

(14) 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の曲げ変形挙動

西松建設(株)技術研究所

正会員 ○伊藤忠彦

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

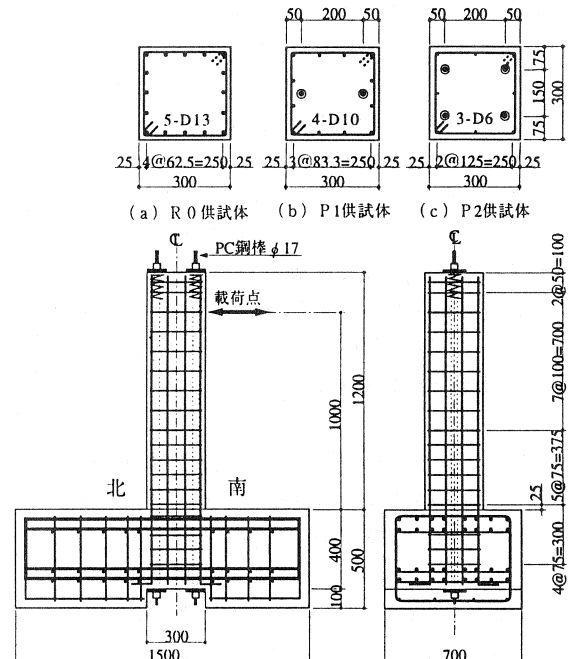
1. はじめに

先の兵庫県南部地震では、応答の増幅を考えると重力の加速度の2倍ものパワーが橋脚の水平方向に作用した。このように、我が国の橋脚は地震時に大きな曲げモーメントとせん断力に抵抗する必要があるが、これに対してはプレストレストコンクリート（以下、P C）構造が極めて合理的な構造形式であると考えられる。本研究は、柱部材の軸方向にアンボンド方式でプレストレス（以下、軸プレストレス）を導入したコンクリート橋脚の耐震性能に着目した実験的研究であり、その基礎的な曲げ変形挙動や地震後の供用性能等を従来の鉄筋コンクリート（以下、R C）橋脚と比較検討するものである。

2. 実験方法

2. 1 供試体

供試体の形状寸法を図-1に、供試体の諸元を表-1にそれぞれ示す。柱の断面は30cm×30cmの正方形であり、フーチング天端から載荷点までの高さは1mである。柱の断面配筋は、図-1(a)~(c)に示した3種類であり、(a)が軸方向鉄筋にD13を配置したR C供試体（以下、R 0）、(b)が軸方向鉄筋にD10およびP C緊張材にφ17を2本用いたP C供試体（以下、P 1）、同じく(c)が軸方向鉄筋にD6およびP C緊張材にφ17を4本用いたP C供試体（以下、P 2）である。P 1およびP 2の軸プレストレスは、それぞれ35kgf/cm²および70kgf/cm²とした。また、上部構造の重量に対応した軸力（以下、外軸応力）は10kgf/cm²および40kgf/cm²の2ケースを設定した。ここに、供試体の記号N（以下、Nシリーズ）は外軸応力10kgf/cm²の場合を示し、記号H（以下、Hシリーズ）は外軸応力40kgf/cm²の場合を示す。各々の供試体は同一の外軸応力下で曲げ耐力（鉄筋降伏荷重）がほぼ等しくなるように設計されている。帯鉄筋は全ての供試体で共通であり、D6鉄筋を10cm間隔(0.21%)で配置することを基本とした。ただし、柱根元部のフーチング天端から40cmの区間とフーチング内部には、帯鉄筋を7.5cm間隔(0.28%)で配置した。



(註：正面図および側面図はP1供試体の配筋を示す)

