

PC箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験

大塚 久哲*1・岡田 稔規*2・角本 周*3・堤 忠彦*4

1. ま え が き

1995年の兵庫県南部地震の被害と教訓を踏まえて改訂された平成8年度版「道路橋示方書」においては、設計地震力が大幅に引き上げられ、また、地震時の挙動が複雑な橋梁に関しては動的解析により設計することとなった。これに伴い、既存橋梁の耐震安全性の見直しが行われている。大きな地震力がPC橋に作用した場合、従来は弾性部材として扱われていた上部構造が非線形領域に入る可能性がある。非線形履歴モデルの形状が、非線形動的解析における部材の応答評価に与える影響は大きく、したがって上部構造の履歴モデルを的確に評価することが橋全体の耐震安全性の把握にとって重要であると言える¹⁾。しかしながら、PC橋の履歴特性に関する既往研究は少なく、PCラーメン橋等の不静定構造物において、今後、精度の高い動的解析を行うには、上部構造の非線形性を考慮した新たな履歴モデルの提案が必要であると考えられる。

本文では、プレストレスの導入度、鋼材の偏心量、外ケーブルの効果などに着目し、一般的な実橋梁PC上部構造を想定した縮尺模型を製作し、その交番載荷実験を行って得られたPC箱桁の履歴特性に関する知見を述べる^{2), 3)}。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体は、①有効幅員9.0mの1室箱桁断面、②80m～140m程度の中央径間を有するラーメン橋のインフレクションポイント付近の桁高を想定し、載荷装置の能力を考慮して1/8.5程度の外形寸法とした。ただし使用するコンクリートの最大骨材径や鋼材径等の材料や製作上の制約から、か

ぶりやウェブ厚等の相似則は必ずしも一致していない。使用材料は、 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ のコンクリートとSD295 (D6, D13)の鉄筋を用い、PC鋼材は現在PC橋で一般に使用されているPC鋼より線とし、1S15.2Aを使用した。

2.2 実験ケース

検討ケースは、プレストレス導入度、鋼材の偏心量、PC鋼材の付着の有無(内・外ケーブル)、支間中央鉄筋の重ね継手の影響および横拘束筋の効果に着目した。実験パラメータのうちプレストレス導入度は、想定した橋梁におけるプレストレス量を考慮して、プレストレスによる平均軸圧縮応力度を2.4MPa～6.0MPaに設定した。PC鋼材の配置は、実橋におけるインフレクションポイント付近の軸力配置、支間中央付近の下縁配置、支点部付近の上縁配置を考慮して設定した。横拘束筋については、体積比が0.8%程度になるように上下床版に配置した。せん断補強に関しては、せん断破壊が先行することがないように、せん断補強鉄筋の間隔を決定した。以上のパラメータの組合せおよび比較のためのRC供試体を含め12ケースについて実験を行った。表-1に検討ケースを、図-1に各供試体の断面図を示す。

2.3 載荷方法

載荷方法は、単純曲げ載荷(2点載荷)の正負交番漸増載荷とし、押し引き100tfの油圧ジャッキを用いて、軸方向鉄筋初降伏時の変位 δ_{y0} までは荷重制御、その後は δ_{y0} の整数倍を片振幅とした両振り交番載荷($\pm 2\delta_{y0}$, $\pm 3\delta_{y0}$, $\pm 4\delta_{y0}$...)を、最大荷重以下に低下するまでを目標に行った。載荷スパン長は中央部600mmとし、桁中央点から左右300mmの位置に載荷用丸鋼(直径60mm)をフランジ上下面にセットし、PC鋼棒で締めた。

表-1 検討ケース

供試体名	構造	プレストレス(MPa)	PC鋼材の本数と位置	PC鋼材の配置	備考
L01	RC構造	—	—	—	L02と終局耐力を同等に設定
L02	PC構造	3.6	6本(全内ケーブル)	軸力配置	標準モデル
L03	〃	〃	〃	下縁配置	上下終局耐力比3:1
L04	〃	〃	〃	上縁配置	上下終局耐力比1:3
L05	〃	6.0	10本(全内ケーブル)	軸力配置	プレストレス量をL02の5/3倍
L06	〃	3.6	6本(4本外ケーブル)	下縁配置	L03と鋼材偏心を同等に設定
L07	〃	〃	〃	上縁配置	L04と鋼材偏心を同等に設定
L08	〃	〃	6本(全内ケーブル)	軸力配置	L02の軸方向鉄筋を重ね継手に
L09	〃	〃	6本(〃)	〃	L02の上下フランジに拘束鉄筋配置
L10	〃	2.4	4本(〃)	〃	プレストレス量をL02の2/3倍
L11	〃	4.8	8本(〃)	〃	プレストレス量をL02の4/3倍
L12	〃	3.6	6本(全内ケーブル)	下縁配置	L03と鋼材偏心を同等に設定

*1 Hisanori OHTSUKA:九州大学大学院 工学研究科 建設システム工学専攻 教授

*2 Toshiki OKADA: 八千代エンジニアリング(株),九州大学大学院 工学研究科 建設システム工学専攻 博士課程在学

*3 Meguru TSUNOMOTO: オリエンタル建設(株)

*4 Tadahiko TSUTSUMI: (株)富士ピー・エス

測定項目は、①変位、②荷重、③曲率、④コンクリートのひずみ、⑤鋼材のひずみ、⑥ひび割れ幅であり、主に桁中央部の断面で測定した。本実験で用いた実験装置および供試体設置状況を図-2に示す。

