

(128) プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル

(株)ピー・エス 土木技術部 正会員 ○鈴木 宣政
 (株)ピー・エス 土木技術部 正会員 森 拓也
 横浜国立大学工学部建設学科 正会員 山口 隆裕
 横浜国立大学工学部建設学科 正会員 池田 尚治

1. はじめに

プレストレストコンクリート(PC)橋脚の復元力特性は、導入したプレストレスの効果により高い復元力を有しており、履歴エネルギーの吸収能は低いが、除荷時の残留変位は非常に小さく、鉄筋コンクリート(RC)橋脚とは異なった挙動を示す。また、PC橋脚には、RC橋脚に近い性状を示すプレストレスト鉄筋コンクリート(PPC)橋脚から主たる耐力をPC鋼材に負担する橋脚、さらにプレキャストセグメント橋脚まで幅広く存在する。従来PC部材の復元力特性をモデル化する場合には、原点指向モデルなどが用いられていたが、復元力特性は本来PC鋼材と鉄筋とのバランスによって変動するものと考えられる。したがって、PC橋脚の実橋への適用を考えた場合、PC鋼材量や鉄筋量に応じた適切な復元力モデルの確立が必要である。本論は、PC技術協会「橋脚PC構造研究委員会(委員長:池田尚治)」が平成9年度から10年度にかけて実施したPC橋脚供試体(24種類)の静的正負交番載荷実験結果からPC橋脚の復元力モデルを提案し、その検証を行ったものである。

2. 静的正負交番載荷実験の結果と考察

使用した供試体の一覧を表-1に示す。柱部の断面は、S-1からS-22までは40×40cm、SB-RCおよびSB-PCは60×60cmの正方形断面であり、載荷スパンはそれぞれ柱基部から1.5m、3.3mである。実験要因は、①断面形状(中実、中空)、②軸応力度(1.0、4.0MPa)、③コンクリート圧縮強度(35、60MPa)、④プレストレス導入量(0、2.0、4.0、8.0MPa)⑤PC鋼材の付着の有無、⑦構造形式(一体打ち、プレキャストセグメント構造)である。すべてのPC鋼材には規格降伏点の1/2の緊張力が導入されている。

ここでは、これらの供試体のうち復元力特性に最も大きな影響を及ぼす要因として、プレストレス導入量(配置PC鋼材量)を変化させたS-1(RC)、S-2(2MPa)、S-3(4MPa)、S-5(8MPa)に着目している。図-1および図-2に供試体の形状寸法および荷重-変位関係を示す。図から明らかのように、RC供試体であるS-1は典型的な紡錘形の履歴を示しているのに対し、PC供試体S-2、S-3、S-5では除荷の途中で勾配が変化し、残留変位が小さくなって

表-1 供試体一覧 (単位:MPa)

供試体名	断面形状	軸応力度	コンクリート強度	プレストレス	付着の有無	帯鉄筋	PC鋼材	軸方向鉄筋	備考
S-1	中実	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	RC
S-2	中実	1.0	35.0	2.0	有り	D6@30	4×SWPR7Bφ12.7	16×D13	
S-3	中実	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-4	中実	1.0	35.0	4.0	無し	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-5	中実	1.0	35.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-6	中実	1.0	60.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-7	中実	4.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	RC
S-8	中実	4.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-9	中実	4.0	35.0	4.0	無し	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-10	中実	4.0	60.0	4.0	有り	D10@40	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-11	中実	4.0	60.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-12	中空	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	RC
S-13	中空	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	4×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-14	中空	1.0	35.0	8.0	有り	D6@30	4×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-15	中空	4.0	60.0	—	—	D6@30	—	32×D13	RC
S-16	中空	4.0	60.0	4.0	有り	D6@30	4×SWPR7Bφ12.7	16×D10	
S-17	中空	4.0	60.0	8.0	有り	D6@30	4×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-18	中実	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	—	プレキャスト
S-19	中実	1.0	35.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19φ17.8	—	プレキャスト
S-20	中実	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10	途中定着
S-21	中空	4.0	60.0	8.0	有り	D6@30	4×SWPR19φ17.8	8×D10	
S-22	中空	4.0	60.0	8.0	有り	D6@30	4×SWPR19φ17.8	8×D10	
SB-RC	中空	3.0	35.0	—	—	D6@50	—	56×D16	大型
SB-PC	中空	3.0	35.0	4.0	有り	D6@50	8×SWPR7Bφ15.2	56×D13	大型

