

論文 プレストレスト造外部柱梁接合部の力学的挙動に関する実験的研究

大岡悦子*1 深澤協三*2 加藤博人*3 岡本伸*4

要旨: プレキャストプレストレスト造高層建物下層部の外柱梁骨組みを対象に、漸増載荷及び地震応答載荷実験を行った。漸増載荷は、梁降伏先行型骨組みの履歴特性把握のためのものである。地震応答載荷は、地震動の入力レベルと建物の損傷度・修復性を検討するために行ったもので、実験対象建物の応答解析による変位を骨組みに与えた。実験から、層間変形角 1/50 程度まではプレキャストプレストレスト造特有の非線形弾性的な履歴を示すこと、レベル 2 程度の入力に対して若干の補修により建物の修復が可能である点等が明らかとなった。

キーワード: プレキャストプレストレスト造, 柱梁接合部, 載荷条件, 地震応答

1. はじめに

プレストレストコンクリート(以下、PC と略称)建築物の高層化に向けた研究開発の一環として、筆者等は 11 階建て PC 架構試験体の載荷実験²⁾、降伏メカニズムの異なる PC 造高層建物の動的挙動に関する解析検討³⁾等を行っている。

これら PC 造のうちプレキャスト (以下 PCa と略称) 部材を用いた構造は、省力化や部材の強度確保等のうえで優れた面を持つ。しかし、PCaPC 造のうち柱梁骨組みに関しては、筆者等の実験的研究⁴⁾、上記の一連の研究開発で行われた研究(例えば^{5) 6)}があるが、技術的資料が十分に蓄積されているとは言い難い。

また近年、構造性能を単に耐力・変形性能の面だけでなく、「安全性」「修復性」「使用性」等の面からも評価する方向にある。しかし、PC 造のみならず他の構造も含め、このような面からの構造性能の評価のための技術的資料は未だ不十分である。

本研究では、高層 PCaPC 造の外柱梁骨組みを対象として、漸増繰り返し載荷実験及び地震応答変位による載荷実験を行った。梁降伏先

行型の PCaPC 造の柱梁骨組みの破壊性状・復元力特性及び、地震動の入力レベルに応じた構造性能を実験的に明らかにする。

2. 実験概要

2.1 実験計画

本実験では、11 階建て PCaPC 造架構試験体²⁾の下層部の外柱梁骨組み試験体 3 体 (同一形状・断面) にそれぞれ異なる載荷履歴を与えた。載荷パターン I は通常の漸増変位繰り返し載荷 ($R=1/400 \sim 1/25$) である。載荷パターン II は PCaPC 造架構試験体の仮動実験での応答変位 (Hachinohe NS、25kine、50kine 及び神戸 JMA NS 原波) である。載荷パターン III は、JR 鷹取 NS 波に対する応答変位である。

2.1 試験体

試験体の形状及び寸法を図 1 に示す。また、材料強度一覧を表 1 に示す。本試験体は、11 階建て PCaPC 造架構試験体²⁾の第 2～3 層目に跨る外柱梁接合部部分を取り出した平面 T 型骨組み試験体である。試験体数は梁降伏型 3 体で、形状・断面・配筋は各試験体ともに同一である。試験体の縮尺は試設計建物⁷⁾の約 1/2.7 で、柱スパンは 1500mm、梁スパンは 2750mm、梁断面は

*1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 (社)日本建設業経営協会中央技術研究所 副主任研究員 工博 (正会員)

*3 建設省建築技術研究所 第四研究部実大構造物実験室 主任研究員(正会員)

*4 (社)日本建設業経営協会中央技術研究所 所長 工博(正会員)

300×450mm、柱断面は365×365mmである。梁は柱に圧着接合されており、圧着部目地モルタルは金網により補強した。梁、柱ともに油圧ジャッキを用いてプレストレスを導入し、その後、シース内にグラウトを注入している。導入プレストレス力は、梁に $P_e=9.01\text{MPa}$ (約 $0.15F_c$)、柱に $P_e=12.9\text{MPa}$ (約 $0.22F_c$) である。