3. 実験結果

3.1 曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係

実験で得られた各供試体の $M-\phi$ 履歴曲線を図-3に示す。曲げモーメントの符号は、載荷ジャッキを押し下げたときに発生する曲げモーメントを正として表示している。図中には「道路橋示方書 V編」⁴⁾に規定されている応力-ひ

ずみ曲線を用いて算出した $M-\phi$ 骨格曲線を重ねて示している。コンクリート圧縮強度は、材料試験結果を用いた。表-2に圧縮強度の平均値を示す。ここに骨格曲線は拘束筋のない場合に対応させ、コンクリートの終局ひずみを 2000μ としている。ただし、L09では拘束筋の効果を考慮している ($\rho_s \approx 0.8\%$)。

また、各供試体の実験終了時の破壊状況の写真およびスケッチ図を写真-1、図-4に示す。供試体によっては、支間中央で破壊せずに、載荷点あるいはその外側で破壊したり、コンクリートの剥離によって変位制御に支障が生じたりしたため、それ以降の交番載荷実験が困難となった。し

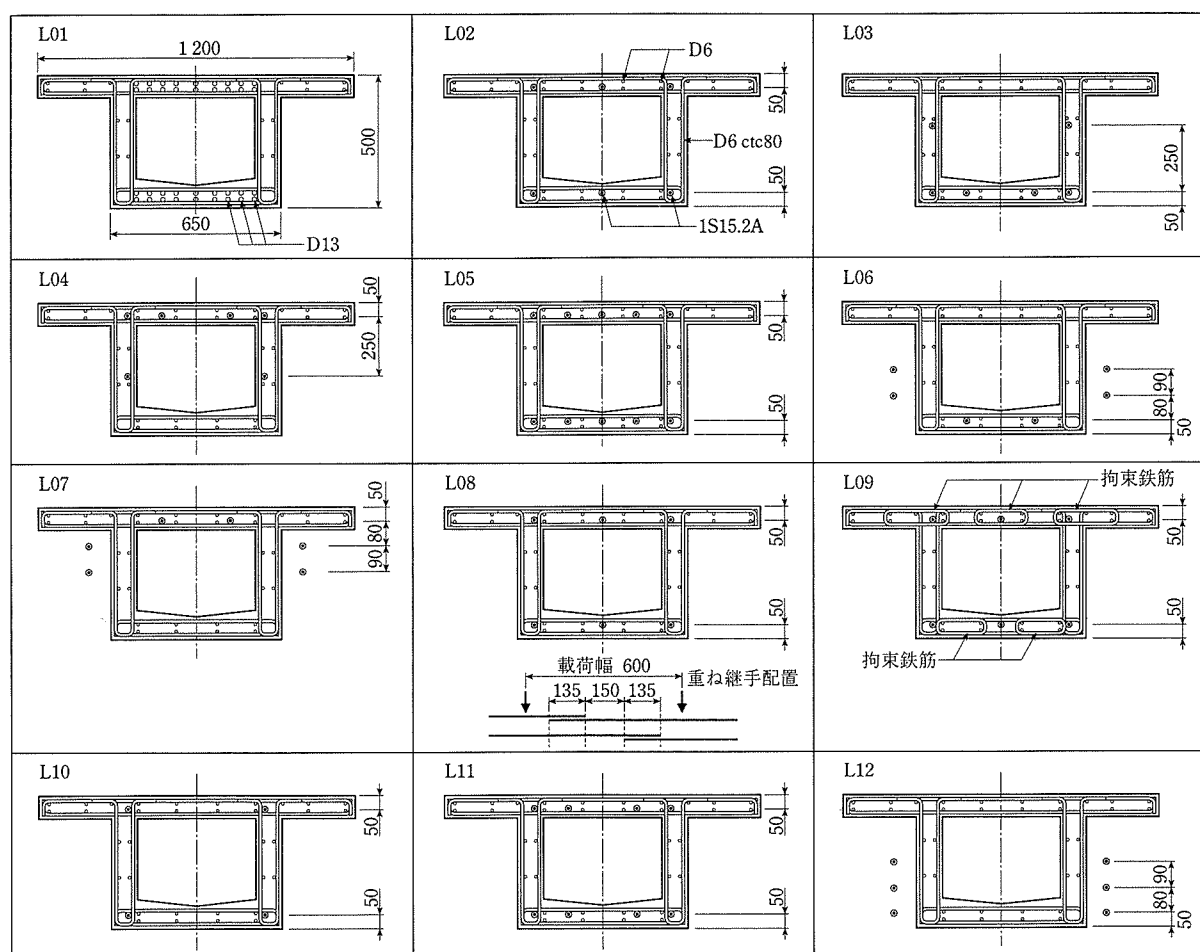


図-1 供試体断面図 (単位:mm)

