

(36) PC造架構の復元力特性と損傷状況

—プレキャストPC造架構実験の成果(1)—

(株)大本組 技術本部

建設省建築研究所 第4研究部

(株)ピー・エス 建築技術部

(財)ベターリビング筑波建築試験センター 試験第1部

○岡本 直人

正会員 加藤 博人

正会員 市澤 勇彦

木内 康博

1. はじめに

性能評価型の設計手法を用いる場合、建築物の変形を含めた応答値を把握し、限界値との比較により建築物の耐震性能評価を行うことが要求される。本研究では、中高層プレストレストコンクリート(PC)造建築物の基本的構造性能を確認する目的で、準実大規模のプレキャストPC造架構試験体¹⁾を用いて静加力実験、並びにサブストラクチャ仮動的実験を実施した。本報では、梁部材のプレストレス力の変化、架構の履歴特性、損傷状況について検討を行ったので報告する。

2. プロトタイプ建物の設計

プロトタイプ建物として地上11階建て、高さ45mのPC造事務所ビルを設定した。建物の軸組図を図1に示す。はり間方向はスパン15mのPC造架構が2スパン連続し、桁行方向は7mスパンが連続する整形な純ラーメン架構である。1階階高は5.0m、基準階高は4.0mである。架構は全てプレキャスト部材を用いて構成するものとし、はり間、桁行方向ともPC鋼材を用いて梁を柱に圧着接合する。柱の寸法は1層で1,000x1,000mm、1層梁の寸法は中央部で400x1,200mmである。

常時荷重に対する設計は、現行規定に従い行ったが、地震荷重に対する設計では、PRESSSS指針²⁾で示された手法を参考に部材の弾塑性特性に立脚した非線形漸増載荷解析を行い、設定した設計クライテリア(表1)を満足することを確認することとした。設計では外力分布形を A_i 分布と仮定した。非線形漸増載荷解析より得られた層せん断力—層間変形角関係を図2に、最大値一覧を表1に示す。標準ベースシア係数 $C_0=0.20$ における最大層間変形角(R_{max})は1/204(3層)、 $C_0=0.30$ では $R_{max}=1/107$ (3層)で、梁、柱のいずれも未降伏であり設計クライテリアを満足した。また、 $R_{max}=1/50$ (3層)に達した時点では $C_0=0.345$ で、設計クライテリア0.33以上が確保できている。この時点では、1層柱脚と2層から9層までのはり端部に降伏ヒンジが発生し、設計で想定した梁降伏型の崩壊機構が形成されていた。部材の塑性率は、1層柱脚で2.3、4層梁で2.4に達しており設計クライテリア2.0を幾分上回った。プロトタイプ建物の弾性1次固有周期は、1.09秒であった。

3. 試験体概要

試験体はプロトタイプ建物を約1/2.74に縮小し、下部3層を加力部分とした。柱・梁部材は、全てプレキャスト部材とした。図3に試験体形状および、配筋詳細を示す。梁には曲線に配置されたケーブルによりプレストレスを導入(1次緊張:40.1t/ケーブル)し、PC鋼棒にて梁を柱に圧着接合(2次緊張:PC鋼棒;30.0t/本)した。続いてスラブコンクリートを打設し強度の発現後、梁のPC鋼棒およびPC鋼より線の緊張(3次緊張:PC鋼棒;40.0t/本、PC鋼より線;34.4t/ケーブル)により架構を形成した。試験体のはり間方向は5.5m、桁行方向は2.5mで、1階階高は1.875m、基準階高は1.5m、11層とした場合の建物の高さは16.875mである。コンクリートの設計基準強度はプレキャスト部材で60N/mm²、スラブで30N/mm²である。試験体の実強度 σ_B の平均は梁、柱部材でそれぞれ55.8、54.6 N/mm²、スラブで48.0N/mm²、目地モルタルの圧縮強度は65.0 N/mm²であった。

試験体について行った非線形漸増載荷解析結果を表1に併せて示す。プロトタイプ建物とほぼ同等の結果が得られており、試験体の設計が適切に行えたことを確認した。試験体の弾性1次固有周期は、0.64秒であった。

