

# プレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の構造特性

## Structural Characteristic of Prestressed Concrete Shallow Beam

田野 健治 KENJI TANO

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

本論文は、梁上端に鉄筋、梁下端に PC 鋼棒を配したプレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の地震時における構造特性について検討している。その結果、本扁平梁は、梁底面にはほとんどひび割れを生じず、地震経験後の修復性の高さを示した。また、その荷重-変形関係は、PC 鋼棒の拔出しを分散ひび割れとして評価した断面解析結果により、評価が可能であることを示した。

キーワード：プレストレスト、扁平梁、PC 鋼棒、ボンド、アンボンド

This report discusses on the loading tests of PC shallow beams of which main bars are reinforcement bars in upper side and high-strength alloy steel bars in lower side. As a result of experimental studies, beams showed high reparability after seismic loading. And it was shown that the load-deflection relationship of test results could be simulated by flexural analysis method of the beams considering slip characteristic of the bars.

**Key Words:** Prestressed, Shallow beam, High-strength alloy steel bars, Bonded, Unbonded

### 1. はじめに

長スパンの梁部材には、長期的なたわみを抑制する目的で、PC 鋼材によりプレストレス力を導入して、プレストレスト鉄筋コンクリート造（PC 造）とすることが以前より多く行われている。しかし、多くの場合、その PC 鋼材量は長期荷重の一部をキャンセルするに足る量が入っているに過ぎず、地震時応力を積極的に負担させてはいない。

一方、最近の集合住宅では、室用途の自由度拡大および開放感の演出のために長スパンかつ扁平な梁部材が求められており、このような要求を満たす方法に、PC 造による扁平梁を用いた構法がある。本報告での扁平梁部材は、梁せいが小さいことより施工性を考慮して、PC 鋼材を梁下端に直線配置して長期応力をキャンセルするとともに、地震時応力下においても PC 鋼材を積極的に活用することを目的としている。すなわち、梁上側は RC 造、梁下側は PC 造の性質を有する構造になる。

本報告では図-1に示すような中廊下形式の集合住宅を対象として、PC 扁平梁の地震時における構造特性を把握する目的で 1/2 スケールの縮小模型による加力実験を行った。実験結果に基づき、PC 扁平梁の構造特性を把

握するとともに、既往のモデルを用いて履歴特性の評価を試みた。

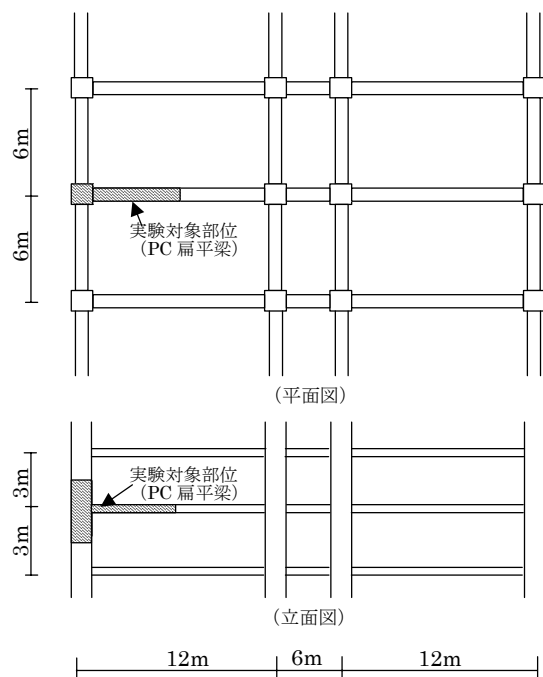


図-1 対象架構の平面図および立面図

## 2. 実験計画

### (1) 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体配筋図を図-2に、試験体断面図を図-3に示す。試験体は、1/2 スケールの PC 試験体 2 体 (No.1, No.3) , PRC試験体 1 体 (No.2) の計 3 体である。PC 試験体のうちNo.1試験体はボンドタイプ, No.3試験体はより施工性の簡便さを旨としたアンボンドタイプとした。梁断面は幅 40cm, 梁せい 30cm の矩形であり上端主筋は 3 体ともに 6 本の D19 (SD390) である。下端主筋および PC 鋼棒は、平面保持を仮定した断面解析により、上端主筋引張時の曲げ耐力と同等となるように本数を計画した。梁端部区間 A では、コンクリートを拘束する目的でスターラップのピッチを区間 B の半分とするとともに、中子筋も配した。PC 鋼棒の引張力は、実大スパン 12m の梁を想定し、梁中央の長期応力をキャンセルする力とした。試験体のコンクリートは図-2に示す試験体配筋図の上方より打設した。その後、コンクリートの強度を確認した後に、PC 鋼棒に引張力を導入した。PC 鋼棒の緊張作業は、緊張端に設置したロードセルおよび PC 鋼棒に貼付したひずみゲージを参考に、1 本あたり約 110kN を導入した。

表-1 試験体一覧

試験体	緊張材	初引張力		有効引張力	
		$\Sigma T$ (kN)	(T/Py)	$\Sigma P$ (kN)	(P/Py)
NO.1 (PCボンドタイプ)	2-φ23	110	0.28	98	0.25
NO.2 (PRCタイプ)	1-φ23	225	0.58	211	0.55
NO.3 (PCアンボンドタイプ)	2-φ23	114	0.29	104	0.27