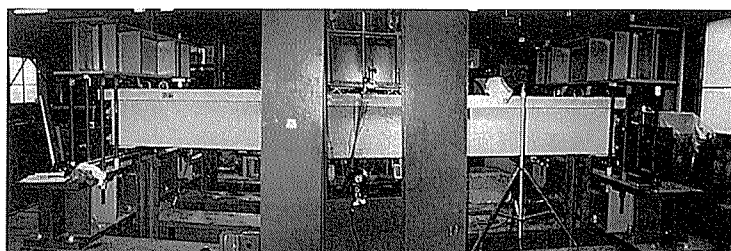
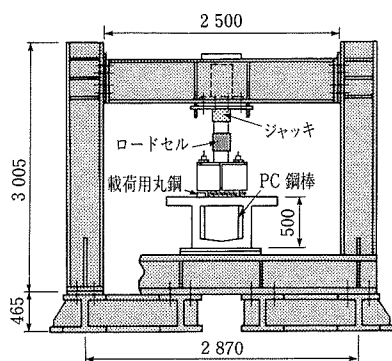
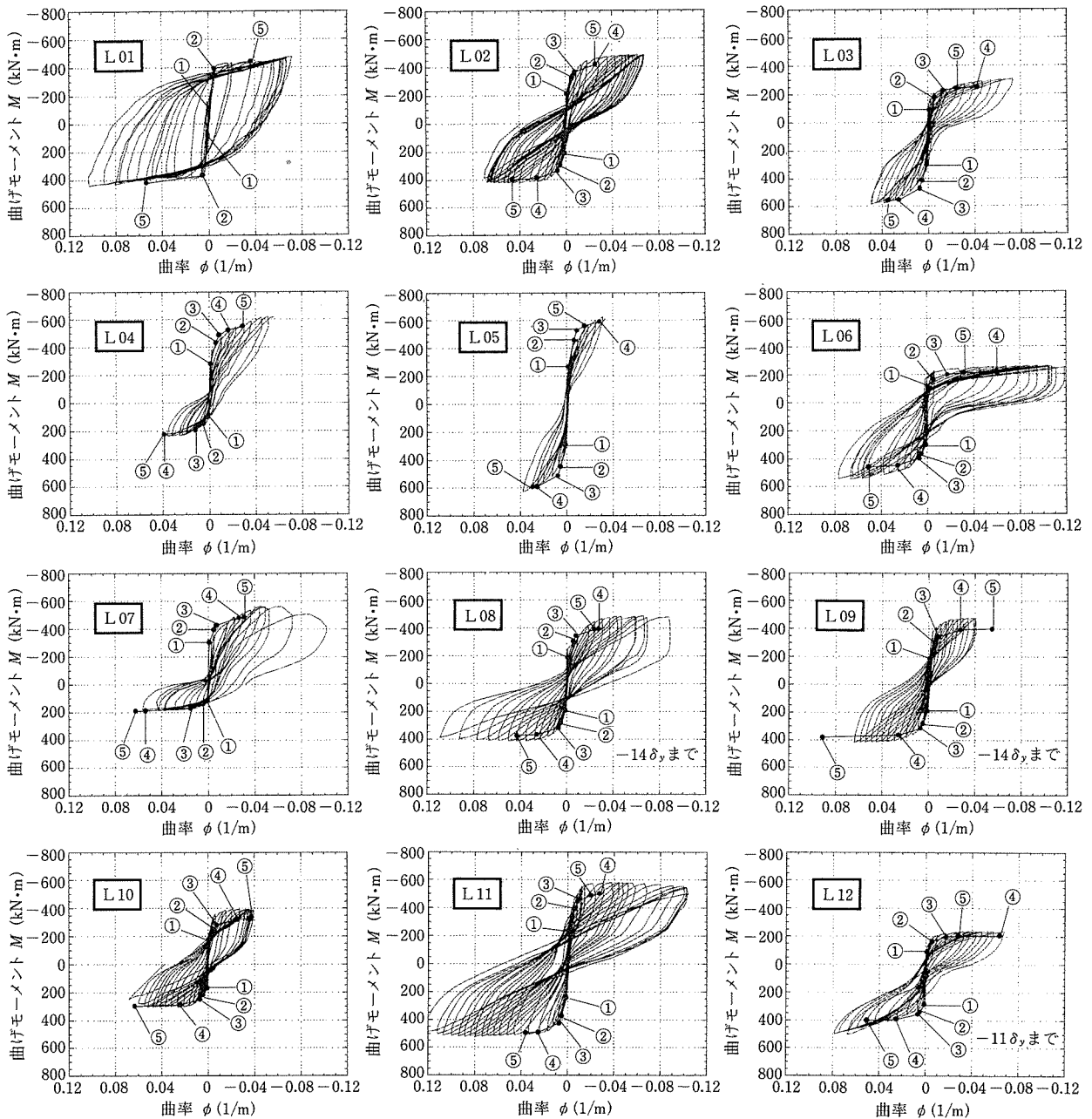


図-2 載荷装置および供試体設置状況 (単位:mm)



解析上のイベント ①：ひび割れ，②：鉄筋降伏，③：PC弾性限界，④：PC降伏，⑤：コンクリートの圧壊

図-3 曲げモーメント-曲率関係

表-2 コンクリートの圧縮強度試験結果

供試体	圧縮強度 (kN/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	供試体	圧縮強度 (kN/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
L01	39	2.60×10 ⁴	L07	55	3.16×10 ⁴
L02	48	2.58×10 ⁴	L08	39	2.28×10 ⁴
L03	36	2.32×10 ⁴	L09	40	2.65×10 ⁴
L04	31	2.12×10 ⁴	L10	50	2.92×10 ⁴
L05	40	2.51×10 ⁴	L11	38	2.88×10 ⁴
L06	51	2.61×10 ⁴	L12	38	2.62×10 ⁴

たがって、最終じん性率の評価はここでは行わない。以下、各供試体のM-φ曲線の特徴を述べる。

- ① RC供試体(L01)は、軸方向鉄筋降伏後の剛性低下が著しく、残留変位が大きい典型的な紡錘型の履歴を示した。
- ② PC鋼材軸力配置(6本)のL02は、L01に比べ最大耐

力までの耐力上昇は緩やかで、除荷時の剛性は荷重の低下とともに小さくなる。これは、PC鋼材が鉄筋に比べ降伏強度が高く、降伏ひずみも大きいため、PC鋼材が降伏前の領域に長く留まるためであると考えられる。この結果、残留変位は小さく履歴曲線は原点付近を指向する結果を得た。

