

圧着方式によるプレキャストプレストレストコンクリート梁の曲げせん断変形評価

是永, 健好

<https://doi.org/10.15017/1398267>

出版情報：九州芸術工科大学, 2002, 博士（芸術工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：

第2章 プレキャストプレストレストコンクリート梁の曲げせん断実験

2.1 実験目的

2.2 実験計画

2.2.1 試験体

2.2.2 試験体作製手順

2.2.3 使用材料

2.2.4 実験方法

2.3 実験結果

2.3.1 実験結果概要

2.3.2 梁のせん断力-変形関係

2.3.3 PC鋼材の軸方向ひずみ分布

2.3.4 断面ひずみ分布

2.4 実験結果の検討

2.4.1 弾性剛性および圧着目地の離間荷重

2.4.2 曲げ終局強度

2.4.3 材端部の変形性状

2.4.4 PC鋼材の抜け出し性状

2.5 まとめ

第2章 参考文献

第2章 プレキャストプレストレストコンクリート梁の曲げせん断実験

2.1 実験目的

一般に、プレキャストプレストレストコンクリート造(以下、PCaPC造)といっても工法は様々であり、建物用途・施工条件に応じて各種構法が開発されている。圧着接合方式のPCaPC工法(以下、圧着工法)は、その中でも、部材間の接合をプレストレスによる圧着接合を基本としているので施工が簡便でかつ現場工期が短いという利点を有している。近年、この施工上の利点を活かして、低層の駐車場や倉庫等だけでなく、広範な用途の大規模建物にも圧着工法のPCaPC造が適用されるようになってきた。

圧着工法では、梁と柱の接合面に圧着目地(無収縮モルタル充填)が存在し、梁の主筋が圧着目地を貫通していない。すなわち、圧着工法では、目地部を貫通して曲げによる引張力を伝達している鋼材はPC鋼材だけである。このため、圧着目地に充填される無収縮モルタルはコンクリートに比べてヤング係数が低いこともあり、目地部に抜け出し回転変形が集中しやすく、目地部を貫通しているPC鋼材の付着性能の良否が部材の耐力変形性状を大きく左右する。例えば、PC鋼材の付着条件が悪い場合には、PC鋼材が降伏する前に梁端コンクリートの圧壊によって最大耐力が決まる場合もある¹⁾。圧着接合に使用されるPC鋼材は、PC鋼棒(丸棒)、PC鋼より線と異形PC鋼棒があり、それぞれ表面および断面形状が異なるため、その付着すべり特性も大きく異なる。

そこで、PC鋼材の種類をパラメータとした梁の実験を実施し、PC鋼材の付着すべり特性がクリティカル断面の抜け出し性状および部材の耐力変形性状に及ぼす影響を把握するために、内柱・梁接合部架構を対象とした梁の曲げせん断実験を計画した。

2.2 実験計画

2.2.1 試験体の種類

図 2.2.1 に試験体の種類と形状，図 2.2.2 と図 2.2.3 に試験体の梁部と柱・基礎梁の配筋を示す。試験体は 3 体であり，パラメータは PC 鋼材の種類（PC 鋼より線，PC 鋼棒，異形 PC 鋼棒）である。試験体の梁断面は 300mm × 600mm とし，柱断面は 800mm × 800mm の内柱・梁接合部架構を想定した。梁せいに比べて柱せい大きくした理由は，柱梁接合部内での PC 鋼材の付着劣化過程を詳細に把握するためである。各試験体とも，PC 鋼材を梁断面内で 2 段に配置し，圧着目地幅は 20mm とした。

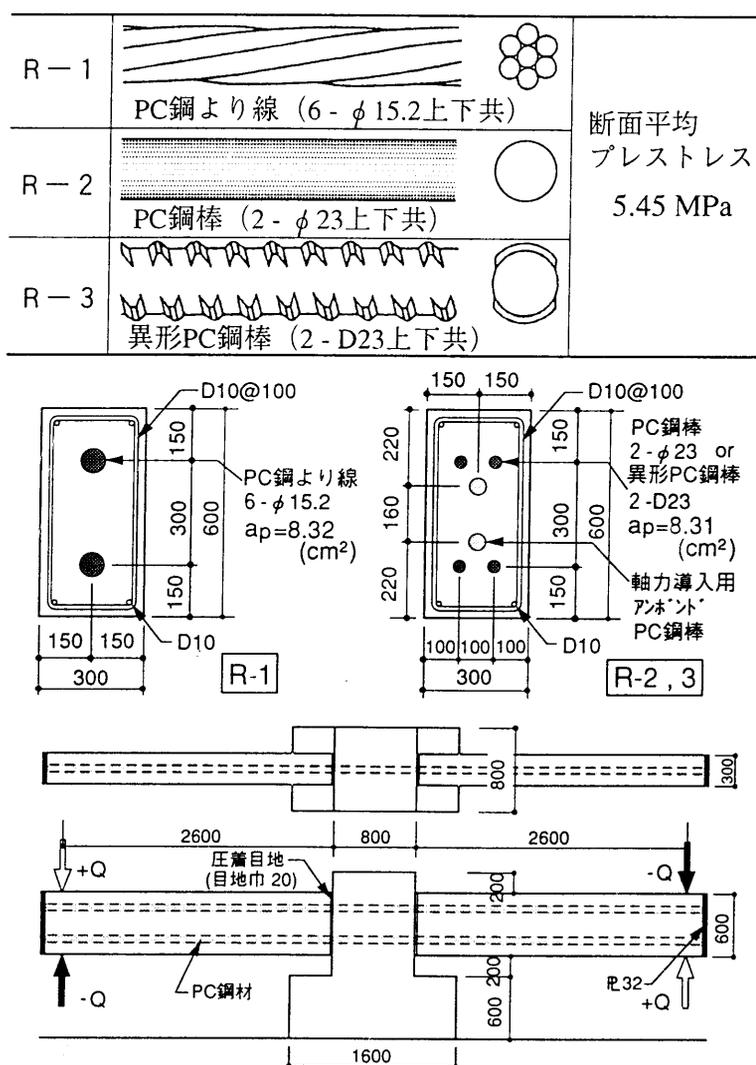


図 2.2.1 試験体の種類と形状

本実験では，PC 鋼材の付着性能の相違による影響を顕在化させるために，終局時においても PC 鋼材が降伏しないように試験体を設計した。すなわち，緊張材として PC 鋼より線を用いた R

-1では、PC鋼より線の有効緊張力を規格降伏点荷重 (P_y) に対して通常より小さくした ($0.4P_y$)。一方、降伏点がPC鋼より線の2/3程度と小さいPC鋼棒と異形PC鋼棒を用いたR-2とR-3では、PC鋼より線のR-1とPC鋼材比および断面平均プレストレスを同一にし、かつPC鋼材が降伏しないようにするため、アンボンドPC鋼棒により圧着接合に必要なプレストレス、すなわち付加軸力を別途付与した。図2.2.4にその考え方を示す。R-2とR-3では圧着接合に必要なプレストレスをアンボンドPC鋼棒により負担させ、実験加力時にもその引張力が常に一定となるように制御した。

規格降伏点の小さいPC鋼材を用いたR-2とR-3において、PC鋼材量 (Σa_p) を増やして、PC鋼より線のR-1と $\Sigma a_p \sigma_{py}$ (σ_{py} : PC鋼材の降伏点) を等価とする考え方もあるが、既往の設計式では曲げ耐力がPC鋼材比で決まる²⁾ことを考慮して、PC鋼材比を同じとする前述の考え方を優先して実験を計画した。

