論文 正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況

津吉毅*1·小林将志*2·石橋忠良*3

要旨:コンクリート構造物の耐震設計を合理的に行うためには,地震時の部材の塑性変形レベルに応じた損傷状態を明らかにする必要がある。本文は,じん性率10程度以上のRC柱の正負交番載荷試験結果から塑性変形レベルと損傷状態を,主として補修の難易度の観点からとりまとめたもので,荷重が最大となる点ではひび割れ注入程度の損傷しか生じないこと,終局時においても断面修復の必要はあるものの,残留変位(水平)の修復難易度は最大荷重時とほとんどかわらないことなどを示した。

キーワード:耐震設計,鉄道ラーメン高架橋,正負交番載荷,RC柱,損傷状況

1. はじめに

コンクリート鉄道構造物の耐震設計には、構造 物の塑性化によるエネルギー吸収を考慮したじん 性設計を採用している。この設計法では、部材の 塑性化、すなわちある程度の損傷を許容するもの である。一方、地震後の構造物の損傷状態は、復 旧の難易度を左右するもので、構造物の重要性に 基づく耐震性能に応じて、復旧の難易度=損傷程 度を制御していく必要がある。このような損傷制 御の概念を構造物の耐震設計に合理的に適用する ためには、地震時の部材の塑性変形レベルと損傷 状態の相関を合理的に把握する必要がある。

そこで、本文では鉄道ラーメン高架橋柱を模し たRC試験体柱により正負交番載荷試験を行い、 塑性変形レベルと損傷状況の相関について若干の 考察を加えたので報告する。

2. 試験概要

2. 1 試験体諸元

試験体は、実物のラーメン高架橋柱の1/2ス ケールを想定したものである。試験体諸元を表-1に、材料強度、耐力比(Vyd/Vmu;ここに、Vyd: 部材のせん断耐力、Vmu:部材が曲げ終局耐力に 達するときのせん断力)の計算値、実験結果の概 要を表-2に示す。試験パラメータは、せん断スハ[°] ン比(a/d)が 3.19 を中心に 1.5 から 4.2、軸方向 鉄筋比(pa)が 0.63~4.42%、帯鉄筋比(ps) が 0.45~2.27%, 耐力比(Vyd/Vmu) は 1.55~ 4.18, 軸圧縮応力度(σ'no) は 0.98 (N/mm²) を中心に 0.49~4.9 (N/mm²) とした。なお, 耐 力比の計算¹⁾ には, 材料試験から定まる実材料 強度を用い, せん断補強筋のない棒部材のせん断 耐力(Vcd) は a/d の効果を考慮した二羽ら及び 石橋らの式^{2), 3)} により計算した。

2.2載荷方法

載荷装置の概要を図-1に示す。載荷は、軸力 を一定とした正負交番載荷試験で、最外縁の軸方 向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひ ずみに達した時の変位を降伏変位(δy)とし、こ れ以降、この降伏変位の整数倍の変位毎に変位制



*1 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 副課長 (正会員)
*2 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 工修 (正会員)
*3 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 所長 工博 (正会員)

	断面寸法	有効高	せん断スパン比	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比	側鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋比	輸方向圧縮応力度	
試験体No.	B×H	d			pa=As/(BH)		(径)-(組)(間隔)	ps	σ'no	載荷パターン
	(<u>mm</u>)	(mm)	a∕d	(径)×(本)	(%)	(径)×(本)	(間隔:mm)	(%)	(N/mm²)	
I-1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc125	0.507	0.98	A
I - 2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 70	0.905	0.98	A
I — 3	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 40	1.584	0.98	A
<u>I – 1</u>	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 90	0.704	0.49	A
<u> </u>	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 50	1.267	1.96	A
Ⅲ-1	400×600	550	2.09	D13×12	0.634	D13×3	D13-1ctc 90	0.704	0.98	A
<u>Ⅲ</u> -2	400 × 350	300	4.17	D22 × 16	4.424	D22 × 3	D13-1ctc 90	0.704	0.98	A
Ⅲ—3	350 × 350	300	3.83	D19×16	3.742	D19×3	D16-1ctc 50	2.270	4.90	A
A 1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98	В
A 2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	В
A 3	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 70	0.905	0.49	В
A 4	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98	В
A 5	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc140	0.453	0.98	В
A 6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 50	1.267	0.98	В
A 7	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	A
A 8	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc120	0.528	0.98	В
_A9	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D16-1ctc 60	1.655	0.98	В
A 10	400 × 700	660	1.52	D19×18	1.842	D19×4	D13-1ctc 60	1.056	0.98	В
A 11	500×500	410	2.81	D19×16	1.834	D19×3	D13-1ctc 60	0.845	0.98	в
No.6	400 × 400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98	В