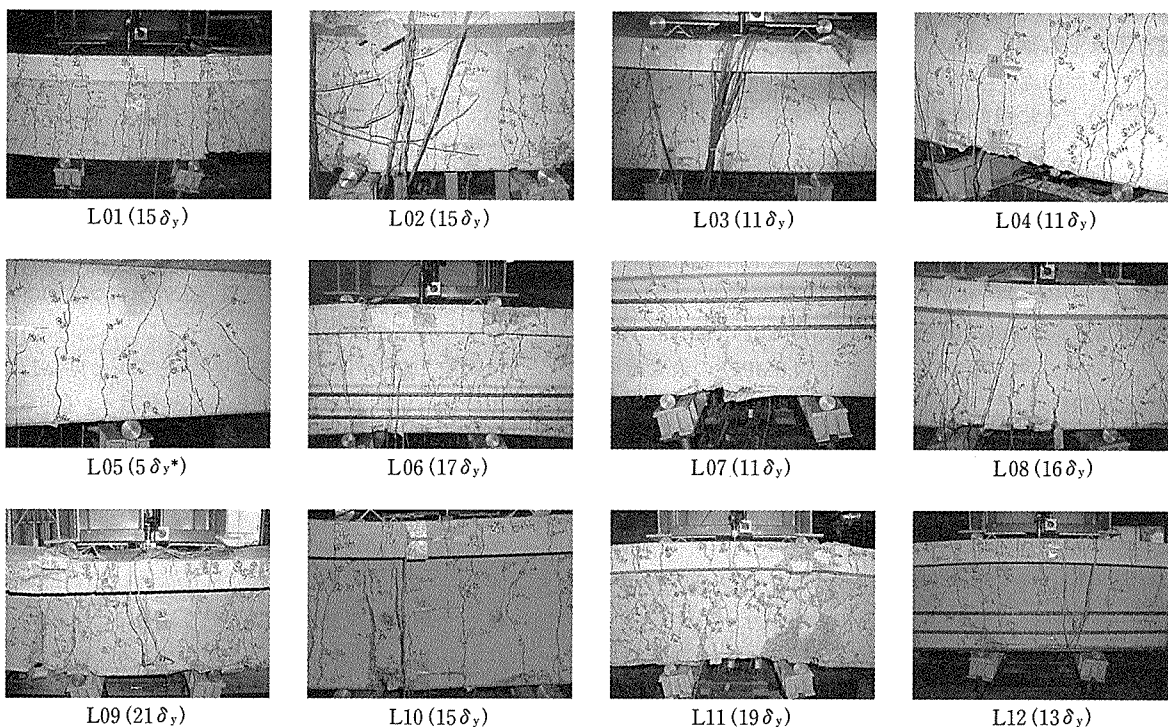


写真 - 1 破壊状況写真 (実験終了時の状況, *L05は終了2ステップ前)

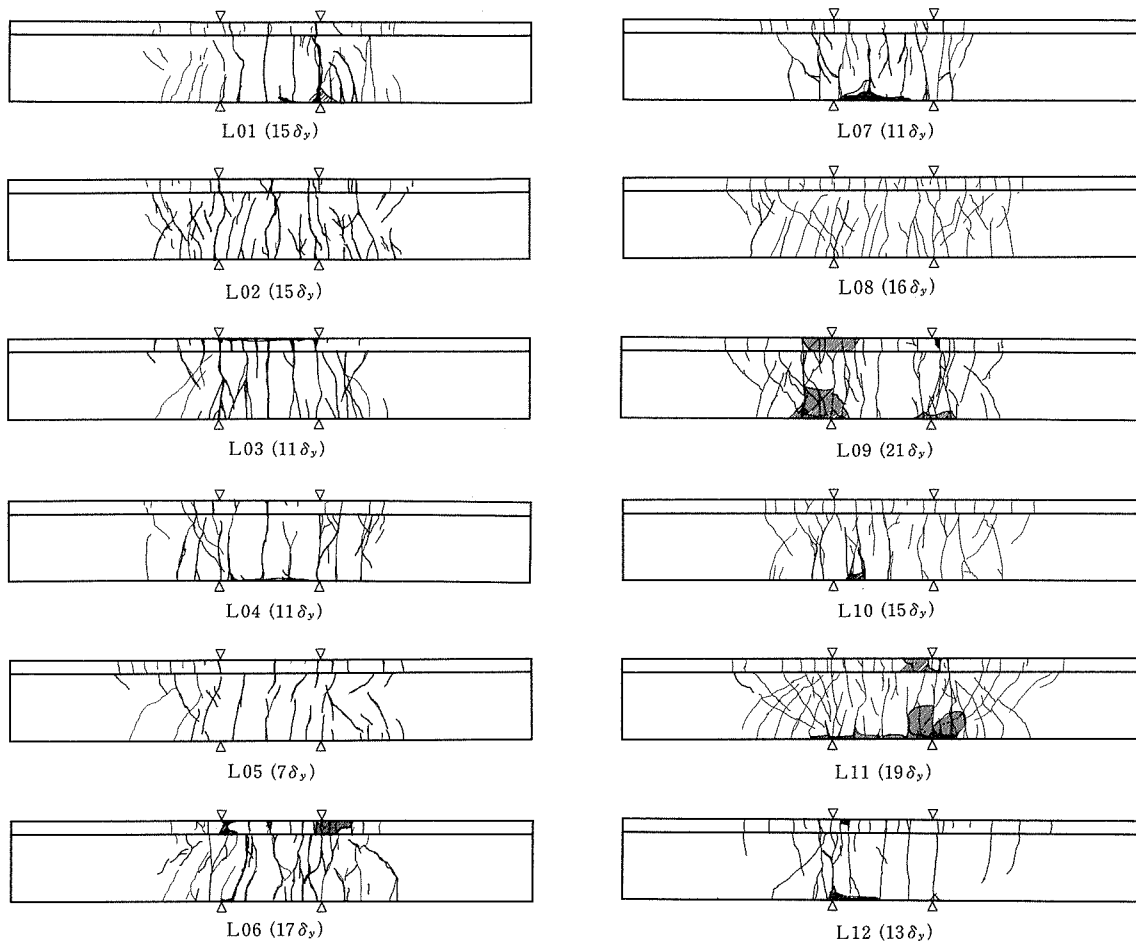


図 - 4 破壊状況スケッチ (実験終了時の状況)

