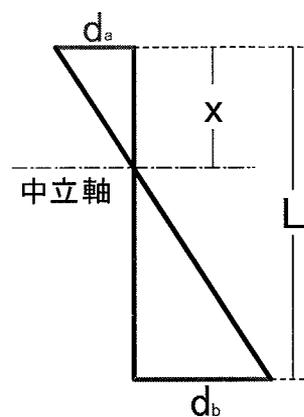


図-4-5-7-I 曲率測定値の概念図

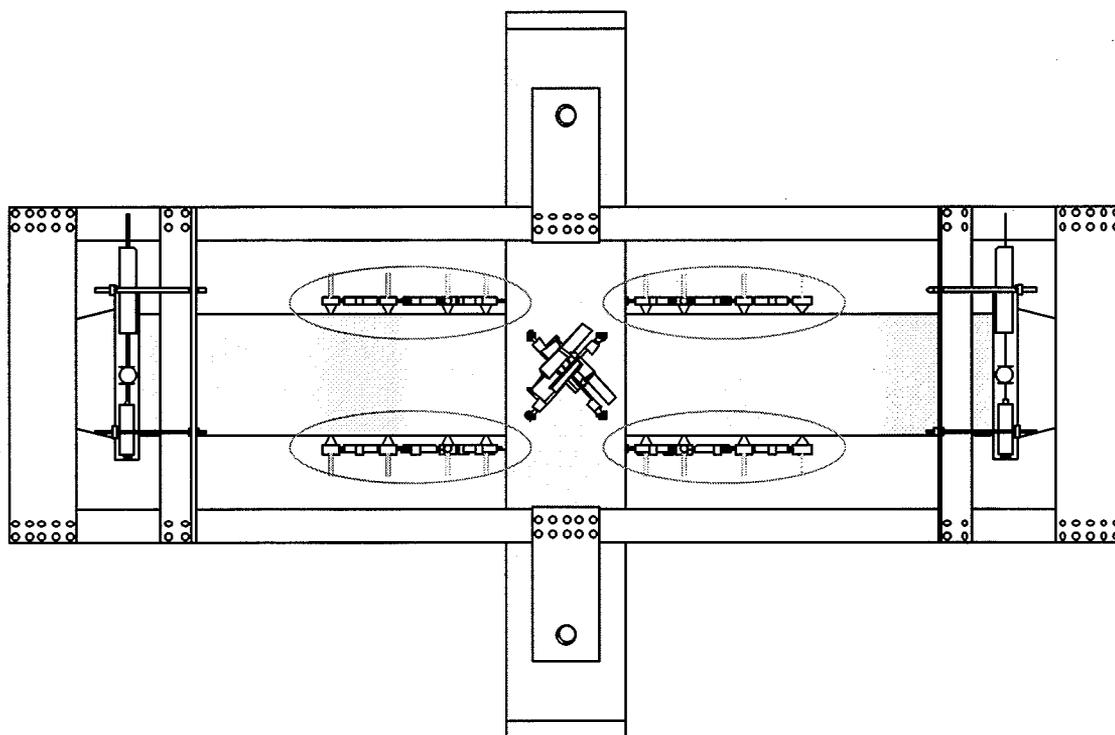


図-4-5-7-II 変位計設置図

試験体 PJ17M は、東西の梁の柱梁打ち継ぎ面からそれぞれ 60mm、225mm、450mm、675mm の位置、その他の試験体では、東西の梁の柱梁打ち継ぎ面からそれぞれ 60mm、175mm、350mm、525mm の位置のボルトに取り付けた変位計により計測した。これらの変位計で計測した曲率分布を 図-4-5-7-III ~ 図-4-5-7-VI に示す。ここでグラフは、縦軸に曲率 ϕ 、横軸に変位計の設置位置(試験体の中心を 0 とする)を示す。