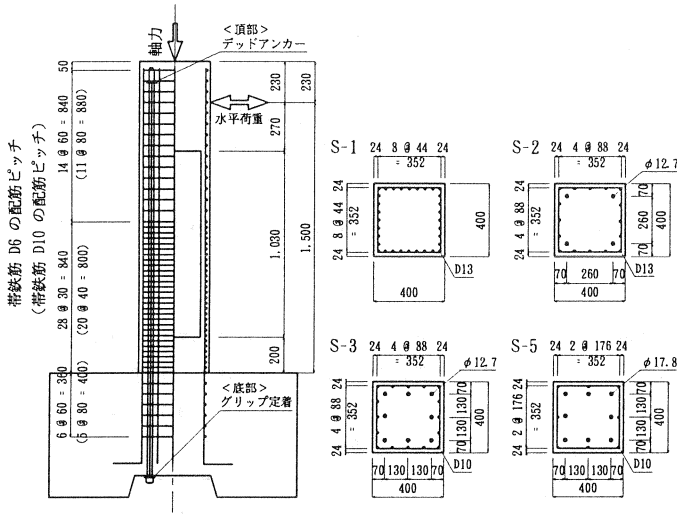


図-1 供試体形状寸法

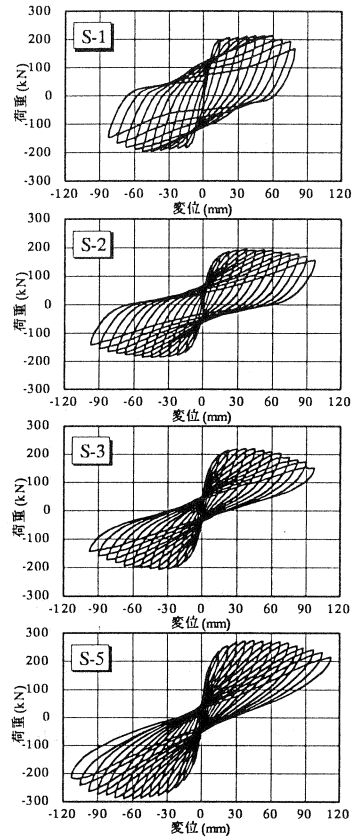


図-2 荷重-変位関係(実験)

いる。P C鋼材量が多くなるほど、その除荷の勾配が変化する位置は高くなり、残留変位は小さくなる傾向にある。

P C橋脚の復元力特性のモデル化に当たっては、以上のような特性を適切に表現する必要がある。そのためには、除荷勾配の変化点および残留変位率を精度よく評価することが重要と考えられる。そこで、まず第一に、実験結果から除荷勾配の変化点および残留変位率を次のように定義した。

(図-3参照)