表-1 供試体試験

表-2 実験結果概要

	材料強度			計算值			実験傭			
試験体	コンクリート	軸方向鉄筋	帯鉄筋					塑性ヒンジの	塑性ヒンジの	
No.	圧縮強度	降伏強度	降伏強度			耐力比	じん性率	中心高さ	損傷高さ	破壞形態
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	Vc/Vmu	Vs/Vmu	Vyd/Vmu	μ	h1(cm)	h2(cm)	
I - 1	27.4	378.3	359.1	0.66	0.89	1.55	8.9	24	43	曲げ降伏後せん断
1 - 2	23.5	378.3	359.1	0.64	1.62	2.26	11.0	18	36	曲げ破壊
I - 3	31.9	378.3	359.1	0.68	2.74	3.42	11.2	14	23	鉄筋破断
$\underline{I} - 1$	28.2	397.2	359.1	0.78	1.68	2.46	10.4	16	36	曲げ破壊
<u>I – 2</u>	33.6	397.2	359.1	0.80	2.61	3.40	11.3	10	32	鉄筋破断
$\underline{\mathbf{I}} - 1$	32.3	359.1	359.1	1.25	2.66	3.92	24.0	0	13	鉄筋破断
<u>II-2</u>	33.7	<u>379.1</u>	359.1	0.69	1.08	1.77	7.3	21	38	曲げ降伏後せん断
<u>m-3</u>	32.4	378.3	397.2	0.70	3.48	4.18	10.6	12	28	鉄筋破断
A 1	<u>26.4</u>	378.4	358.3	0.65	1.39	2.05	10.5	16	36	曲げ破壊
A 2	23.3	<u>378.4</u>	358.3	0.64	1.89	2.52	12.4	17	38	曲げ破壊
<u>A3</u>	26.8	397.2	358.3	0.77	2.16	2.94	15.1	14	38	曲げ破壊
A 4	28.4	358.3	358.3	1.09	2.78	3.86	20.6	12	29	曲げ破壊
A 5	29.1_	358.3	358.3	1.08	1.58	2.66	14.8	18	42	曲げ破壊
<u>A 6</u>	31.0	378.4	358.3	0.68	2.20	2.87	15.2	14	34	曲げ破壊
<u>A 7</u>		378.4	358.3	0.68	1.83	2.51	12.6	16	34	曲げ破壊
<u>A 8</u>	23.8	397.2	358.3	0.75	1.23	1.98	12.1	19	43	曲げ破壊
A 9	21.7	378.4	397.2	0.63	3.31	3.94	14.5	12	34	曲げ破壊
A 10	22.3	378.4	358.3	0.66	1.35	2.01	11.9	26	55	曲げ破壊
A 11	24.6	378.4	358.3	0.66	1.70	2.36	13.7	15	54	曲げ破壊
No.6	19.4	375.1	358.3	0.62	1.94	2.56	13.8	15	38	曲げ破壊

御で交番載荷した。表-1中の載荷パターンA は、 $2 \delta y$ 、 $4 \delta y$ …の偶数倍をそれぞれ1サ イクルずつ載荷し、荷重低下が生じた時点から1 δ y ずつ変位を増加させ、荷重低下後はそれぞ れ3サイクルの載荷を行った。パターンBは、 2δy以降, 1δy毎に1サイクルずつ載荷を 行ったものである。

載荷パターンを2種類としたのは、当初Aパ ターンによる載荷を行っていたが、今回のような じん性率 10 程度以上の大変形領域を対象とした 交番載荷試験では軸方向鉄筋が低サイクル疲労に 3.1破壊形態および変形性能