図-1 供試体図

表-1 供試体緒元

No	記号 ^{*1}	外軸応力 (kgf/cm ²)	軸プレストレス (kgf/cm ²)	鉄筋 ^{*2}	緊張材 ^{*2}	帯鉄筋 ^{*2}	鉄筋の耐力 分担率 ^{*3}
1	R0(N)	10	0	16-D13 (2.25%)	—	柱基部 D6@75 (0.28%)	100%
2	P1(N)		35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)		41%
3	P2(N)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		9%
4	R0(H)	40	0	16-D13 (2.25%)	—	その他 D6@100 (0.21%)	100%
5	P1(H)		35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)		42%
6	P2(H)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		10%

^{*1}: () のNは外軸応力10kgf/cm²、Hは外軸応力40kgf/cm²を示す

^{*2}: () 内の数値はそれぞれ軸方向鉄筋比、P C鋼材比、帯鉄筋比を示す

^{*3}: 鉄筋降伏時の分担率を示す

せん断が最も厳しいR0(N)の場合、柱根元部のせん断耐力と曲げ耐力(鉄筋降伏荷重)の比は約1.5である。コンクリートの設計基準強度は、全ての供試体でボストン方式のPC部材で使用する許されている最低強度の300kgf/cm²とした。なお、表-1には各供試体における軸方向鉄筋の耐力分担率を示した。P1およびP2のそれは、それぞれ約40%および約10%であり、PC緊張材がP1およびP2の耐力のそれぞれ約60%および約90%を占める設計となっている。

2. 2 供試体作製および載荷方法

表-2に今回の実験に使用した鋼材およびコンクリートの材料試験結果をまとめて示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材は6号砕石(Gmax=13mm)を使用した。柱部分のコンクリート打込み時のスランプおよび空気量は、それぞれ13.0cmおよび3.8%であった。

軸プレストレスの導入は、供試体を反力床に固定した後、柱頂部を緊張端として片引きで行った。緊張力はPC緊張材に貼付したひずみゲージの値によって管理し、柱断面に引張応力が発生しないように段階的に与えた。実験は軸プレストレス導入後、直ちにアクチュエータによる外軸応力を載荷し、引続きアクチュエータによる水平力を逐次加えた。水平力は静的正負交番載荷とし、各ループの繰返し回数は1回とした。

3. 実験結果と考察

3. 1 PC柱の曲げ変形挙動

実験結果の一覧を表-3にまとめて示す。ここに、鉄筋降伏荷重などの値は実験で得られた正負載荷の平均値である。NシリーズおよびHシリーズの荷重と載荷点変位の関係を、それぞれ図-2(a)~(b)および図-3(a)~(b)に示す。なお、今回の実験ではP1(N), P2(N)およびP1(H), P2(H)の緊張材は、実験終了まで降伏ひずみには達していない。また、曲げ変形の計算値は材料

表-2 材料試験結果

種 類		規 格	降 伏	引 張	弾性係数	伸 び
鉄 筋	D6	SD345	3,540	5,610	1.9×10^6	25.6%
	D10		4,090	5,900	1.9×10^6	21.2%
	D13		3,880	5,660	2.0×10^6	22.3%
	D16		3,960	5,750	2.0×10^6	20.4%
緊張材	φ 17	C種1号	12,500	13,100	2.0×10^6	13.0%
コンクリート		圧縮強度			引張強度 (実験時)	弾性係数 (実験時)
		標準養生	封緘養生	実験時 ^{*1}		
柱		330 (28)	313 (28)	356 (63)	27.6 (63)	2.7×10^5 (63)

*1: 6体の実験中日の値で、()内の数値は試験材令を示す

表-3 実験結果

供試体 No	記号	降伏荷重 Py(tf)	最大耐力 Pmax(tf)	降伏変位 δy(mm)	終局変位 (mm)		靱性率	
					δusy ^{*1}	δu80 ^{*2}	δusy/δy	δu80/δy
1	R0(N)	9.71	11.2	7.32	49.0	50.9	6.7	7.0
2	P1(N)	9.66	11.7	6.25	39.0	39.7	6.2	6.4
3	P2(N)	11.0	12.4	7.04	25.6	63.1	3.6	9.0
4	R0(H)	12.0	13.7	7.48	43.2	44.9	5.8	6.0
5	P1(H)	11.3	13.2	6.41	35.2	38.1	5.5	5.9
6	P2(H)	12.0	13.3	5.96	18.0	24.1	3.0	4.0