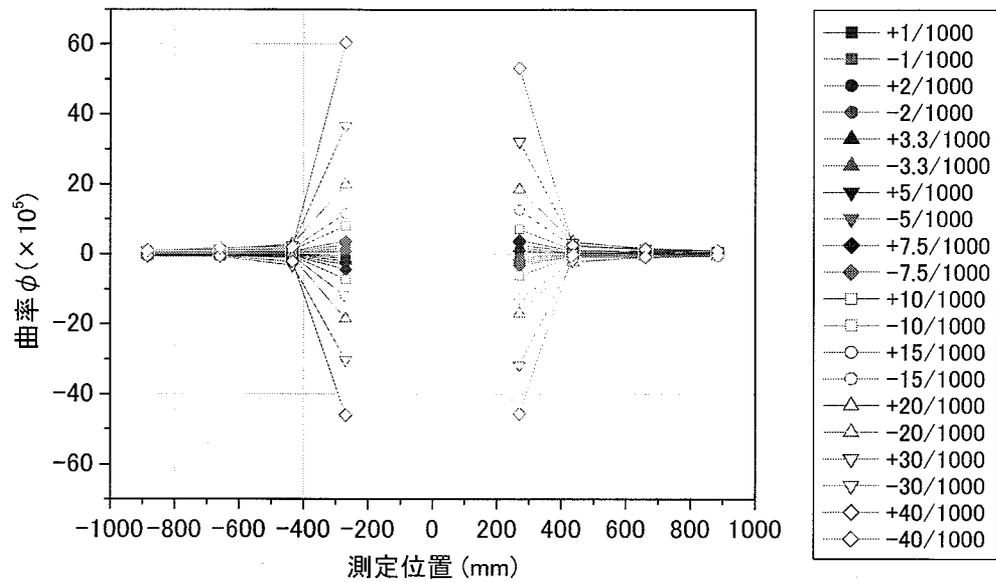


図-4-5-7-III 曲率分布 PJ17M

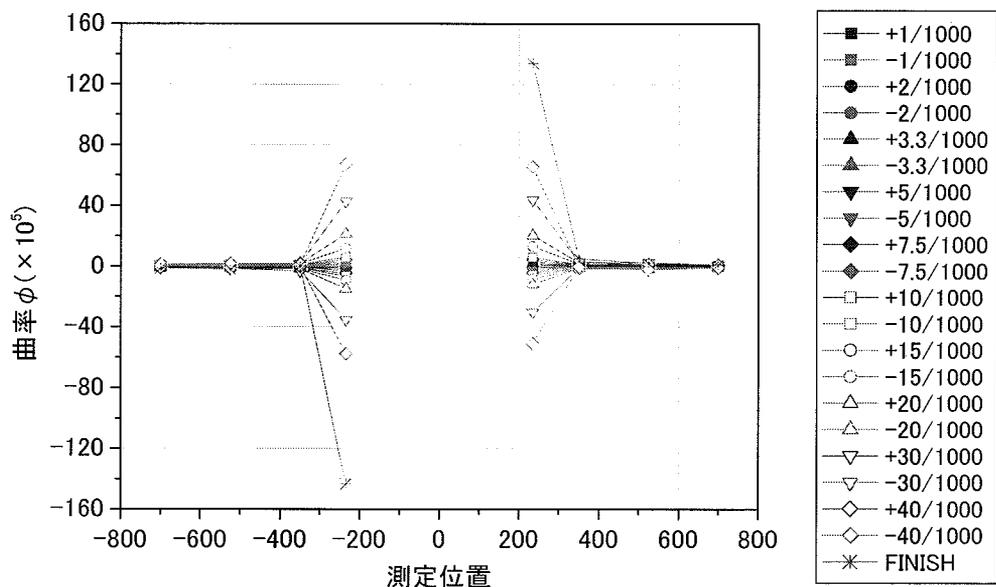


図-4-5-7-IV 曲率分布 PJ14B

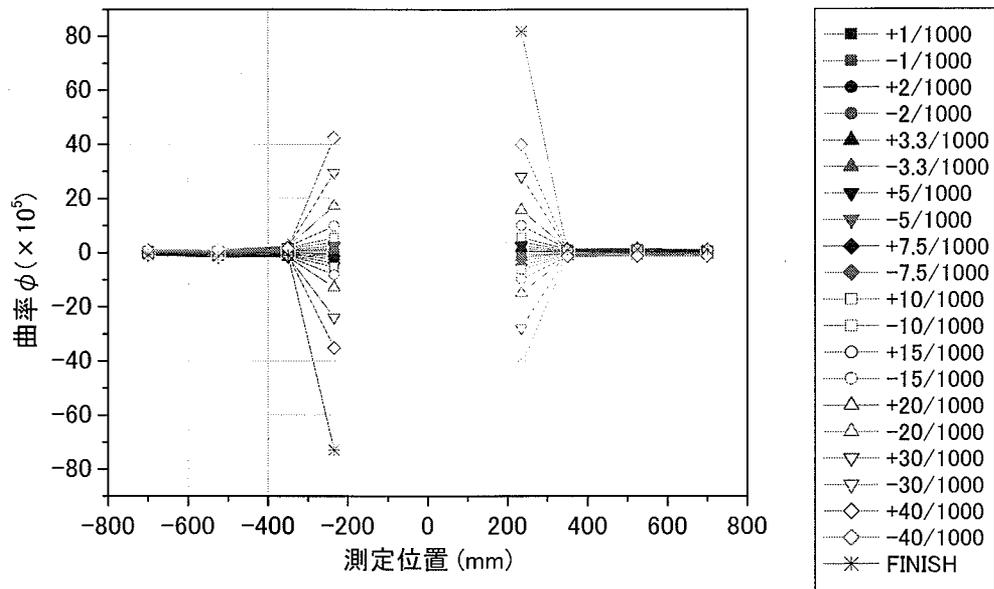


图-4-5-7-V 曲率分布 PJ14S8

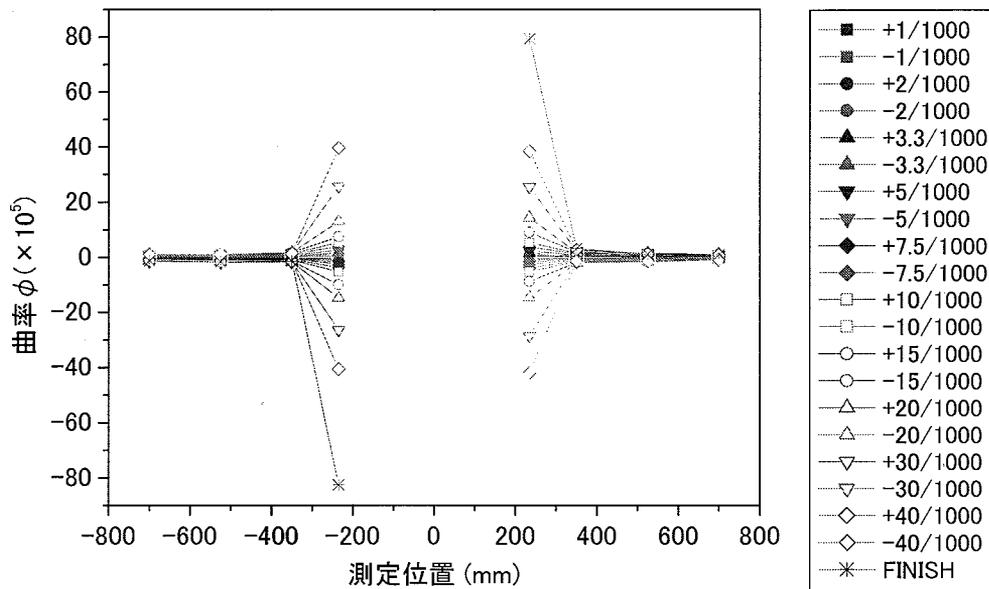


图-4-5-7-VI 曲率分布 PJ14S6

4-6 考察

4-6-1 最大耐力と変形能力

図-4-6-1 に縦軸を梁曲げ終局強度時層せん断力の計算値と実験値の比とした、全試験体のせん断力-変形角関係の包絡線を示す。全ての試験体において縦軸が 1 を上回っている。すなわち最大耐力は梁曲げ終局時層せん断耐力を上回っているため、全ての試験体において梁曲げ破壊を起こしていると考えられる。

また本研究で限界変形角と定義する最大耐力の 80%まで耐力が低下した点は全ての試験体において約 40/1000rad.であり、その後、一方向载荷による载荷装置の限界までの加力による大変形においても急激な耐力低下はなく、高い変形性能を有していることが確認できた。

接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 80%の PJ14S8 と、60%の PJ14S6 の 2 試験体は極めて酷似した包絡線を描いている。これは鋼繊維の影響による接合部パネルのせん断耐力上昇によって、接合部せん断破壊先行型の試験体においても梁曲げ耐力で最大耐力が決まったことによると考えられる。

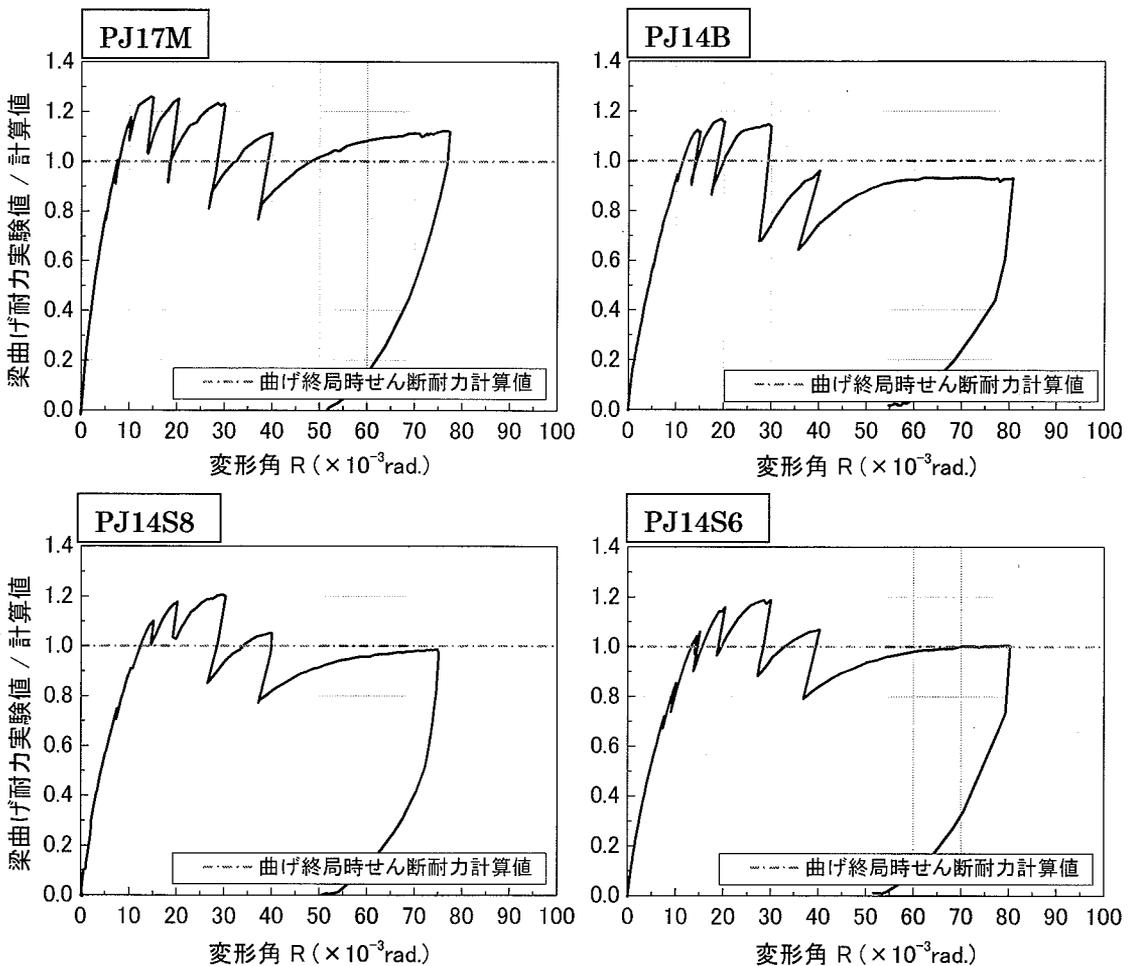


図-4-6-1 包絡線 梁曲げ耐力実験値/計算値

4-6-2 接合部パネルのせん断変形

接合部のせん断変形は図-4-6-2-I に示す変位計により測定する。その結果をせん断応力度-せん断変形角関係図として示す。せん断応力度は 4-2 に示す求め方、せん断変形は次に示す方法で算出した。