- ・除荷勾配の変化点(D点): 最大応答点(M点)から、RC部材の標準的なモデルである武田モデルに従って除荷されたとしたときの実験結果との交点
- ・残留変位率(δ_r / δ_{rc}): 最大応答点から武田モデルに従って除荷されたとしたときの残留変位(δ_{rc})と実験の残留変位(δ_r)との比次に、RC部材からP C部材へのレベルを示す指標として、橋脚基部断面におけるP C鋼材と鉄筋の耐力分担率(以下、耐力分担率)(γ)を採り、上記の除荷勾配の変化点および残留変位率との相関関係を調査した。ここで、耐力分担率とは、断面の曲げ破壊時においてP C鋼材が負担する耐力と鉄筋が負担する耐力の比率であり、図-4および式(1)により求めることができる。

$$\gamma = \frac{M_{pu}}{M_{su} + M_{pu}} \quad (1)$$

ここに、 M_{pu} はP C鋼材が負担する曲げ耐力、 M_{su} は鉄筋が負担する曲げ耐力である。曲げ耐力算定において、コンクリートの応力-ひずみ曲線は道路橋示方書・同解説V編に準じた。 $\gamma=0$ はRC部材を表し、 $\gamma=1.0$ はP C鋼材のみで耐力を負担するP C部材を表している。

図-5および図-6は、耐力分担率と除荷勾配の変化点および残留変位率との相関を示したものである。図-5中の P_d および P_m は、除荷勾配の変化点の荷重および最大応答時の荷重である。また、 P_d および δ_r は各応答変位により変化するが、ここでは、設計で許容される変位にほぼ近いと思われる $\delta=45\text{mm}$ の変位(大型供試体では $\delta=99\text{mm}$)に対する結果を示している。図から明らかなように、耐力分担率と除荷勾配の変化点および残

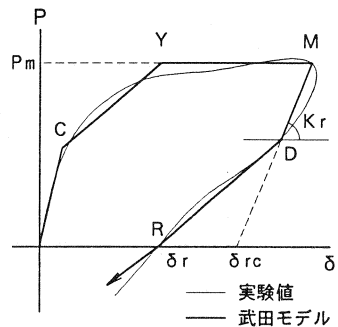


図-3 除荷勾配の変化点と残留変位

留変位率は相関関係にある。残留変位率に関しては、 $\gamma \geq 0.8$ の範囲では残留変位率は0.2のほぼ一定値を示している。この相関は、 γ の値が大きくなると除荷勾配の変化点は上昇し、残留変位が小さくなることを示している。

また図には γ を式(2)により簡易的に求めた場合の相関関係についても示している。

$$\gamma_a = \frac{A_p f_{py}}{A_s f_{sy} + A_p f_{py}} \quad (2)$$

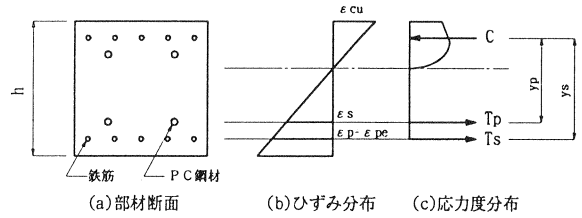
ここに、 A_p , f_{py} はP C鋼材の断面積および降伏強度、 A_s , f_{sy} は鉄筋の断面積および降伏強度を表している。図から明らかなように、式(1)の場合とほぼ同様な相関性が示されている。ただし、式(2)では、鋼材の有効高さの影響が考慮されていないので、P C鋼材および鉄筋が外縁付近に上下対称に配置されている場合に限って、式(1)にほぼ近い値が示されるものと思われる。

3. 復元力モデル

図-7にP C橋脚の復元力モデルを示す。ここに提案する復元力モデルは、前項で示した耐力分担率(γ)により、RC部材からP C部材まで一貫して復元力特性の表現を試みたものである。モデル化に当たっては、剛性低下型トリリニアモデル(武田モデル)を基本としており、降伏点(Y点)までは武田モデルに従い、それ以降の除荷経路においてP C部材特有の復元力特性を考慮した。除荷時は、武田モデルの除荷剛性(K_r)で γ により決定される除荷勾配の変化点(以下、第1除荷点(D点))まで除荷される。その後、正負交番載荷実験において載荷荷重を0に戻したときの変位(以下、残留変位(R点))を通過し、逆側の最大応答点に向かう設定とした。