柱および基礎梁には、加力時にひび割れが発生しないように、別途プレストレスを加えて補強した。

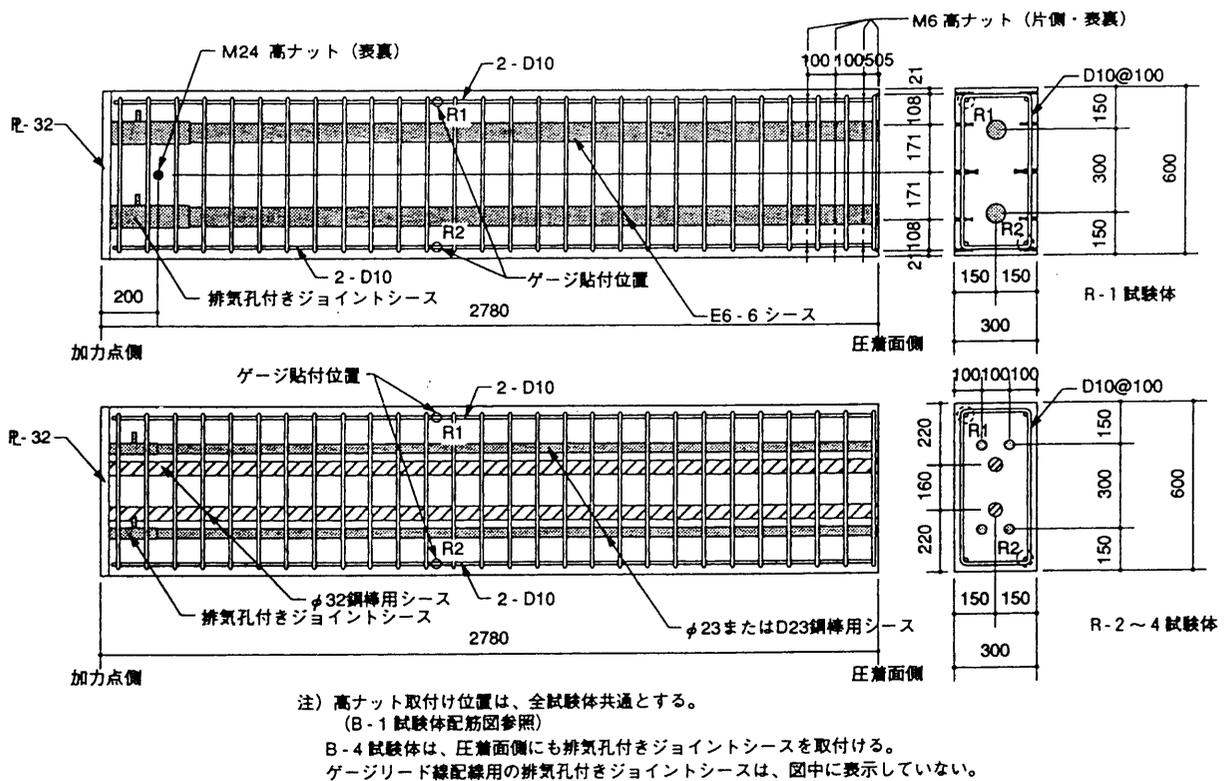


図 2.2.2 PCa 梁の配筋詳細

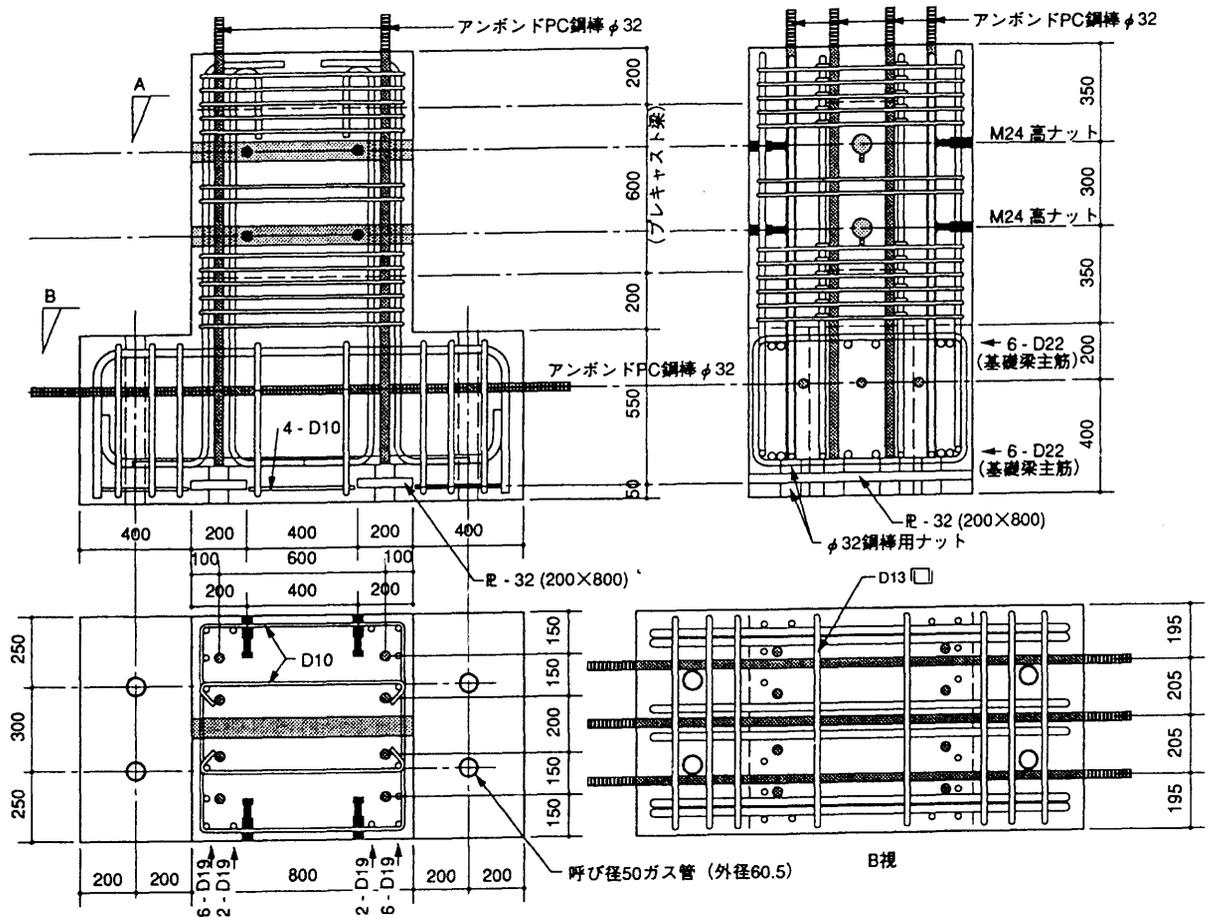


図 2.2.3 柱および基礎の配筋詳細

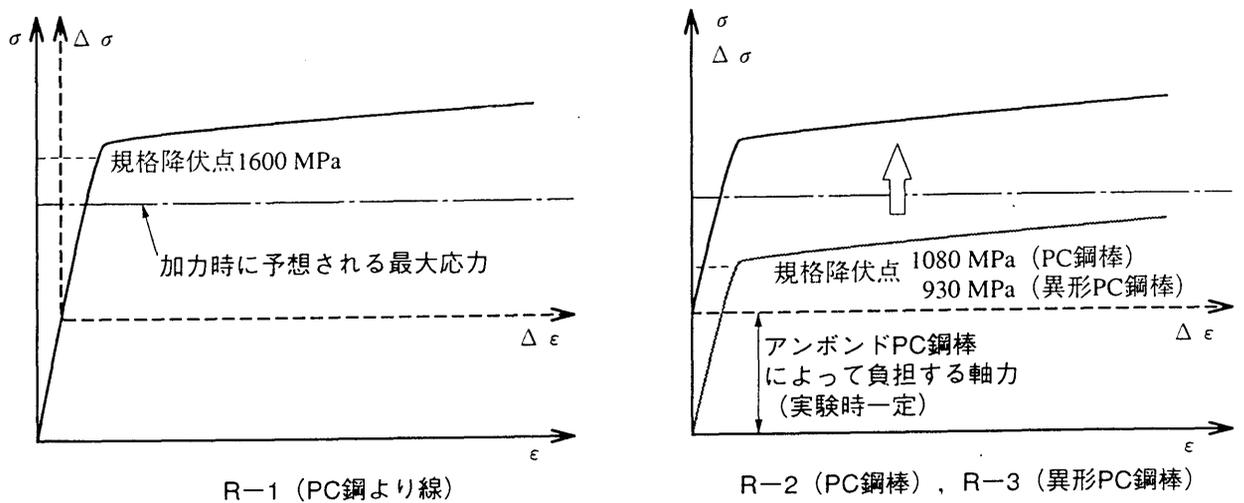


図 2.2.4 付加軸力導入の考え方

2.2.2 試験体作製手順

試験体の製作における緊張力導入およびグラウト注入は、以下に記す手順で行った。

- ①コンクリート打設および型枠脱型
- ②PCa 梁設置および目地モルタル充填，柱・基礎部の軸力導入
- ③PCa 梁の圧着接合（R－1：PC 鋼より線，R－2とR－3：アンボンドPC 鋼棒）
- ④PCa 梁の圧着力を所定の値に調整（リフトオフ試験）
- ⑤PCa 梁グラウト材注入

型枠脱型は，コンクリート打設の2週間後に行い，柱と基礎梁にはアンボンドPC 鋼棒により補強用の軸力を導入した。PCa 梁を所定の位置にセットしたのち，目地モルタルを充填した。PCa 梁の圧着は，R－1では目地モルタル充填の13日後，R－2とR－3では10日後に行った。各試験体とも圧着接合から2週間以上そのまま放置し，梁のクリープ変形を進行させた。その後，リフトオフ試験によりPC 鋼材（R－1：PC 鋼より線，R－2とR－3：アンボンドPC 鋼棒）の引張力を確認し，所定の有効プレストレスになるように緊張力を調整した。各試験体とも緊張力を調整した翌日にグラウト注入を行い，加力はグラウト注入の1週間後から行った。

2.2.3 使用材料

表2.2.1に試験体に使用したコンクリートの調合，表2.2.2に実験開始前のコンクリートの圧縮強度試験結果，表2.2.3に加力時のコンクリートの材料特性を示す。加力時のコンクリートの材令は表2.2.3に示すように75日を超えており，コンクリート圧縮強度はほぼ安定しているので，実験結果検討用の材料特性値は表2.2.4に示す加力時の試験結果の平均値とした。

表2.2.1 コンクリートの調合

| 実験時 目標圧縮強度 (MPa) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) | 調合 (重量: kg/m ³) | | | | |
|------------------------|---------------|-------------|-----------------------------|------|-----|------|------|
| | | | 水 | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤 |
| 50 | 39.0 | 40.4 | 166 | 426 | 686 | 1034 | 6.39 |

注) セメント：普通ポルトランドセメント
 細骨材：相模川水系（粗砂）と市原産（細砂）の混合砂
 粗骨材：相模川水系砂利（10mm以下）
 混和剤：シーカメント1000N（高性能AE減水剤）

表2.2.2 実験開始前の圧縮強度試験結果

| 部 位 | 現場封かん養生 | | | | 標準養生 4週強度 (MPa) |
|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------------------|
| | 1週強度 (MPa) | 2週強度 (MPa) | 3週強度 (MPa) | 4週強度 (MPa) | |
| PCa 梁 | 31.8 | 36.6 | 38.9 | 44.1 | 45.9 |
| 柱, 基礎梁 | — | 35.8 | — | 43.3 | 45.6 |

注) 試験値は供試体3本の平均値

表2.2.3 コンクリートの材料試験結果（加力時）

| 部位 | 材令 (日) | σ_B (MPa) | E_c (GPa) | ν | σ_t (MPa) |
|----------|-----------|---------------------|----------------|-------|---------------------|
| PCa 梁 | 68 | 46.6 | 25.0 | 0.21 | 2.53 |
| | 75 | 48.9 | 25.0 | 0.22 | 2.89 |
| | 82 | 49.4 | 24.7 | 0.21 | 2.92 |
| | 90 | 48.4 | 24.4 | 0.19 | 3.02 |
| 柱 基礎梁 | 68 | 48.3 | 25.1 | 0.21 | 2.81 |
| | 90 | 51.3 | 24.8 | 0.20 | 3.00 |

注) 試験値は供試体3本の平均値

σ_B ：圧縮強度， E_c ：ヤング係数， ν ：ポアソン比
 σ_t ：割裂強度

表2.2.4 実験時のコンクリートの材料特性値

| 部位 | σ_B (MPa) | E_c (GPa) | ν | σ_t (MPa) |
|-------|---------------------|----------------|-------|---------------------|
| PCa 梁 | 48.3 | 24.8 | 0.21 | 2.84 |
| 接合部 | 49.8 | 25.0 | 0.21 | 2.91 |

注) σ_B ：圧縮強度， E_c ：ヤング係数
 ν ：ポアソン比， σ_t ：割裂強度

表2.2.5に実験加力時の目地モルタルの材料特性を示す。目地モルタルにはプレミックスタイプの高性能無収縮グラウト材（マスターフロー 870）を用いた。使用水量はメーカー使用に基づきグラウト材1袋あたり4.3lとした。

表2.2.6に加力時のグラウト材の材料特性を示す。グラウト材には普通ポルトランドセメントを用い、混和剤として高性能セメントグラウト注入用混和剤（ポゾリスGF-700）を使用した。水セメント比は34%である。

表2.2.7に鋼材の材料特性を示す。PC鋼材の降伏点は0.2%オフセット値である。

表 2.2.5 目地モルタルの材料特性（加力時）

| 試験体 | 材令 (日) | σ_B (MPa) | E_c (GPa) | ν |
|-----|-----------|---------------------|----------------|-------|
| R-1 | 67 | 68.5 | 23.5 | 0.20 |
| R-2 | 52 | 65.8 | — | — |
| R-3 | 45 | 67.5 | 24.1 | 0.21 |

注) 試験値は供試体3本の平均値

表 2.2.6 グラウト材の材料特性（加力時）

| 試験体 | σ_B (MPa) | E_c (GPa) | ν | σ_t (MPa) |
|-----|---------------------|----------------|-------|---------------------|
| R-1 | 35.0 | 14.4 | 0.21 | 1.42 |
| R-2 | 33.7 | 14.0 | 0.22 | — |
| R-3 | 36.6 | 13.8 | 0.21 | — |

注) 試験値は供試体3本の平均値

表 2.2.7 鋼材の材料特性

| 種別 | 部位 使用箇所 | 降伏点 (MPa) | 引張強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 伸び率 (%) |
|--|-------------------|--------------|---------------|----------------|------------|
| 7本よりPC鋼より線 ϕ 15.2 (SWPR7B) | R-1 PC鋼材 | 1775 | 1922* | 211 | 8.1* |
| PC鋼棒 C種1号 ϕ 23 (SBPR1080/1230) | R-2 PC鋼材 | 1167 | 1275 | 197 | 11.6 |
| 異形PC鋼棒 B種1号 D23 (SBPD930/1080) | R-3 PC鋼材 | 1010 | 1157 | 208 | 12.2 |
| 異形鉄筋 D10 (SD295) | 梁主筋 梁肋筋 柱帯筋 | 350 | 504 | 196 | 21.5 |
| 異形鉄筋 D19 (SD295) | 柱主筋 | 364 | 557 | — | 23.0 |
| 異形鉄筋 D22 (SD295) | 基礎梁 主筋 | 363 | 578 | — | 24.5 |

注) *：メーカー試験結果、PC鋼材の降伏点は0.2%オフセット値
試験値は供試体（PC鋼より線：6本、それ以外の鋼材：3本）の平均値

2.2.4 実験方法

図2.2.6に加力装置，図2.2.7に載荷履歴を示す。加力は，地震時の内柱・梁接合部架構の梁の応力状態を想定し，変位漸増の正負交番繰返し載荷とした。試験体を反力床にPC鋼棒で固定し，反力床および載荷フレームに取り付けた油圧ジャッキにより荷重を作用させた。各試験体とも加力時に南北の梁の変形 (δ_{BS} , δ_{BN}) が等しくなるように制御した。梁の相対変形は図2.2.8に示す方法により算出した。載荷履歴は梁の部材角 $R (= \delta_B / l_0, l_0 = 2600\text{mm})$ で制御した。

図2.2.9に梁端部の変位測定位置を示す。梁端部の変位測定は，南側梁のPC鋼材位置および梁の上下端部の両面において，試験体に埋込んだボルト間の相対変位を測定することにより行った。

図2.2.10にPC鋼材のひずみ測定位置を示す。ひずみゲージは，接合部内および南側梁端部の上下PC鋼材に100mm間隔で貼付した。

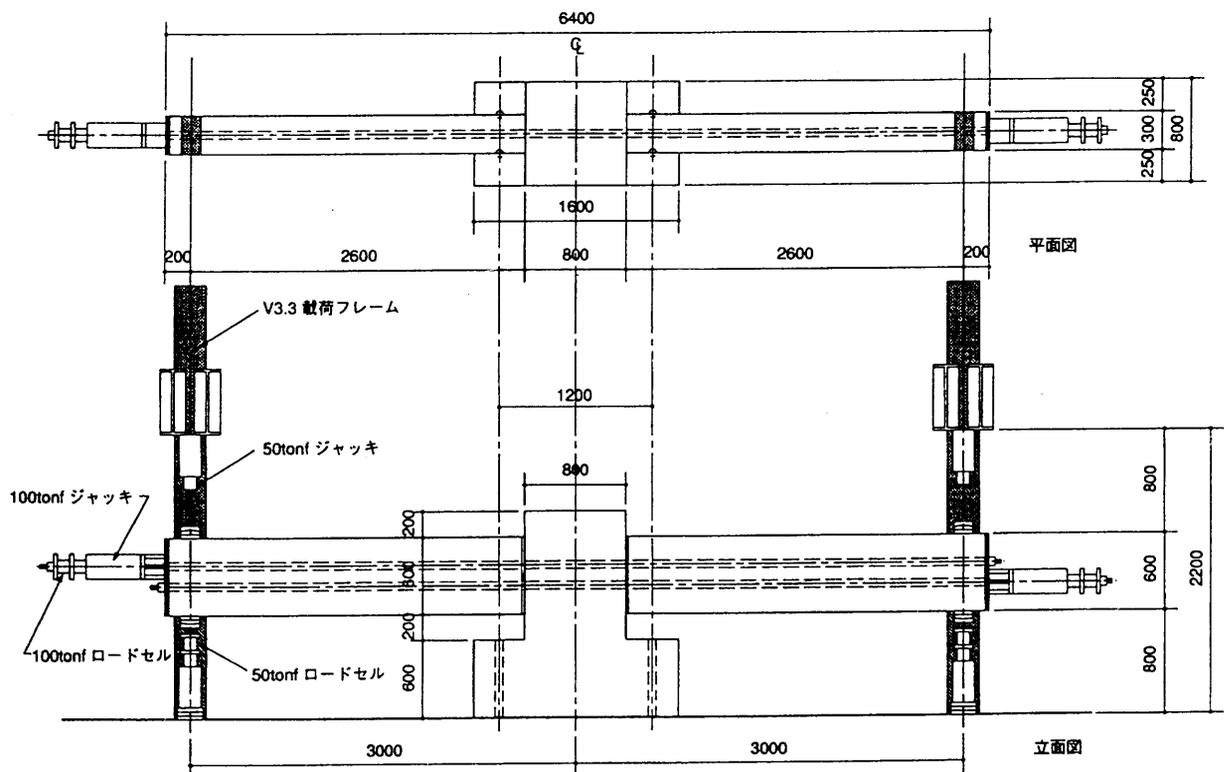


図2.2.6 加力装置

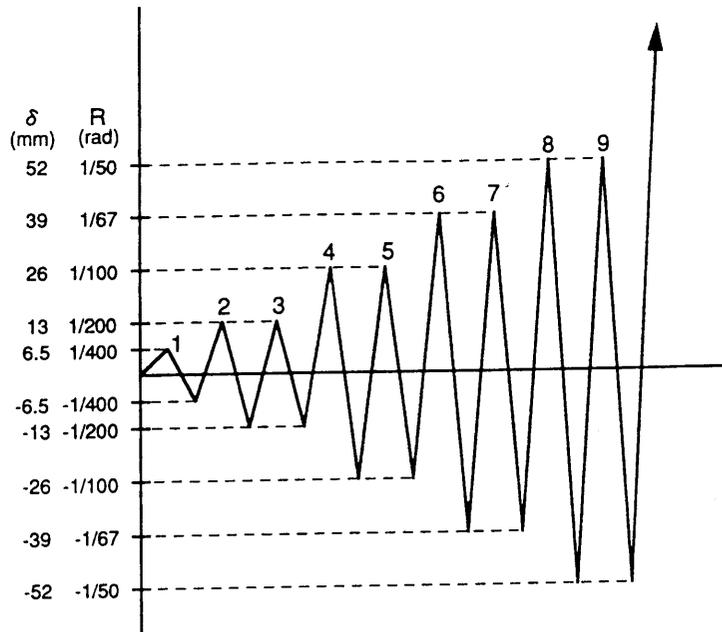
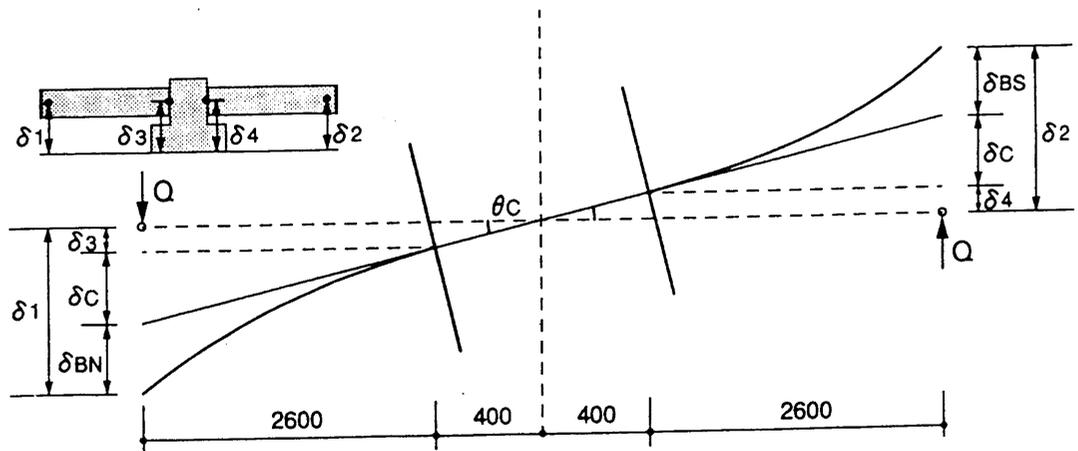