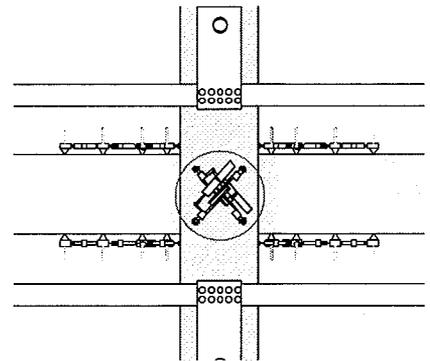


図-4-6-2-I 変位計設置図

<せん断変形角>

変位計の設置状況を図-4-6-2-II に示す。

測定距離 d は式(1)で与えられる。

$$d = \sqrt{x^2 + y^2} \dots \dots \dots (1)$$

図-4-6-2-II に示す正方形が平行四辺形になるものと仮定し、各試験体の変形時状態を図-4-6-2-III に示す。

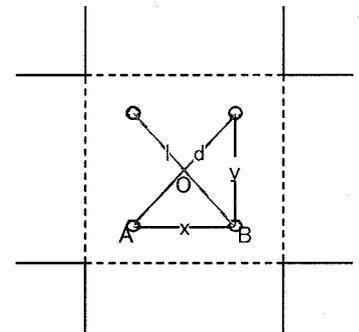


図-4-6-2-II 変位計設置位置

ここで $\angle OAB = \alpha$

$\angle OBA = \beta$

c : 点 O から辺 AB におろした垂線の長さ

a : 辺 AB と垂線の交点から左側の長さ

b : 辺 AB と垂線の交点から右側の長さ

$$m = \frac{(d + \Delta d)}{2}$$

$$n = \frac{(l + \Delta l)}{2}$$

l : 平行四辺形のもう一方の対角線の長さ

h : 平行四辺形の高さ

δ : せん断変位

γ : せん断変形角

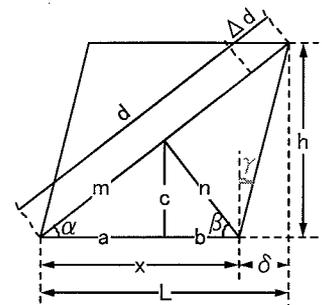


図-4-6-2-III 変形時概念図

三角形 $\triangle OAB$ において $\sin \alpha = \frac{c}{m}$ $\cos \alpha = \frac{a}{m}$ $\tan \alpha = \frac{c}{a} \dots \dots \dots (2)$

$\sin \beta = \frac{c}{n}$ $\cos \beta = \frac{b}{n}$ $\tan \beta = \frac{c}{b} \dots \dots \dots (3)$

三角関数の公式より $\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 1$ $\sin^2 \beta + \cos^2 \beta = 1 \dots \dots \dots (4)$

式(2)(3)(4)より
$$\frac{c^2 + a^2}{m^2} = \frac{c^2 + b^2}{n^2}$$

$$n^2(c^2 + a^2) = m^2(c^2 + b^2) \dots \dots \dots (5)$$

また三角関数の公式より
$$1 + \tan^2 \alpha = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$$

$$1 + \frac{c^2}{a^2} = \frac{m^2}{a^2} \dots \dots \dots (6)$$

また図より $a + b = x \dots \dots \dots (7)$

よって式(5)(6)(7)より $a = x - b$

$$b = \frac{x^2 + n^2 - m^2}{2 \times x}$$

$$c = \sqrt{\frac{n^2 a^2 - m^2 b^2}{n^2 - m^2}}$$

x、y、m、n は測定結果から求まるので a、b、c が求まる。

図より $h = (d + \Delta d) \sin \alpha = 2m \cdot \frac{c}{m} = 2c$

$$L = (d + \Delta d) \cos \alpha = 2m \cdot \frac{a}{m} = 2a$$

$$\delta = L - x$$

$$\tan \gamma = \frac{\delta}{h}$$

したがってせん断変形角は $\gamma = \tan^{-1} \frac{\delta}{h} \dots \dots \dots (8)$

せん断応力度 τ_p と、せん断変形角 γ を用い、実験開始時から変形角 4%までのせん断応力度—せん断変形角関係の履歴曲線を図-4-6-2-IVに示す。ここでグラフは縦軸にせん断応力度、横軸にせん断変形角を示す。

梁破壊先行型の試験体においては、接合部パネルのせん断変形角は小さく試験体の最大せん断応力には至っていないと考えられる。これは、破壊が梁に集中したため接合部パネルの変形が進行しなかったためと考えられる。また接合部せん断破壊先行型試験体においては大変形時に耐力低下が見られ、層せん断力-変形角関係の履歴曲線と酷似した履歴曲線を描いていることが確認できる。よって梁曲げ破壊先行型、梁主筋付着破壊先行型の 2 試験体と接合部せん断破壊先行型の 2 試験体において、接合部パネルの変形に大きな差があることが確認できた。