Py: φ23B種1号の規格降伏荷重 387kN/本

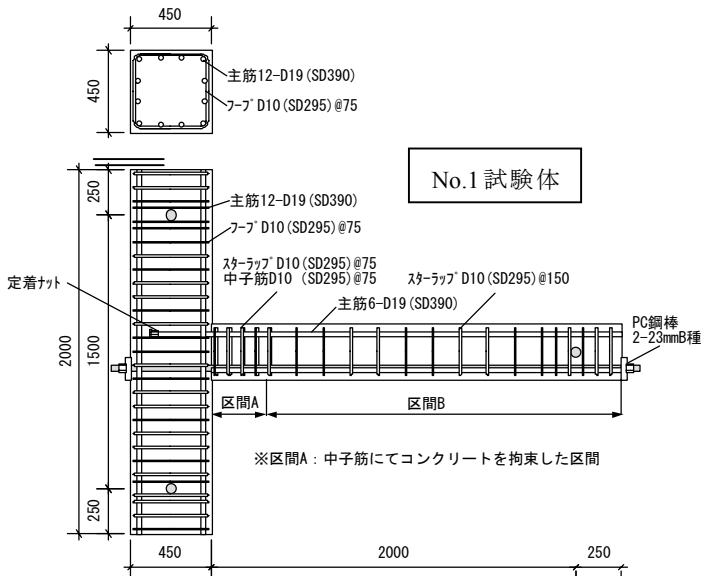
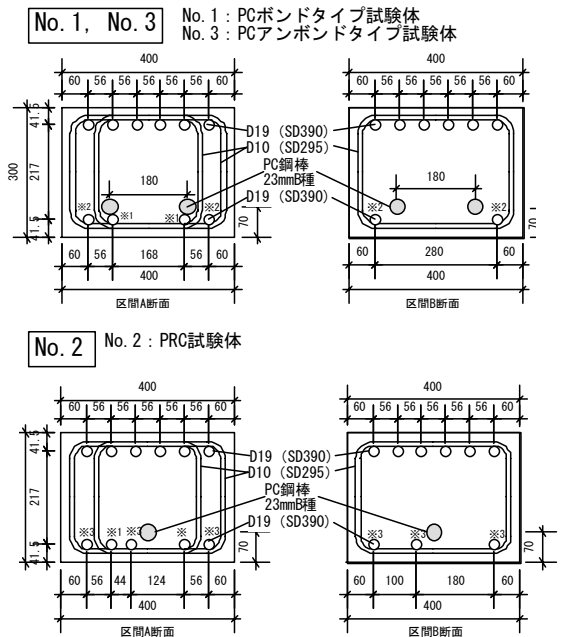


図-2 試験体配筋図



※1: スターラップ形形成筋, 区間 A のみに配置  
 ※2: はり全長に配置, 柱梁接合部手前でカットオフ  
 ※3: はり全長に配置, 柱梁接合部内で定着

図-2 試験体配筋図

### (2) 使用材料

使用した鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表-2, 表-3に示す。コンクリートは、早強コンクリートを使用した。

表-2 鋼材の材料試験結果

鋼材種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	対象試験体
D10 (SD295)	336	540	192	21.0	No1, 2
D19 (SD390)	493	674	195	20.0	No1, 2
D10 (SD295)	338	538	198	22.4	No3
D19 (SD390)	454	655	193	18.3	No3
φ23 (SBPR930/1080)	1109	1205	208	12.1	全試験体

表-3 コンクリートの材料試験結果

No.	試験時期	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
No.1	PS導入時	8	41.1	-	-	-
	実験時	23	45.7	3.4	31.6	0.20
No.2	PS導入時	8	41.1	-	-	-
	実験時	15	43.8	3.4	30.3	0.19
No.3	PS導入時	10	40.0	-	-	-
	実験時	14	40.1	3.4	28.2	0.18
No.1.3	-	-	-	-	-	-
グラウト	実験時	18	44.5	-	-	-

### (3) 実験方法

#### a) 加力方法

加力図を図-3に示す。加力は 1/2 スパン, 階高を取り出したト型架構であり, 柱モーメントの反曲点位置をピン支持として, 梁先端で 1000kN 押し引きジャッキで加力

を行った。なお、柱には $0.05 \sigma_B$ （圧縮強度）の軸力を与えた。荷重は 1/800,1/400,1/200 を 2 回、 1/100,1/67 1/50,1/30 を 3 回とした。