$$K_r = \frac{P_c + P_{y0}}{\delta_c + \delta_{y0}} \cdot \mu^{-\alpha} \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_{y0}} \quad (4)$$



$$M_{su} = \sum Ts \cdot y_p, \quad M_{pu} = \sum Tp \cdot y_p$$

ここに、C: コンクリートに作用する圧縮力の合力

Ts: 鉄筋の引張力 ys: CからTsまでの距離

Tp: P C鋼材の引張力 yp: CからTpまでの距離

図-4 曲げ耐力算出時のひずみと応力の分布

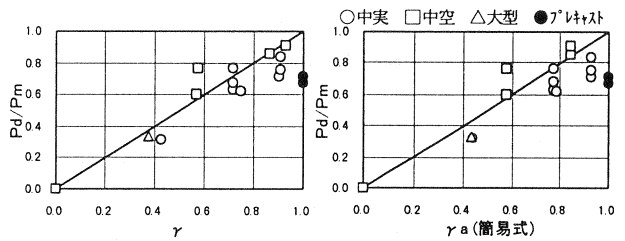


図-5 除荷勾配の変化点と耐力分担率との関係

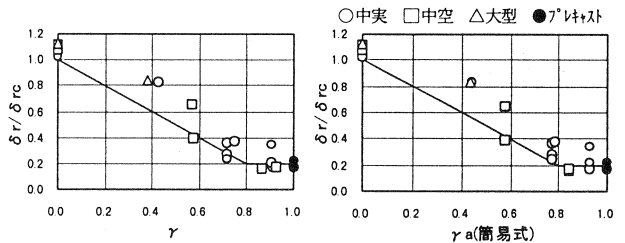


図-6 残留変位と耐力分担率との関係

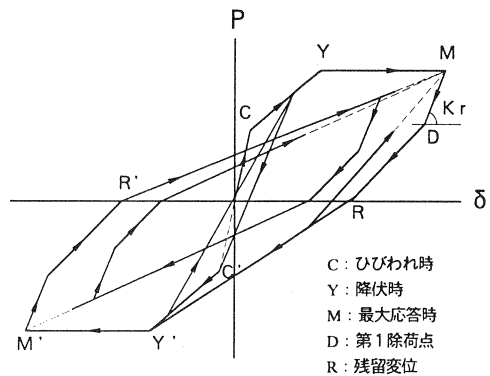


図-7 復元力モデル

$$P_d = \gamma P_m \quad (0 \leq \gamma \leq 1.0) \quad (5)$$

$$\delta_d = \delta_m + \frac{P_d - P_m}{K_r} \quad (6)$$

$$\delta_r = (1 - \gamma) \delta_{rc} \quad (7)$$

($\gamma \geq 0.8$ の時, $\gamma = 0.8$ とする)

$$\delta_{rc} = \delta_m - \frac{P_m}{K_r} \quad (8)$$

ここに、 P は復元力、 δ は変位、 K_r は除荷剛性、 α は剛性低下率 (本論では $\alpha = 0.4$ とした) である。添字 c , y_0 , m , d は、それぞれひびわれ時、鉄筋初降伏時、最大応答時、第1除荷点を表す。また、 δ_r は残留変位を、 δ_{rc} は最大応答点から武田モデルに従って除荷されたとしたときの残留変位を表す。

第1除荷点および残留変位について：図-8に第1除荷点および残留変位について示す。また、式(5)は第1除荷点の復元力 (P_d) を、式(7)は残留変位 (δ_r) を算出する式であるが、これらは図-5および図-6の関係から導き出されたものである。図-8および式(5)、(7)に示すように、 P_d および δ_r は γ の値により変化するもので、RCのとき ($\gamma = 0$) と耐力をPC鋼材だけで負担させたとき ($\gamma = 1.0$) の間で推移する。つまり、 γ の値が増加すると、 P_d は大きく、 δ_r は小さくなり原点指向性が強くなることを示している。ただし、 δ_r の算定に対しては γ に上限値 ($\gamma = 0.8$) を設けている。これは、図-6に示すように γ が 0.8 程度以上では、 δ_r は δ_{rc} の 20% 程度とほぼ一定になっていることによる。