2.2 実験方法

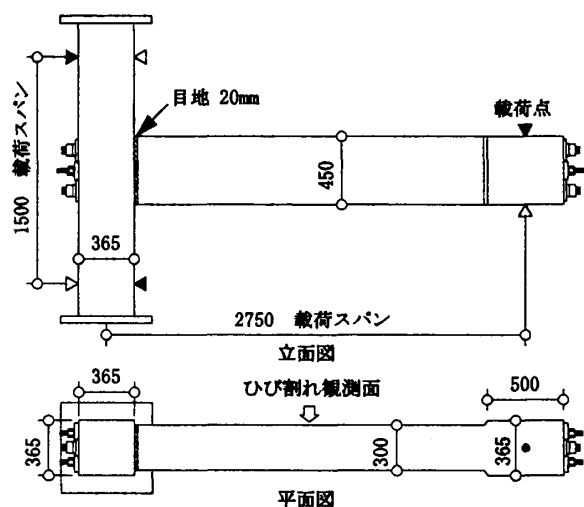
載荷装置を図2に示す。柱軸力は柱頭のアクチュエーターで、水平力は梁端のアクチュエーターで載荷する。

載荷のパターンは図3に示す3パターンである。尚、図中の N は柱軸力を R は層間変形角を示す。載荷パターンⅠ(以下、本載荷パターンによる試験体名を $E1-S$ とする)では、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/66, 1/50, 1/25$ の正負漸増繰り返しを3サイクルずつ行った後、単調載荷を行う。

荷を行う。柱軸力は水平力に比例する変動軸力とし、比例関係は静的弾塑性解析により求めた。

載荷パターンⅡ(以下、試験体名を $E1-J$ とする)では、PCaPC造架構試験体の仮動実験²⁾における第3層目の層間変形と外柱の変動軸力により載荷を行った。入力波はHachinohe 1968 EW 25kine、50kineの2レベル及び神戸 JMA NS 原波の合計3波である。更に、左記の3波の応答変位載荷後に、定軸力下(軸力レベルは、長期軸力、変動軸力の最大値、 $1/3BDF_c$ の3レベル)での漸増変位繰り返し載荷($R=1/200\sim 1/25$)を行った。

載荷パターンⅢ(以下、試験体名を $E1-T$ とする)では、試設計建物の平面フレーム応答解析における第3層目の層間変形と外柱の変動軸力により載荷を行った。入力波はJR鷹取駅NS原波である。応答変位載荷後に、定軸力下(軸



符号	梁	柱
断面		
PC鋼材	上段 1c-3-12.4φ (SWPR7A) 中段 2c-26φ (B-1) 下段 1c-3-12.4φ (SWPR7A)	16-13φ (C-1)
組立筋	上端筋 4-D10 下端筋 4-D10	8-D10
せん断補強筋	□-D6@50	田-U6.4@50 (溶接閉鎖型)
F_c (MPa)	58.8	58.8
P_e (MPa)	9.01 (0.15 F_c)	12.9 (0.22 F_c)

図1 試験体の形状及び寸法

表1 材料強度一覧

コンクリート			
試験体名	材令(日)	σ_B (MPa)	σ_T (MPa)
E1-S	88	59.92	4.68
E1-J	137	58.68	3.86
E1-T	172	62.78	4.52
PC鋼材及び鉄筋			
種類	ϕ (mm)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
SWPR 7A	12.4	1706.3	1857.5
B-1 SBPR 930/1080	26	1003	1124
C-1 SBPR	13	1227.5	1266
A-2 SBPR	11	954	1052
1080/1230	9.2	1003	1061
SD295A	D6	363.02	540.22
	D10	360.71	505.4

※ σ_B : 実圧縮強度、 σ_T : 実引張強度
 σ_y : 降伏強度、 σ_u : 終局強度

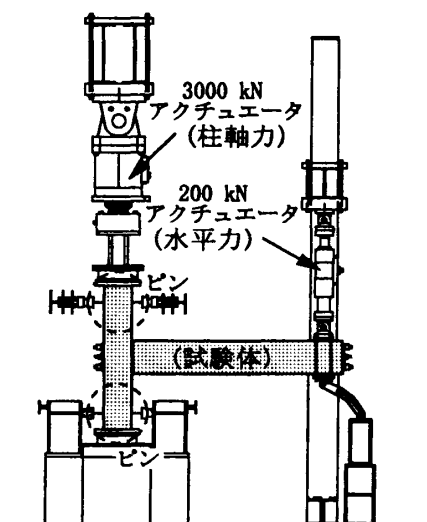


図2 載荷装置

力レベルは、長期軸力、長期軸力の 1/2、軸力零の 3 レベル) での漸増変位繰り返し载荷 ($R=1/200\sim 1/25$) を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