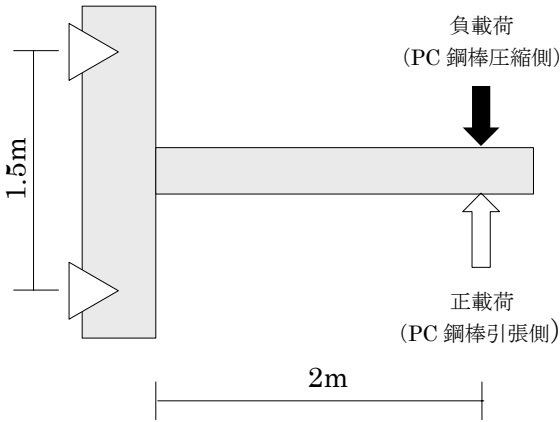


図-4 加力図

b) 計測方法

変位計測位置図を図-5に示す。変位計測は、電気式変位計で梁のたわみを、パイゲージで梁の各区間での曲率を求めるための軸方向変位を計測した。

ゲージ貼付位置図を図-6に示す。ひずみは、箔ひずみゲージを用いて計測した。計測項目は、鉄筋、PC 鋼棒およびせん断補強筋のひずみである。

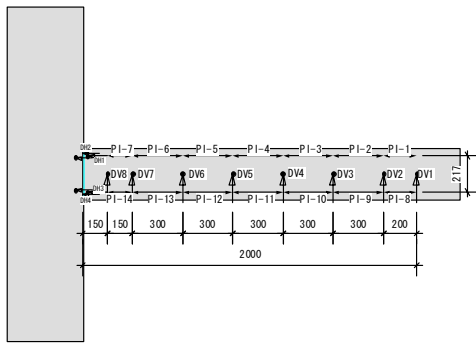


図-5 変位計測位置図

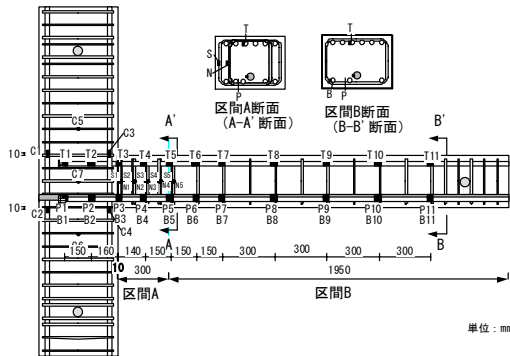


図-6 ゲージ貼付位置図

3. 実験結果

(1) 荷重-変形関係及び破壊状況

荷重-変形関係を図-7に、最終ひび割れ状況を図-8に示す。負荷荷側の性状は、PRC試験体 (No.2) の圧壊開始のタイミングが遅いこと以外は各試験体に顕著な差はなく、良好な履歴性状を示している。しかし、正荷荷側の PC 試験体と PRC試験体では大きな違いが見られ、PRC試験体 (No.2) が膨らみのある RC 的な履歴性状を示しているのに対し、PC 試験体 (No.1, No.3) のひび割れ点以降はほぼ直線となり、エネルギー吸収の少ない挙動を示している。グラウト材の有無による比較では、ボンド試験体 (No.1) がアンボンド試験体 (No.3) と比べ、若干ではあるが、ひび割れ点以降の剛性が高く、同一変形での耐力も大きくなっている。また、除荷時では、ボンド試験体 (No.1) が多少膨らみのある性状を示している。これは、PC 鋼棒とグラウト材間の付着があることによる影響と思われる。ひび割れ状況は、PRC試験体 (No.2) が正負両側に曲げひび割れが分散しているが、PC 試験体 (No.1, No.3) では正荷荷時には危険断面位置のみにひび割れを生じ、他の部位には生じなかった。

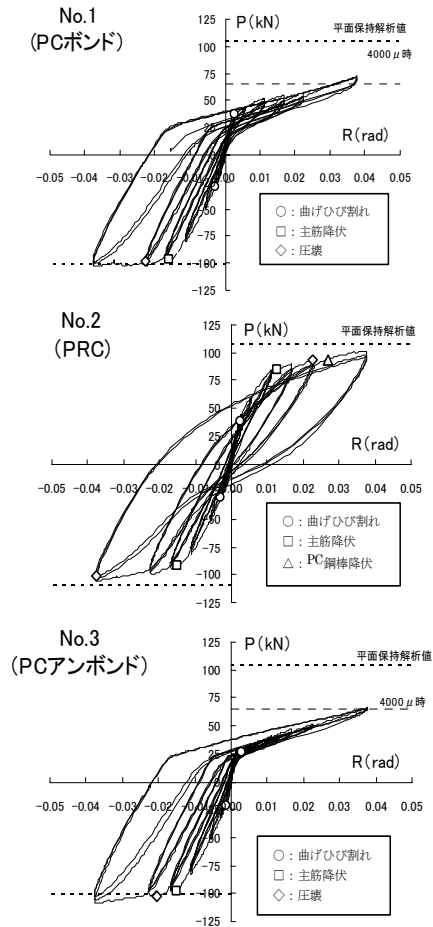


図-7 荷重-変形関係

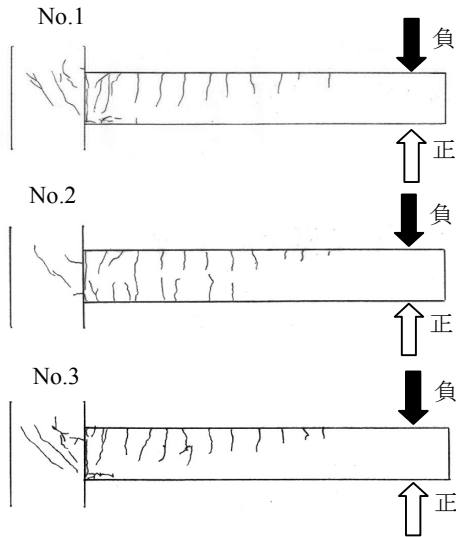


図-8 最終ひび割れ状況図

(2) PC 鋼棒のひずみ分布

PC鋼棒の各変位でのひずみ分布を図-9に示す。PRC試験体 (No. 2) のPC鋼棒はR=+1/30のサイクル、0.027rad時に降伏に至った。他の2体は降伏に至らず、1/30の変形時に危険断面位置において降伏ひずみに対して約60% (4000 $\mu$ ) のひずみを示した。PC鋼棒のひずみが4000 $\mu$ 時における平面保持を仮定した断面解析結果を図-2に示す。ボンドタイプ試験体 (No. 1) では、1/200サイクル時までは危険断面位置付近を頂点に勾配のある分布を示したが、それ以降の変形では勾配のないフラットな分布を示し、1/100の変形を境に付着特性が劣化している。