表1 設計クライテリアと解析結果

設計クライテリア			非線形漸増載荷解析結果				
標準ベースアー係数 Co	最大層間変形角 Rmax	PC部材塑性率 μ max		Co	Rmax	μ max (梁)	μ max (柱)
0.20時	1/200以下	—	プロトタイプ建物 試験体		1/204 (3層) 1/246 (2層)	未降伏	未降伏
0.30時	1/100以下	1.0以下	プロトタイプ建物 試験体		1/107 (3層) 1/128 (2層)	未降伏	未降伏
0.33以上	1/50時	2.0以下	プロトタイプ建物 試験体	0.345 0.332	1/50時 (3層) 1/50時 (2層)	2.4 (4層) 3.1 (2層)	2.3 (1層柱脚) 2.8 (1層柱脚)

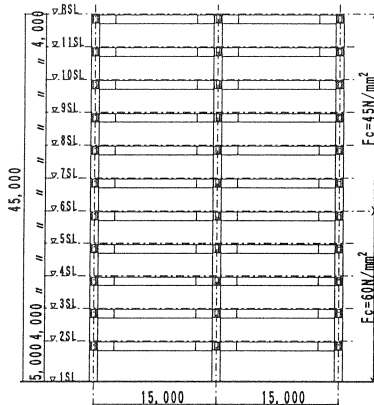


図1 プロトタイプ建物

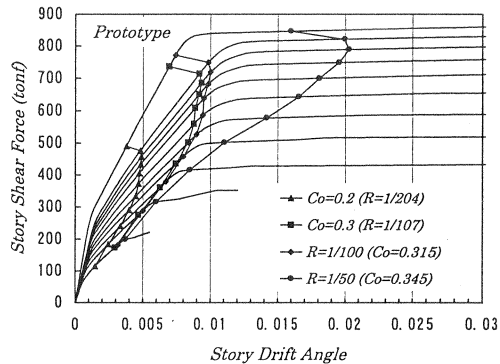


図2 非線形漸増載荷解析結果
(プロトタイプ建物; 1 構面)

梁中央部	梁端部	3階柱頭~1階柱頭	1階柱脚 (1.5Dまで)
PC鋼材: 1次	1c-21.8φ [SWPR19N]	PC鋼材	16-13φ [SBPR1080/1230]
上下段: 3次	1c-(3-12.4φ) [SWPR7AN]	組立鉄筋	10-D10 [SD345] (12-D10 [SD345])
中段: 2次	2c-26φ [SBPR930/1080]	帯筋	□-U6.4@50 [□スパイラル] (□-U6.4@50 [□スパイラル])
上・下端筋	4-D10 [SD345]		
あばら筋	□-D6@50 [SD295A]		
F_c (N/mm ²)	60	F_c (N/mm ²)	60
鋼材係数 α	0.250 (0.176)	鋼材係数 α	0.146
λp	— (1)	λp	1
P_i (kN)	1,824 (1,432)	P_i (kN)	1,726
$0.85 \cdot P_i / (b \cdot D \cdot F_c)$	0.191 (0.150)	$0.85 \cdot P_i / (b \cdot D \cdot F_c)$	0.184
P_w (N)	0.427	P_w (N)	0.493 (0.658)
$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	1.26	$P_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	6.29 (8.39)