各試験体の最終破壊状況図を図 4 に示す。また、E1-J 試験体 (载荷パターン II) の各地震波に対する応答変形载荷によるひび割れ状況を図 5 に示す。

E1-S 試験体 (载荷パターン I) では、梁の曲げひび割れが $R=1/424$ で発生した。柱梁接合部では $R=1/18$ (ひび割れ発生時の柱軸力 289.3kN) で接合部にひび割れが発生した。その後、変形の増大に伴い、ひび割れは圧着部に集中 (圧着部の開口が大きくなる) するようになる。梁付け根の圧壊は正負とも $R=1/66$ 付近で発生した。その後、梁の圧壊部分のコンクリートが剥落し、単調载荷において梁下端の組立筋の座屈が確認された。なお、圧着部目地モルタルは、圧縮力による割れは生じるが実験終了時まで剥落することは無かった (他の 2 試験体も同様)。なお、柱についてはひび割れの発生は無かった (他の 2 試験体も同様)。

E1-J 試験体 (载荷パターン II) では図 5 に示

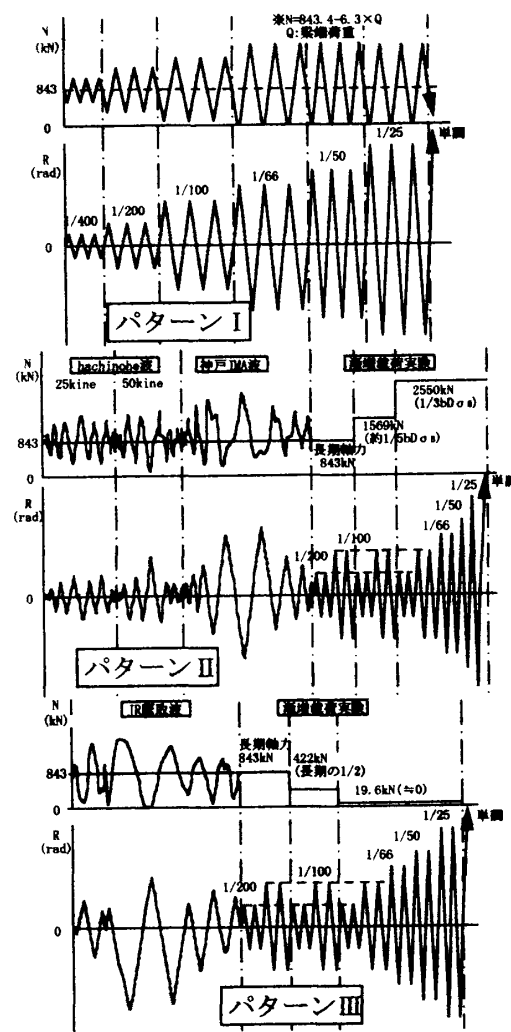


図 3 载荷パターン

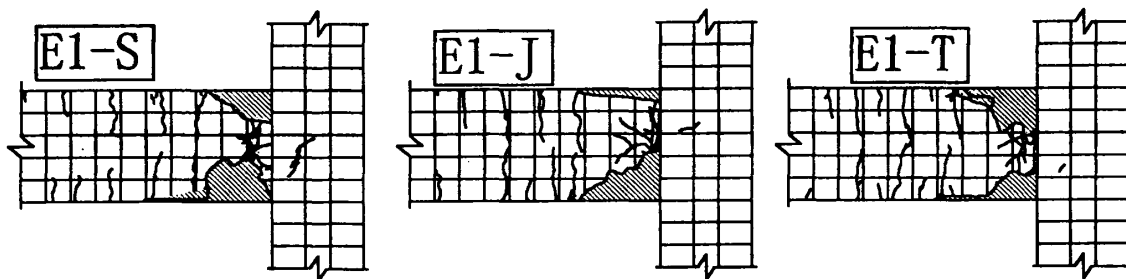


図 4 各試験体の最終破壊状況

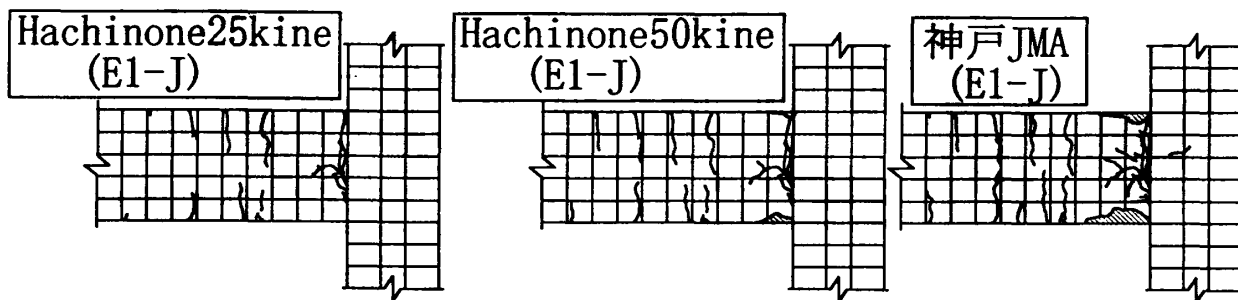


図 5 各地震波に対する破壊状況