より破断することがあり、過去の地震でこのよう な破壊形態が確認されていないこと、また、鉄筋 が破断すると変形性能および損傷評価の試験とな らないため、後半は B パターンで行った。

なお,載荷速度は,1サイクル120秒を最速 とし、変位が大きくなるに従い 1mm/sec を上限 値となるよう載荷速度を変更し、水平荷重が降伏 荷重の70%程度以下となるまで載荷を行った。

3. 実験結果

-1214-

表-2に、破壊形態およびじん性率(δutest/ δytest;ここに、δytest:降伏変位の実験値⁴⁾, δutest:降伏荷重を維持する最大変位、図-3 参照)の試験結果を示す。なお、表-2の破壊形 態のうち「鉄筋破断」はいずれもかぶりコンクリ ート剥落後、軸方向鉄筋の一部が破断して終局に 至ったものである。また、「曲げ降伏後せん断破 壊」は、軸方向鉄筋降伏後、せん断ひび割れに起 因する破壊が卓越して終局に至るもので、「曲げ 破壊」は、軸方向鉄筋降伏後、載荷面の圧縮縁コ ンクリートの破壊が卓越して終局に至ったもので ある。「曲げ降伏後せん断破壊」および「曲げ破 壊」の終局時の損傷例を写真-1に示す。



(a)曲げ降伏後 せん断破壊

写真-1 終局時の損傷

(b)曲げ破壊

図-2は、耐力比とじん性率の関係である。今回の試験体は、曲げ降伏後せん断破壊する2試験体を除き、耐力比がおおむね2以上に設定されており、じん性率も10程度以上の高い変形性能を有する部材である。





3. 2損傷状況

図-3は、曲げ降伏後にせん断破壊もしくは、 曲げ破壊する RC 柱の荷重変位曲線の包絡線を模 式的に示したものである。また、図-4(a)は、 今回の試験体のかぶりコンクリート剥落までの一 般的なひび割れ状況であり、図-4(b)は、終局 変位前後以降の柱基部の損傷状況を表したもので ある。ここでは、塑性ヒンジの回転中心高さ

(h1)と塑性ヒンジ高さ(h2)の概念を 示している。以下,図-3,図-4のモデルに対 応させながら、今回の供試体全般にわたる一般的 な損傷状況について述べる。

(1) 降伏変位時(図-3 B 点)

柱側面では、曲げひび割れが斜めひび割れへ と進展し(図-4(a))、斜めひび割れの先端が部 材断面の圧縮ゾーンに向かって伸びるが圧縮縁に は達していない。載荷面には、曲げひび割れが、 基部から載荷面近傍まで広範囲にわたり発生して いる。変位を0に戻したとき、ひび割れはほとん ど閉じており、残留ひび割れ幅は極めて小さい。

(2)最大荷重時(図-3 C点)

柱側面には、フーチングから高さ1D(D:柱断 面高さ)程度の位置から載荷点対角の圧縮縁基部 に向けて発生したせん断ひび割れが圧縮縁まで達 し、ほとんどのせん断ひび割れが圧縮縁基部付近 まで達する。また、載荷面には、高さ1D程度 までの範囲に曲げひび割れの数が増加する。

曲げ降伏後にせん断破壊する場合,載荷中のひ び割れはフーチングからの高さが1Dよりも高 い位置のせん断ひび割れ幅が大きくなる。しかし, 曲げ破壊する場合には,後述する塑性ヒンジの回 転中心部分に発生したひび割れ(図-4(b))が 卓越し,載荷中もこれ以外のひび割れはほとんど 開かなくなる。

なお,最大耐力を示す載荷ループ(正負載荷) が終了した時点では,残留ひび割れ幅が若干大き くなり,載荷面柱基部の圧縮縁コンクリートの表 層が若干損傷するが,かぶりコンクリートの浮き 上がり,剥離等は生じない。

(3) 終局変位時(図-3 D点)