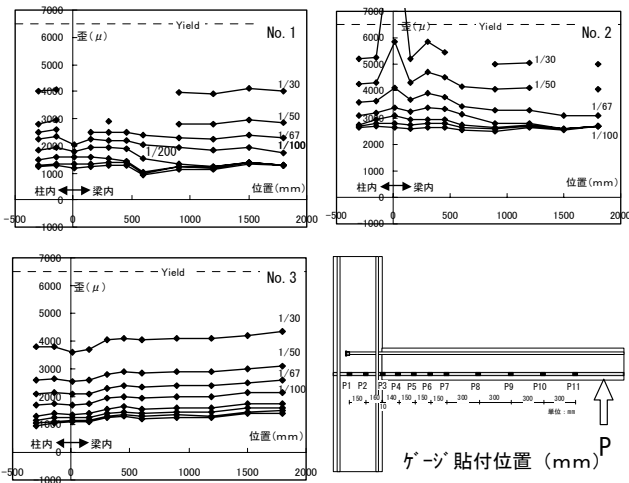


図-9 ひずみ分布図

(3) 曲げ変形分担率

各変形における曲げ変形分担率を図-10に示す。曲げ変形は、各曲率計測区間の平均曲率より求め加算した値を100%とした。なお、区間1での曲率には柱梁接合部および梁よりの抜出し変形も含まれている。PRC試験体

(No.2) は、梁端部での分担が大きいものの、ほぼ全サイクルにおいて梁全長にわたり変形をしている。一方、PC試験体はひび割れの生じていない加力初期を除き、梁端部でほとんどの変形を負担している。その傾向は、ボンド試験体 (No.1) に比べアンボンド試験体 (No.3) は顕著である。

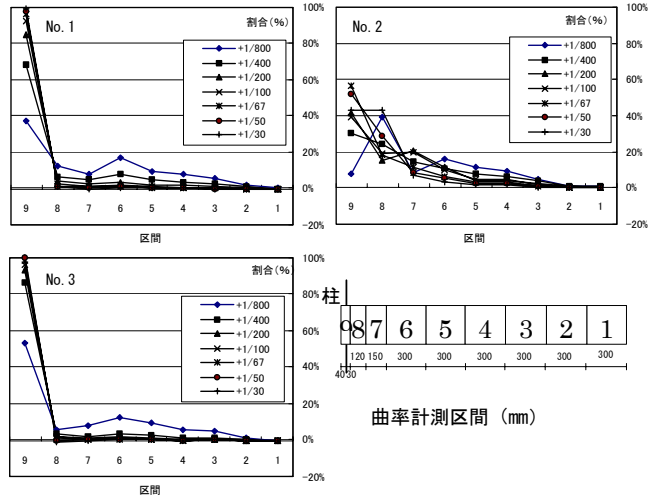


図-10 曲げ変形分担率

4. PC試験体の荷重-変形関係の考察

前章でPC試験体 (No.1, No.3) は、グラウト材の有無にかかわらず、早期にPC鋼棒の付着劣化が生じて、主に危険断面位置で回転を生じるPCアンボンド構造の典型的な性状を示していることを述べた。

一方、PRC試験体 (No.2) のPC鋼棒は、普通鉄筋の影響により顕著な付着劣化を生じずに、梁全長で変形が進展するRC構造的な挙動を示している。よって、PRC試験体 (No.2) の履歴特性は、RC構造、PRC構造で用いられる既往の評価方法により評価が可能と思われる。ここでは、PC試験体 (No.3) に着目し、荷重-変形関係を考察する。

(1) 危険断面位置のひずみ分布

RC梁部材の一般的な曲げ変形解析では、部材断面でのモーメント-曲率関係を平面保持仮定に基づく断面解析により計算して、部材の変形は、その結果より求まる曲率分布から得られる曲げ変形に、定着部からの鉄筋の抜出しで生じる変形を付加回転変形として加えて求める方法が用いられることがある<sup>2)3)</sup>。この抜出しによる変形を付加回転変形とする考え方は、危険断面位置での抵抗モーメントおよび部材の曲げ変形とは独立に、抜出し変形を取り扱える点で便利ではあるが<sup>4)5)</sup>、危険断面位置での抵抗モーメントが同値であるならば、抜出し量が

異なっても、抜出しの回転中心が変わらないという矛盾を生じる。PCアンボンド試験体 (No.3) の実験時での危険断面位置でのひずみ分布を図-11に示す。圧縮縁ひずみは端部に設けた変位計 (図-10の区間9)、鉄筋およびPC鋼棒のひずみは貼付したひずみゲージにより求めた。梁断面のひずみ分布は、加力初期より平面保持の仮定が成立しないことを示し、抜出し変形が進行する大変形時には、回転中心が断面圧縮部側へと移動し圧縮縁コンクリートが圧壊に達している。そこで次節では、危険断面位置における抜出し変形による回転中心の移動を考慮した断面解析を行い、PC試験体 (No.3) の荷重-変形関係の推定を試みる。

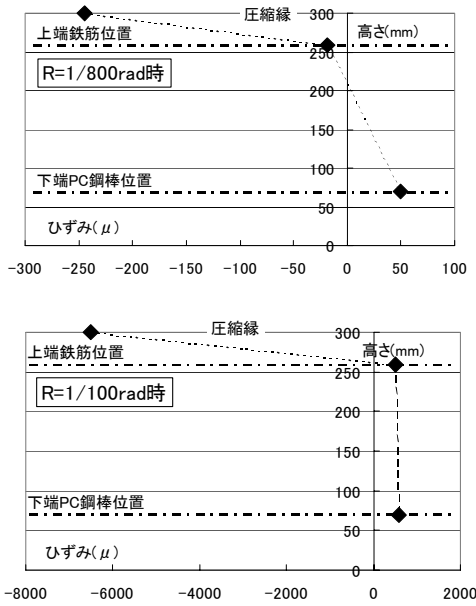


図-11 危険断面位置でのひずみ分布

(2) 危険断面における回転中心

危険断面位置での抜出し変形による回転中心は、是永等の方法<sup>6)</sup>、山田等の方法<sup>8)</sup>を用いて計算した。その方法は以下のとおりである。