*1: 復元力の限界値を降伏荷重とした場合

*2: 復元力の限界値を最大耐力の80%とした場合

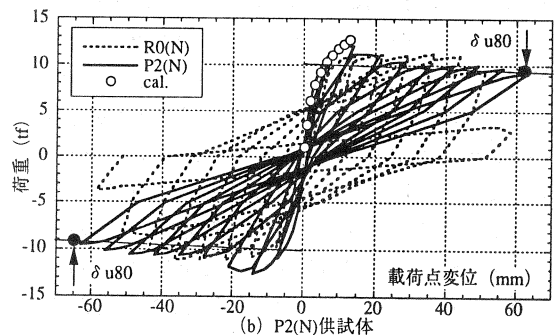
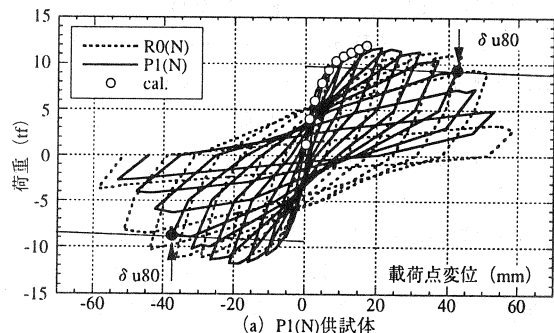


図-2 Nシリーズの荷重変位曲線

非線形を考慮したファイバーモデルによるものである。ファイバーモデルは、柱根元部の回転の影響と部材の2次元の大きさを考慮するため、計算上、柱の固定端をフーチング天端から $h/2$ (h : 柱断面高さ) だけ下に仮定し、反力点をフーチング天端から $h/4$ だけ上に仮定する手法²⁾を用いた。ただし、供試体はアンボンド方式のPC部材であるため平面保持の仮定が成立しない。したがって、ここでは任意のモーメント～曲率関係を求める際、1ステップ前のプレストレス力を変動軸力(外力)に置換えて計算した。ここに、変動軸力は以下の手順で計算した。

- ①コンクリート圧縮縁ひずみと引張鉄筋ひずみを部材軸方向全長にわたって積分し、それぞれの部材軸方向の変形量を求める。
- ②中立軸からの比例配分によってPC緊張材位置の軸方向変形量を求め、その変形量から緊張材のひずみを決定する。
- ③材料モデルに従い緊張材の張力を求めて、次ステップの変動軸力とする。

外軸応力 10kgf/cm^2 を載荷したNシリーズのP1(N)は、RC供試体のR0(N)とほぼ同等の靱性率を有しながら、除荷時の残留変位が小さいものとなった。同様に、P2(N)はR0(N)よりも大きな靱性率を有しながら、残留変位がさらに小さいものとなった。このことは、PC柱は従来のRC柱と同等以上の変形性能を保ちながら、かつ、地震後の供用性能が向上することを意味していると思われる。また、ファイバーモデルによる計算値と実験値は、P1(N)、P2(N)共によく一致している。ただし、計算はコンクリートの圧縮縁ひずみが 3500μ に達した時点で終了している。

外軸応力 40kgf/cm^2 を載荷したHシリーズのP1(H)は、Nシリーズと同様、R0(H)とほぼ同等の靱性率を有しながら、除荷時の残留変位が小さいものとなった。しかし、P2(H)はR0(H)よりも靱性率が小さいものとなり、外軸応力の大きさの程度によっては変形性能が劣ることが示された。このことは、PC柱の耐震性能にとって、コンクリート強度に対する軸プレストレスおよび外軸応力のバランスに留意する必要があることを意味していると思われる。