曲げ降伏後にせん断破壊する試験体は,最大荷 重以後,柱側面のかぶりコンクリートの損傷が大 きくなり,載荷面表面の損傷は比較的軽微である。 終局直前には,部材側面の広範囲で断面の損傷が 見られ,急激な耐力低下を示し,終局に至る。

一方,曲げ破壊となる供試体は,最大荷重以後, 載荷面に縦ひび割れが発生し,かぶりコンクリー トが浮き上り,剥落し,軸方向鉄筋がはらみ出す が急激な耐力低下は発生せず,塑性ヒンジ点を中 心に変形を繰り返すうちに塑性ヒンジ区間で圧縮 を受けるコアコンクリートが徐々に細粒,粉体化 し,断面が減少して終局に至る。

(4)試験終了時

曲げ破壊する試験体は、図-4(b)に示すよう に塑性ヒンジ部のひび割れに挟まれる圧縮コンク リートが損傷し、くさび状に脆弱化する。表-2 に塑性ヒンジ区間高さおよび回転中心位置を示す。

4. 考察

4.1 損傷レベル(補修の容易さ)に対する 検討

せん断破壊が先行しない部材において、地震

後にひび割れ注入程度の補修でよいか、それとも 断面修復の必要性があるか、という点が損傷レベ ルの分岐点の一つであると考えられる。図-5は、 載荷面のかぶりコンクリートの剥落が認められた 載荷ループ時の最大載荷点変位(δu')と、終 局変位(δutest)の比(δu'/δutest)と耐力比

(Vyd/Vmu)の関係を示したものである。 $\delta u'$ / δ utest と耐力比にはあまり相関がなく、今回の 曲げ破壊となる試験体においては、概ね終局変位 の80~90%程度の変位範囲で載荷面のかぶりコ ンクリートが剥落することがわかる。一方、図ー 6は、若干の損傷が、載荷面基部のかぶりコンク リート表層周辺程度のみに止まる範囲での最大載 荷点変位 (δ u") と, 終局変位 (δ utest) の比 (δu"/δutest)と耐力比(Vyd/Vmu)の関係を 示したものである。 δ "/ δ utest と耐力比にはあ まり相関がなく、曲げ破壊となる試験体において は,終局変位の60~80%程度までの変位までは, 載荷面基部のかぶりコンクリート表層が若干の損 傷する程度である。この程度の損傷の範囲内では、 ひび割れ注入程度で修復できると考えられる。ま た,この時の荷重(P1)と最大荷重(Putest) との比(P1/Putest)は、図-7に示すように、



図-5 $\delta u' / \delta$ utest と耐力比の関係



-1216-

曲げ破壊となる試験体においては、その平均が 97.2%であり、ほとんど最大荷重時と大差がない。



図-8は、最大荷重時の変位(δ u["])と終局 変位(δ utest)の比(δ u["]/ δ utest)と耐力比 (Vyd/Vmu)の関係である。今回の試験体範囲 では、最大荷重付近で包絡線は非常になだらかと なるため、最大荷重点(C点)が明確でないこと もあり、 δ u["]/ δ utest の値はばらつくが、曲げ 破壊となる供試体では、最大荷重点(C点)の変 位は、終局変位の 60%程度以下となる。



図-9は、最大荷重時の載荷ル-プと終局時の 載荷ル-プの、荷重が0となる時の変位(∂i)と 終局変位(∂utest)の比(∂i/∂utest)と耐力 比(Vyd/Vmu)の関係を示したものである。曲 げ破壊となる供試体において、荷重が0となる時 の変位は、終局時が最大荷重時の概ね2倍程度と なる。一方、図-10は、荷重が0となる時の変 位を0に戻すための荷重(Pi)と最大荷重(Putest) の比(Pi/Putest)と耐力比(Vyd/Vmu)の関係 である。曲げ破壊する供試体においては、最大荷 重時のPi/Putest が0.5程度、終局時のPi/Putest が0.4程度である。以上より、荷重が0となる 時の変位は、終局時のほうが最大荷重時の2倍 程度となるが、その変位を0に戻すために必要な 荷重はほとんど変わらず、変位(水平)補修の難 易度としては、最大荷重時から終局時まではほと んど差がないと考えられる。なお、水平変位が0 となるときの鉛直変位については最大荷重時から 終局時まで、ほぼ同程度の若干の伸びがあり、い ずれにせよ軌道面での修正が必要である。