() は、梁端部、1階柱脚の数値を表す。

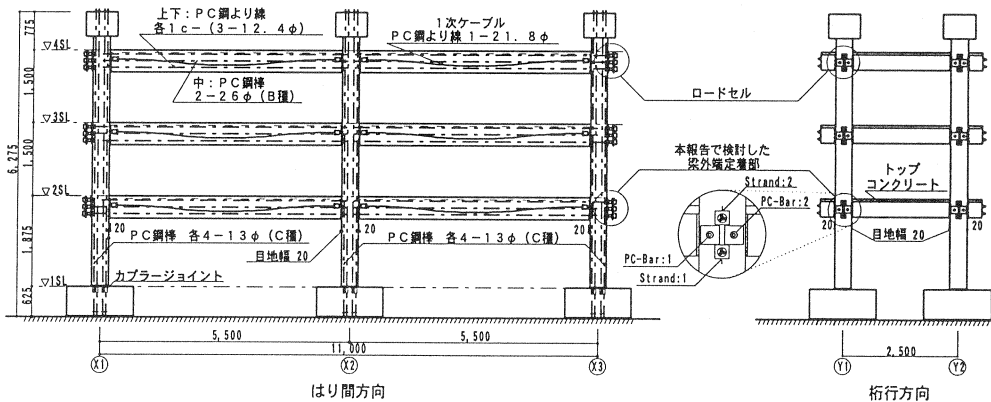


図3 試験体形状および配筋詳細

4. 加力・計測計画

加力状況の概要を図4に示す。水平加力は1層、2層、および試験体頂部に取り付けた計4本のアクチュエータを用いて行った。さらに、各層の床スラブには長期荷重設計時の積載荷重に相当するおもりを設置した。

静加力実験での層せん断力係数分布は、固有値解析の結果を使ってSRSS法により決定し、4層での層せん断力と3層にかかる外力は、試験体頂部の水平載荷位置に加力した。中柱には150tonf/本の一定軸力を、外柱には付加する長期軸力を86tonf/本とし、さらに予備解析から得られた1層柱のM-N関係を再現するように変動軸力を加えた。

サブストラクチャ仮動的実験^[9]（以下サブストラクチャPSDと称す）は、構造物全体（11層）の地震応答を部分的な加力実験と計算を同時に行いながら再現する実験手法である。本実験では、計算部分（上部8層）の復元力特性モデルにPCモデル^[4]を用いて上部の地震応答を再現した。

実験では試験体の剛性、耐力、ひび割れ発生状況等の基本的特性を把握する目的で、 $Co=0.3$ 相当の荷重に達するまで静的繰返し加力（Static 1）を行った。その後、サブストラクチャPSDを行い、さらに試験体の終局域での挙動を把握するため $R'=1/21$ （ R' ：制御変形角=3層の絶対変位／試験体高）に達するまで静的繰返し加力（Static 2）を再度行った。

サブストラクチャPSDで採用した入力地震波は、十勝沖地震（1968年）の八戸港湾で観測されたEW成分（Hachinohe EW波）の最大速度を25cm/sec（Level 1）、50cm/sec（Level 2）、75cm/sec（Level 3）に基準化した波と兵庫県南部地震（1995年）の神戸海洋気象台で観測されたNS成分（JMA-Kobe NS波）の原波形記録（最大加速度：820.6cm/sec²、最大速度：90.2cm/sec）の合計4波を連続した1つの地震波として継続的に入力した。

試験体各層の水平変位は、マグネスケールにて計測し、柱および梁の回転角は、部材端部に取り付けた変位計により計測した。鉄筋および柱のPC鋼棒のひずみ計測には、ひずみゲージを使用した。また、梁のPC鋼材のプレストレス力の変化を図3に示す梁外端定着部にセットしたロードセルにより測定した。