なお、PC柱はRC柱に比べ履歴ループの面積が小さいためエネルギー吸収性能に劣っている。しかし、柱部材の地震時挙動は、地震波の応答スペクトルと部材の固有周期が一致した場合に共振状態となって大きな応答変位を生ずるのであり、PC柱もRC柱と同様、ひび割れ発生や鉄筋の降伏によって初期剛性が低下し部材の固有周期が長周期化するため、この種の共振現象が回避できると考えられる。

図-4にPC緊張材の挙動の一例を示す。部材の曲げ変形に伴い、圧縮側の軸プレストレス力は初期緊張力

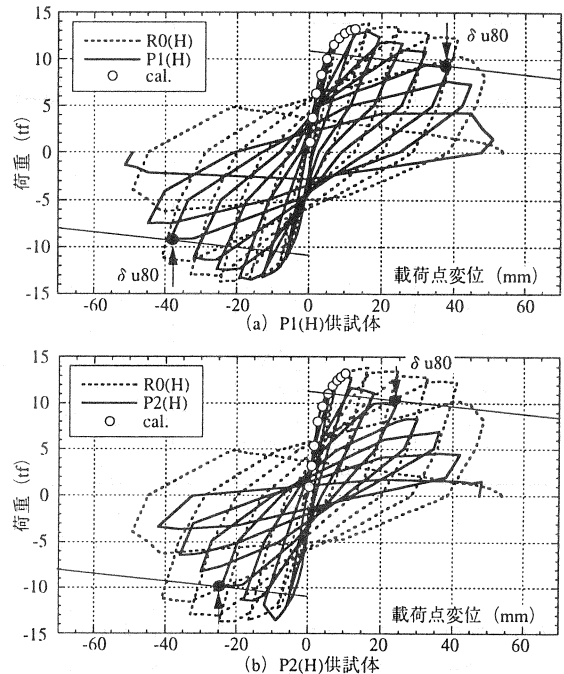


図-3 Hシリーズの荷重変位曲線

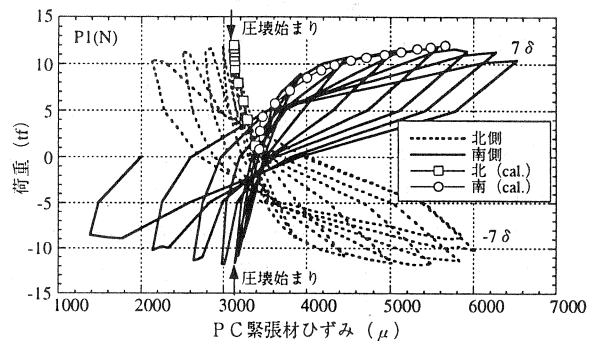


図-4 PC緊張材の挙動 (P1(N)の例)