- ① 抜出しによる回転中心が変化する現象を模擬するために、危険断面位置での抜出し量 (S) を、図-12に示すように危険断面位置を挟んで断面回転中心深さ (Xn) の2倍の領域 (抜出し吸収領域) 内で平均した分散ひび割れとして評価する。
- ② 図-13に示すように、抜出し吸収領域における引張側PC鋼棒位置の分散ひび割れひずみ ( $\epsilon_s'$ ) は、抜出し量 S を  $2 \cdot X_n$  で除した値 ( $\epsilon_s$ ) と PC鋼棒の増分ひずみ ( $\Delta \epsilon_{PC}$ ) の和とする。
- ③  $X_n$  を変数として、PC鋼棒のひずみからPC鋼棒の引張力を算出し、コンクリートのひずみ分布は  $\epsilon_s'$  を引張側コンクリートの見かけのひずみとし

て断面のひずみ勾配を決める。

- ④ ひずみ勾配に基づくコンクリートの圧縮合力とPC鋼棒の引張力が釣り合うまで  $X_n$  を変化させることによって、抜出し回転中心を決定し、危険断面位置での抜出し回転量を求める。

以上の方法をとることにより、抜出し量が增大すると  $\epsilon_s'$  が大きくなり、回転中心位置が圧縮側へと移動し、早期での圧壊現象が表現できる。なお、計算に用いた圧縮側のコンクリートは計算を簡便なものとするために  $4000 \mu$  時でひずみを一定とした。

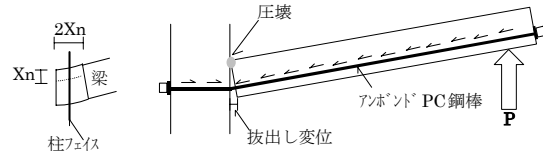


図-12 抜出し回転中心位置の考え方

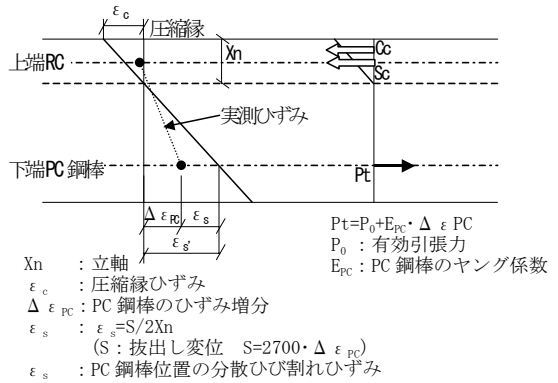


図-13 梁断面のひずみ分布

抜出し変形を考慮した断面解析による危険断面位置での回転角  $\theta_c$  と梁端部に設置した変位計により直接求めた危険断面位置での回転角  $\theta_e$  の比較を図-14に示す。ここでの解析結果は、実験値における各変形時のPC鋼棒のひずみと同ひずみ時の回転変形である。解析結果は実験結果に比べて若干小さめではあるが、小変形から大変形領域に至るまで、その傾向を表していることがわかる。

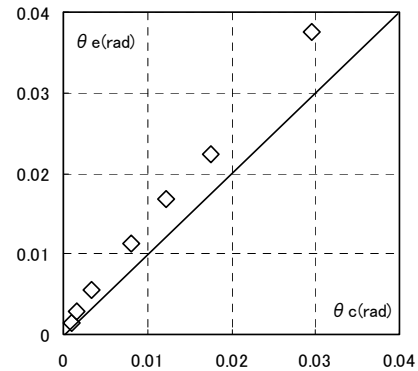


図-14 危険断面位置の回転変形 (実験値と解析値の比較)

この関係を用いて、PC アンボンド試験体 (No.3) の PC 鋼棒引張側 (正載荷時) の荷重-変形結果を推定したものを図-15 に示す。図-10 に示したように、試験体 (No.3) では小変形時より梁変形のほとんどを梁端部で分担していることより、ここでは解析結果から求めた危険断面位置の回転変形と実験値の部材角とを直接対応させる。解析結果は、大変形時において実験結果を若干上回るものの、ひび割れが生じ、剛性が大きく変化する現象をよく表している。

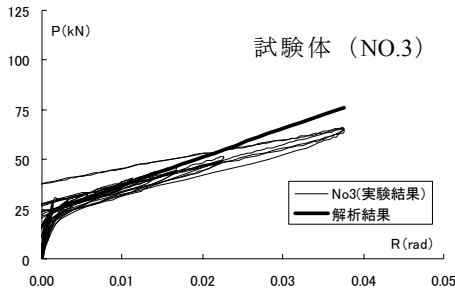


図-15 荷重-変形関係 (実験値と解析値の比較)

### 5. 荷重-変形関係の履歴モデルによる評価

本実験では、片持ち梁形式で実験を行ったが、ここでは、逆対称加力を受ける梁 (PC 構造+RC構造の特性を同時に発揮する一本の梁) の特性を模擬するために、大胆な方法であるが、以下のように逆対称加力相当の荷重-変形関係 (以下、仮想実験値) を作成した (実際に逆対称加力を行った場合には、モーメントの反曲点位置が材長の中央にはないので、このような荷重-変形にはならない)。荷重-変形関係の作成方法の概念図を図-16 に示す。