図 2.2.7 載荷履歴



$$\text{柱の回転角} : \theta_C = \frac{|\delta_3 - \delta_4|}{800}$$

$$\delta_C = \theta_C \times 2600$$

$$\text{北側梁の変形} : \delta_{BN} = \delta_1 - \delta_C - \delta_3$$

$$\text{南側梁の変形} : \delta_{BS} = \delta_2 - \delta_C - \delta_4$$

$$\delta_B = (\delta_{BN} + \delta_{BS}) / 2 \quad \delta_{BN} \cong \delta_{BS}$$

$$R = \delta_B / l_0, \quad l_0 = 2600 \text{ mm}$$

図 2.2.8 梁の相対変形算出方法

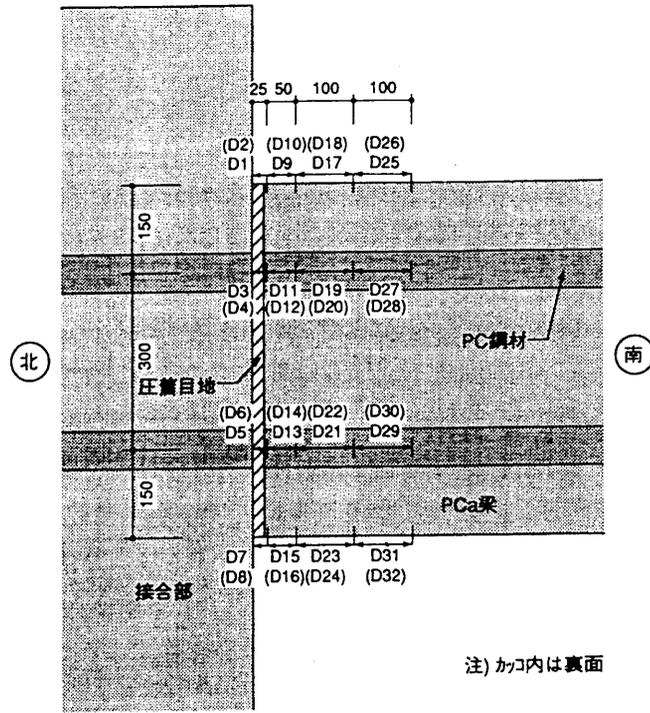


図 2.2.9 梁端部の変位測定位置

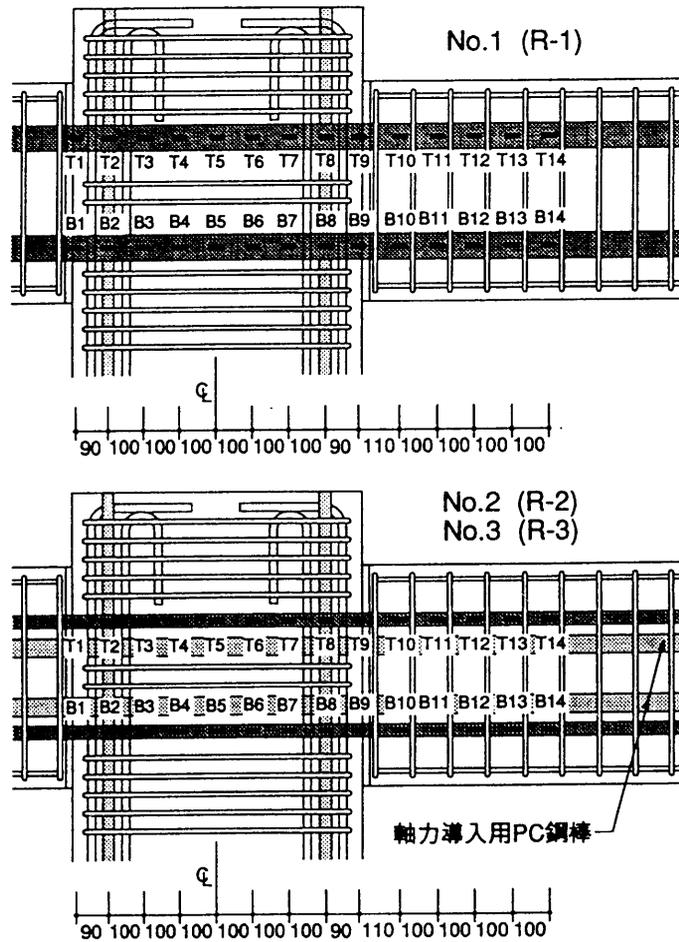


図 2.2.10 PC鋼材のひずみ測定位置

2.3 実験結果

2.3.1 実験結果概要

表 2.3.1 に各試験体の実験結果一覧，図 2.3.1～図 2.3.3 にひび割れ発生状況を示す。梁の曲げひび割れ発生は圧着目地部以外に初めてひび割れが発生した時の実測値である。

表 2.3.1 実験結果一覧

| 試験体 | 目地部の開き | | 曲げひび割れ発生 | | 梁端の圧壊開始 | | 最大耐力時 | |
|-------------------|-----------|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|---------------------------|
| | Q (kN) | R ($\times 10^{-3}$) |
| R-1 (PC 鋼より線) | 67.7 | 1.63 | 75.5 | 1.94 | 200 | 18.1 | 215 | 38.4 |
| R-2 (PC 鋼棒) | 84.3 | 2.43 | 79.4 | 2.24 | 148 | 13.3 | 153 | 15.0 |
| R-3 (異形 PC 鋼棒) | 75.5 | 1.90 | 75.5 | 1.90 | 211 | 18.6 | 211 | 18.6 |

注) Q：梁のせん断力，R：梁の部材角

各試験体とも，目地部の開きと目地部以外の部材に生じる曲げひび割れ発生がほぼ同時期であり，初期のひび割れ性状に関しては，PC 鋼材の付着性能の相違は全く認められない。また，目地部の開き発生と部材の曲げひび割れ発生の荷重が同程度である。目地部の接着強度は，目地モルタルまたは部材コンクリートの強度に関係し，両者の引張強度より小さくなると言われている³⁾。本実験では圧着目地に使用した無収縮モルタルの引張強度は把握していないが，部材コンクリートの曲げ引張強度近い値であったと推測できる。

部材角 1/200 を超えると，各試験体とも曲げひび割れが梁端から 3D (D：梁せい) 付近まで複数発生する。また，PC 鋼より線を用いた R-1 と異形 PC 鋼棒の R-3 では，曲げひび割れ先端が折れ曲がって伸展し，曲げせん断ひび割れの的なものも生じ始める。それに対して，PC 鋼棒 (丸棒) を用いた R-2 では，その後変形が増大しても，曲げせん断ひび割れがほとんど発生せず，付着強度の低い PC 鋼棒を用いた部材では，PC 鋼棒が付着喪失するとトラス機構が成立しないため，曲げせん断ひび割れが生じないものと考えられる。

その後変形の増大とともに，各試験体とも目地部の開きが大きくなり，特に，PC 鋼棒を用いた R-2 ではその傾向が顕著であった。そのため，梁端部でのコンクリート圧壊は R-2 が最も早期に生じ，R-1 と R-3 はそれに比べて圧壊時の変形が大きく，PC 鋼材の付着性能による相違が明確に現れた。各試験体とも最終的に圧壊する領域は柱フェイスから 100～200 mm 付近 (D/6～D/3) であった。

なお，各試験体とも，終局時に PC 鋼材に貼付したひずみゲージが測定不良となったため，明確ではないが，少なくとも最大耐力付近の部材角 1/50 までは PC 鋼材の降伏は観られなかった。

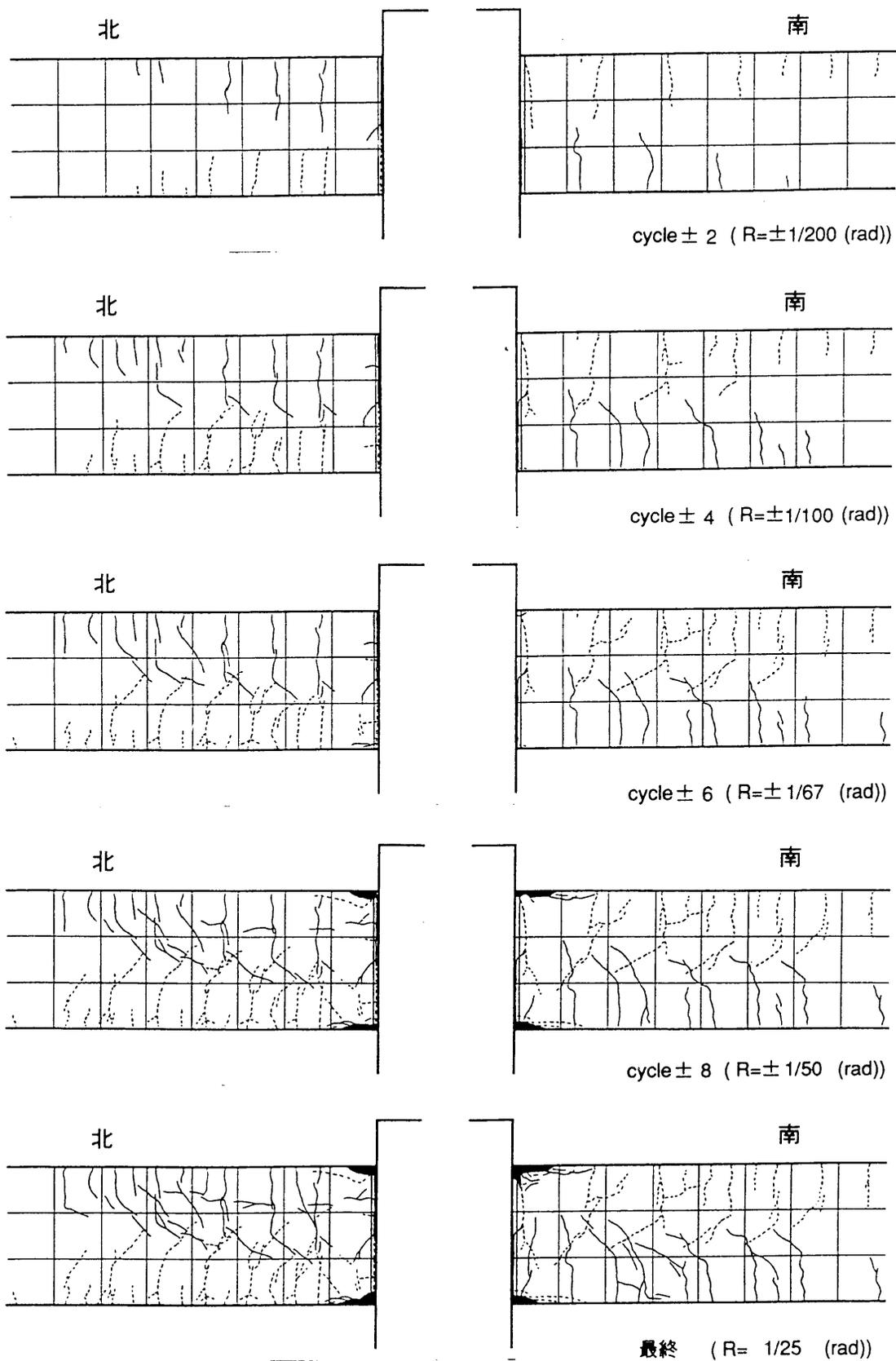


図 2.3.1 ひび割れ発生状況 (R - 1)