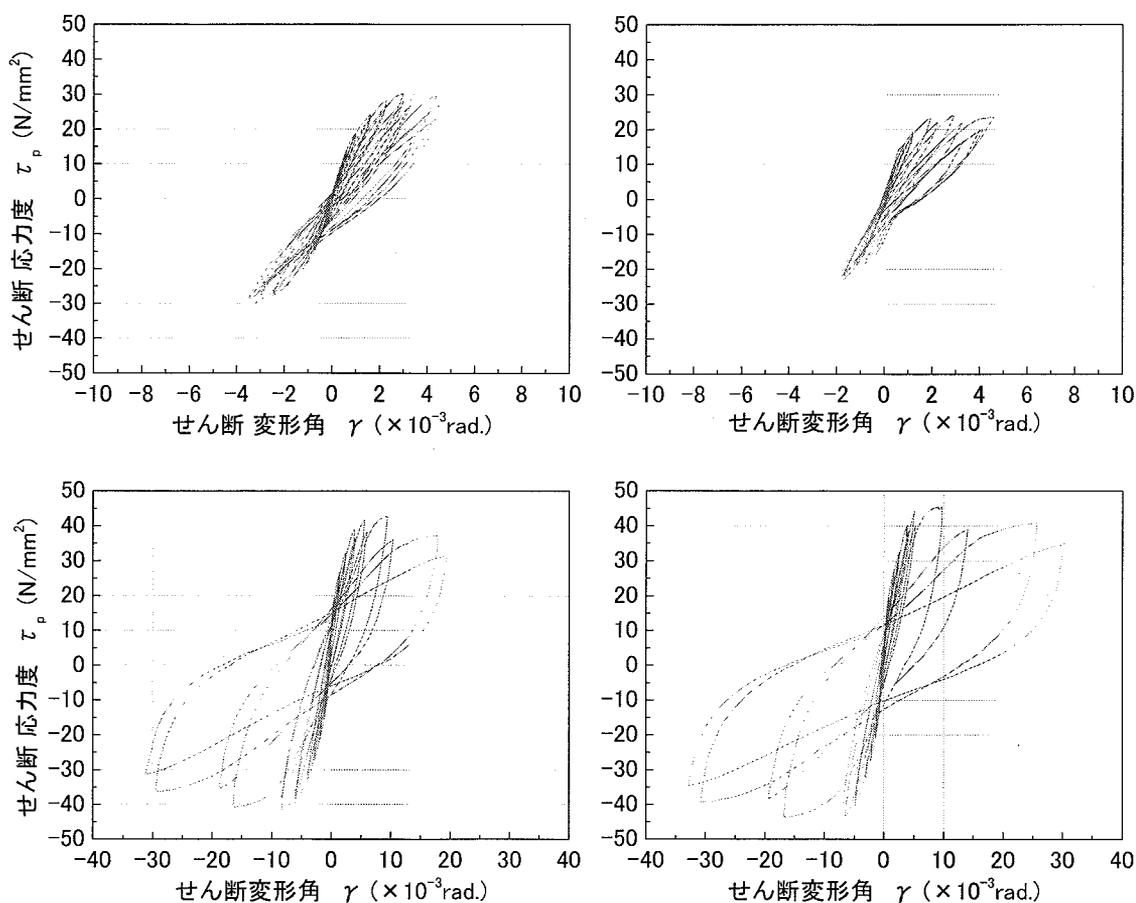


図-4-6-2-IV せん断応力度-せん断変形角 履歴曲

4-6-3 各部位の変形負担

接合部のせん断変形による変位 δ_s と、梁の曲げ変形による変位 δ_m により、層間変位のそれぞれの変形が負担する変形成分の割合を求める。

接合部のせん断変形による変位 δ_s はせん断変形角 γ を用いて、式(9)で与えられる。

$$\sin \gamma = \frac{\delta_s}{L} \quad \text{より} \quad \delta_s = L \cdot \sin \gamma \quad \dots (9)$$

γ : せん断変形角 (4-6-2 より)

L : 柱梁の打ち継ぎ面から荷重点までの距離

梁の曲げ変形による変位 δ_m は 4-5 で求めた曲率 ϕ を用いて、式(10)で算出した。

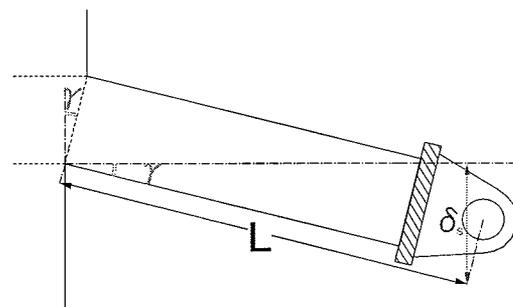


図-4-6-3-I せん断変形による変位 δ_s

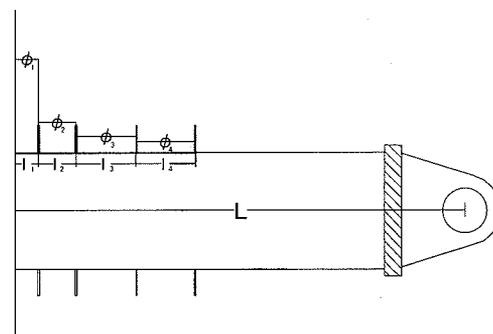


図-4-6-3-II 曲率分布

$$\delta_m = \phi_1 \cdot l_1 \cdot \left(L - \frac{l_1}{2}\right) + \phi_2 \cdot l_2 \cdot \left(L - l_1 - \frac{l_2}{2}\right) + \phi_3 \cdot l_3 \cdot \left(L - l_1 - l_2 - \frac{l_3}{2}\right) + \phi_4 \cdot l_4 \cdot \left(L - l_1 - l_2 - l_3 - \frac{l_4}{2}\right) \dots (10)$$

l : 変位測定点から変位計設置点の距離 (図-4-6-2-II より)

L : 柱梁の打ち継ぎ面から荷重点までの距離 (図-4-6-2-II より)

接合部のせん断変形による変位 δ_s に、式(10)から得られた東梁・西梁のそれぞれの曲げ変形による変位 δ_m を加えた値を総変位 δ として、変位計により測定された層間変位に対する割合を算出し、限界変形角である変形角 $30/1000\text{rad}$ までの正載荷ピーク時における試験体の変形成分の割合を 図-4-6-3-III に示す。総変形は全ての試験体において 100%にならないが、梁・接合部以外のその他種々の変形、および計測時・計算時等の誤差によるものであると考える。

梁曲げ破壊先行型の PJ17M と梁主筋付着破壊先行型の PJ14B は載荷初期から $30/1000\text{rad}$ の大変形まで、一貫して接合部変形が全体の 20% 以下であった。梁の曲げ変形については、梁曲げ破壊先行型の試験体 PJ17M は大変形時にも大きな変化は無いが、梁主筋の付着破壊先行型の試験体 PJ14B は変形角 $20/1000\text{rad}$ を超える大変形時に曲げ変形の割

合が上昇している。この上昇は梁主筋の抜け出しによる変形増加分が梁端部の曲げ変形として測定されたものであると推測される。

これに対して、接合部せん断破壊先行型の 2 試験体は変位が進むにつれて接合部が全体に占める割合が大きくなっていく。しかし、せん断余裕度が 60% の PJ14S6 においても接合部変形は全体の 30% に満たない割合で、梁の曲げ変形の占める割合の方が大きい結果となっている。

接合部せん断破壊先行型の 2 試験体を比較すると、細かい差は見られるものの、変形成分に目立った違いが確認できなかった。これは、これらの試験体が接合部のせん断耐力ではなく、梁の曲げ耐力によって最大耐力が決まっていることに起因すると考えられる。