途中除荷について：図-9に途中除荷について示す。図中の D line は、最大応答を示した履歴における第1除荷点 (D 点) と原点を結んだ直線である。また、 K_{r2} は D 点から残留変位 (R 点) を目指すときの除荷剛性である。最大応答点に向かう途中で除荷される場合の除荷剛性は、最大応答を示した履歴の除荷剛性に支配される。図に示すように途中除荷される場合、除荷剛性 K_r で D line との交点 D' まで除荷され、 D' 点通過後、除荷剛性 K_{r2} で除荷され、 R 点に移行し、その後逆側の最大応答点を目指すものとした。

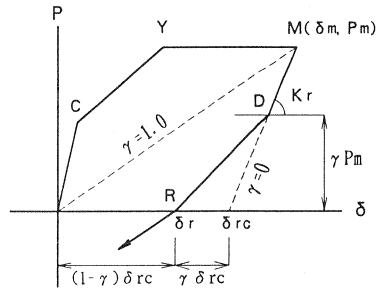


図-8 第1除荷点および残留変位

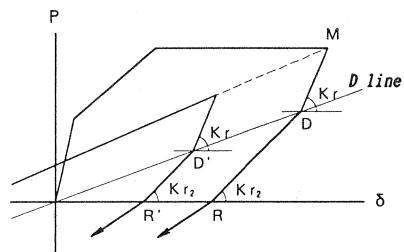


図-9 途中除荷

4. 静的正負交番荷重実験との比較

図-10に提案した復元力モデルによる計算結果を示す。比較は全供試体に対して行っているが、ここではその代表として S-1, S-2, S-3 および S-5 について示している。モデルにおける骨格曲線は静的正負交番荷重実験の実験値を用い、ここでは除荷時の挙動について検討を行った。また、供試体 S-1, S-2, S-3, S-5 の γ の値はそれぞれ 0.0, 0.43, 0.72, 0.90 である。図に示すように、除荷時の履歴は計算結果と実験結果がよく一致しており、 γ の値が大きくなるに従い、履歴が紡錘型から徐々に線形的で原点指

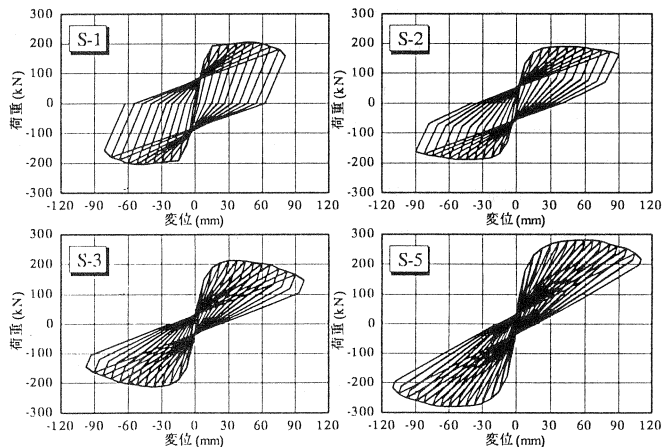


図-10 荷重-変位関係(計算)

向の強い性状へと移行する状況がよく表現されている。図-11はS-1, S-2, S-3およびS-5の累積吸収エネルギーおよび残留変位の比較を示したものである。S-2の残留変位およびS-5の累積吸収エネルギーについては過小に評価されているものの、その他に関しては概ねよい結果が得られている。