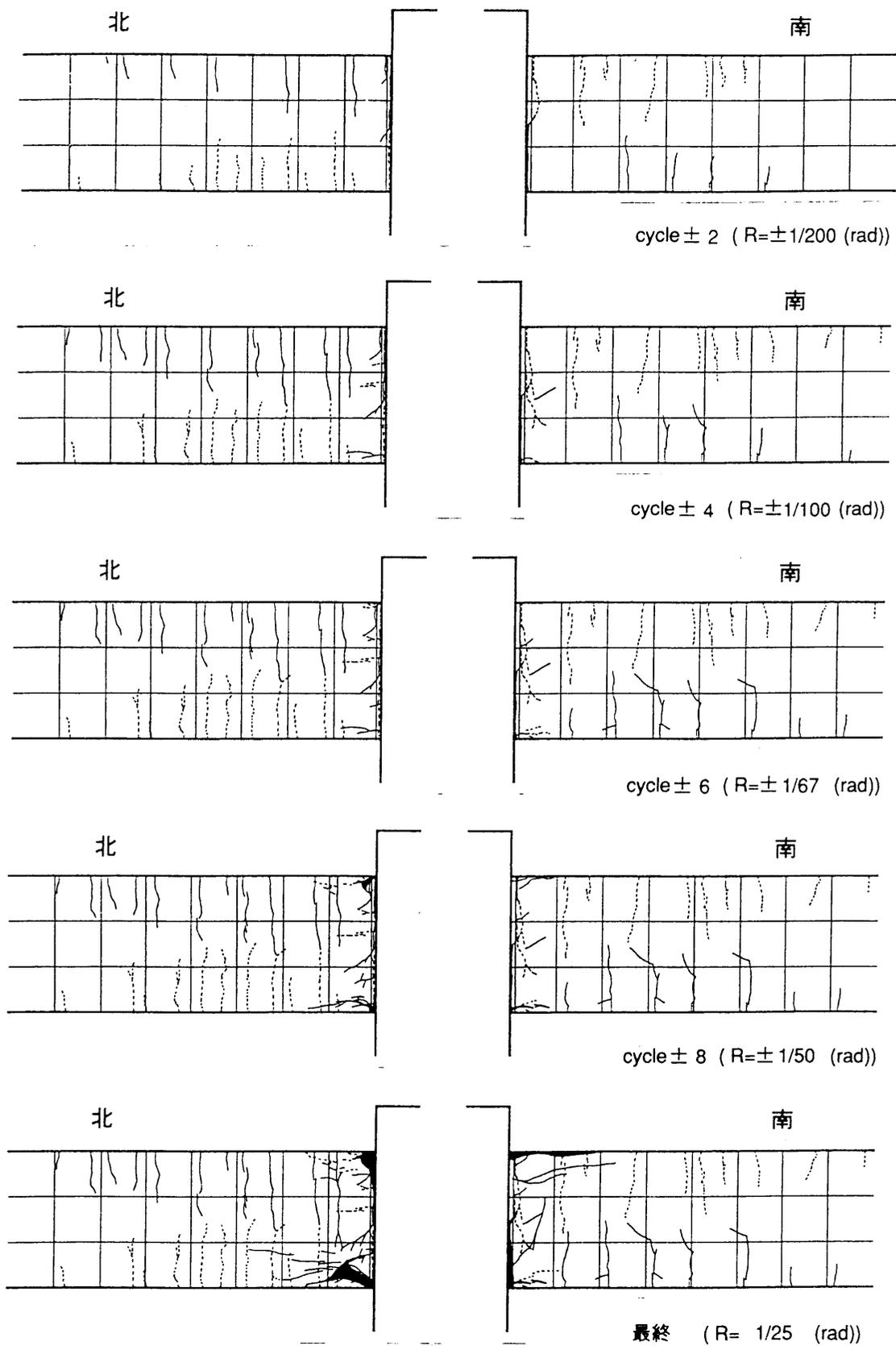


図 2.3.2 ひび割れ発生状況 (R-2)

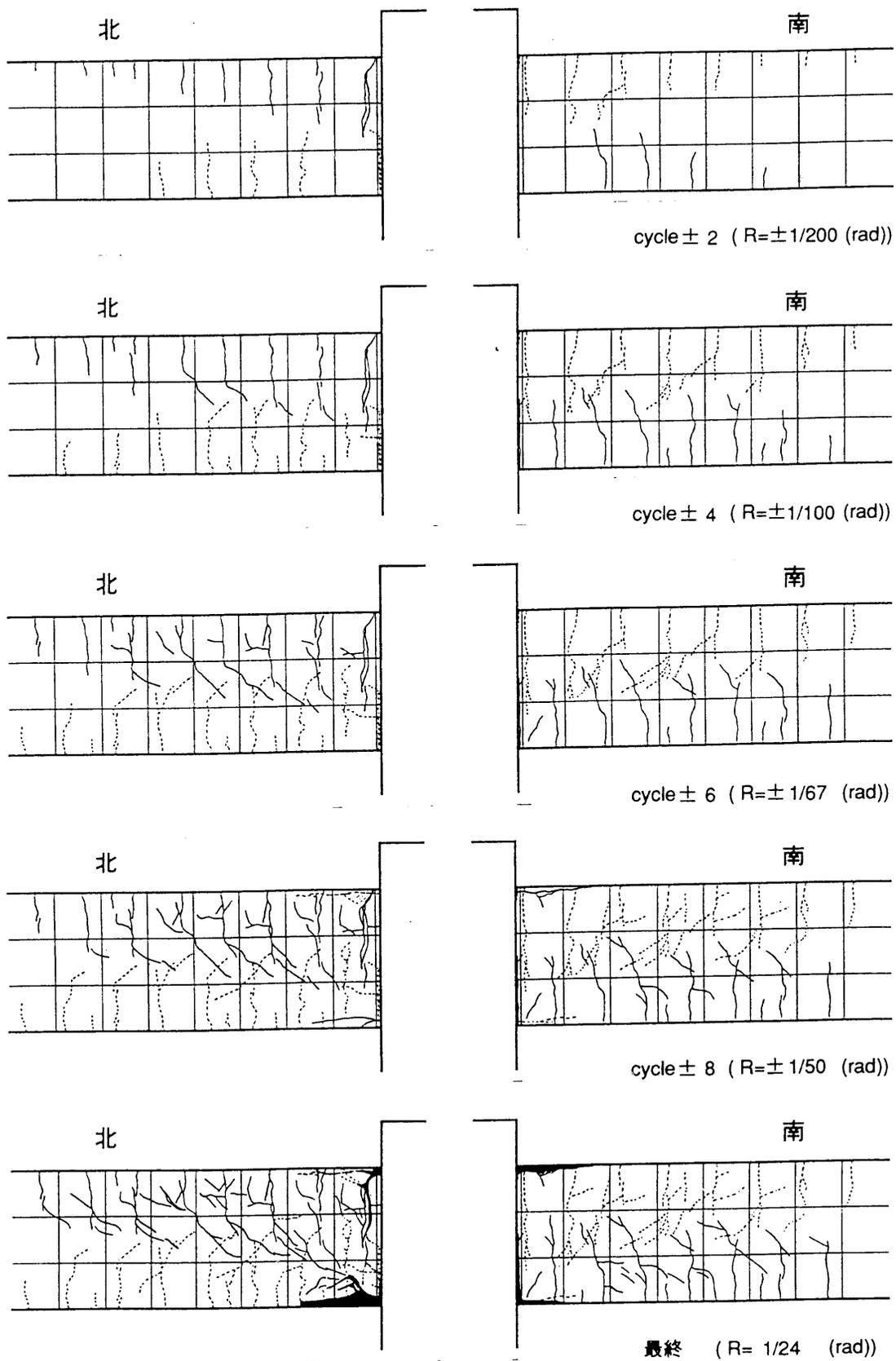


図 2.3.3 ひび割れ発生状況 (R-3)

2.3.2 梁のせん断力－変形関係

図 2.3.4～図 2.3.6 に梁のせん断力 (Q)－部材角 (R) 関係, 図 2.3.7 に同関係の包絡線を比較して示す。Q および R とも 2.3.1 項と同様に南北梁での測定値の平均値で示してある。

各試験体の初期剛性と曲げひび割れ荷重にはほとんど差が見られず, 部材角 5×10^{-3} までの Q－R 関係には PC 鋼材の付着条件の相違による影響は全く認められない。部材角 5×10^{-3} を超えると, PC 鋼棒を用いた R－2 の剛性低下が顕著となり, 圧壊が生じた部材角 13.3×10^{-3} 以降耐力増大はほとんどない。一方, PC 鋼より線の R－1 と異形 PC 鋼棒の R－3 では, 変形の増大とともに R－2 に比べて耐力が徐々に増大し, 梁端部の圧壊が生じる部材角 $18 \sim 19 \times 10^{-3}$ 付近まで, 両試験体とも耐力が増大している。また, 両者の Q－R 関係はほぼ一致しているが, この理由については第 4 章 (4.2.2 項) で分析する。なお, 図 2.3.4～図 2.3.6 には, 2.4 節 2.4.2 項で示す既往の曲げ耐力算定式による計算値 (引張側 PC 鋼材の降伏) を示してあるが, いずれの試験体もその値に達していない。各試験体とも梁端部で圧壊が生じた後においても顕著な耐力低下を生じていない理由としては, PC 鋼棒を用いた R－2 では抜け出しの進行が顕著なためであり, R－1 と R－3 では PC 鋼材の付着力により圧壊後も PC 鋼材の引張力が徐々に増大しているためと考えられる。

図 2.3.8 に各試験体の処女載荷時と繰返し載荷時における, 等価粘性減衰定数 (h_{cq}) と部材角の関係を示す。図に見られるように各試験体とも変形の増大とともに h_{cq} が大きくなっている。処女載荷時と繰返し載荷時とも h_{cq} の値は, R－2 (PC 鋼棒), R－3 (異形 PC 鋼棒), R－1 (PC 鋼より線) の順で大きく, 特に R－2 の処女載荷時 h_{cq} が他の 2 体のそれに比べて大きくなっている。これは, PC 鋼棒を用いた R－2 では圧着目地部の開きが他 2 体に比べて顕著なため, 同じ部材変形レベルでも梁端部の圧縮部コンクリートの塑性化が著しいことが一因と考えられる。

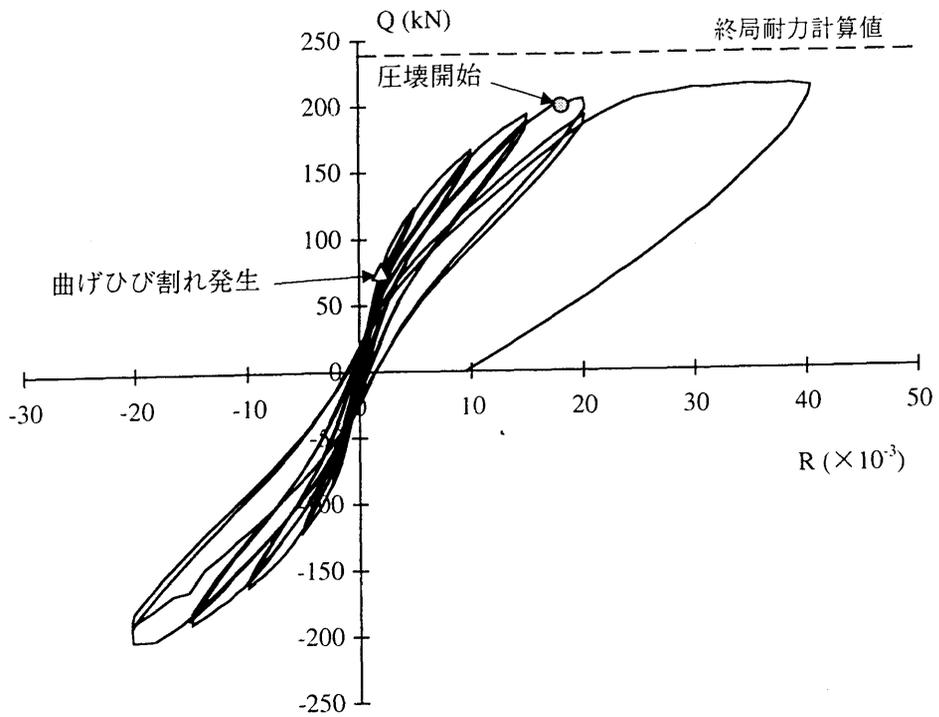


図2.3.4 せん断力-部材角関係 (R-1)

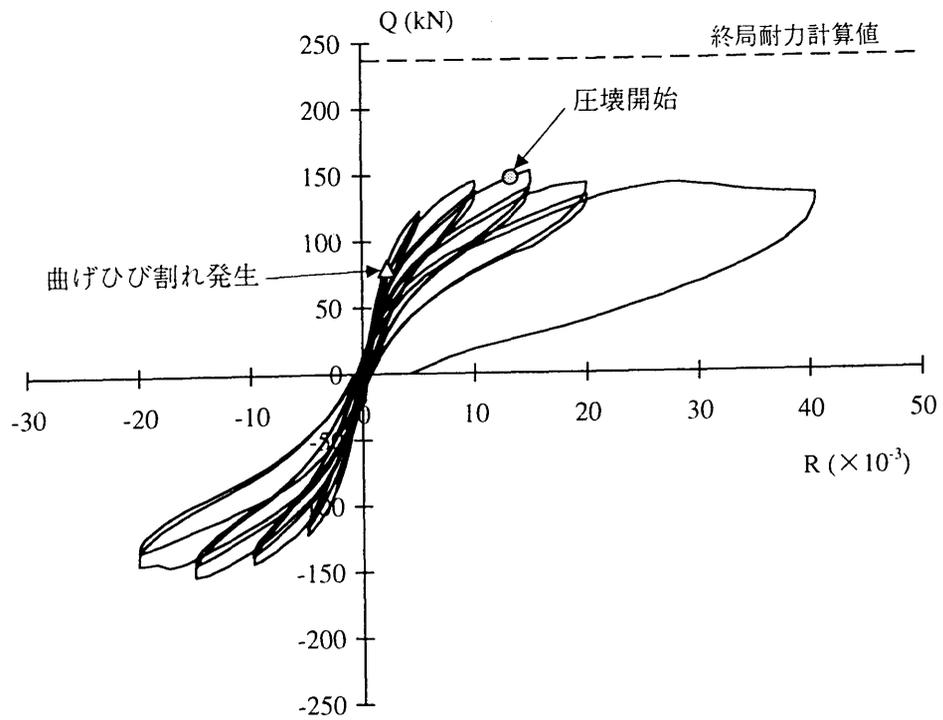


図2.3.5 せん断力-部材角関係 (R-2)

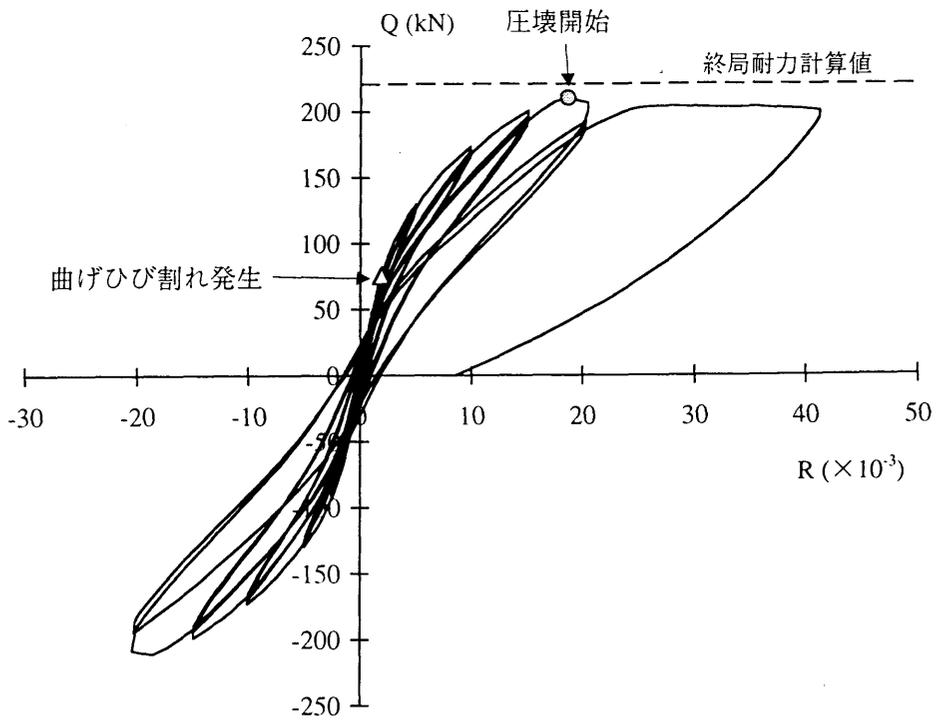


図2.3.6 せん断力-部材角関係 (R-3)