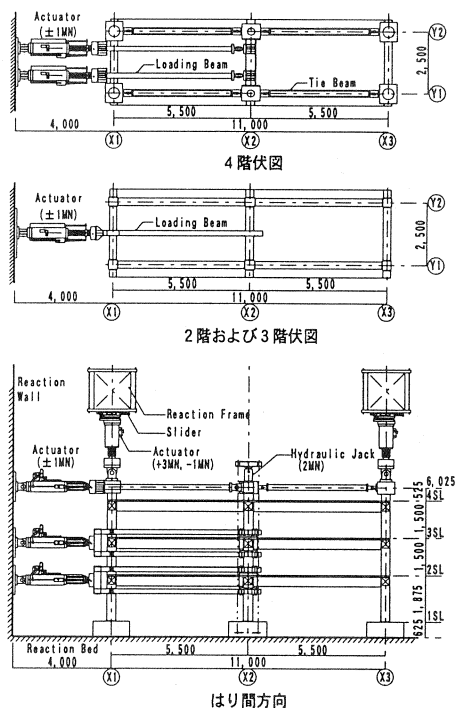


図4 加力状況の概要

5. 導入プレストレス力の経時変化

3次緊張完了時から実験開始までの約5ヶ月（18週）にわたって計測した梁のプレストレス力の変化を図5に示す。プレストレス力有効率（ η ）は、各部材毎に計測されたプレストレス力の変化を3次緊張完了時のプレストレス力で除した値である。同図は部材の導入時材齢毎に整理し、その平均で示した。実験開始直前（緊張から18週目）におけるプレストレス力有効率（ η ）は、導入時材齢7週で $\eta=0.926$ 、導入時材齢6週で $\eta=0.919$ 、導入時材齢5週で $\eta=0.902$ となり、導入時材齢が遅い程減退量は小さくなっている。また、鋼材種別ではPC鋼棒で $\eta=0.910$ 、PC鋼より線で $\eta=0.934$ となり若干の違いが見られた。

次に、建築学会PC規準^[10]に示されているプレストレス力減退量の計算式を使って求めたプレストレス力有効率（ η ）の経時変化を図5に比較して示す。計算結果は試験体の2階梁についての値であり、導入プレストレス力による導入時不静定力^[10]の影響も考慮している。ここで、計算ではコンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクセーションを考慮し、コンクリートのヤング係数は材料試験結果を、PC鋼材のヤング係数、リラクセーション係数はミルシートの値を使用した。計算値は計測結果より若干小さくなるものの、両者はほぼ対応している。

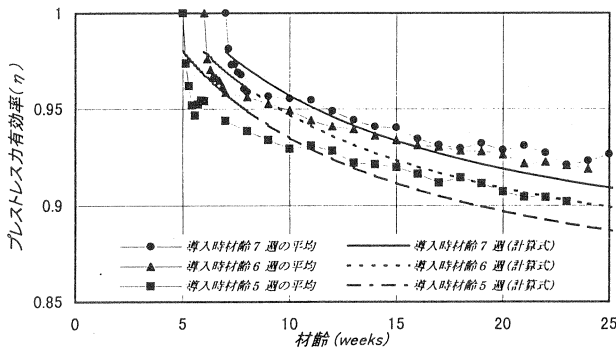


図5 プレストレス力有効率の経時変化

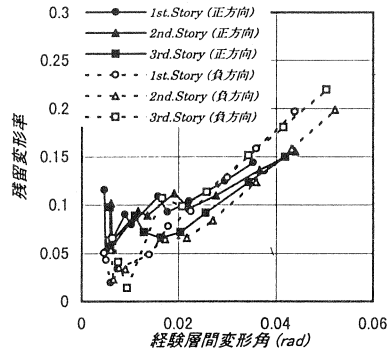


図7 残留変形率－経験層間変形角関係

6. 実験結果

6. 1 荷重－変形関係

静加力実験並びにサブストラクチャPSDより得られた試験体の層せん断力－層間変形の関係を図6に、荷重を除荷した時の残留変形量を当該載荷サイクルの最大変形量で除した残留変形率－経験層間変形角の関係を図7に示す。Static 1の実験で $Co=0.2$ 時の最大層間変形角(R_{max})は $1/404$ (2層)、 $Co=0.3$ では $1/166$ (2層)であった。履歴性状は残留変形が小さく、ループ面積の小さなPC造に特有のものとなった。Hachinohe EW波の25cm/sec入力時の R_{max} は $1/151$ (2層)、50cm/sec入力では R_{max} は $1/86$ (2層)で、1層層せん断力(Q_1)は220.3tonfとなった。75cm/sec入力では R_{max} は $1/73$ (2層)、 Q_1 は220.9tonfで、耐力はなお上昇する傾向にあった。履歴ループの面積は変形の増大に伴い徐々に大きくなるが、残留変形は依然小さく高度な復元性を示す。JMA-Kobe NS波入力時の R_{max} は $1/52$ (2層)、 Q_1 は244.7tonfで、ベースシア係数に換算して約0.4である。本入力時に各層とも最大耐力に達し、履歴ループの面積も大きくなった。Static 2の実験では、変形の増大に伴い耐力が徐々に低下する傾向にある。1層は柱脚部分のカバーコンクリートの圧壊により耐力の低下時期が早くなるが、層間変形角 $1/25$ 時でも最大耐力の90%程度、柱部材に損傷がほとんど見られない2、3層では95%程度を保持しており、安定した履歴性状を示した。履歴ループは $R'=1/50$ を越える辺りから紡錘形となり残留変形も大きくなるが、 $R'=1/25$ においても残留変形率は0.18程度である。