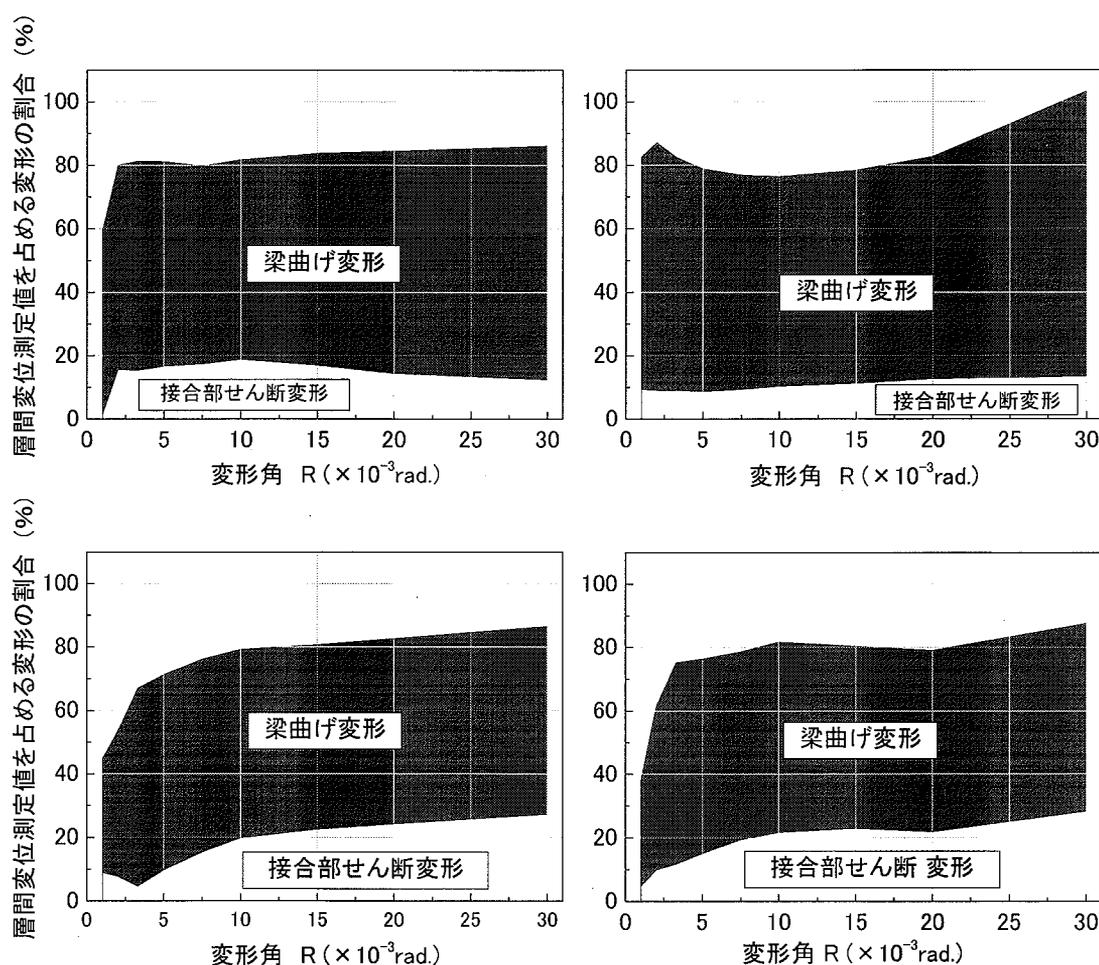


図-4-6-3-Ⅲ 変形成分の割合

4-6-4 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数の計算方法^{文献6)}を以下に示す。

建物を構成する部材が、動的な外力を受けると復元力と変位の関係は、減衰のために図-4-6-4-Iのような形を描きます。この軌跡を荷重変位履歴ループと呼ぶ。このループの面積(ΔW)と三角形面積($\triangle OAB$)から求めた次式

$$H_{eq} = \Delta W / (4\pi \times \triangle OAB)$$

これを等価粘性減衰定数(H_{eq})と呼ぶ。その大きさは弾性時で、 $H_{eq}=0.002\sim 0.005$ 程度である。

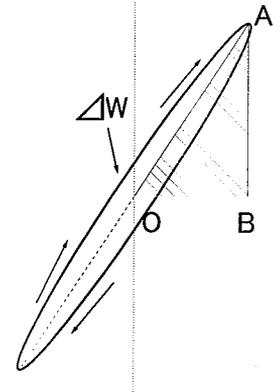


図-4-6-4-I
荷重変位履歴ループ

図-4-6-4-IIに同一変位における2回目の繰り返しループ時の等価粘性減衰定数を示す。せん断破壊先行型の2試験体の等価粘性減衰定数は、ほぼ同様に直線的な増加の傾向が見られる。梁主筋付着破壊型の試験体PJ14Bは、せん断破壊先行型の試験体と同様に直線的に増加しており、基準試験体であるPJ17Mと比較すると、変形角15、20/1000rad.においておよそ半分の値となっている。破壊経過に差がみられるものの、試験体の破壊状況に顕著な梁主筋の付着破壊が見られず、また限界変形角40/1000rad.においては全ての試験体において同等の値になっていることより、梁主筋定着長の差による破壊形式の違いはみられなかった。

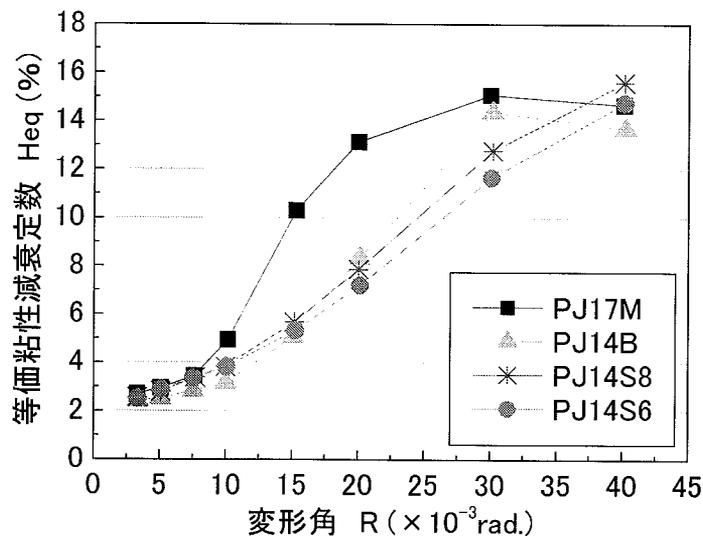


図-4-6-4-II 等価粘性減衰定数

4-6-5 鉄筋ひずみ

図-4-6-2 に梁主筋と横補強筋のひずみ-変形角関係を示す。載荷ピーク時の梁主筋のひずみと接合部内の横補強筋ひずみを比較し、降伏のタイミングを確認する。ここでグラフの縦軸は鉄筋のひずみ測定値と降伏ひずみ計算値の比を示し、横軸に変形角を示す。

梁主筋のひずみについては、試験体 PJ14S6 のみが終局状態においても降伏に至っていない。また試験体 PJ14S8 の梁主筋ひずみも降伏ひずみに達したのは変形角 30/1000rad.の大変形時であった。また接合部パネル内の横補強筋のひずみについては、試験体 PJ14B のみ終局に至るまで降伏点に至らなかった。これは、梁主筋付着破壊先行型の試験体は梁に破壊が集中したため、せん断破壊先行型でせん断余裕度 60%の試験体は接合部パネルに破壊が集中したためであると考えられる。