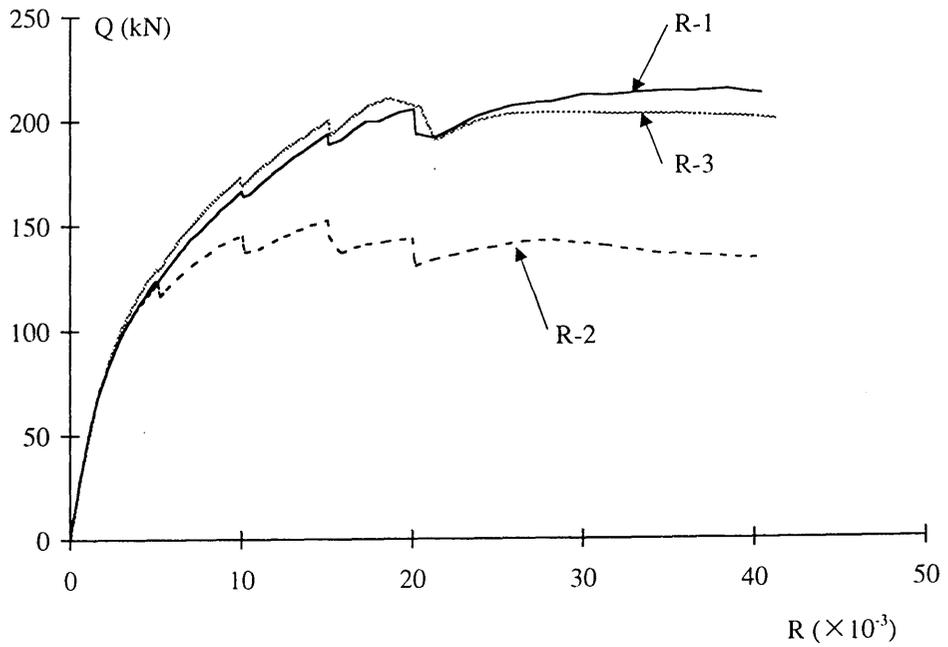
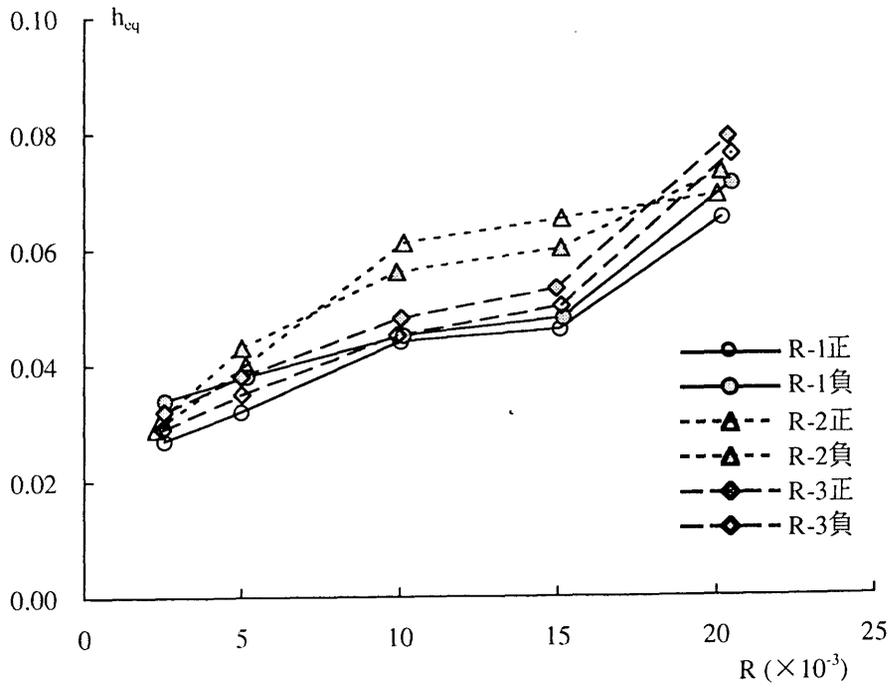
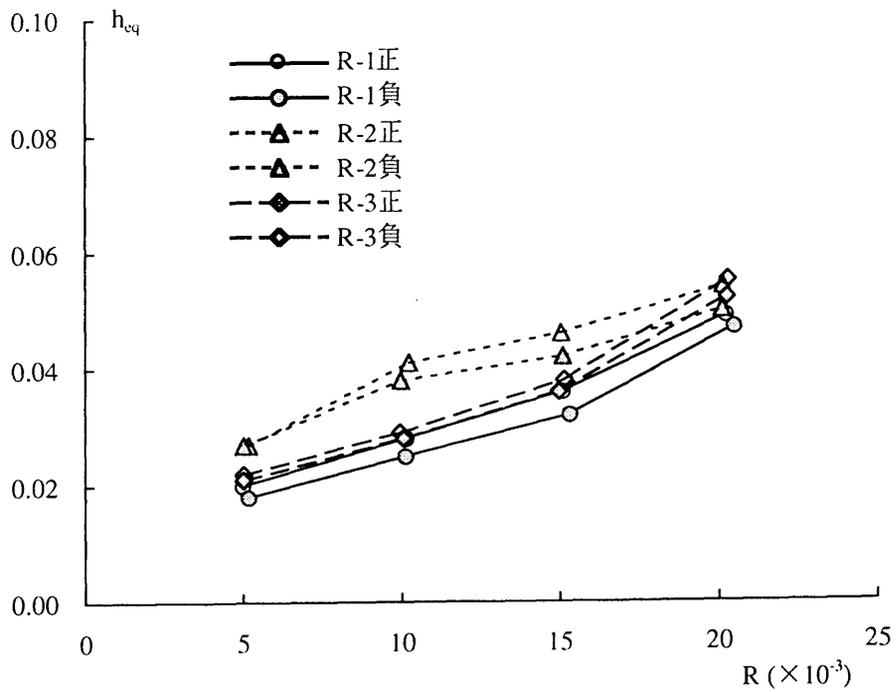


図2.3.7 Q-R関係の正側包絡線の比較



a) 処女載荷時



b) 繰返し載荷時

図2.3.8 等価粘性減衰定数 (heq) 一部材角の関係

2.3.3 PC鋼材の軸方向ひずみ分布

図2.3.9～図2.3.11に、各試験体の接合部および南側梁端部のPC鋼材のひずみ分布（材軸方向）を示す。なお、PC鋼材のひずみは、次項「断面ひずみ分布」も同様に、有効緊張力時（加力直前）を基準としたひずみ変化量 $\Delta \epsilon$ （ $= \epsilon - \epsilon_{P0}$ 、 ϵ ：PC鋼材の絶対ひずみ、 ϵ_{P0} ：有効緊張力時のひずみ）で示してある。

部材角1/200までは各試験体のひずみ分布に大きな相違は認められず、梁のせん断力－変形関係と同様に、部材角1/200以降にPC鋼棒を用いたR-2のひずみ分布の傾きが緩やかになりはじめ、他の2体と異なったひずみ分布性状となっている。R-2の部材角1/67では測定区間全域で各測点のひずみが一様な分布となっており、PC鋼材とグラウト材の付着劣化の進行が著しいことが把握できる。R-1とR-3は付着劣化の度合いが少なく、部材角1/50においても顕著な付着劣化は生じていない。

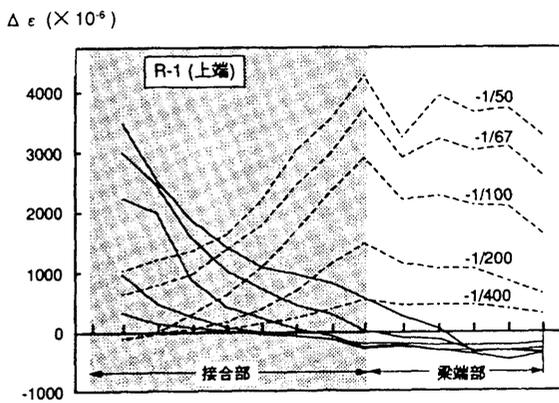


図 2.3.9 PC鋼材のひずみ分布 (R-1)

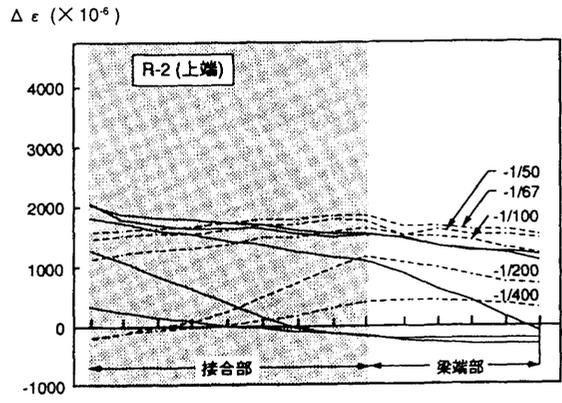


図 2.3.10 PC鋼材のひずみ分布 (R-2)

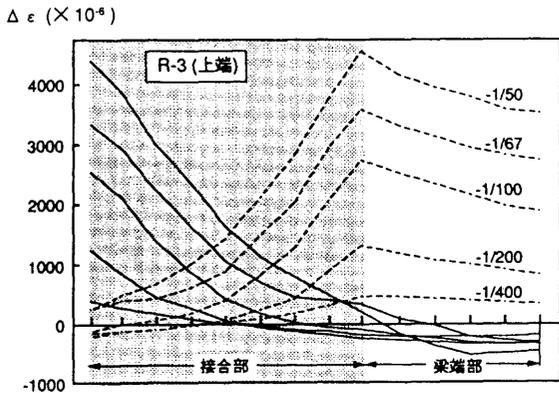


図 2.3.11 PC鋼材のひずみ分布 (R-3)

2.3.4 断面ひずみ分布

図 2.3.12～図 2.3.14 に試験体 4 箇所（クリティカル断面、クリティカル断面から 50mm, 125mm, 225mm）における PC 鋼材のひずみ分布とコンクリートのひずみ分布を比較して示す。コンクリートのひずみは、PC 鋼材位置の材軸方向変位実測値を区間長さで除したものである。ここで、測定区間内のコンクリートひずみの値を、各測定区間中央位置（50, 125, 225mm）のコンクリートひずみと見なし、PC 鋼材のひずみ分布と比較・検討することとした。なお、変位測定区間の中央位置と PC 鋼材のひずみ測定位置が異なるため、同位置の PC 鋼材のひずみは直線補間によって求めた。図 2.3.14 の負荷荷におけるクリティカル断面から 50mm 位置断面のひずみ分布は、上記方法によるコンクリートひずみ分布の乱れが大きいため図示してない。

いずれの試験体においても、コンクリートの引張側ひずみは測定区間にひび割れが発生している場合には大きく、ひび割れが発生していない場合には小さくなっている。ひび割れ発生後には試験体に埋め込んだ測定用ボルトの緩みも考えられ、特に引張側のそれらの値には測定誤差等の影響が含まれていると推察される。また、圧着目地部のコンクリートの圧縮ひずみについては、梁圧縮部の柱へのめり込みの影響等により正確なコンクリートのひずみを推定できないため、図から除外した。以上の観点から、本項では圧縮側コンクリートのひずみと PC 鋼材のひずみに関する断面のひずみ分布性状について考察する。

各試験体とも、部材角 1/200 までは、圧縮部コンクリートのひずみと PC 鋼材のひずみが概ね直線関係にあり、平面保持の仮定がほぼ成立している。部材角 1/100 では、柱フェイスに近い断面ほど中立軸位置で折れ曲ったひずみ分布となり、さらに変形が増大すると圧壊の進展に伴い、コンクリートの圧縮ひずみが急増し、平面保持の仮定が成立しなくなる。その傾向は、PC 鋼棒を用いた R-2 では特に顕著であり、部材角 1/200 を超えると平面保持の仮定とはかけ離れたひずみ分布性状となっている。