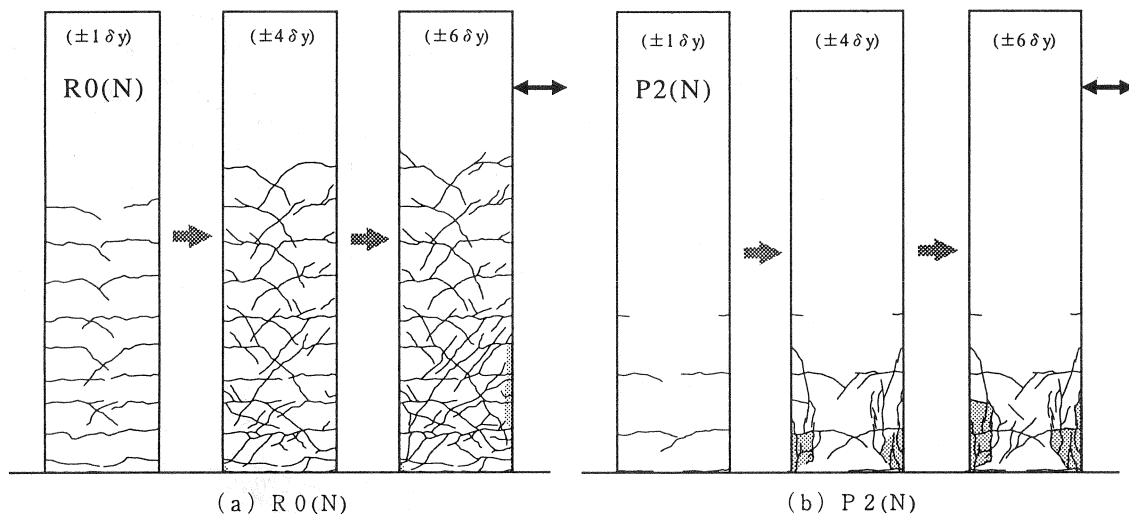


図-5 ひび割れ発生状況

よりも減少するが、ファイバーモデルによる計算値もこの挙動をよく表している。ただし、軸プレストレス力の減少量はコンクリートの圧壊が生じるまでは極めて小さい。今回の実験における軸プレストレス力は、いずれの供試体も軸方向鉄筋の座屈が生じるまでは、初期緊張力の90%以上を保持した。

図-5にR0(N)とP2(N)の $\pm 1\delta y$, $\pm 4\delta y$, $\pm 6\delta y$ (δy :降伏変位) 載荷終了時のひび割れ図を示す。PC柱として好ましい挙動を示したP2(N)は、柱根元部コンクリートの圧壊がRC柱よりも早期に生じるものの、ひび割れ発生が柱根元部付近に限定されている。このことは、地震後の補修が簡便で済むことを示していると思われる。また、P2(N)は軸プレストレスの効果により、せん断力による斜めひび割れの発生も少なくなった。図-6にR0(N)とP2(N)の柱根元部における帯鉄筋の挙動を示す。R0(N)の帯鉄筋ひずみは、柱の変形とともに徐々に増大し、 $7\delta y$ 以降で降伏ひずみを超えたが、P2(N)のそれは、軸プレストレスの効果で降伏ひずみには達していなかった。

写真-1にR0(N)とP2(N)の実験終了時の破壊状況を示す。R0(N)は最終的に柱根元部の帯鉄筋が降伏して柱根元部の斜めひび割れが大きく開口した。しかし、P2(N)はR0(N)よりも大きな変位を載荷したにもかかわらず、柱根元部の損傷がR0(N)よりも少なかった。

3. 2 靱性率

各供試体の靱性率を表-3に示す。ここで、靱性率は、実験の終局変位を、(1)荷重変位の包絡線が降伏荷重を下回る点、(2)荷重変位の包絡線が最大荷重の80%を下回る点の2種類で定義した場合について評価した。また、終局変位を求める際には外軸力によるP- Δ 効果を考慮した。表-3によるとR0およびP1の靱性率は、(1)と(2)のどちらの方法でそれを評価しても、外軸応力の大きさによらずほぼ等しくなっていることがわか

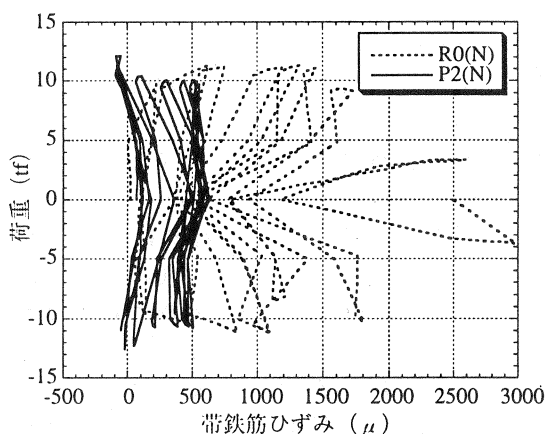


図-6 帯鉄筋挙動の比較

る。しかし、P 2(N)の靱性率は方法(1)と(2)で5以上も異なっている。図-2および図-3には、P 1およびP 2の終局変位を方法(2)で定義した点を各々示しておいたが、いずれの点も部材としての終局点を妥当に示していると思われる。そこで、便宜上(1)と(2)の方法で求めた靱性率の平均値を、軸プレストレスと外軸応力の合計による全軸方向圧縮応力度のコンクリート強度に対する比率（以下、全軸圧縮応力度比）との関係で整理したものを図-7に示す。ただし、この場合の平均靱性率は、RC柱の靱性率をやや過大に、PC柱の靱性率をやや過小に評価したものとなる。今回の実験では、PC柱のコンクリート強度に対する全軸圧縮応力度比が25%程度以下であれば、RC柱と同等の靱性率を有することが示された。