- ③ PC鋼材を下縁配置，上縁配置したL03，L04においては，それぞれ鋼材を偏心させた側へ耐力が増加した。また，履歴曲線が指向する原点はPC鋼材を軸力配置した場合のように載荷荷重による曲げモーメントが0の点ではなく，耐力が大きい方にシフトしている。図-3より，骨格曲線は鋼材を偏心配置した供試体においてもおおむね再現可能であることが確認できた。損傷の度合いは下縁配置では上側，上縁配置では下側の損傷が著しい。
- ④ プレストレス量の異なる4つの供試体，L02 (3.6MPa)，L05 (6.0MPa)，L10 (2.4MPa)，L11 (4.8MPa) の最大耐力は，L02に対し，L11では約20%増加，L05では約40%増加，L10では約25%減少した(図-5)。このシリーズの実験から，プレストレスの導入量に比例して，最大耐力は増加し，原点指向性はより強まる傾向にあることが分かった。
- ⑤ L06，L07はL03，L04のPC鋼材6本のうち，それぞれ4本をPC鋼材とコンクリートとの付着のない外ケーブルとしたもので，L12はL03を全外ケーブルとしたものである。外ケーブル供試体では，内ケーブル供試体に比べて最大耐力が若干減少した。ひずみに関しては，内ケーブルがPC降伏ひずみに達した段階においても外ケーブルはPC弾性限界にも達しておらず，終局時でも外ケーブルは降伏しなかった。L06，L07，L12で示し

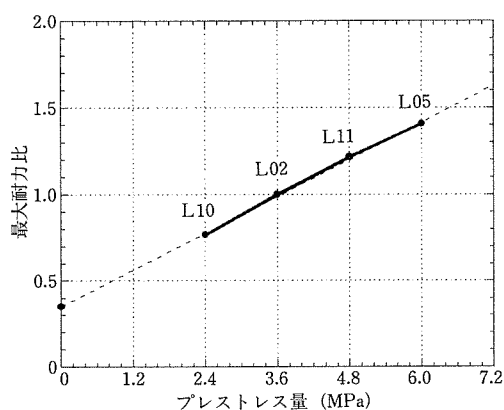


図-5 プレストレス量と最大耐力の関係

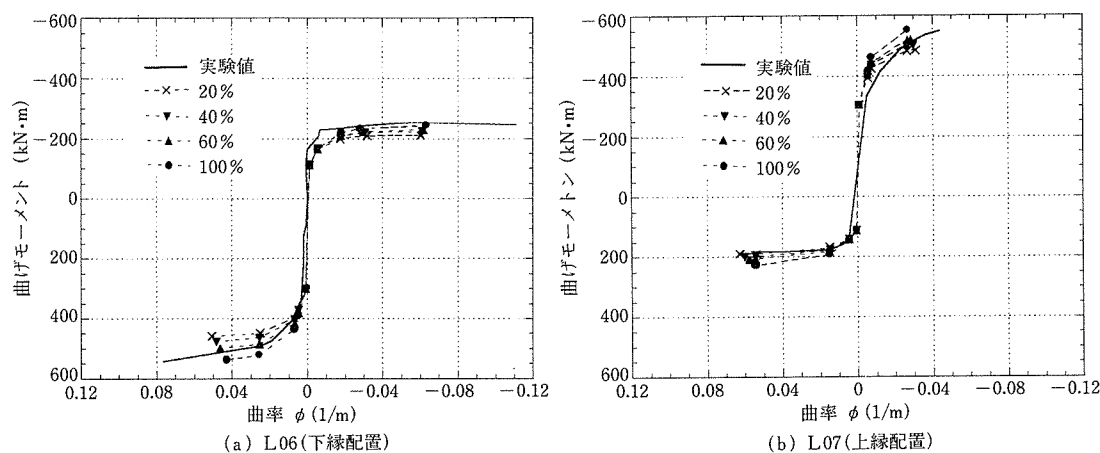


図-6 外ケーブルの寄与率による骨格曲線の違い

た骨格曲線(図-3)は，内ケーブルPC鋼材のひずみ増加量に対する外ケーブルの寄与率を20%とした場合(外ケーブルの断面積の20%を内ケーブルとして取り扱い，残りの80%に相当する初期軸力を外力として桁端に作用させた場合)の計算結果である。ここで，寄与率20%という値は，L06の下側最外縁PC鋼材(内ケーブル)の増加ひずみに対するL12の下側最外縁PC鋼材(外ケーブル)の増加ひずみの比が20%であることより決定した。図-6にL06，L07における外ケーブルの寄与率に対する骨格曲線の違いを示す。ここに，寄与率100%とは対象となる外ケーブルを内ケーブルと見なした場合のひずみ増加量と同等であることを示す。図-6より，外ケーブルの寄与率が小さくなると耐力は減少する様子が分かり，この実験では寄与率20%とした場合，安全側の評価となることが分かる。