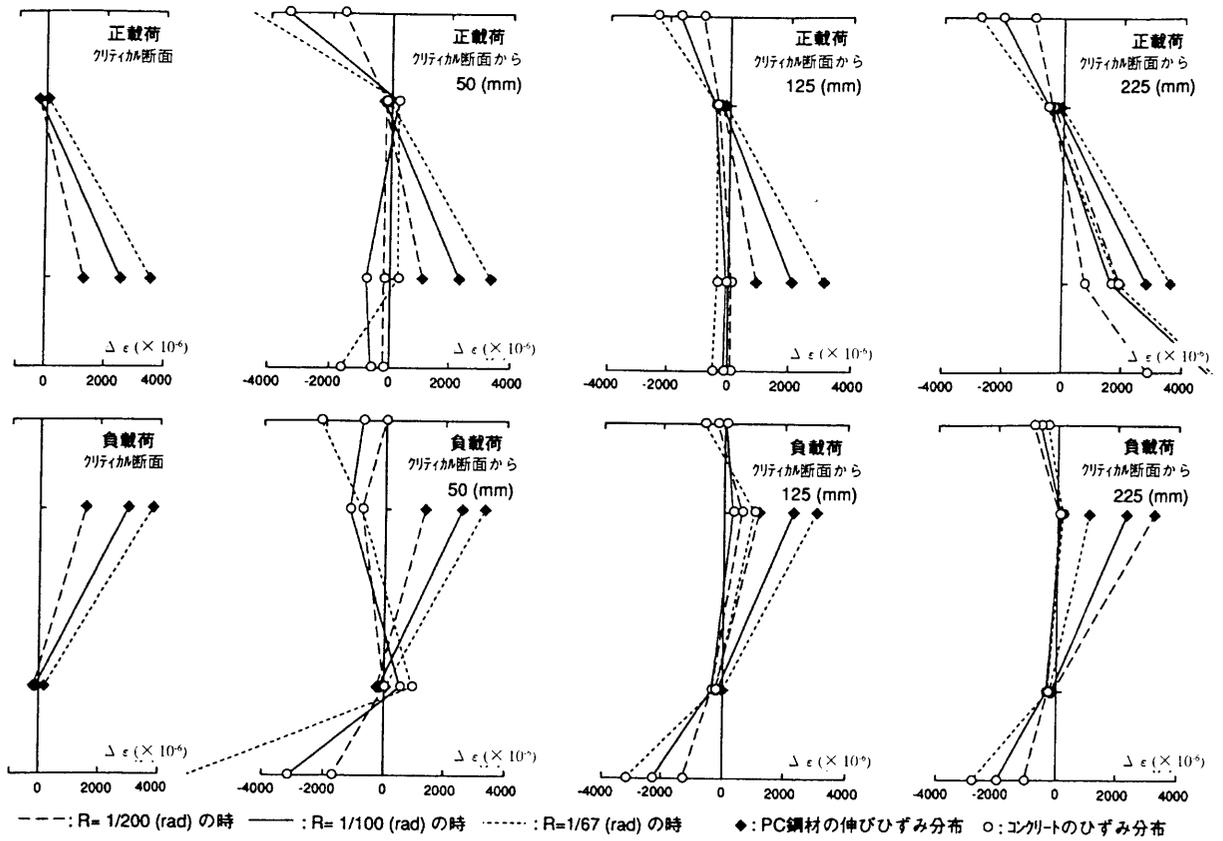


図 2.3.12 断面ひずみ分布 (R-1)

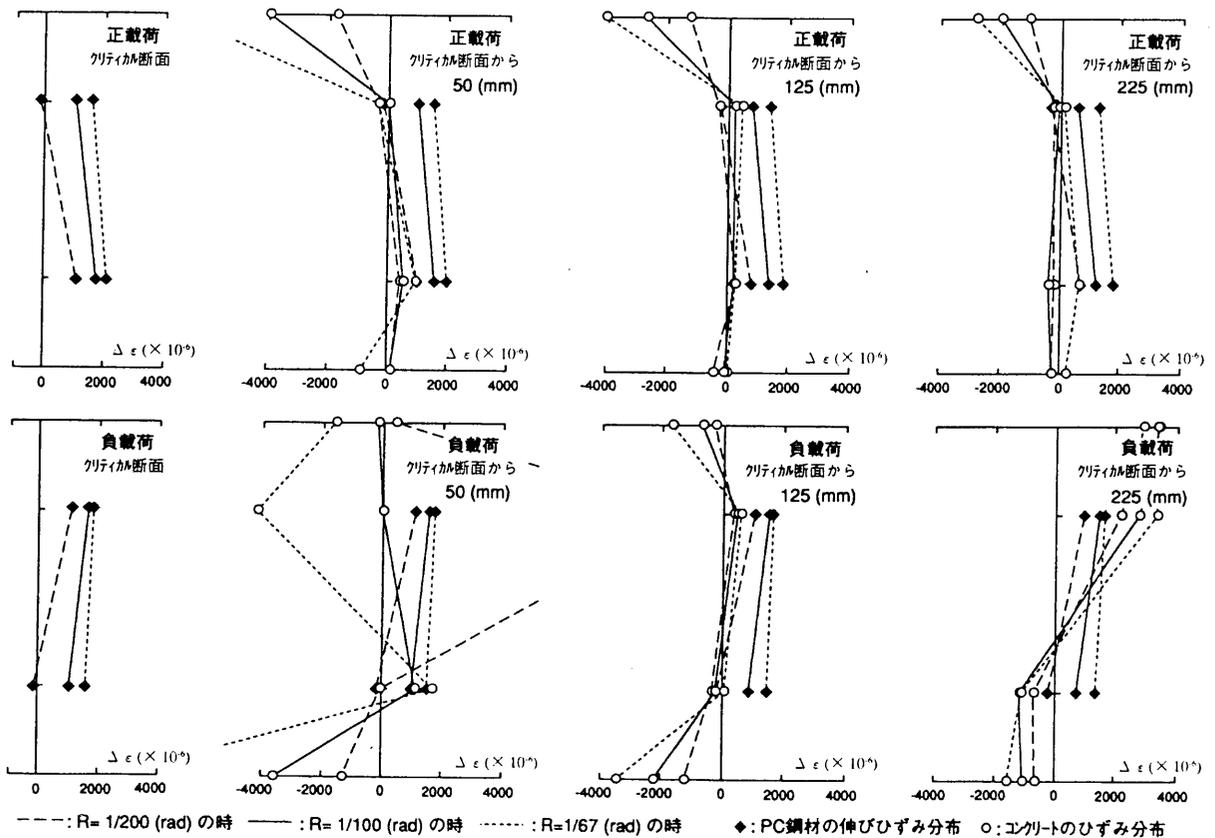


図 2.3.13 断面ひずみ分布 (R-2)

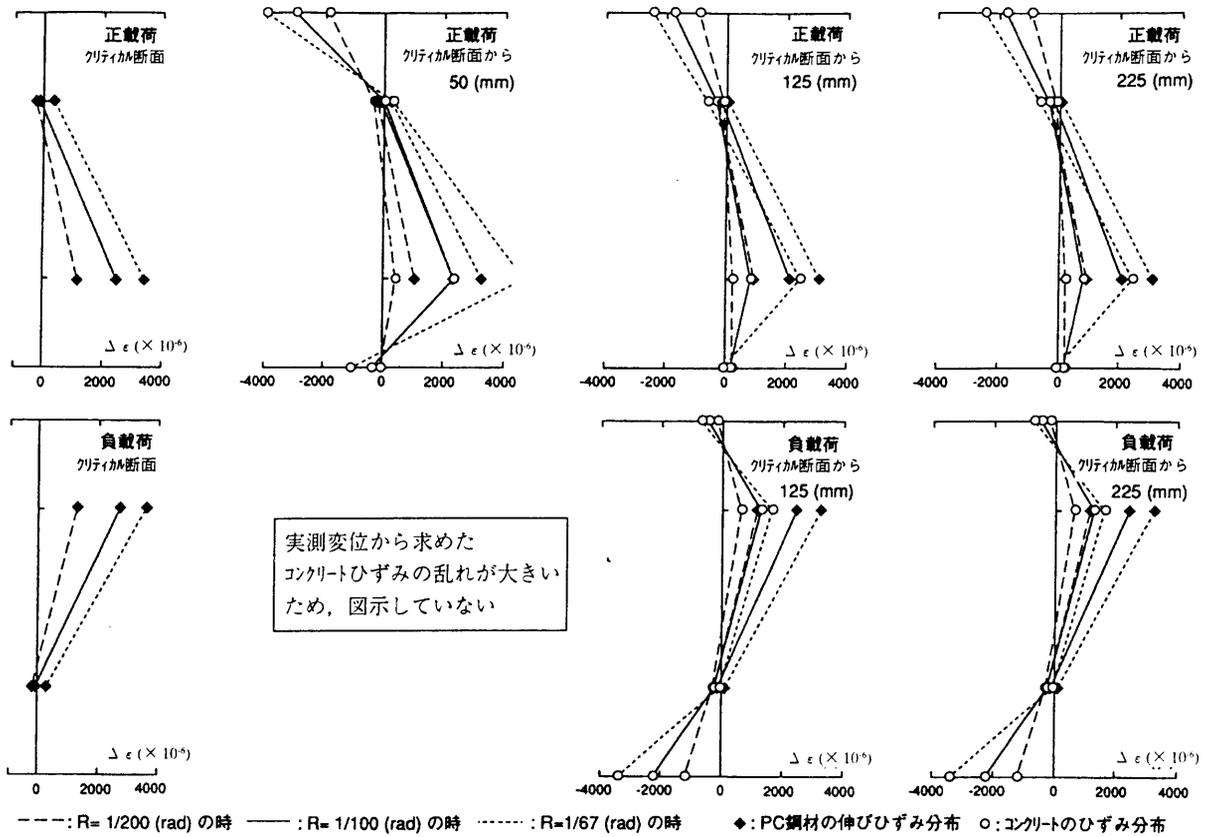


図 2.3.14 断面ひずみ分布 (R-3)

2.4 実験結果の検討

2.4.1 弾性剛性および圧着目地の離間荷重

表2.4.1に弾性剛性および圧着目地の離間荷重に関して実験値と計算値の比較を示す。弾性剛性の計算値は、弾性梁理論に基づく計算値である。圧着目地の離間荷重の計算値は、目地モルタルの接着強度を無視した場合と、一体打と見なしてコンクリートの曲げ強度を考慮した場合の2通りについて算定した。弾性剛性の実験値は、目地モルタルの接着強度を無視して求めた圧着目地離間荷重計算値付近の荷重と変形により求めた割線剛性である。また、圧着目地離間荷重の実験値は目視で離間が観察された時の荷重である。

弾性剛性の実験値と計算値の比は0.79～0.82であり、実験値は計算値と比較して小さくなっている。圧着目地離間荷重の実験値と計算値の比は、目地モルタルの接着強度を無視した場合には1.82～2.26と大きく、一体打と見なした場合には1.05～1.30である。圧着目地離間荷重の実験値は目視による観察結果のため、真の離間荷重より少し遅れて確認された可能性があるが、実験値と計算値の比較から、目地部の接着強度は、一体打と見なした場合のコンクリートの曲げ引張強度に近い値を示した。因みに、計算値②の σ_B を目地モルタルの圧縮強度と仮定すると、実験値／計算値の比が0.9～1.1となる。

表 2.4.1 弾性剛性と圧着部離間荷重に関する実験値と計算値

| 試験体 | 弾性剛性 | | | 圧着目地離間荷重 | | | | |
|-----|----------------|----------------|------------|-------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| | 実験値 (kN/cm) | 計算値 (kN/cm) | 実験値 計算値 | 実験値 (kN) | 計算値① (kN) | 計算値② (kN) | 実験値 計算値① | 実験値 計算値② |
| R-1 | 178 | 221 | 0.81 | 67.7 | 37.3 | 64.7 | 1.82 | 1.05 |
| R-2 | 181 | | 0.82 | 84.3 | | | 2.26 | 1.30 |
| R-3 | 174 | | 0.79 | 75.5 | | | 2.03 | 1.17 |

注) 弾性剛性計算値は次式により算出

$${}_cK = 1 / (1/K_B + 1/K_S)$$

$$K_B = 3E_C I / l^3$$

$$K_S = E_C bD / (2\kappa l(1 + \nu))$$

E_C : コンクリートのヤング係数, I : 断面2次モーメント, l : クリアスパン長さ

b : 梁幅, D : 梁せい, κ : 形状係数 (1.2), ν : コンクリートのポアソン比

圧着目地離間荷重は、目地部の接着強度を無視した場合 (計算値①) と、一体打と見なした場合 (計算値②) である

$${}_cQ_C = {}_cM_C / l$$

$$\text{計算値①} : {}_cM_C = (P_0 / A) Z$$

$$\text{計算値②} : {}_cM_C = (P_0 / A + 0.56\sqrt{\sigma_B}) Z$$

Z : 断面係数, P_0 : 有効緊張力, A : 梁の断面積, σ_B : コンクリートの圧縮強度

2.4.2 曲げ終局強度

表2.4.2に曲げ終局強度の実験値と計算値を比較して示す。曲げ終局強度の実験値は、梁端圧縮縁コンクリートの圧壊開始時の荷重と実験最大耐力とした。

計算値は、日本建築学会の「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）」²⁾に示されているPC鋼材の多段配置を考慮した算定式（式（2.4.1））による値である。

$$Mu = a_p \sigma_{py} d_p + a_t \sigma_y d_t - a_c \sigma_y d_c - (a_p \sigma_{py} + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) k_2 x_n + \sum \zeta_i P_{ci} (d_{cpi} - k_2 x_n) \quad (2.4.1)$$

$$\zeta_i = 0.25 + 0.6 d_{cpi} / q_{total} \quad (2.4.2)$$

$$\text{ここで, } q_{total} = (a_{pg} \sigma_{py} + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) / (bD \sigma_B)$$

a_{pg} ：断面に配置されたPC鋼材全断面積の総和

d_{cp} ：圧縮側にあるPC鋼材の重心位置から圧縮縁までの距離

$$d_{cpi} = d_{cp} / D$$

本実験における試験体は、圧着部を鉄筋が貫通していないので、引張および圧縮鉄筋の項は無視して計算した。

表2.4.2に見られるように、圧壊開始荷重の実験値と式（2.4.1）による計算値の比は0.62～0.95であり、最大耐力と同算定式による値の比は0.65～0.95となっている。特に、PC鋼材とグラウト材の付着劣化が顕著であったR-2では実験値が計算値に比べて非常に低い値となっている。式（2.4.1）は、引張側PC鋼材の降伏を前提としたものであり、表2.4.2の値から、各試験体とも計画通り引張側PC鋼材は降伏しなかったものと推察される。

表 2.4.2 曲げ終局耐力の実験値と計算値

| 試験体 | 実験値 (kN) | | 計算値 (kN) | 実験値/計算値 | |
|-----|----------|------|----------|---------|------|
| | 圧壊開始時 | 最大耐力 | | 圧壊開始時 | 最大耐力 |
| R-1 | 200 | 215 | 239 | 0.84 | 0.90 |
| R-2 | 148 | 153 | 237 | 0.62 | 0.65 |
| R-3 | 211 | 211 | 221 | 0.95 | 0.95 |

2.4.3 材端部の変形状

コンクリート系部材では、塑性域における部材変形の大部分は、材端部の回轉變形によることはよく知られている。特に、部材終局時には、引張側鋼材の降伏や付着劣化に伴う鋼材の抜け出し、圧縮側コンクリートの圧壊等により、材端部の回轉變形は急増する。圧着工法においては、クリティカル断面（柱フェイス）を鉄筋が貫通してないため、全体変形に占める材端回転角の割合はさらに大きくなることが予想される。本項では、梁端部の軸方向変位の測定データを用いて、材端部の回轉變形状とそれに及ぼすPC鋼材の付着条件の影響について検討する。