すように、Hachinohe 25Kine に対して、梁の曲げひび割れが数本発生したのみで、極めて軽微な損傷状態である。Hachinohe 50kine に対しては、梁のひび割れが進行し、梁上下部の付け根に若干の圧壊が確認された。神戸 JMA に対しては、接合部にひび割れが発生すると共に、梁の圧壊部分のコンクリート剥落が顕著となる。上記3波に対する荷重終了時（水平荷重を零に戻す）には、圧壊以外のひび割れは閉じていた。

E1-T 試験体（荷重パターンⅢ）では、先の2体と同様に梁に曲げひび割れが生じ、更に梁付け根部分でコンクリートが圧壊した。圧壊の範囲は上端では 0.7D (D: 梁せい) 程度、下端では 0.3D 程度であった。

3.2 履歴性状

(a) E1-S 試験体（荷重パターンⅠ）：荷重～変形曲線を図6に示す。履歴曲線は $R=1/50$ までは、PCaPC 造特有の履歴面積の小さい非線形弾性的な形状を示す。 $R=1/25$ では $R \leq 1/50$ の履歴形状とは異なり、残留変形が生じるようになる。

また、同図中に示すとおり、最大耐力は、実験値と計算値とで良い相関を示した。一方、梁曲げひび割れ耐力は、計算値に対して 30～40% 程度高い値を示した。

(b) E1-J 試験体（荷重パターンⅡ）：各入力波毎の荷重～変形曲線を図7に示す。Hachinohe 25Kine に対しては、梁に曲げひび割れが生じるのみであり、履歴形状もひび割れ点付近から剛性低下を生じる非線形弾性的な形状を示す。

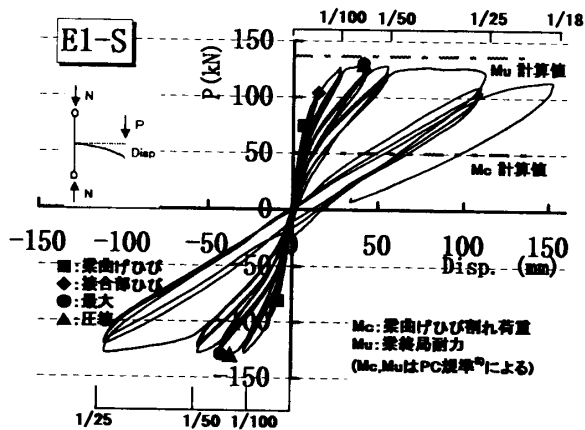


図6 荷重～変形曲線(E1-S)