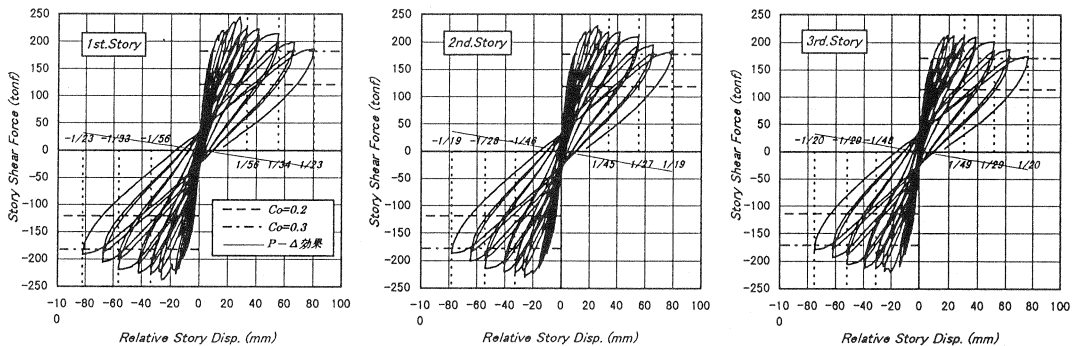


図6 層せん断力－層間変形関係

6. 2 変形の増大に伴うプレストレス力の変化

載荷中のプレストレス力の変化を確認するために、図3に示す梁外端定着部におけるPC鋼棒および、PC鋼より線のプレストレス力と梁端回転角の関係を図8に示す。梁端回転角は、柱面から $0.25D$ (D :梁せい)の区間で計測した値である。同図中、点線は緊張完了時のプレストレス力(P_i)、一点鎖線は鋼材の実降伏荷重($P_{y'}$)を表している。P

C鋼棒は、プレストレス力の変動量、減退量とも小さい。これは、PC鋼棒が梁断面の高さ方向の中心に配置されていたためである。一方、梁断面の上下に配置されていたPC鋼より線では、プレストレス力の変動量、減退量とも大きくなっている。PC鋼より線が引張となる側では、鋼材の降伏または、それに近い荷重まで達し、圧縮となる側においてもプレストレス力の低下が大きい。