図-9 $\delta i / \delta$ utest と耐力比の関係



4.2塑性ヒンジ区間と耐力比の関係

図-11, 12 に塑性ヒンジ区間高さ(h2)と 塑性ヒンジ回転中心高さ(h1)と断面高さD



の比と,耐力比(Vyd/Vmu)の関係を示す。 曲げ破壊する供試体では,いずれも耐力比と 負の相関が見られ,塑性ヒンジ中心は耐力比2付 近で 0.45D 程度であり,耐力比の増加に伴い若 干小さくなる傾向にある。



5. まとめ

今回の実験範囲(a/d(せん断スハ²)比)=1.5~ 4.2, pa(軸方向鉄筋比)=0.63~4.42%, ps(帯 鉄筋比)=0.45~2.27%, σ'no(軸圧縮応力度) =0.49~4.9N/mm², 載荷パターン=表-1)にお ける鉄道ラーメン高架橋柱を対象とした RC 柱の 正負交番載荷試験結果から,部材の塑性変形レベ ルと損傷程度についてまとめると以下のようにな る。

①降伏時には、曲げ、せん断ひび割れが発生す るが、変位を元に戻したときの残留ひび割れ幅は 極めて小さい。

②最大荷重時には、荷重を0とした時にひび割れ幅、変位はある程度残留するものの、コンクリートの浮き、剥離は生じない。したがって、補修はひび割れ注入程度でよいと思われる。また、曲げ破壊となる試験体の最大荷重となる時の変位は、終局変位の60%程度以下である。

③曲げ破壊となる場合,変位が終局変位の60~ 80%程度程度までは,載荷面基部のかぶりコン クリート表層が若干損傷する程度で,この時点ま での補修はひび割れ注入程度でよいと思われる。 また,この時の水平荷重は最大荷重の97%程度 である。 ④曲げ破壊となる場合,かぶりコンクリートの 剥落は,変位が終局変位の80%程度から90%程 度となった範囲で生じる。

⑤曲げ破壊となる場合,終局時には,塑性ヒン ジ区間のかぶりコンクリートが剥落,軸方向鉄筋 のはらみ出しが生じている。荷重が0となる時の 変位も最大荷重時の2倍程度と大きくなるが, 変位を0に戻すときの荷重は最大荷重時と大差な く,変位(水平)の補修という観点からは最大荷 重時から終局荷重時までは大差がない。

⑥曲げ破壊となる場合,塑性ヒンジ区間,塑性 ヒンジ中心と部材高さの比(h1/Dおよびh2/D) は,耐力比と負の相関を持ち,塑性ヒンジ中心は, 耐力比2付近で0.45D程度である。

なお、今回のようなじん性率 10 程度以上の大 変形領域において、断面補修を行わなくてはなら ないような損傷状態(終局)になった場合でも、 ひび割れ注入に比べると若干補修の労力を要する が、比較的容易な方法により断面修復は可能であ り変形性能を回復できることが実験的には確認さ れている⁵⁾。

【参考文献】

1)鉄道技術研究所;鉄道構造物等設計標準·同解 説(コンクリート構造物),鉄道総合技術研究所, 1992年4月 2)二羽,山田,横沢,岡村;せん断補強鉄筋を用 いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会 論文集,第372号/V-5,1986年9月 3)石橋,松田,斎藤;少数本の杭を用いたフーチ ングのせん断設計について、十木学会論文報告集、 第337号/V-5,1983年9月 4)海原,小林,石橋;帯鉄筋比の大きい RC 柱の 地震時降伏変位算定法に関する研究、コンクリート工学 年次論文報告集, Vol. 21, 1999年(投稿中) 5)海原,石橋,松田,小林;大変形領域交番載荷 により損傷した RC 柱の補修効果に関する実験結 果,「第2回耐震補強·補修技術, 耐震診断技術 に関するシンポジウム」講演論文集、土木学会、 1998年7月