図2.4.1に示す方法で材端部の回轉變形について検討した。本項で検討する材端部の回轉變形は、図に示す圧着目地を含む第1要素に関するものであるが、R-3の正負荷荷時およびR-2の負荷荷時では、第1要素と第2要素間の測定用埋込ボルト位置にひび割れが発生し、両要素の変位測定結果が正荷荷と負荷荷で異なるため、第1および第2要素をまとめて材端部の回轉變形と定義した。

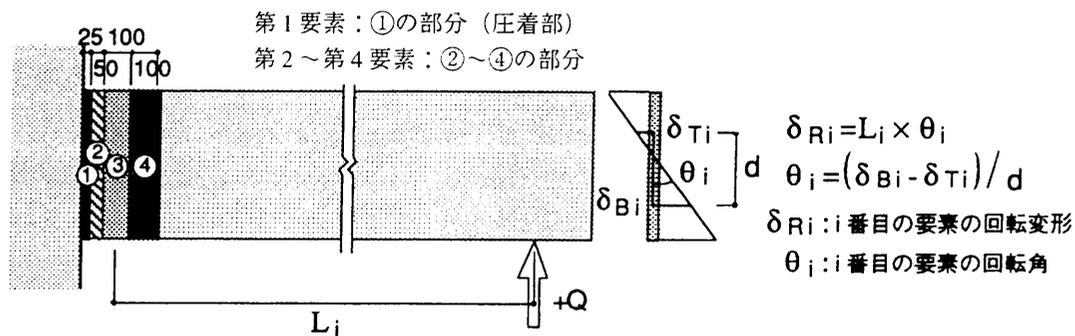
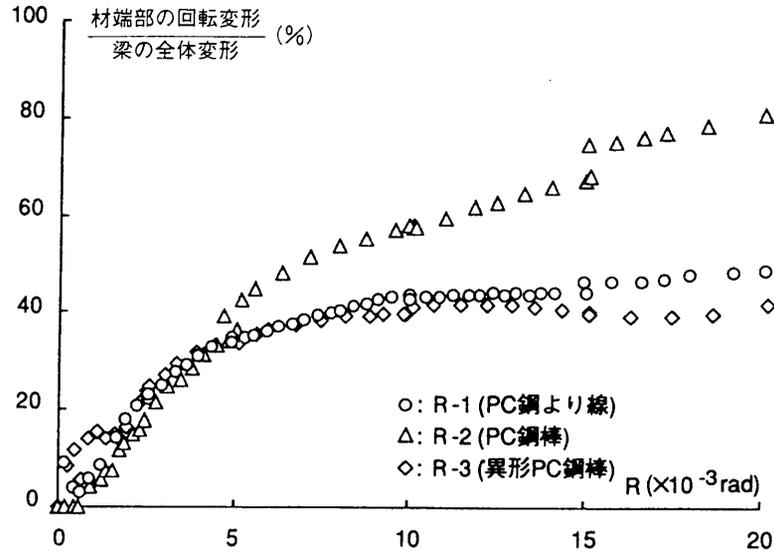


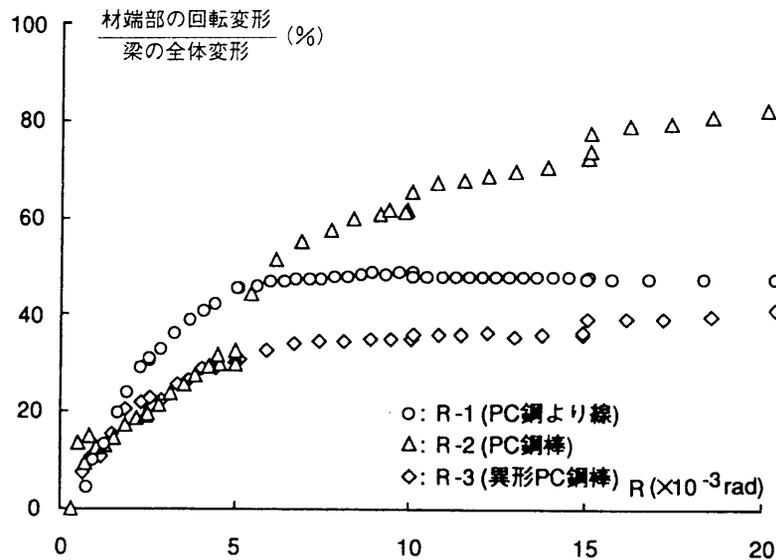
図2.4.1 梁端部の回轉變形算出方法

図2.4.2に、各試験体における南側梁の全体変形に占める材端部の回轉變形の割合を示す。図の横軸は梁部材角である。

全体変形に占める材端部の回轉變形の割合は、部材角 5×10^{-3} までは、R-1の負荷荷時が多少大きいものの、各試験体においてほぼ同様な傾向にあり、概ね30～40%である。 5×10^{-3} 以降、各試験体とも徐々に増加するが、その増加の割合はR-1とR-3では少なく、R-2では他の2体に比べて大きく、部材角 20×10^{-3} では約80%となっている。これは、R-2で用いたPC鋼棒の付着劣化に伴い、R-2の圧着部でのPC鋼棒の抜け出し量が大いいためであり、材端部の変形状からもPC鋼材の付着性能による相違が明確にわかる。



a) 正載荷時



b) 負載荷時

図 2.4.2 各試験体の南側の全体変形に占める圧着部回転変形の割合

2.4.4 PC鋼材の抜け出し性状

コンクリート系部材の塑性ヒンジに関する研究は、Mattock⁴⁾を初めてとして多くの研究者によって行われているが、引張側PC鋼材の付着劣化に伴うヒンジの生成機構を実験的に把握することが難しく、PC鋼材の抜け出し現象と塑性ヒンジの生成を明確に関連づけた研究は少ない。

図2.4.3は、第1章でも示した地震時応力に対する梁端部のPC鋼材と鋼材位置コンクリートのひずみ分布の模式図である。図に示すように、部材終局時には、柱梁接合部にはせん断ひび割れ、梁には曲げひび割れが生じており、鋼材位置コンクリートにも引張ひずみが生じている。また、変形の適合条件により、PC鋼材のひずみ分布から求まる伸び量と、鋼材位置コンクリートのひずみ分布から求まる伸び量の差（図中網掛け部）が、柱梁接合部と梁部材に生じているPC鋼材位置のひび割れ幅の総和となる。

このような梁の変形状態では、梁材軸方向の曲率分布は、ひび割れ位置でみかけの曲率が突出した不連続なものとなり、厳密には平面保持の仮定が成立しない^{5, 6, 7)}。曲げとせん断を同時に受ける曲げモーメント勾配を持った梁において、図2.4.3に示す柱フェイス位置のひび割れ幅 W_{cr3} は、部材終局時には変形の増大とともにかなり大きくなるが、 W_{cr4} や W_{cr5} 等のひび割れ幅はほとんど拡大せず、図中の矢印で示すように、広い範囲の梁ひび割れ領域から柱フェイス位置(W_{cr3})に鋼材が抜け出すと考えられる。また、PC鋼材が抜け出す範囲もその鋼材の付着性能によって異なると考えられる。

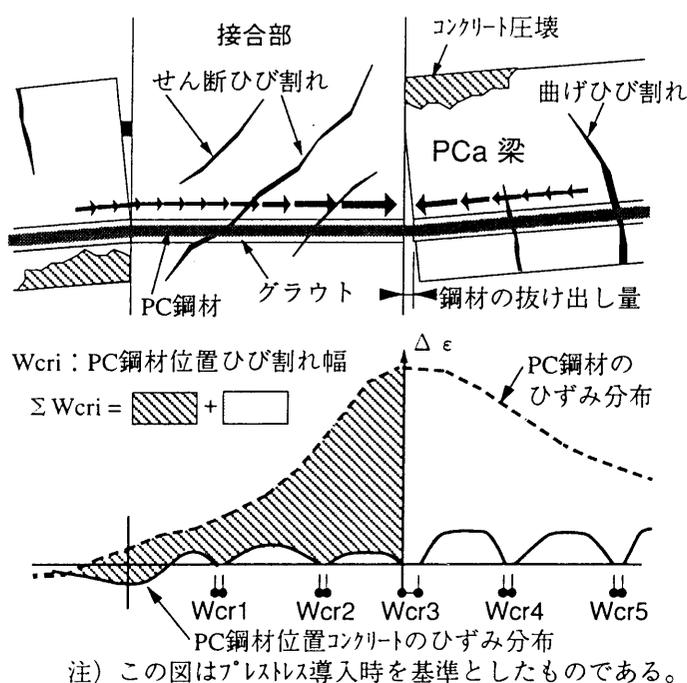


図 2.4.3 PC鋼材と鋼材位置コンクリートのひずみ分布（模式図）

この点を検証するために、図2.4.4に示す考え方に基づいて検討を行った。本検討では、圧着部の引張側PC鋼材位置で測定された変位（第1要素）を、PC鋼材の総抜け出し量の実測値として、ひずみ分布から推定した抜け出し量（推定値）と比較する。ただし、R-3では、2.4.3項と同様に測定用埋込ボルトのひび割れによる緩みを考慮して、総抜け出し量の実測値を第1と第2要素の和とした。したがって、R-3は抜け出し測定区間が大きい。

抜け出し量の推定では抜け出し測定区間のPC鋼材の伸び量（図2.4.4中の①）も考慮した。計算仮定は以下の通りである。

(1) 接合部コンクリートのひずみは、実験で接合部にひび割れが生じてないことからひずみ量は小さいと考えて無視する。また、対向側梁のPC鋼材位置コンクリートのひずみ（変位測定値から推定）も実験では小さかったので無視する。

(2) 梁のPC鋼材位置コンクリートのひずみは、抜け出し測定区間以外のPC鋼材位置における軸方向変位の実測値を測定区間長さで除した値とし、区間内一定とする。したがって、この値にはひび割れの影響も含まれており（以下、ひび割れコンクリートのひずみ）、図2.4.3で示したコンクリートのひずみと異なる。

図2.4.5に引張側PC鋼材位置のひずみ分布に関して各試験体を比較して示す。図に見られるよう

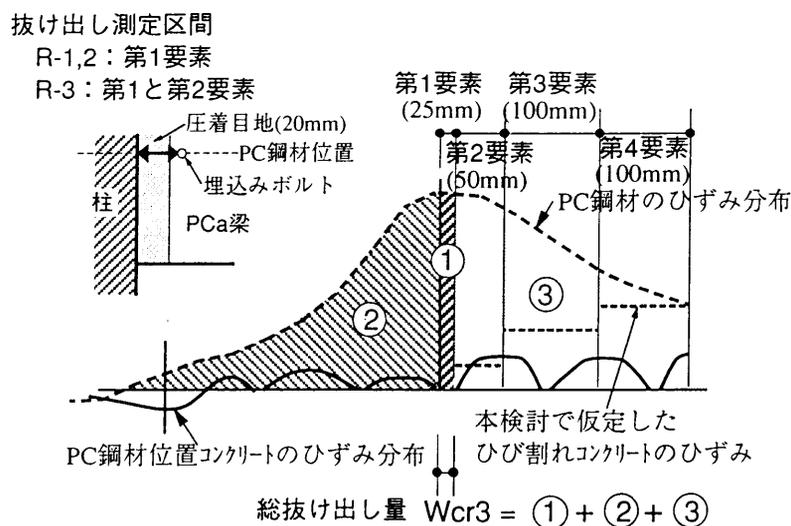


図 2.4.4 実測データによる抜け出し量の検討方法

に、本検討で仮定した「ひび割れコンクリートのひずみ」は、図2.4.4に示したように必ずしも理想的なひずみ分布にはなっていない。また、梁端のPC鋼材位置の変位測定点数が少なかったため、PC鋼材位置ひび割れコンクリートのひずみがPC鋼材のひずみと同程度になる（または大きなひび割れが生じて局部的にPC鋼材のひずみを超える）領域を見いだすことができていない。

本検討で対象としたひび割れコンクリートのひずみは、PC鋼材位置での変位測定区間の長さによってもその値は大きく異なり、定量的に評価することはかなり難しい面がある。ただし、ある