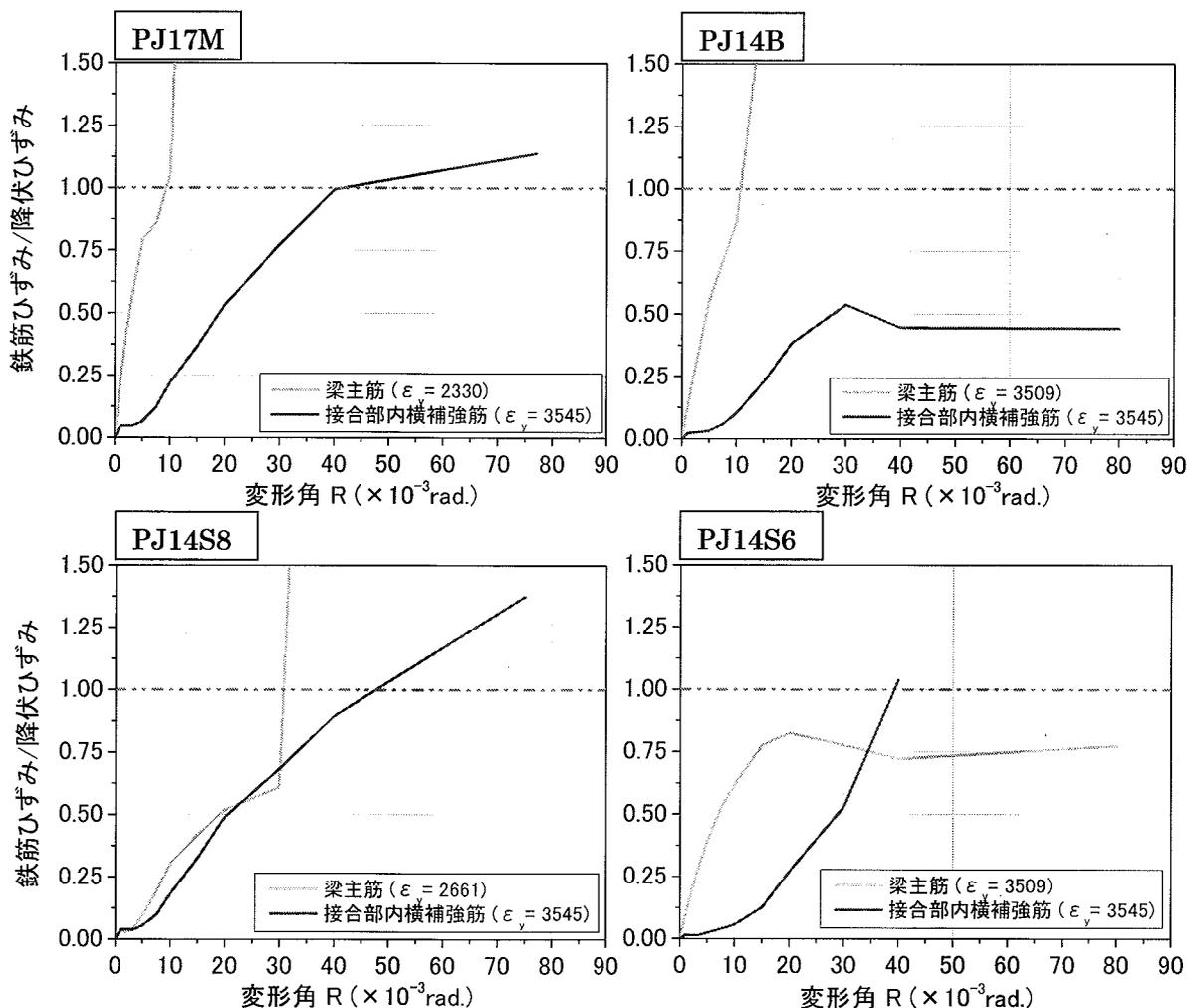


図-4-6-5 鉄筋ひずみ分布

4-6-6 接合部せん断力評価式の適用性

図-4-6-6-I に靱性保証型設計指針によるコンクリート強度とせん断応力度の関係式、および本研究において2004年度に行った全断面UFCを用いた柱梁接合部の実験結果との関係を示す。グラフは縦軸に実験値から求めた接合部せん断応力度、横軸にコンクリート強度を示す。また図-4-6-6-II に、金久保らの研究による鋼繊維の影響を考慮した評価式^{文献6)}を示し、各試験体の等価コンクリート強度を NewRC 総プロによる提案式で評価し、図-4-6-6-I による設計時の関係と比較する。

下に鋼繊維の効果および等価コンクリート強度の評価に用いた式を記す。

I) NewRC による横補強筋の効果を検討したコア強度算定式

$$f'_c = F_c \cdot (1 + C_a \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{式-4-6-6-I})$$

$$C_a = 4.41 \alpha \cdot \beta (1 - 1.24S/D)$$

A_c : コア断面積 (mm²) F_c : $\sigma_B \times 0.85$ (N/mm²) σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

p_w : 帯筋比 σ_{wy} : 帯筋の降伏強度 (N/mm²)

α 、 β : 中子筋の本数 (n) による補正係数

n	0	1	2	3
α	0.7	0.775	0.85	0.925
β	0.657	0.911	0.948	0.964

S: 帯筋の間隔 (mm) D: 柱せい (mm)

また、せん断耐力算定に用いるコンクリート圧縮強度 σ_B は、横補強筋内部で拘束された部分のコンクリート強度となる。横補強筋内部での外殻とコアと鉄筋の断面に応じて求めた等価コンクリート強度 ${}_s\sigma_B$ を図-4-6-6 に示す。

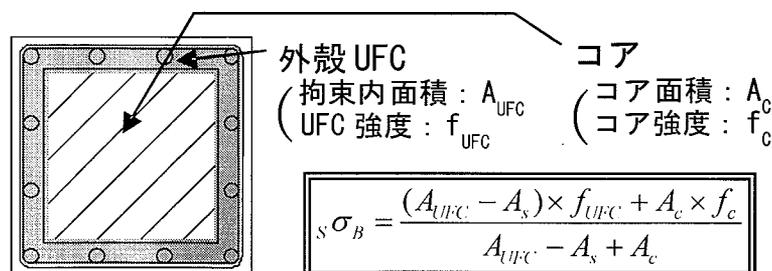


図-4-6-6 等価拘束コンクリート強度算出時の ${}_s\sigma_B$

II) 鋼繊維の効果を考慮したせん断応力度評価式^{文献6)}

$$\tau_u = \kappa \cdot \phi \cdot F_j + \sigma_T \times \frac{pA}{(pA + cA)} \quad \text{(式-4-6-6-II)}$$

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$$

金久保氏の研究より $\sigma_T = 11.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

pA : 外殻部 (UFC) 断面積
 cA : コアコンクリート断面積

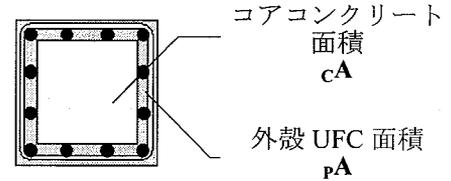


図-4-6-6-I に示す靱性保証型設計指針による既往の評価式 ($\tau_p = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$) においては、梁曲げ破壊先行型の試験体 PJ17M は実験値が計算値を上回っている。しかし終局状態を確認すると接合部の損傷は少なく、この試験体は接合部パネルのせん断破壊を起こしていないと考えられる。図-4-6-6-II において、最も損傷の少なかった試験体 PJ14B は大幅に評価式を下回り、梁曲げ破壊先行型の基準試験体 PJ17M が評価式に沿った値となった。4-6-2 の図-4-6-2-IV より、PJ17M と PJ14B の 2 試験体は最大応力度に達していないため、図中の値は最大ではないと考えられる。

接合部せん断破壊先行型の 2 試験体においては評価式の値を大幅に上回り、評価式の曲線に沿う形にならなかった。鋼繊維を考慮した評価式によって実験値が計算値に若干近づいたが、まだ何らかの要因でパネルのせん断耐力が過小評価となっている。

そこで、図-4-6-6-II に外殻部分のみがせん断力を負担していると仮定して、鋼繊維の効果である $\sigma_T = 11.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の値を全断面として加えた評価式を示す。またそのとき、コアコンクリートを無視するため、等価コンクリート強度も UFC の強度である 223 N/mm^2 とする。これによると、せん断破壊を起こしている試験体全てが評価式に極めて近い値となっている。また、パネルがせん断破壊していない試験体においても全ての試験体が評価式を下回っており、破壊状況と一致する。外殻プレキャスト部材におけるせん断力の負担に対して解析等による検証が必要であると考えられる。