- ① RC 側引張時、PC (PRC) 側引張時ともに、任意の変形時 (Re) の荷重 (Q<sub>RC</sub>, Q<sub>PC</sub>) を実験データの2点間を直線補間することにより求める。
- ② RC 側引張時と PC (PRC) 側引張時の Re 変形時の荷重を平均 [Q<sub>e</sub> = (Q<sub>RC</sub> + Q<sub>PC</sub>) / 2] して、逆対称加力相当の荷重-変形関係とする。

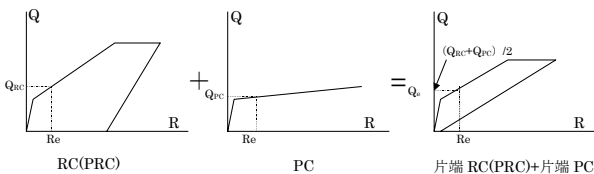


図-16 荷重-変形関係の作成概念図 (逆対称加力相当)

#### (1) 既往の履歴モデルとの対応

作成した逆対称加力相当の荷重-変形関係 (仮想実験値) と履歴モデルと (計算値) の比較を図-17 に示す。ここでの履歴モデルの骨格曲線は、鉄筋引張時 (RC

側) を通常の RC 梁部材と PC 鋼棒引張時 (PC 側) を PC 梁部材とした。その詳細を本論末の付1, 付2 に示す。ただし、本論での PC 試験体 (No.1, No.3) は、PC アンボンド構造の特徴を有しており、PC 鋼棒が降伏することを前提としている PC モデルでは、ひび割れ点以降の剛性が大きく異なる。よって、ひび割れ点以降の剛性は、解析結果の剛性を用いている。履歴ルールは、PRC 試験体 (No.2) を武田モデルで、PC 試験体 (No.1, No.3) を「共同研究 PC 構造設計・施工指針の作成」<sup>9)</sup> の PC モデルで表現している。

PC 試験体 (No.1, No.3) の履歴モデルは、大変形時こそ、実験時のループに比べ瘦せたループとなっているが、それ以前の変形では復元性が大きく原点指向の特徴をよく表している。

また、PRC 試験体 (No.2) の履歴モデルは、ひび割れ後の剛性が実験値に比べ若干高く、降伏時変形が小さいものの、全体としては対応のとれたものとなっている。降伏時変形が小さい要因は、この試験体が扁平梁であり降伏時剛性低下率の算定式 (菅野式) の適応範囲を超えるせん断スパン比 (a/D=6.7) となっているためと思われる。このことは、筆者らの文献<sup>10)</sup> においても報告している。

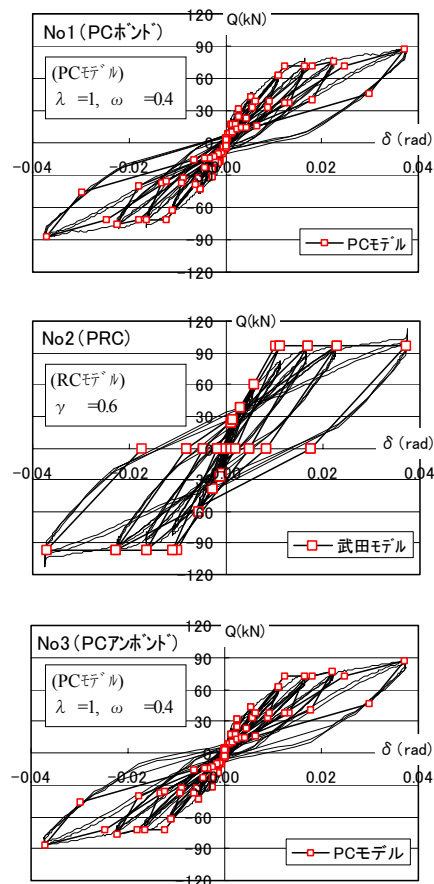


図-17 荷重-変形関係の仮想実験値と計算値の比較

(2) 等価粘性減衰定数 (heq) と等価剛性 (keq)

各変形時における逆対称加力相当の荷重-変形関係 (仮想実験値) と履歴モデル (計算値) の等価粘性減衰定数の比較を図-18に示す。

PC試験体 (No.1, No.3) では、ともに仮想実験値における等価粘性減衰定数は、上端鉄筋の降伏以前まではボンド試験体 (No.1) がアンボンド試験体 (No.3) より少し大きく約5~10パーセントで推移している。PC試験体 (No.1) が大きい要因は、シーす内のグラウトモルタルとPC鋼棒との付着や摩擦の影響によるものと思われる。その後、鉄筋の降伏 ( $R=1/67rad$ ) 以降では徐々にその値を増して、 $R=1/30rad$  時には約13パーセントとなった。一方、計算値による等価粘性減衰定数はいずれの変形時においても約5~7パーセントと一定であり、上端鉄筋降伏以前の変形においてはほぼ一致するが、大変形時においては実験値を過小評価する。これは、PCモデルによる履歴ルールは復元性が大きく、鉄筋引張側 (負荷荷) の大変形時でのエネルギー吸収の大きさを表現できないためである。

PRC試験体 (No.2) は、PC試験体 (No.1, No.3) と異なりPC鋼棒も降伏することから、主筋降伏以降 ( $R=1/67rad$ ) の変形では、等価粘性減衰定数もPC試験体に比べ、大きく増加する。計算値は、小変形時より大変形時まで比較的よく対応している。