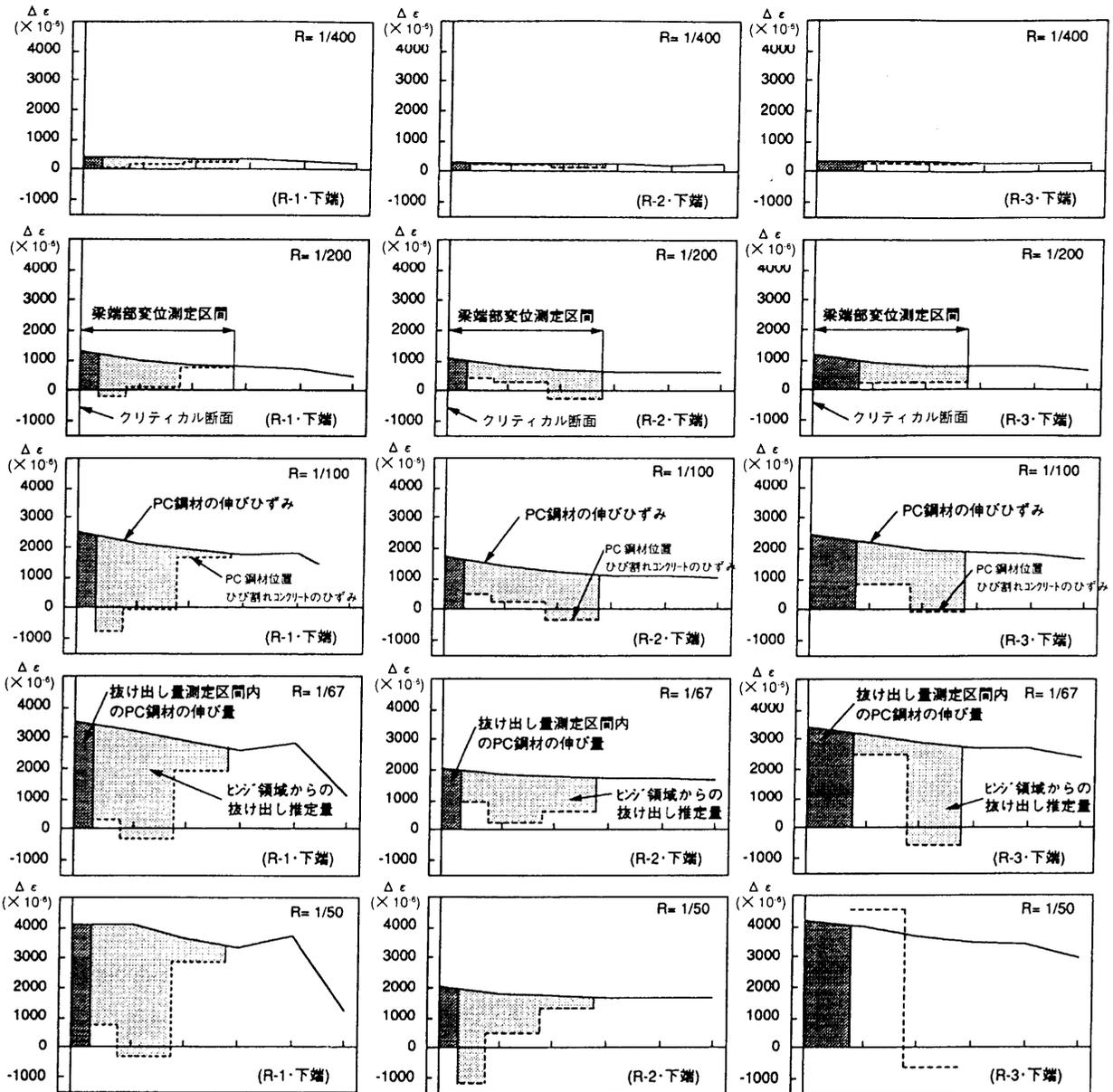


図 2.4.5 梁端部の引張側PC鋼材位置のひずみ分布

程度以上の区間長さがあれば、その領域における鋼材ひずみとひび割れコンクリートのひずみの差によって、その区間では鋼材の付着が健全である（平面保持の仮定がほぼ成立する）か、付着劣化が生じているかの判断の目安にはなり得る。すなわち、任意の区間における鋼材と鋼材位置ひび割れコンクリートのひずみがほぼ同程度であれば付着が健全であり、図2.4.5に示すR-1の第4要素がそれに相当し、R-1では第1から第3要素にかけてPC鋼材の付着劣化が生じていると思われる。

以上述べたように、今回の検討方法にはいくつか問題点はあるが、PC鋼材の抜け出し性状の定性的評価は可能と考え、実測抜け出し量とひずみ分布から推定した推定抜け出し量について検討を行った。

図2.4.6～図2.4.8に抜け出し量の推定値と実測値の比較を示す。◇印、△印および○印はひずみ分布から推定した値であり、それぞれ抜け出し測定区間の伸び（◇印）、梁からの抜け出し量（△印）および柱梁接合部からの抜け出し量（○印）である。これらの推定値の総和を●印で、変位計による実測値を実線（正載荷）と破線（負載荷）で示す。なお、抜け出し量の推定値は、実測ひずみの信頼性が保証できると思われる範囲について各推定値を総和して求めた。因みに、R-2では、付着劣化が部材全長に亘って進行し始め、 $R = 5 \times 10^{-3}$ 以降については図2.4.5に関する検討からも推測できるように梁からの抜け出し量を過少評価している可能性があるため、検討から除外した。

図2.4.6～図2.4.8に見られるように、ひずみ分布から推定した推定抜け出し量（●）と実測抜け

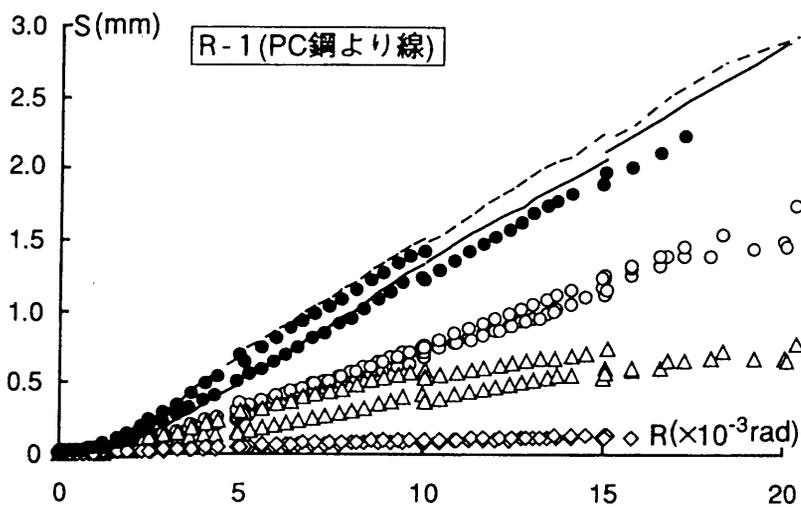


図2.4.6 抜け出し量の推定値と実測値の比較（R-1）

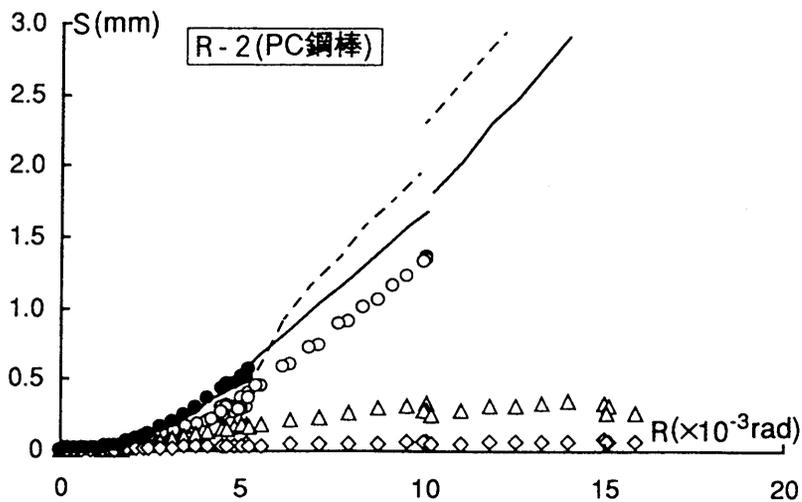


図2.4.7 抜け出し量の推定値と実測値の比較（R-2）

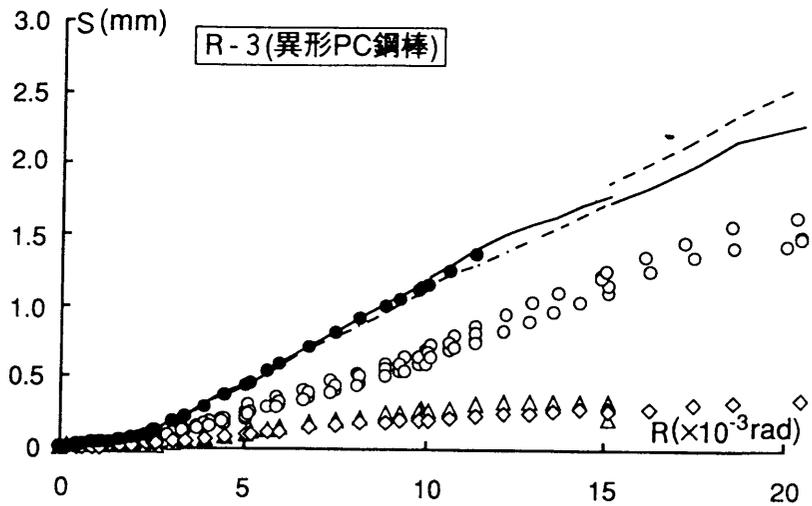


図 2.4.8 抜け出し量の推定値と実測値の比較 (R-3)

出し量はほぼ一致しており、図2.4.3と図2.4.4で仮定した考え方は定性的に妥当と考えられ、引張側PC鋼材が接合部からだけでなく、梁部からも抜け出しことが実験的にわかった。

柱梁接合部と梁からの抜け出し量の比率を、鋼材の付着性能が異なるR-2とR-3も含めて比較した結果が図2.4.9である。同図は抜け出し測定区間の鋼材の伸びも梁からの抜け出し量としており、ひずみ測定値の信頼性が保証できる範囲までの結果である。この図から、全抜け出し量の絶対値は試験体によって大きく異なるが、柱梁接合部と梁からの抜け出し量の比率は、鋼材の付着性能に関係なくほぼ一定であり、梁からの抜け出し量が全抜け出し量の40%を占めていることがわかる。

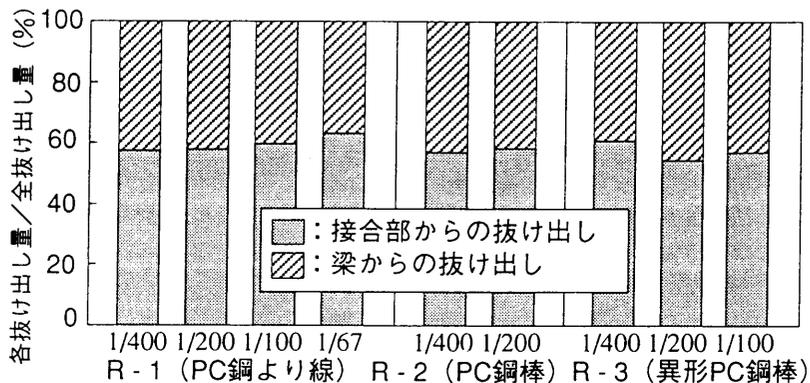


図 2.4.9 接合部と梁からの抜け出し量の比率

2.5 まとめ

PC鋼材とグラウト材の付着性状を把握するとともに、鋼材の抜け出し性状等に関する基礎資料を収集する目的で、PC鋼材の種類をパラメータとして、内柱梁接合部を模擬したプレキャストPC梁の実験を実施した。以下に実験から得られた知見を列挙する。

(1) 部材角 5×10^{-3} までの各試験体のひび割れ性状はほとんど差はなく、部材角 5×10^{-3} を超えると、PC鋼より線を用いたR-1と異形PC鋼棒を用いたR-3では、曲げひび割れ先端が折れ曲がって伸展し、曲げせん断ひび割れのなひび割れも生じ始める。それに対して、PC鋼棒（丸棒）を用いたR-2では、その後変形が増大しても曲げせん断ひび割れはほとんど発生せず、他2体に比べてひび割れ本数も少なく圧着目地の開きが顕著となる。また、梁端圧縮縁コンクリートの圧壊はPC鋼棒（丸棒）のR-2が他の試験体に比べて早期に起こった。

(2) 部材のせん断力-変形関係は部材角 5×10^{-3} までは試験体間で差はなく、ひび割れ性状に差が生じ始める部材角 5×10^{-3} 以降に顕著な違いが認められた。すなわち、PC鋼棒のR-2では、部材角 5×10^{-3} 以降剛性の低下が顕著となり、圧壊の兆候が観察された部材角 13.3×10^{-3} 以降耐力は増大しない。一方、PC鋼より線のR-1と異形PC鋼棒のR-3では、圧壊の兆候が観察される $18 \sim 19 \times 10^{-3}$ 付近までは耐力が増大した。

(3) 各試験体とも、既往の終局耐力算定式による計算値より最大耐力が小さく、特にPC鋼棒を用いたR-2でその差が顕著である。実験における部材の最大耐力はPC鋼材の降伏ではなく、部材端圧縮縁コンクリートの圧壊によって決まっている。R-2の最大耐力が他の2体に比べて小さいのは、付着性能の低いPC鋼棒を用いているため、材端部での曲げモーメントに対する抜け出し回転変形が大きく、変形の小さい段階で圧壊したためと考えられる。それに対して、PC鋼より線のR-1と異形PC鋼棒のR-3では、PC鋼材の付着性能がR-2のPC鋼棒に比べて良好なため、R-2より大きな変形で圧壊が生じたためと考えられる。なお、R-1とR-3の最大耐力がほぼ同程度となった点については第4章で考察する。

(4) PC鋼材の材軸方向のひずみ分布は部材角 5×10^{-3} まで試験体間で大きな相違はないが、部材角 5×10^{-3} 以降、PC鋼棒を用いたR-2ではPC鋼棒とグラウト間での付着劣化により部材全域にわたってひずみ分布が一様となり、そのひずみ値も他2体の試験体と比べて小さい。また、梁端部での断面ひずみ分布は、付着劣化の進行とともにひずみ分布の線形性が崩れ、特にR-2では平面

保持の仮定とはかけ離れたひずみ分布となった。

(5) 部材の全体変形に占める材端の抜け出し回轉變形の比率は、PC鋼棒のR-2が他の2体に比べて大きく、部材角 20×10^{-3} では約80%となっている。それに対して、他の2体は部材終局時においても40%程度である。

(6) PC鋼材の実測ひずみ分布と鋼材位置コンクリートの変位計測値を基に部材の抜け出し性状に関して検討した結果、材端の引張側PC鋼材の抜け出し量は、接合部内からの抜け出し量と梁部材内からの抜け出し量の和として評価できる。

(7) 接合部内で付着劣化があまり進行していない範囲では、梁からの抜け出し量は、PC鋼材の付着性能に関係なく、全抜け出し量の40%程度である。

第2章 参考文献

- 1) 是永健好, 小林淳, 桑田由加子: 終局時にPC鋼材が降伏しないプレキャストPC梁の曲げ変形解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.783-788, 1993年
- 2) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990年
- 3) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998年
- 4) Mattock, A.H.: Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, ACI, SP.12, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, 1965
- 5) 森田司郎: 鉄筋コンクリートにおける付着とひび割れ, コンクリートジャーナル, コンクリート工学協会, 1969年4月, 六車熙, 森田司郎, 富田幸次郎: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (I 付着応力分布について), 日本建築学会論文報告集 第132号, 1967年2月
- 6) 松崎育弘, 福山洋, 中澤春生, 物部雅江: 鉄筋コンクリート部材におけるひび割れ発生領域の抵抗機構に関する実験研究—ひび割れの開閉性状—, 日本建築学会構造系論文報告集 第388号, PP.35-44, 1988年, 福山洋, 松崎育弘: 同題名—ひび割れ開閉モデルの検証—, 日本建築学会構造系論文報告集 第409号, PP.37-50, 1990年
- 7) 松崎育弘, 福山洋, 河野賢一: 鉄筋コンクリート曲げ部材の復元力特性に関する解析的研究—ひび割れ開閉モデルを用いた部材回転変形の算出法—, 日本建築学会構造系論文報告集 第411号, PP.39-48, 1990年