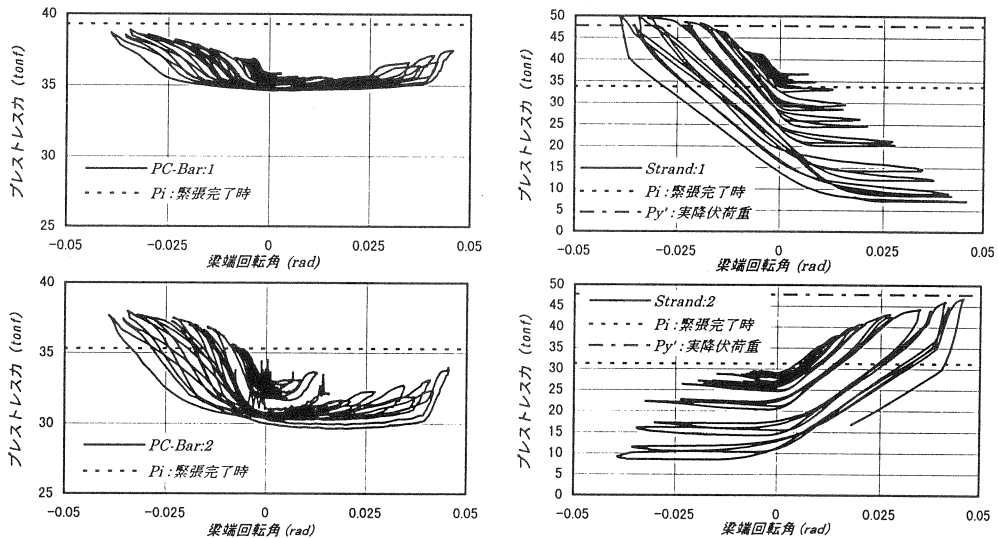


図8 プレストレス力-梁端回転角関係

加力実験で荷重をゼロに戻した時の残存プレストレス力を緊張完了時のプレストレス力で除した残存プレストレス率と経験梁端回転角の関係を図9に示す。PC鋼棒の残存プレストレス力は、図8からも明らかのように変動が小さく経験梁端回転角0.04においても、緊張完了時の85%程度を保持していた。一方、PC鋼より線では変動が大きく、変形の増大に伴って大きく低下する傾向がある。

梁全体の残存プレストレス力は、経験梁端回転角0.01まではほとんど低下しないが、0.01を超えると徐々に低下する結果となっている。0.04を超える大変形を経験した後の残存プレストレス力は、緊張完了時の約63%まで低下していた。

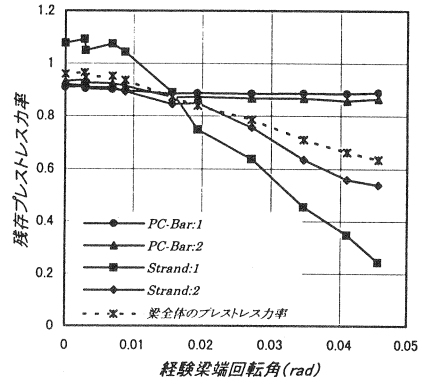


図9 除荷時の残存プレストレス率-経験梁端回転角関係

6. 3 試験体の損傷状況

図10に $Co=0.3$ および $R'=\pm 1/21$ 終了時の試験体損傷状況を示す。ひび割れは、試験体の左右ほぼ対称に発生しており、ここでは半分のみ示している。スラブについても2層のみ示す。図中実線が正方向に加力した時のひび割れ、破線が負方向に加力した時のひび割れである。

Static 1の加力では、 $R=-1/753$ (1層)で1層柱脚目地部に、 $1/480$ (3層)で3層梁端目地部に最初のひび割れが発生した。スラブは、 $-1/685$ (2層)までに1~3層の全てに曲げひび割れが発生していた。その後、変形の増大に伴い梁の曲げひび割れが増加し、Static 1終了時には柱面から約 $1.5D$ の範囲まで分布していた。1層柱脚でも $0.5D$ の範囲に曲げひび割れが発生した。目地部のひび割れは、プレキャスト部材とモルタルの境界面に沿った肌別れ状のものである。Static 1での最大ひび割れ幅は、1層梁端部で $1.0mm$ であった。また、荷重を除荷したときのひび割れは、ほとんど閉じた状態であった。

Hachinohe EW波のLevel 1~3において梁、柱には新たなひび割れの発生はほとんど見られず、既存のひび割れの進展とひび割れ幅の増大が観察された。Level 2以降はひび割れが圧着目地部に集中する傾向が見られ、接合部から離れたひび割れは変形が大きくなっても閉じたままであった。一方、スラブにおいては試験体全幅にわたるひび割れと、柱部分から放射状に延びるひび割れが多数発生した。JMA-Kobe NS波では、圧着接合面のひび割れ幅が最大 7.0mmとなり、スラブ筋の破断も観察された。1層柱脚では変形角-1/167(1層)を超える辺りから、梁端では1/61(2層)を超える辺りからカバーコンクリートの剥落が見られ、JMA-Kobe NS波終了後は、1層柱脚に基礎上面から約1Dの範囲、梁端に柱面から2Dの範囲にそれぞれ拡大した。ただし、横拘束筋で拘束されたコアコンクリートの圧壊等は生じておらず、普通鉄筋の屈服も最後まで起きていない。また、スラブの柱近傍にもコンクリート圧壊が観察された。本試験体では圧着目地部のモルタルに金網を挿入しており、繰り返し载荷においても目地モルタルの落下は生じず、大変形における架構の耐荷性能確保に有効であったと考えられる。