- ⑥ L08は，L02と同じ断面で鉄筋を支間中央で重ね継手としたものであるが，耐力はL02とほぼ同程度を維持しており，鉄筋を重ね継手にすることによる耐力の減少は見られなかった。また，曲率が大きくなっても耐力は維持しており，じん性率も十分に確保されることが分かった。ただし， $8\delta_{y0}$ 以降では重ね継手とした場合の方が曲率の増分が大きくなっており，これは継手部での鉄筋のずれが影響していると考えられる。
- ⑦ L09は，L02の上下フランジに図-1に示すような拘束鉄筋を配置したもので，新道路橋示方書Vによれば，図-3の骨格曲線に見られるように大きな曲率を期待できるものであった。しかしながら，本実験では，耐力が計算値を上回ることは確認できたが，じん性率の向上を確認するには至らなかった。

3.2 イベント

算出した $M-\phi$ 骨格曲線上の各イベント点(ひび割れ，鉄筋降伏，PC弾性限界，PC降伏，コンクリートの圧壊)と実験で計測したひずみおよび目視から推定される各イベント点を，L02供試体において比較した結果を図-7(a)に示す。図-3にも示すように計算値の上縁引張り時では，ほとんどのケースでPC降伏時の耐力がコンクリート圧壊時の耐力を上回る計算結果となった。逆に下縁引張り時では，PC降伏が先に生じた。これは，箱桁の上フランジに張出し床版が