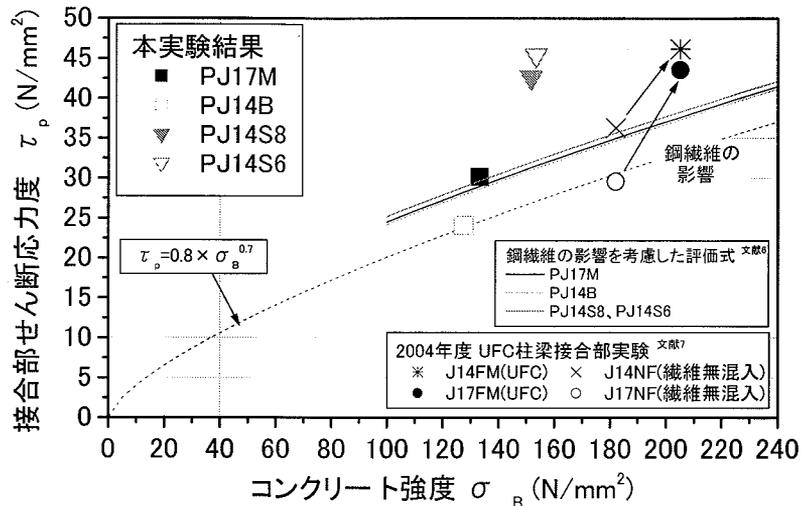


図-4-6-6-I 接合部せん断応力度-コンクリート強度関係 <全断面負担>

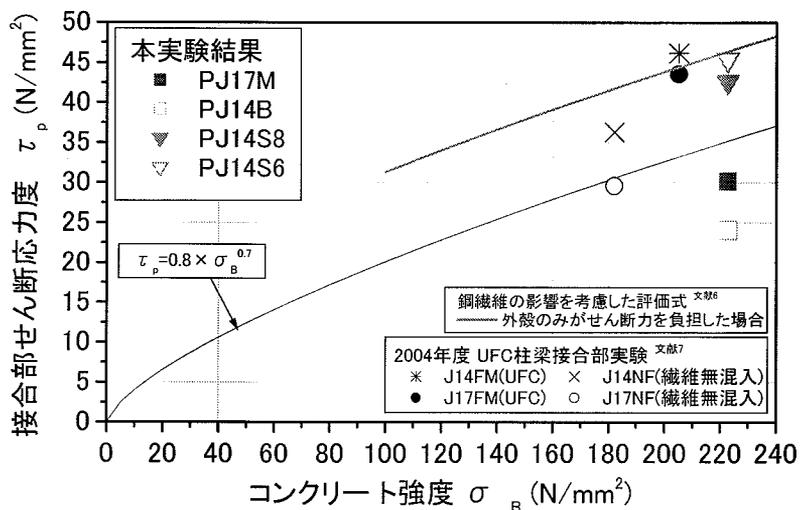


図-4-6-6-II 接合部せん断応力度-コンクリート強度関係 <外殻のみ負担>

4-6-7 接合部せん断破壊先行型における破壊の比較

写真-4-6-7 に示すように、接合部せん断破壊先行型の2試験体において、せん断余裕度60%のPJ14S8よりも80%のPJ14S6の方が終局状態におけるせん断クラック幅が大きく、破壊が激しいように見える。また変形角40/1000radを見ると、大きなせん断クラックが確認できるタイミングはせん断余裕度の80%である試験体PJ14S8の方が先である。ここで、データによる接合部せん断破壊先行型の2試験体の比較検討を行う。

PJ14S8 (せん断余裕度 80%)



R=40/1000(rad.)

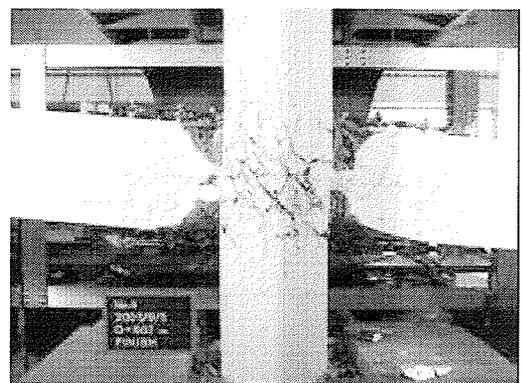


FINISH

PJ14S6 (せん断余裕度 60%)



R=40/1000(rad.)



FINISH

写真-4-6-7 せん断クラック発生状況

図-4-6-7 に変形角 40/1000rad.までの変形角-せん断変形角関係のグラフを示す。縦軸をせん断変形角 γ 、横軸を変形角 R とする。これによると、変形角 30/1000rad.までの変形においては PJ14S8、PJ14S6 両試験体のせん断変形角に大きな差はないが、変形角 40/1000rad.において大きく差が開いている。写真-4-6-7 では変形角 40/1000rad.において、一見すると試験体 PJ14S8 の方が接合部の破壊が進行しているように見えるが、試験体 PJ14S6 の接合部パネルには細かいせん断クラックが多数発生しており、試験体 PJ14S8 よりもせん断変形が大きくなっているものと考えられる。

また、写真-4-6-5 の鉄筋ひずみ分布よりせん断余裕度 80%の PJ14S8 においては梁主筋、接合部内横補強筋共に降伏ひずみに至っているのに対して、せん断余裕度 60%の試験体 PJ14S6 においては梁主筋が降伏ひずみに至っていないことより、せん断破壊先行型の 2 試験体にはせん断余裕度の差の通り、破壊傾向に違いが見られる。

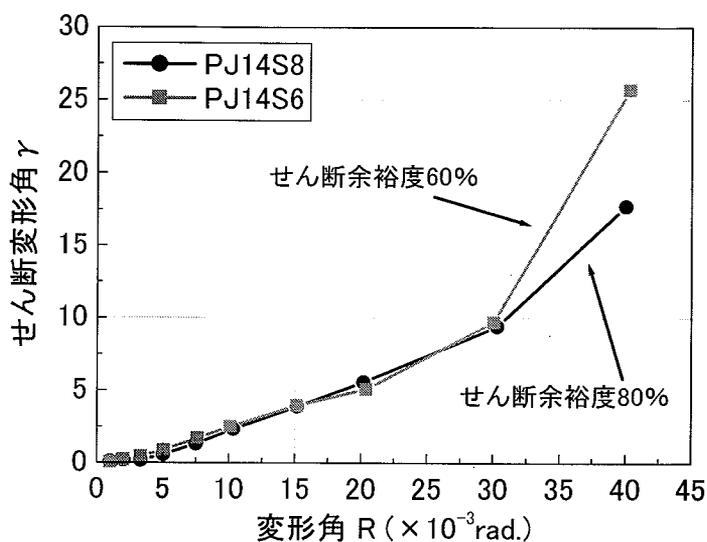


図-4-6-7 せん断変形角-層間変形角関係

4-6-8 破壊形式

4-6-1 から 4-6-7 までの考察事項を踏まえて、ここで本実験における各試験体の破壊形式を明らかにする。4-5-3 の実験結果で用いた表-4-5-3-I、表 4-5-3-II、また試験体終局状況を確認する写真-4-6-8 を下に示す。

表-4-5-3-I 試験体耐力一覧

試験体	計算値 ^{文献(1)}		実験値 ^{文献(5)}		P_{\max} / Q_{mu}	$u\tau_p / \tau_p$
	梁曲げ終局強度時層せん断耐力 bQ_{mu} (kN)	接合部せん断応力度 $u\tau_p$ (MPa) ^{式(1)}	最大耐力 P_{\max} (kN)	接合部せん断応力度 τ_p (MPa) ^{式(2)}		
PJ17M	745	26.05	938	30.19	1.26	1.16
PJ14B	395	26.05	462	24.06	1.17	0.92
PJ14S8	560	27.39	675	42.66	1.20	1.56
PJ14S6	605	27.39	719	45.42	1.19	1.66

表-4-5-3-II 試験体変形角一覧

	梁主筋降伏変形角 R_{yb} (/1000rad.)	接合部内横補強筋降伏変形角 R_{yh} (/1000rad.)	限界変形角 R_u (/1000rad.)
PJ17M	11.8	-40.0	40.0
PJ14B	14.9	-	40.2
PJ14S8	-30.1	49.8	40.0
PJ14S6	-	-40.1	40.3