5. 準動的載荷実験との比較

提案した復元力モデルを用いて動的解析を行い、準動的載荷実験との比較を行った。対象とした供試体はRC供試体であるS-12 ($\gamma=0$) およびプレストレス導入量4MPaのS-13 ($\gamma=0.57$) である。解析に当たり、入力地震波および初期設定値は実験と同一した。入力地震波は、兵庫県南部地震の際に、神戸海洋気象台で観測された加速度波形のN S波であり、実験および解析においては初期微動および後半部分の微動を省略している。表-2に初期設定値を示す。

動的解析における骨格曲線は、図-12に示すように、ひびわれ点(C)、降伏点(Y)を考慮したトリリニア型とした。ここに、降伏点は、原点と初降伏点(Y_0)を結んだ直線と最大荷重との交点である。

図-13に実験結果および解析結果の復元力-変位曲線および時刻歴応答変位曲線を示す。RC供試体S-12, PC供試体S-13ともに、全体的な履歴性状や最大応答変位は、精度よく表現することができている。また、時刻歴応答に関しても実験値とよく対応している。

6. まとめ

本研究で得られた主な結果を以下にまとめる。

- 1) 静的正負交番載荷実験の荷重-変位関係によれば、PC供試体は除荷の途中で勾配が変化し、残留変位が小さくなるという特性を有する。
- 2) 上記特性は、PC鋼材と鉄筋の耐力分担率 γ と強い相関があり、 γ が大きいほど除荷勾配の変化点は大きく、また残留変位率は小さくなる。

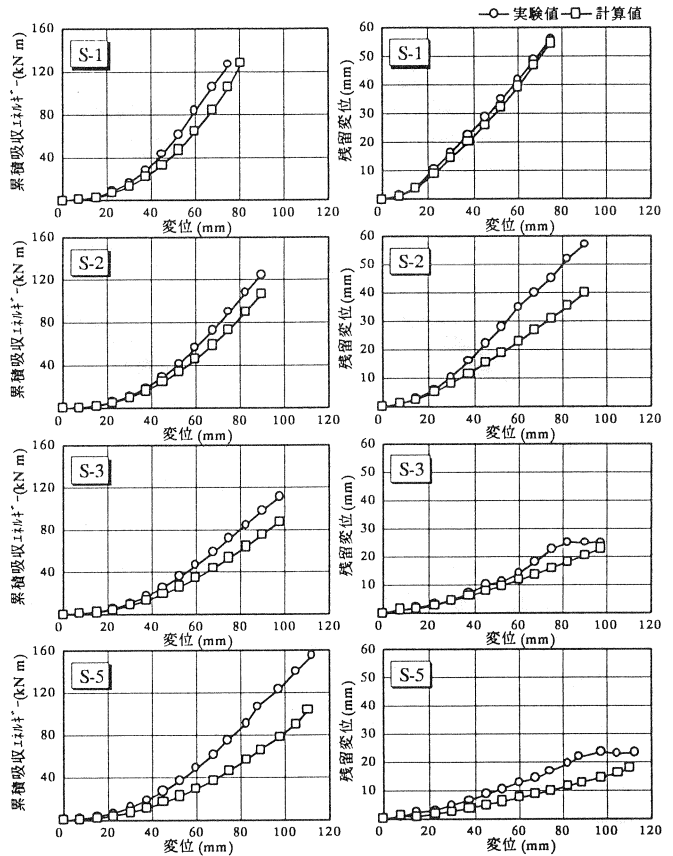


図-11 累積吸収エネルギーおよび残留変位

表-2 初期設定値

供試体	固有周期 (SEC)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (t)	減衰定数 h	入力最大加速度 (cm/s ²)
S-12	0.3	265.7	60.5	0.00	355
S-13	0.3	443.2	101.0	0.00	166