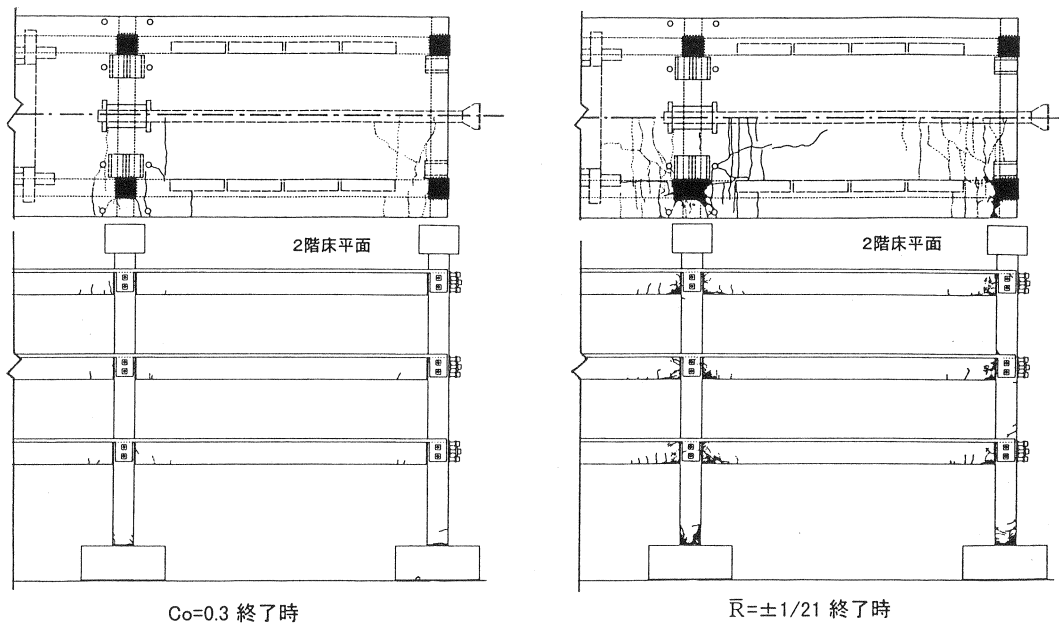


図10 試験体損傷状況

7. まとめ

- 1) 履歴性状は、PC造に特有の高度な復元性を示した。また、終局域においても安定した履歴性状を示しており、架構として十分な耐荷能力を有していたことが明らかとなった。
- 2) 試験体は制御変形角 $R'=1/67$ の時に最大耐力に達し、ベースシア係数に換算すると約0.4であった。
- 3) プレストレス導入から約5ヶ月後のプレストレス力有効率(η)は、導入時材齢が5週の場合にも約0.9以上となり、建築学会PC規準による計算値を若干上回った。
- 4) 加力時の残存プレストレス力は、経験梁端回転角0.01を超える辺りから徐々に低下する傾向が見られた。
- 5) 架構のひび割れは、梁端部、1層柱脚部に集中して発生した。本試験体のようなPC圧着接合では、目地モルタルの落下を防止することが、架構の耐荷性能確保に有効であると考えられる。

<参考文献>

- [1] 加藤、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 試験体の設計),日本建築学会大会梗概集,1999年9月
- [2] 中田慎介;プレキャスト鉄筋コンクリート構造の現状—PRESSS成果物から—,コンクリート工学, Vol.32, No.5, 1994年, pp5-12
- [3] 堤、石田、加藤、他;サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発(その1,2,3),第8回日本地震工学シンポジウム,1990
- [4] 岡本伸、加藤博人;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, No4, Jul.1991
- [5] プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説,日本建築学会
- [6] 大野、加藤;プレストレストコンクリート不静定架構における長期ひずみの測定,日本建築学会大会梗概集,1999年9月