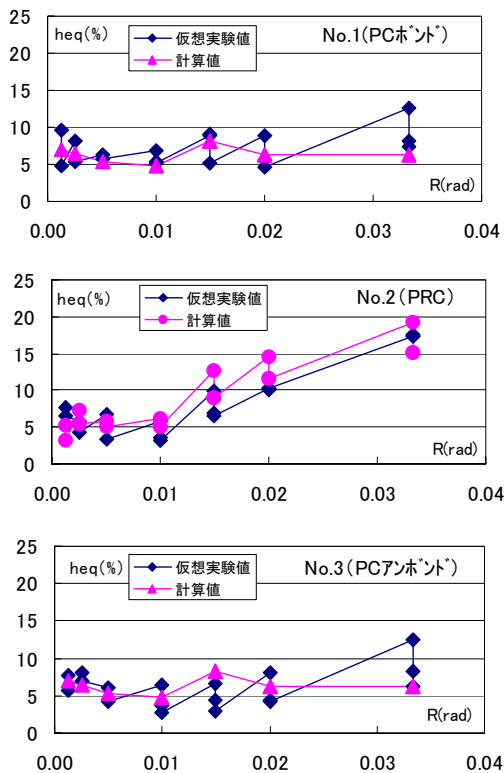


図-18 等価粘性減衰定数の仮想実験値と計算値の比較

次に、各変形時における逆対称加力相当の仮想実験値と計算値の等価剛性の比較を図-19に示す。

PC試験体 (No.1, No.3) では、小変形時において履歴モデルが実験値より若干小さめとなっている。その後の変形では、ボンド試験体 (No.1) は計算値と仮想実験値がよく適合している。アンボンド試験体 (No.3) は、ひび割れ後の剛性が低く、計算値が仮想実験値を上回っている。

PRC試験体 (No.2) の仮想実験値はPC試験体 (No.1, No.3) と比較して、ほぼ全ての変形領域で等価剛性は大きくなっている。計算値との比較では、小変形時において仮想実験値が計算値を少し下回っている。

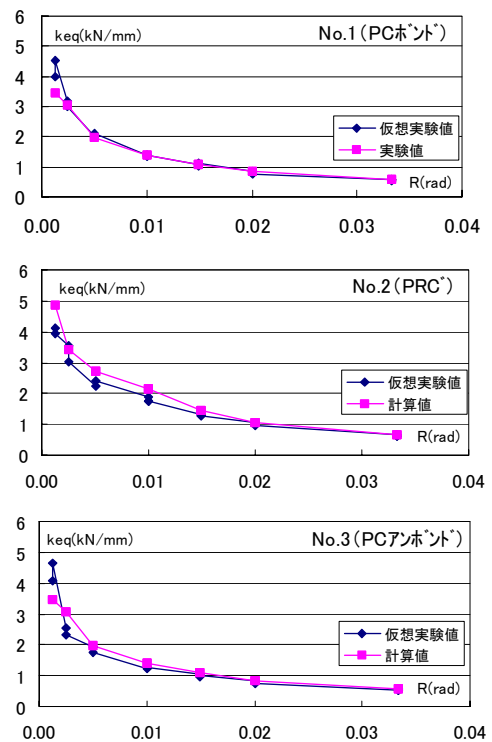


図-19 等価剛性の仮想実験値と計算値の比較

6. まとめ

梁上端に鉄筋、梁下端にPC鋼棒を配したプレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の地震時における構造特性を把握する目的で加力実験を行い以下の知見を得た。

- ① 上端が引張時には鉄筋コンクリート造、梁下端が引張時にはプレストレストコンクリート造の特性を示すことが確認できた。
- ② PC鋼棒引張時のPC試験体では、梁端部に変形が集中し、梁底にはひび割れがほとんど生じず、地震経験後の修復性の高さを示した。
- ③ PC鋼棒を主筋に用いた場合、ボンド・アンボン

ドタイプ試験体ともに主筋の抜け出しが大きく、PC 鋼棒は降伏に至らなかった。

- ④ 主筋の抜け出しが大きい場合の端部回転変形は、危険断面位置での抜き出し量 (S) を、危険断面位置を挟んだ断面回転中心深さ (Xn) の2倍の領域 (抜き出し吸収領域) 内で平均した分散ひび割れとして評価した既往の断面解析方法によって評価ができることを確認した。
- ⑤ PC 引張側は PC 鋼棒の抜け出しを考慮した断面解析結果を用いた骨格曲線と文献9)の PC モデルの履歴ルールを、RC 引張側は RC の骨格曲線と武田モデルの履歴ルールを用いることにより、概ね仮想実験値を評価することが可能である。

また、今後の検討項目として以下のものがある。

- ① 逆対称加力を受ける梁としての加力実験
- ② PC 鋼棒とグラウト材間の付着特性の把握
- ③ 付着特性の異なる他種の PC 鋼材を使用した場合の特性

付 1

【武田モデル使用時の部材の剛性・耐力】

・ひび割れ点 (下記2式の平均値による)

RC側  $M_c = \sigma_c \cdot \sigma_t \cdot Z_c$   
 $\sigma_c$ : コンクリートの引張強度 ( $c\sigma = 0.56\sqrt{\sigma_B}$ )  
 $Z_c$ : 断面係数 (鉄筋含む)

PC側  $M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_{cp} + \frac{N_1}{A_c})$   
 $\sigma_{cp}$ : 有効プレストレスト応力  $\sigma_{cp} = \frac{P_e}{A_c} + P_e \cdot \frac{e}{Z_2}$   
 $A_c$ : コンクリート断面積  
 $N_1$ : 作用軸力  
 $P_e$ : 有効プレストレスト力  
 $Z_2$ : 引張縁に関する断面係数  
 $e$ : 有効プレストレスト力の偏心距離  
 $\sigma_{tb}$ : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\sigma_{tb} = \frac{5}{3}\sigma_t$ )  
 $\sigma_t$ : コンクリートの引張強度 ( $\sigma_t = 0.07F_c$ )