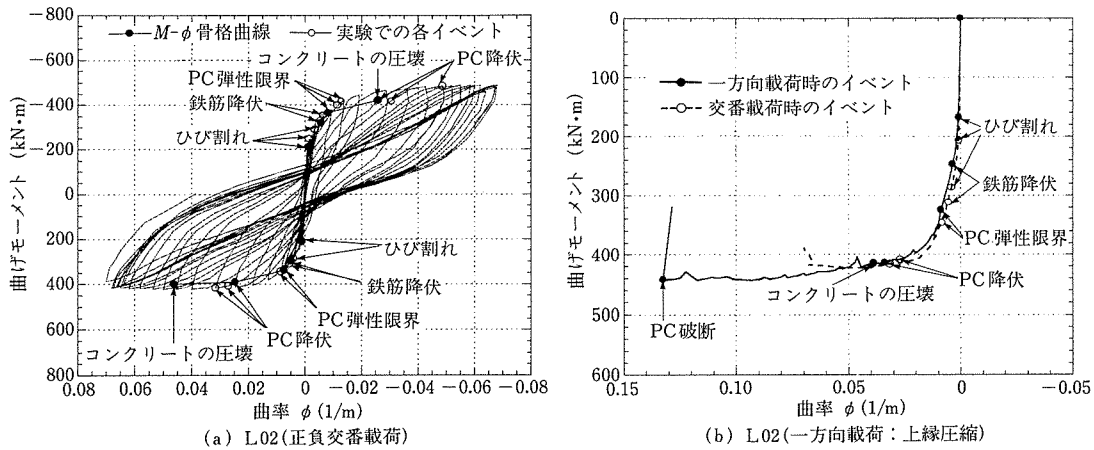


図-7 実験での各イベント

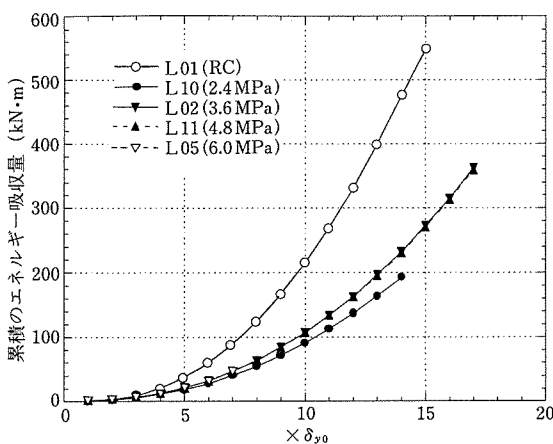


図-8 RC桁とPC桁の累積エネルギー吸収量の比較

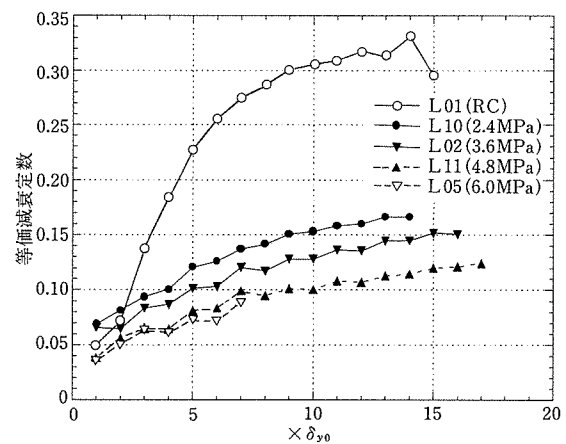


図-10 RC桁とPC桁の等価減衰定数の比較

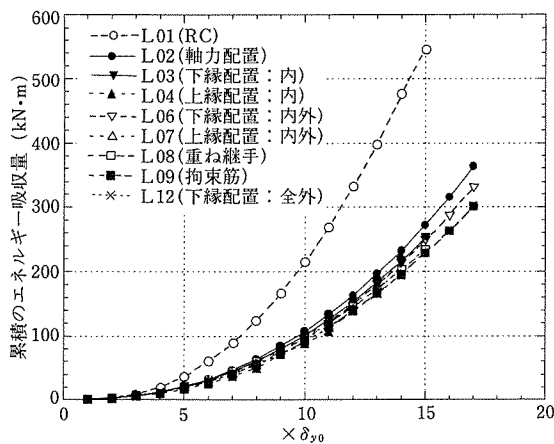


図-9 鋼材の偏心量, 外ケーブルの量による累積エネルギー吸収量の比較

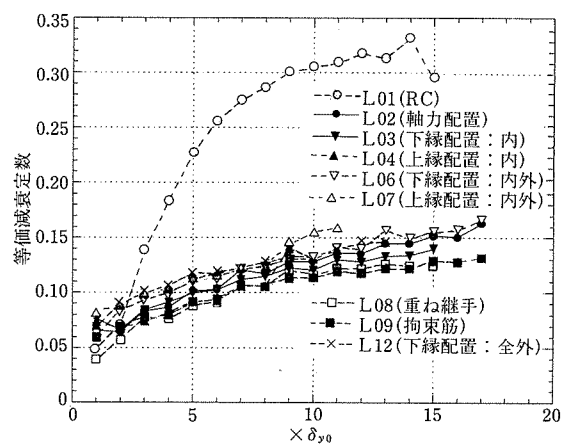


図-11 鋼材の偏心量, 外ケーブルの量による等価減衰定数の比較

存在するため、上縁側が下縁側に比べ圧縮力を負担するコンクリートの面積が大きいことに起因するものと思われる。

図-7のL02の場合を見れば、計算上の終局を過ぎても実際の桁は耐力を維持し続けており、PC箱桁がじん性に富む構造であることを示している。図-7(b)はL02供試体を一方方向単調荷重(上縁圧縮)した場合の結果と交番荷重時の骨格曲線および計算上の骨格曲線を比較したものである。一方

向荷重では、PC破断まで耐力は上昇し続けた。他のケースについては、図-3にヒステリシスと計算上のM-phi曲線を対比させているが、前節にも述べたようにL05, L08, L09, L12供試体は荷重スパンの終局まで測定されたデータではない。

3.3 エネルギー吸収能力および等価減衰定数

各供試体における累積エネルギーの比較を図-8, 9に、等価減衰定数の比較を図-10, 11に示す。ここに累積エネ

ルギーとは各載荷サイクルにおける履歴ループ面積を順次加えたものである。横軸は軸方向鉄筋初降伏変位 δ_{y0} の整数倍とした載荷サイクルである。

図-8は、RC桁とプレストレス量が異なるPC桁4体（いずれも軸力配置）の累積吸収エネルギーを比較したものである。この図によれば、RC桁とPC桁におけるエネルギー吸収能力には明確な差があることが分かる。図-9は、プレストレス導入量の等しい（3.6MPa）PC供試体どうしで累積吸収エネルギーを比較したものである。これらの図から、エネルギー吸収能力に対する、プレストレス量、鋼材偏心量、鋼材の付着の有無などの影響は小さいと言える。

図-10、11は等価減衰定数に関し、図-8、9と同様の比較をしたものである。ここに等価減衰定数 $h = (1/2\pi)$ （1サイクルの吸収エネルギー/弾性エネルギー）と定義する。図-10より、プレストレス導入量が増加すると、等価減衰定数は小さくなることが分かる。これは、プレストレス量の増加により、残留変位が小さくなり、履歴曲線の原点指向性が強くなることに起因する。図-11からは、他の要因の影響は比較的小さいと言える。なお、軸方向鉄筋初降伏程度応答に対しても、PC桁の等価減衰定数は3%~7%程度となっている。

図-12はプレストレス量の違いによる残留変位比（残留変位と最大変位の比）を示したものである。これにより、プレストレス量が大きくなるにつれて、残留変位比が小さくなることが知られる。PC供試体では、RC供試体に対しエネルギー吸収能力は低い、残留変位が小さいため除荷後の機