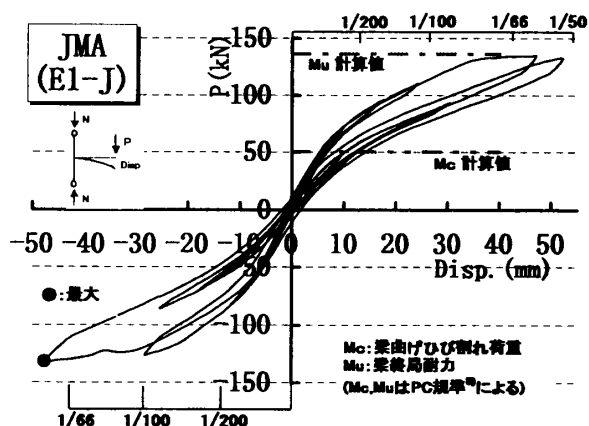
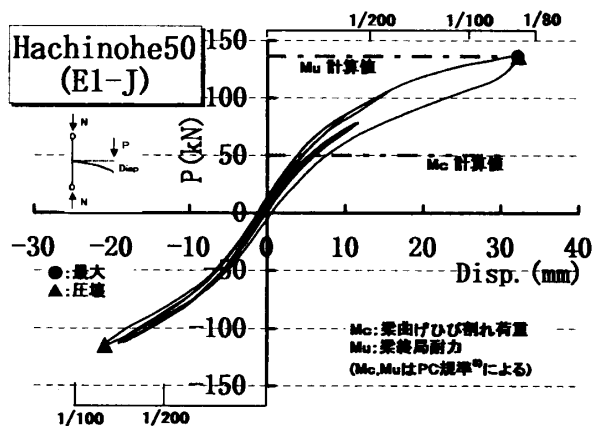
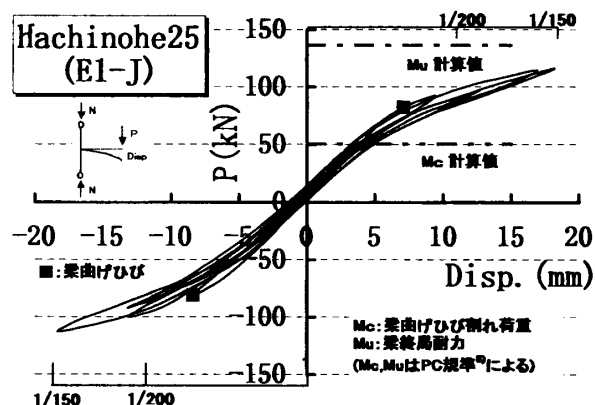


図7 各入力波での荷重～変形曲線(E1-J)

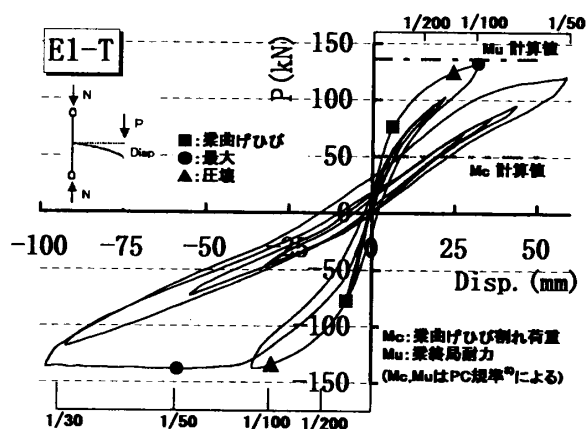


図8 荷重～変形曲線(E1-T)

Hachinohe 50Kine に対しては、正加力側で梁付け根部分で若干の圧壊を生じるが、非線形弾性的な形状を保っている。神戸 JMA に対しては、正負ともに梁付け根部分で圧壊を生じるが、耐力低下も無く履歴ループも非線形弾性的な形状を保っている。また、これら 3 波に対する載荷終了時の残留変形はほとんど生じていない。

(c)E1-T 試験体 (載荷パターンⅢ): 荷重～変形曲線を図 8 に示す。負側で $R=1/28$ まで変形を受けたことにより、PCaPC 造特有の非線形弾性的な形状を失い、残留変形が生じループ面積を有する履歴性状を示すようになる。

4. 結果の考察

4.1 載荷パターンの影響

各試験体の最大耐力の実験値(e)と計算値(c)との比較を表 2 に示す。実験値/計算値の割合は、漸増載荷 (載荷パターンⅠ) を受ける E1-S 試験体よりも地震応答載荷 (載荷パターンⅢ) の E1-T 試験体が若干高い値を示す。載荷パターンⅢの負側の最大耐力は単調載荷に近い状態で得られたものであることから、漸増載荷では最大耐力に達する以前の繰り返し載荷によるコンクリートのひび割れ進行等の影響により、耐力低下を来す可能性が指摘できる。

E1-S 試験体の $R=1/50$ 以前と E1-J 試験体の 3 波に対する履歴曲線の比較を図 9 に示す。両試験体の履歴曲線は、耐力に若干の差はあるが形状に関してはほぼ似通っている。また、E1-S 試験体の $R=1/25$ の加力サイクルと E1-T 試験体の履歴曲線の比較を図 10 に示す。E1-T の負側で $R=1/28$ まで載荷を受けた以降の履歴形状と、