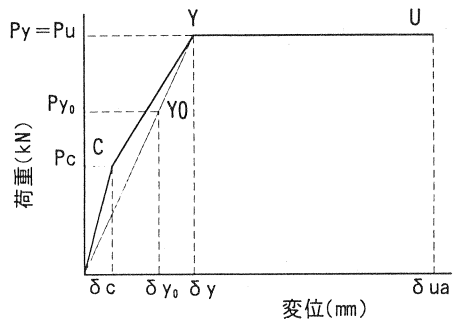


図-12 骨格曲線の設定

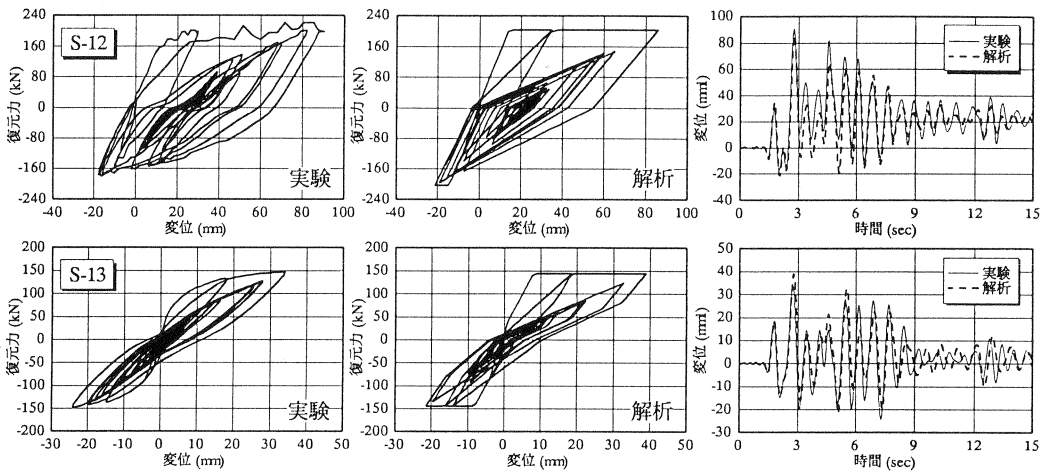


図-13 準動的載荷実験と動的解析との比較

- 3) PC鋼材と鉄筋の耐力分担率を考慮したPC橋脚の復元力モデルを提案し、静的正負交番載荷実験結果との比較を行い、RC橋脚からPC橋脚までその履歴性状を精度よく表現できることが確認された。
- 4) 準動的載荷実験との比較から、提案した復元力モデルの妥当性が示された。また、地震時応答性状を比較的精度よく表現し得ることが確認された。

我国でのPC橋脚の適用を考えた場合、その耐震性状を明らかにすることは必要不可欠といえる。従来PC部材の耐震性状に関する研究はあまり行われていなかったが、近年では徐々に研究が進み、その耐震性状は明らかになりつつある。今後ますます研究が行われ、今回提案した復元力モデルに対しても十分な検証が行われることを望む次第である。

謝辞

本研究は、(社)プレストレストコンクリート技術協会「橋脚PC構造研究委員会(委員長:池田尚治)」が行った委託研究の一部である。ここに関係各位に謝意を表する。

参考文献

- [1] 稲田文展・陸好宏史・W Zatar: プレストレスを導入したRC橋脚の耐震性状, コンクリート工学論文集, Vol. 20-3, pp. 739-744, 1998. 7
- [2] 白浜寛・山口隆裕・池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震応答挙動, コンクリート工学論文集, Vol. 20-3, pp. 745-750, 1998. 7
- [3] 池田尚治・森拓也・吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No. 5, pp. 40-47, 1998. 9
- [3] 太田豊・新井英雄・山本哲也: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その1), 第8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. 411-414, 1998. 10
- [4] 清水徹・羽生剛・日紫喜剛啓・新井崇裕: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その2), 第8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. 415-420, 1998. 10
- [5] 鈴木宣政・森拓也・吉岡民夫・大谷悟司: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その3), 第8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. 421-424, 1998. 10
- [6] 葛野敦・山口隆裕・池田尚治: プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol. 21-3, pp. 883-888, 1999. 7
- [7] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996. 12