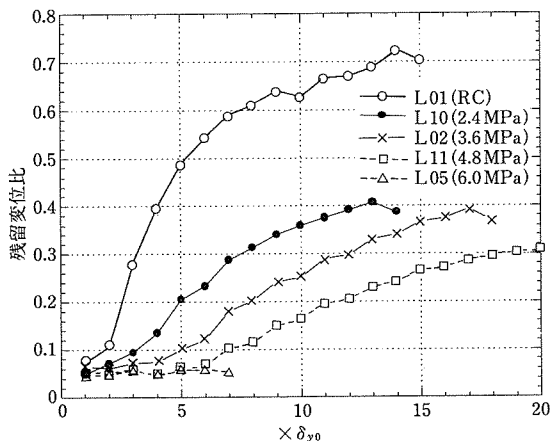


図-12 残留変位比

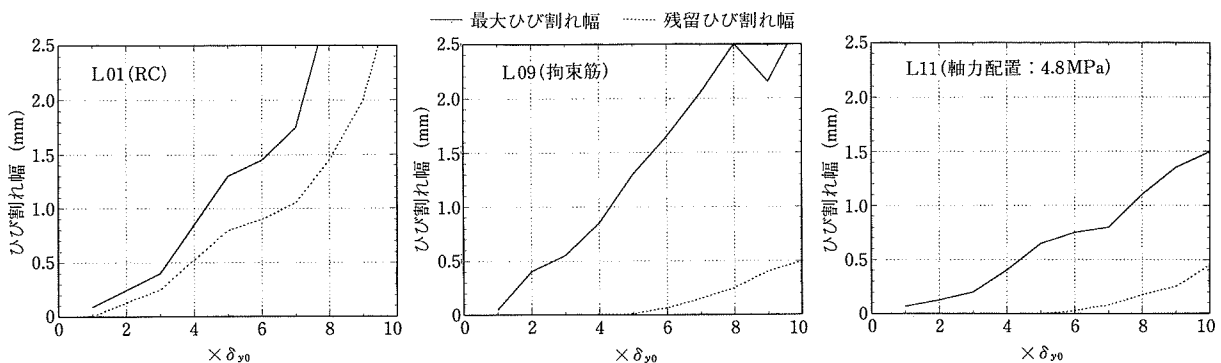


図-13 ひび割れ幅

能保持に優れていると言える。

3.4 ひび割れ幅

図-13は、L01(RC), L09(3.6MPa), L11(4.8MPa)の3つの供試体におけるひび割れ幅を載荷サイクルごとにまとめたものである。図では、載荷スパン内での上下縁の最大ひび割れ幅の平均値および残留変位の平均値を示している。この図から分かるように、PC桁では $6\delta_{y0}$ まではほとんど残留ひび割れ幅が生じていない。また、最大ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の比も非常に小さいことから、PC桁のひび割れ制御能力の高さも確認できる。

4. 履歴特性の特徴

本実験で得られた履歴曲線によると、図-14に示すように、ひび割れモーメントまでは、ほぼ弾性挙動を示し、その後塑性率の小さい範囲では除荷時に原点付近を指向する。降伏を超える程度に塑性率が大きくなると、戻り始めは初期剛性に近いが、除荷に従い剛性が低下する除荷剛性低下型の履歴となる。このとき、戻りの最初の剛性の範囲 (ΔM) は、鉄筋量またはPC量によって決まるものと思われる。さらに変位が増加すると、残留変位も増加し、RC部材に似た紡錘型、あるいは平行四辺形型の履歴を示す。以上のように、塑性率の小さい範囲（第2剛性域）では原点付近を指向し、第3剛性に入ると、除荷に従い曲げモーメントが0の点まで剛性が徐々に低下し、その後最大点を指向するような履歴法則が成り立つと思われる。なお、この履歴法則はPC鋼材の偏心により正負各方向の特性も異なってくる。

これらの履歴特性は、RC部材の履歴復元力モデルとして設計で多用される武田モデル⁵⁾とは除荷時の挙動の特性が異なる。また、対称断面であるPC橋脚で提案されているモデル^{6), 7)}やPC部材に対して用いられる岡本モデル⁸⁾では、PC鋼材の偏心による正負各方向の履歴特性は表現できない。したがって、既存の履歴モデルでは、本実験で得られたPC上部構造の挙動を適切に再現することは難しいと考えられる。これについては稿を改めて詳しく考察したい。

5. 結論

本実験により、PC上部構造の履歴特性に関して次のような知見を得た。

- ① 道路橋示方書の $M-\phi$ 骨格曲線は、おおむね実験を再現できたが、コンクリートの圧縮ひずみを $\epsilon_{cu} =$

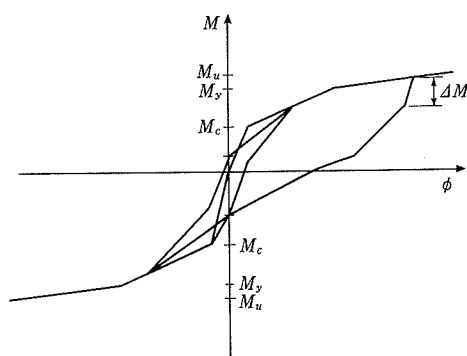


図-14 履歴法則(概念図)

2 000 μ とした場合、終局を過小評価する結果となった。

- ② PC供試体は、RC供試体に比べ、エネルギー吸収能力は劣るが、残留変位が小さい。この傾向は、プレストレス量の増加に伴い、より顕著になる。
- ③ 等価減衰定数は、プレストレス導入量の増加に伴い小さくなる。
- ④ プレストレス量、鋼材の偏心、付着の有無などの違いによるPC桁のエネルギー吸収量の差は僅かである。
- ⑤ PC鋼材に付着がない外ケーブルの場合、内ケーブル供試体に比べ耐力は減少し、外ケーブルのひずみ増加量は、内ケーブルに対し20%程度であった。
- ⑥ 既存の履歴モデルでは、PC上部構造の第3剛性域で

の履歴特性を適切に再現するのは不十分であると思われる。

- ⑦ 実験で得た履歴曲線からは、除荷時に剛性が変化し、最大点を指向するような履歴法則が必要である。

今後は、除荷時の剛性の変化や、内部ループの履歴法則を詳しく把握するために、载荷パターンを変えた実験を行い、詳しいPC上部構造の履歴特性を提案する予定である。

参考文献

- 1) 大塚, 根井, 矢葺, 堤, 岡田: 上部構造の非線形性を考慮したPCラーメン橋の耐震性照査, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.967~974, 1999.3
- 2) 大塚, 矢葺ほか: 交番载荷実験によるPC箱桁の履歴復元力特性, 土木学会年次学術講演会概要集, Vol.1B, pp.354~355, 1999.9
- 3) 大塚, 矢葺ほか: 交番载荷実験によるPC箱桁の履歴特性, 地震工学研究発表会講演論文集, pp.697~700, 1999.7
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 1996.12
- 5) Takeda, T. et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ST12, ASCE, pp.2557~2573, 1970.12
- 6) W. Zatar · H. Mutsuyoshi et al.: A Restoring Force Model for Partially Prestressed Concrete Piers, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.889~894, 1999
- 7) 鈴木, 森, 山口, 池田: プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.673~678, 1999.10
- 8) 岡本, 加藤: PC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.33, No.4, pp.52~63, 1991
- 9) 野中, 吉野ほか: ファイバーモデルによるPC箱桁の弾塑性有限変位解析, 土木学会年次学術講演会概要集, Vol.1A, pp.480~481, 1999.9

【1999年10月25日受付】