E1-S の $R=1/25$ の 2 サイクル目以降の履歴形状とは大きく異なっている。以上より、PCaPC 造特有の非線形弾性的な挙動を示す $R<1/50$ の範囲では載荷パターンの影響は小さいが、 $R=1/25$ 程度までの変形を経験すると載荷パターンにより履歴曲線に相違が生じることが指摘できる。

4.2 入力レベルに対する構造性能

E1-J 試験体の Hachinohe 25kine に対する損傷は、梁の軽微な数本の曲げひび割れのみで、載荷終了時にはひび割れはほとんど閉じていた。また、残留変形もほとんど生じていない。Hachinohe 50kine に対する損傷は、梁の付け根部分の若干の圧壊である。載荷終了時には、圧壊以外のひび割れは閉じており、残留変形もほとんどない。神戸 JMA に対しては、梁の付け根部分に 0.5D 程度の範囲で圧壊が生じるが、載荷終了時に残留変形はほとんど生じない。E1-T 試験体では、 $R=1/28$ までの大変形を経験することにより、梁の付け根部分に 0.7D 程度の範囲で圧壊が生じるとともに、載荷終了時の残留変形も大きい。また、E1-J における梁の PC 鋼棒 (断面の中段に配置) の層間変形角と歪みの関係を図 11 に示す。PC 鋼棒は、断面の

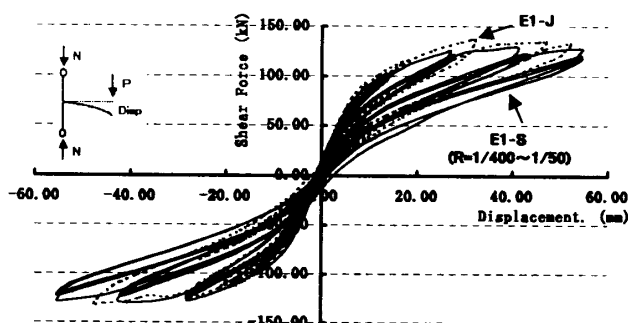


図 9 E1-S と E1-J の履歴曲線の比較

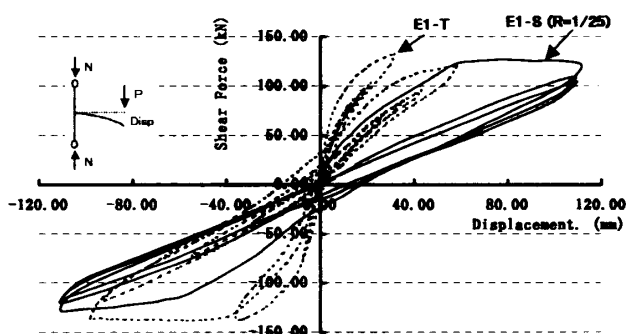


図 10 E1-S と E1-T の履歴曲線の比較

表 2 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	加力方向	最大耐力			
		R	e (kN)	c (kN)	e/c
E1-S	+	1/67	129.6	135.6	0.96
	-	-1/66	-129.7	-135.6	0.96
E1-J	+	1/85	136.0	135.3	1.00
	-	-1/58	-131.9	-135.3	0.97
E1-T	+	1/87	131.9	136.3	0.97
	-	-1/47	-138.3	-136.3	1.01

注) e: 実験値, c: 計算値 (参考文献⁸⁾に基づく)

両側とも $R=1/50$ (JMA 付近)までは降伏歪みに達していないが、 $R=1/25$ で降伏歪みに達しており、除荷後の残留歪みも大きいことから、梁の圧着力が減少していたものと考えられる。

以上より、本実験の範囲において(柱の考察を除く)、レベル1(25kine)クラスの地震に対しては、建物はほとんど修復の必要もなく、レベル2(50kine)では、コンクリート圧壊部分を補修で足るものと判断される。また、レベル2を越えるような大地震に対しても、最大層間変形角が $R=1/50$ 程度以内におさまれば、建物の修復は可能であると考えられる。

図12にE1-J試験体での地震応答(3波)載荷終了後に行った、定軸力 $N=834\text{kN}$ (長期軸力相当)下での $R=1/200, 1/100$ の繰り返し載荷と、E1-S試験体の $R=1/200, 1/100$ 及び $1/50$ の履歴曲線の比較を示す。E1-Jの $R=1/200, 1/100$ の履歴曲線は、E1-Sより剛性が低下しており、E1-Sの $R=1/50$ の第2サイクル目のループに沿うような形状を示す。これは、E1-J試験体が神戸JMAの載荷で $R=1/50$ 程度までの変形を経験しているためである。このことから、被災後の建物の再使用に当たっては、このような剛性低下を考慮する必要があるが指摘できる。