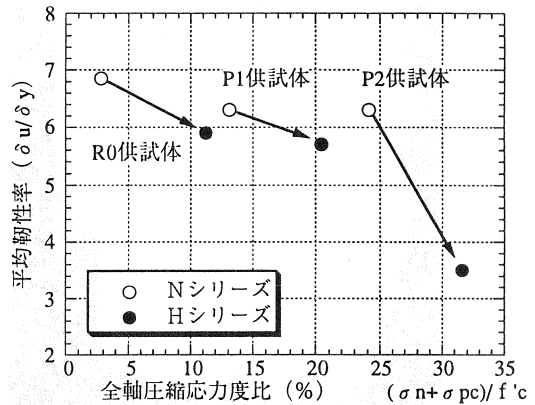


図-7 靱性率の比較

3.3 残留変位

現在の道路橋示方書³⁾では、高速道路等の重要度の高い橋の橋脚は、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、橋としての機能の回復をより速やかに行うことを目標に、地震後の残量変位を1/100rad以下に制限することが規定されている。図-8にNシリーズおよびHシリーズの残留変位を示す。ここで、残留変位は各ループ載荷後の除荷時の平均値である。今回の実験では、PC柱であるP 2(N)は、鉄筋降伏後の大変形時でも極めて小さい残留変位（1/100rad以下）で済むことが明らかとなった。また、図-9は各々の部材の終局点に対応する残留変位を鉄筋の耐力分担率(表-1)との関係で整理したものである。なお、図-9には既往の軸プレストレスを導入したコンクリート柱の実験結果⁴⁾も示した。これらより、PC柱の残留変位は概ね鉄筋の耐力分担率との相関性が認められ、鉄筋の耐力分担率が20%程度以下であれば、合理的に示方書の制限値を満足できることが示された。