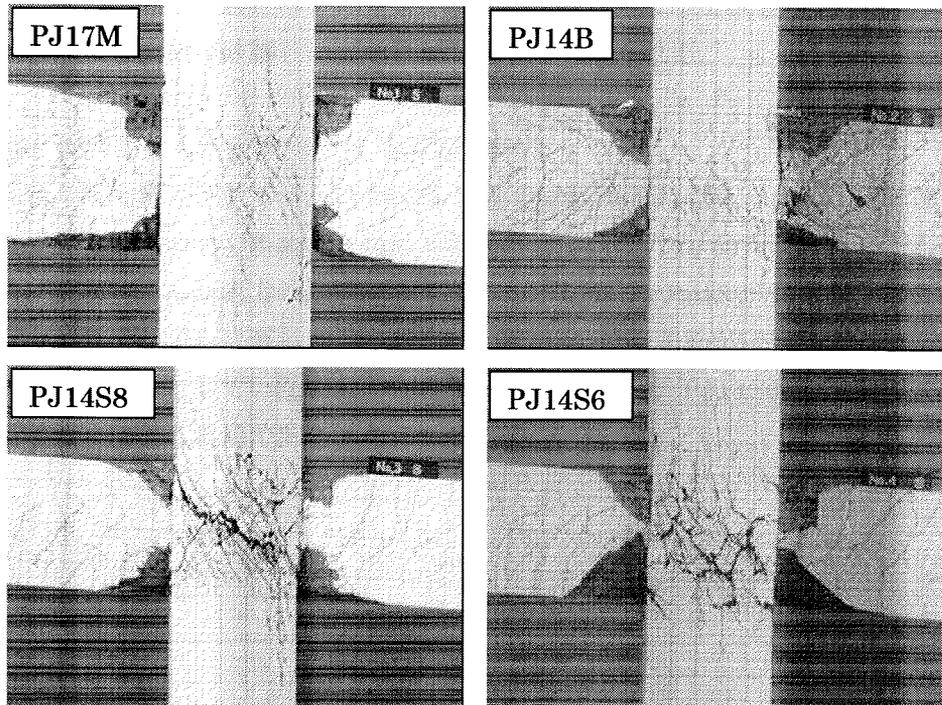


写真-4-6-8 試験体終局状態

<PJ17M 梁曲げ破壊先行型>

梁曲げ破壊先行型で設計した試験体 PJ17M は、梁曲げ終局時せん断耐力が計算値を上回っており、また 4-6-2 による接合部せん断変形の考察より接合部せん断応力度は最大応力に達しておらず、写真 4-6-8 の終局時写真からも接合部の損傷が少ないことが確認できる。よって試験体 PJ17M は「梁曲げ破壊」による終局であると考えられる。

<PJ14B 梁主筋付着破壊先行型>

梁主筋付着破壊先行型の試験体 PJ14B は、PJ17M と同様に梁曲げ終局時せん断耐力は計算値を上回り、接合部せん断応力度は最大応力に達していない。4-5-4 に示す履歴曲線は縦に潰れた履歴ループを描いており、また 4-6-4 による等価粘性減衰定数の考察より、大変形とされる変形角 15、20/1000rad.での h_{eq} の値は PJ17M のものと比べて大幅に小さいが、しかし接合部せん断破壊先行型の試験体と h_{eq} の値は同等の値であった。また写真 4-6-8 からも顕著な梁主筋付着破壊の挙動は確認できず、梁主筋の付着破壊は起こっていないものと考えられる。よって試験体 PJ14B は「梁曲げ破壊」による終局であると考えられる。

<PJ14S8 接合部せん断破壊先行型 余裕度 80%>

接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 80%の試験体 PJ14S8 は、梁曲げ終局時せん断耐力の計算値を上回っており、写真-4-6-8 からも梁の損傷が大きいことが確認できる。同時に接合部パネルにも大きなせん断ひび割れが確認でき、また 4-6-2 の接合部せん断変形の考察に示す図-4-6-2 のせん断応力度-せん断変形角関係の履歴曲線より、接合部が大変形を起こし、耐力の低下も起こっていることが確認できる。よって試験体 PJ14S8 は「接合部せん断破壊および梁曲げ破壊」による終局であると考えられる。

<PJ14S6 接合部せん断破壊先行型 余裕度 60%>

接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 60%の試験体 PJ14S6 は、PJ14S8 と大きな差が見られず、接合部のせん断耐力を梁曲げ終局時せん断耐力の 60%に設計しても最大耐力は、梁曲げ終局時せん断耐力の計算値を上回った。しかし PJ14S8 が梁主筋、接合部内横補強筋の双方が降伏ひずみに至ったのに対して、PJ14S6 は梁主筋が降伏ひずみに至っておらず、梁曲げ破壊は起こしていないものと考えられる。よって PJ14S6 の破壊形式は「接合部せん断破壊」による終局であると考えられる。

4-7 まとめ

超高強度繊維補強コンクリート柱梁接合部において、梁主筋の定着長と接合部せん断耐力を実験因子として行った復元力特性試験により、以下の知見が得られた。

(1) 最大耐力と変形能力

全ての試験体で最大耐力が梁曲げ終局時せん断耐力の計算値を上回り、また接合部せん断耐力は最大応力に達した接合部せん断破壊先行型の 2 試験体においては大幅に評価式の計算値を上回り、最大応力に達していない梁曲げ破壊先行型、梁主筋付着破壊先行型の試験体においては概ね評価式に沿った値となった。

(2) 梁主筋定着長の評価式の適用性

梁主筋の定着長が規定を満たさない梁主筋付着破壊先行型の試験体は、梁曲げ破壊によって終局状態に達しているが、履歴曲線の形状、等価粘性減衰定数、梁の曲げ変形の性状が梁曲げ破壊先行型の試験体と異なり、梁主筋定着長が規定を満たしていないことによる影響が見られるが、破壊に顕著な挙動の差が確認できず、梁主筋の付着破壊は起こしていないものと考えられる。よって鋼繊維が付着に付与すると考えられる。

(3) 接合部せん断耐力の評価式の適用性

鋼繊維の効果を考慮し、また高強度コンクリートを用いた外殻プレキャスト部材の等価コンクリート強度式を用いた評価によると、接合部せん断応力度が最大耐力に至ったせん断破壊先行型の試験体 2 体は、鋼繊維を考慮した評価においてもせん断応力度の計算値を実験値が大幅に上回る結果となった。ここでせん断力を外殻部分のみが負担すると仮定すると、実験値が評価式に極めて近い値となり、外殻プレキャスト部材においては外殻 UFC のみで接合部パネルにおけるせん断力を負担すると考えられる。よって接合部せん断耐力は等価コンクリート強度ではなく、外殻 UFC 強度で評価する。

(4) 破壊形式

- <PJ17M> 梁曲げ破壊先行型で設計された本試験体は、接合部パネルに大きな損傷もなく、梁曲げ終局時せん断耐力の計算値を上回り「梁曲げ破壊」により終局に至った。
- <PJ14B> 梁主筋付着破壊先行型の本試験体は、梁曲げ破壊先行型の試験体 PJ17M と比較して等価粘性減衰定数、梁の変形性状に差が見られたが、破壊傾向は同様であり、写真からも顕著な差異が確認できないため、「梁曲げ破壊」によって終局に至ったと考えられる。
- <PJ14S8> 接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 80%の本試験体は、接合部に大きくせん断ひび割れが発生しており、接合部せん断耐力の低下も確認されたが、梁曲げ終局時せん断耐力の計算値を最大耐力が上回っているため「接合部せん断破壊および梁曲げ破壊」によって終局に至っていると考えられる。
- <PJ14S6> 接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 60%の本試験体は、80%の試験体とほぼ同様の破壊傾向であったが、大変形時においても梁主筋が降伏ひずみにいたらなかったため、「接合部せん断破壊」によって終局に至ったと考えられる。

以上より、梁曲げ破壊先行型 **PJ17M**、接合部せん断破壊先行型でせん断余裕度 60%の **PJ14S6** は設計通りの破壊を起こし、梁主筋付着破壊先行型の試験体 **PJ14B** は鋼繊維の影響により付着破壊が起こらず、せん断余裕度 80%の試験体は鋼繊維の影響によるせん断耐力の上昇により、接合部せん断せん断破壊と梁曲げ破壊の双方が起こっていた。

第4章 参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、p.142、175-177、293
- 2) 嶋津孝之・福原安洋・佐藤立美・大田和彦:新しい鉄筋コンクリート構造、p.31～、47～
- 3) 日本建築学会:現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・解説(2002.12)
- 4) 白井一義:RPCを用いたはり部材の曲げせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、pp.841～846、Vol.25、No.2(2003)
- 5) 木村秀樹ほか:高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、pp525-530(1989)
- 6) 金久保利之ほか:超高強度繊維補強コンクリートを用いた梁部材の曲げせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.27、No.2、pp.1339～1344、2005
- 7) 上甲尚典ほか:200N/mm²級超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、pp.691～pp.696、Vol27、No.2、2005