5. まとめ

PCaPC造高層建物の第3層目の外柱梁骨組みを対象として、漸増載荷及び地震応答載荷を行い以下の点を明らかにできた。

1) 層間変形角 $R=1/50$ まではPCaPC造特有の非線形弾性的な履歴曲線を示し、残留変形は小さい。

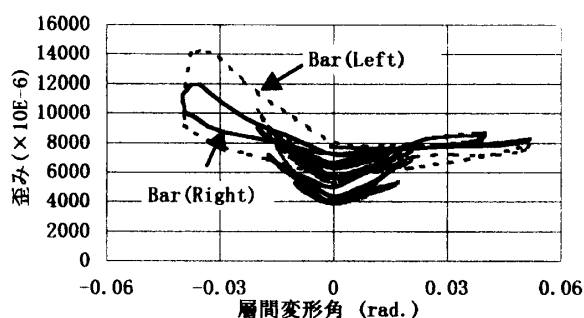


図11 PC鋼棒の層間変形角と歪みの関係

2) $R=1/50$ 以内では載荷パターン(漸増載荷か地震応答載荷かによる)が履歴曲線の形状に及ぼす影響は小さい。

3) 本実験の範囲では、レベル1クラスの地震動に対してはほとんど補修の必要が無く、レベル2クラスについては若干の補修により建物の修復が可能である。

4) 地震応答で経験した変形に応じて、建物の剛性が低下するので、再使用に際してはこの点を検討する必要がある。

【謝辞】 本研究を進めるに当たり、試験体の作成に際し㈱ピー・エスの多大なるご協力を得ました。また、試験体建物の地震応答解析に際しては、(社)日本建設業経営協会中央技術研究所・顧建華氏の協力を得ました。実験の実施・結果の整理においては、東鉄工業㈱・花野修氏(現社)日本建設業経営協会中央技術研究所・出向研究員)、徳倉建設㈱・馬場達也氏(同前)、㈱藤木工務店・松田良平氏(同前)、中村建設㈱山本悟氏(同前)、並びに東京電機大学建築学科卒業生・福田剛氏、本田泰嗣氏の協力を得ました。ここに関係者各位に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 岡本伸、他；PC構造設計・施工指針の開発(研究概要)；日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)構造Ⅳ，1997年9月
- 2) 加藤博人、他；11階建てプレキャストPC造架構試験体の耐震実験(その1)～(その4)；日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) 構造Ⅳ，1999年9月
- 3) 加藤博人、他；降伏メカニズムの異なるPC造高層建物の動的挙動に関する解析的検討；プレストレストコンクリート，Vol.41，No.6，Nov，1999
- 4) 草刈道治、他；プレキャストプレストレスト梁・柱接合部に関する実験的研究(その1)、(その2)；日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) 構造Ⅱ，昭和62年10月
- 5) 宮川義範、他；プレキャストプレストレスト梁柱圧着骨組の載荷試験(その1)、(その2)；日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) 構造Ⅳ，1997年9月
- 6) 紅谷信行、他；プレストレストコンクリート柱・梁接合部のせん断性状に関する実験的研究；コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，1997
- 7) 加藤博人、他；準実大PC造架構試験体による耐震性能の検証；プレストレストコンクリート，Vol.41，No.4，1999
- 8) 日本建築学会；プレストレストコンクリート設計施工指針・同解説；1998.11

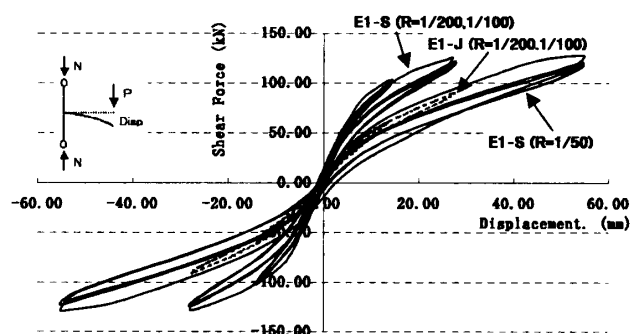


図12 応答載荷終了後の履歴曲線の比較