4. まとめ

部材の軸方向にプレストレスを導入したコンクリート橋脚の耐震性能を静的正負交番載荷実験により検討した。本実験の範囲内で得られた主な結果を以下にまとめる。

①アンボンド方式のプレストレストコンクリート

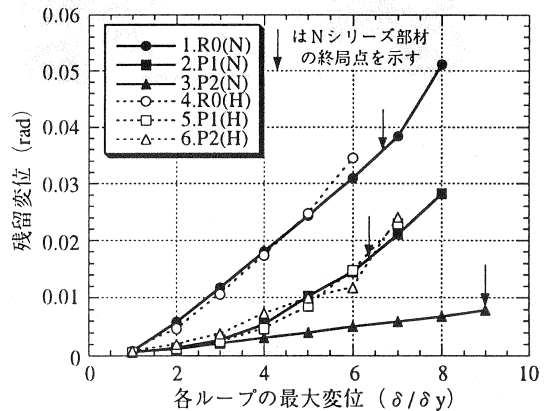


図-8 残留変位の比較

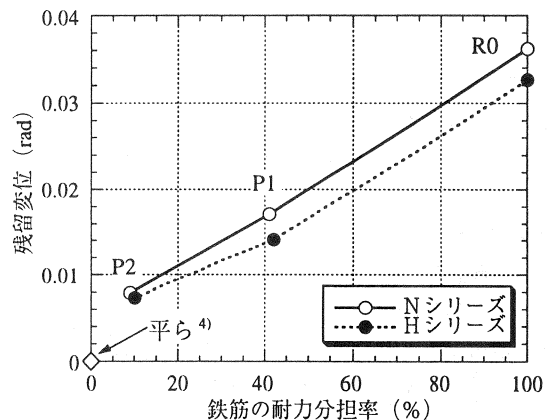


図-9 残留変位と鉄筋の耐力分担率との関係

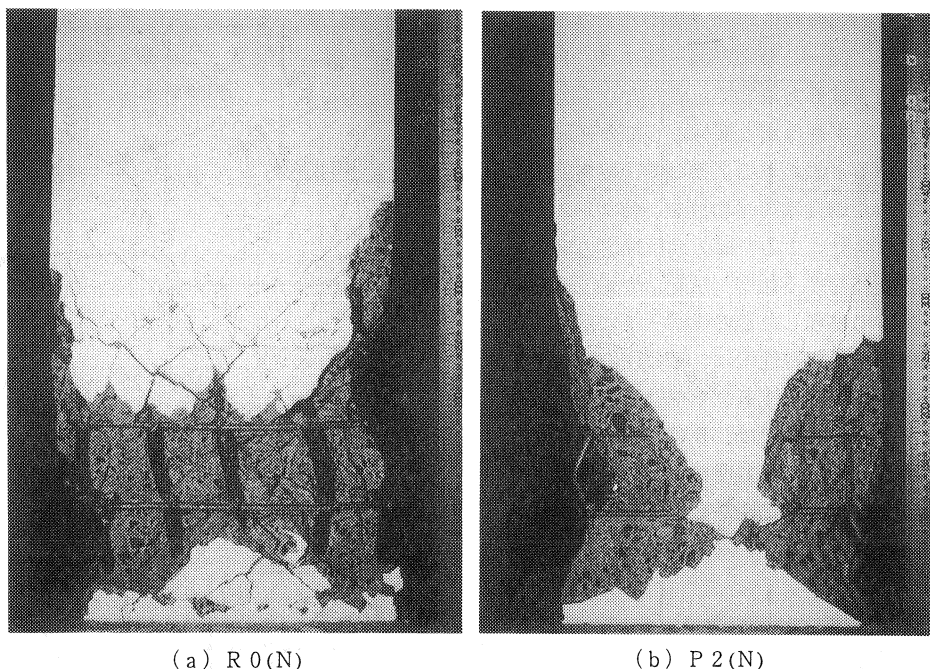


写真-1 最終破壊状況

柱は、コンクリート強度に対する全軸方向圧縮応力度が25%程度以下であれば従来の鉄筋コンクリート柱と同程度の靱性率を有し、かつ、鉄筋降伏後の残留変位を大幅に小さくできることが示された。

- ②アンボンド方式のプレストレストコンクリート柱は、曲げ耐力に占める軸方向鉄筋の分担率が20%程度以下であれば、部材の終局時までその残留変位を $1/100\text{rad}$ 以下とすることができる。
- ③アンボンド方式のプレストレストコンクリート柱の曲げ変形挙動は、柱根元部の回転の影響と部材の2次元的大きさを考慮したファイバーモデルによって精度よく計算することができた。
- ④プレストレストコンクリート柱のP2(N)は、帯鉄筋で囲まれた柱根元部コンクリートのひび割れ発生が少なく、鉄筋コンクリート柱よりも終局時の損傷が軽微であった。

謝 辞

実験を実施するにあたり、横浜国立大学技官の森下豊氏、同4年生の坪内善彦君(現、八千代エンジニアリング(株))のご協力を頂いた。また、供試体の製作においては西松建設(株)技術研究所長の栗原和夫博士にご配慮を賜った。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤忠彦・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耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, VOL.19-2, PP.1197-1202, 1997.6
- 2) 池田尚治・山口隆裕・鵜澤哲史: 鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価, コンクリート工学年次論文報告集, VOL.1, NO.2, PP.105-114, 1991.1
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12
- 4) 平陽兵・松田哲夫・山口隆裕・池田尚治: P C 緊張材で桁と剛結合したコンクリート橋脚の耐震性, コンクリート工学年次論文報告集, VOL.18-2, PP.23-28, 1996.6