・降伏点 (下記2式の平均値による)

RC側  $M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$   
 $a_t$ : 主筋断面積  
 $\sigma_y$ : 主筋降伏応力度  
 $d$ : 有効せい

PC側  $M_u = \frac{7}{8} \cdot T_y \cdot d + T_p \cdot (d_p - \frac{1}{8}d)$   
 $d$ : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ  
 $d_p$ : PC鋼材に対する有効高さ  
 $T_y$ : 引張側普通鉄筋の引張合力  
 $T_p$ : 曲げ破壊時PC鋼材引張合力  
 $\sigma_{pu}$ : PC鋼材規格降伏点応力度 (付着のある場合)

・初期剛性 (鉄筋考慮)

$S = \frac{6E_c I_c}{1}$   
 $E_c$ : コンクリートのヤング係数  
 $I_c$ : 断面2次モーメント (鉄筋含む)

・降伏時剛性低下率 (下記2式の平均値による)

RC側  $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64_n p_t + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^2$   
 $n$ : ヤング係数比  
 $p_t$ : 引張鉄筋比  
 $a$ : シヤースパン長さ  
 $d$ : 有効せい  
 $\eta_0$ : 軸力比

PC側  $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64(r_n \cdot p_t + 3.5_s n_s \cdot \frac{d}{D}) + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^2$   
 $r_n$ : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比  
 $s_n$ : PC鋼材とコンクリートのヤング係数比  
 $r_p$ : 引張鉄筋総断面積/コンクリート断面積  
 $s_p$ : PC鋼材総断面積/コンクリート断面積  
 $r_d$ : 圧縮縁と引張鉄筋重心間の距離  
 $s_d$ : 圧縮縁とPC鋼材重心間の距離  
 $\eta_0$ : 軸力比

・主筋降伏後の剛性  $S' = 0.001 \cdot S$

参考文献

- 1) 田野健治, 山中久幸: プレストレスト鉄筋コンクリート造扁平梁の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 1035-1036, 2003. 9
- 2) 六車 照, 渡辺史夫, 西山峰広: アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 1, pp10-15, 1, 1984, 1
- 3) 坂 静雄, 六車 照, 中島奏一: 付着のないPC梁の亀裂および曲げ破壊耐力, 日本建築学会論文報告集第60号, pp645-648, 1958. 10
- 4) 中塚 信ほか: 等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析によるPC梁の加重-変形関係の推定 (その1) 解析のための基礎データ, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp1043-1044, 1999. 9
- 5) 上東 弘英, 中塚 信ほか: 等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析によるPC梁の加重-変形関係の推定 (その2) 解析結果と実験結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1pp. 1045-1046, 1999. 9
- 6) 是永 健好, 渡辺 英義: PC鋼材の付着すべりを考慮したプレキャストPC梁の曲げ変形解析法, 日本建築学会構造系論文集第536号, pp143-150, 2000. 10
- 7) 是永 健好, 渡辺 英義, 小林 淳: 梁端部における塑性回転評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No2, pp323-328, 1994
- 8) 山田 稔, 武貞 健二: 鉄筋コンクリート柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (プラスチックヒンジの生成機構について), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 57-60, 1968
- 9) 共同研究 PC構造設計・施工指針の作成 (最終年度研究報告書), 建設省研究所, (社) 建築業協会1999, 3
- 10) 山中 久幸, 小坂 英之, 田野 健治ほか: 柱とフラットスラブからなるラーメン架構の水平加力実験 (その1) ~ (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 723-728, 2001. 9

付 2

【PCモデル使用時の部材剛性・耐力】

・ひび割れ点 (下記2式の平均値による)

RC側  $M_c = \sigma_c \cdot \sigma_t \cdot Z_c$   
 $\sigma_c$ : コンクリートの引張強度 ( $c\sigma = 0.56\sqrt{\sigma_B}$ )  
 $Z_c$ : 断面係数 (鉄筋含む)

PC側  $M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_{cp} + \frac{N_1}{A_c})$   
 $\sigma_{cp}$ : 有効プレストレスト応力  $\sigma_{cp} = \frac{P_e}{A_c} + P_e \cdot \frac{e}{Z_2}$   
 $A_c$ : コンクリート断面積  
 $N_1$ : 作用軸力  
 $P_e$ : 有効プレストレスト力  
 $Z_2$ : 引張縁に関する断面係数  
 $e$ : 有効プレストレスト力の偏心距離  
 $\sigma_{tb}$ : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\sigma_{tb} = \frac{5}{3}\sigma_t$ )  
 $\sigma_t$ : コンクリートの引張強度 ( $\sigma_t = 0.07F_c$ )

・降伏点

耐力: 下記RC側とPC側の平均  
 RC側  $M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$   
 $a_t$ : 主筋断面積  
 $\sigma_y$ : 主筋降伏応力度  
 $d$ : 有効せい  
 PC側 断面解析結果を使用(変形に応じた耐力)

・初期剛性 (鉄筋考慮)

$S = \frac{6E_c I_c}{1}$   
 $E_c$ : コンクリートのヤング係数  
 $I_c$ : 断面2次モーメント (鉄筋含む)

・降伏時剛性低下率 (下記2式の平均値による)

RC側  $\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64_n p_t + 0.043 \frac{a}{d} + 0.33\eta_0 \right\} \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^2$   
 $n$ : ヤング係数比  
 $p_t$ : 引張鉄筋比  
 $a$ : シヤースパン長さ  
 $d$ : 有効せい  
 $\eta_0$ : 軸力比  
 PC側 断面解析結果の剛性を使用

・主筋降伏後の剛性  $S' = 0.001 \cdot S$