

論文 荷重方向の違いによる高架橋柱の耐震性能に関する実験的研究

稲熊 弘^{*1}・関 雅樹^{*2}・岩田秀治^{*3}

要旨：鉄道 RC ラーメン高架橋の縦梁，横梁並びに接合部を模擬した鋼板巻き補強単柱試験体を用いて，橋軸方向と橋軸直角方向の荷重方向の違いによる耐震性能の差異の確認を目的に交番荷重試験を実施した。その結果，鋼板巻き補強により柱部材を強化した場合の上層梁，並びに接合部へ及ぼす影響を明らかにした。特に，橋軸方向と橋軸直角方向では，塑性化領域に大きな違いがあり，ハンチ接合部に及ぼす損傷の影響が大きいことが明らかとなった。一方，上層梁に及ぼす影響は小さかった。また，橋軸直角方向の耐震性能は，横梁の有無による非対称断面の影響により，橋軸方向に比べて幾分，低い耐震性能である結果となった。
キーワード：鉄道高架橋柱，接合部，鋼板巻き補強，交番荷重試験，荷重方向，耐震性能

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震以降，鉄道では，RC ラーメン高架橋（以下，高架橋）のせん断破壊先行型の柱部材を対象に，耐震補強を実施している。補強工法としては，施工の標準化および経済性の観点から，JR 各社

では，鋼板巻き補強¹⁾が最も合理的な工法として採用されてきた。しかしながら，実際の高架橋の柱上端部では，縦梁，横梁と部材接合部で連結された不静定構造である。そのため，著者らは，不静定次数の少ない橋軸直角方向について，鋼板巻き補強により柱部材を強化した場合の縦梁，横梁および接合部に及ぼす影響について検討し，報告²⁾を行った。

本研究では，鋼板巻き補強による連結部材に及ぼす影響，および橋軸方向と橋軸直角方向との違いについて，その耐震性能について検討を行った。また，試験体の部材性能を耐震補強設計・施工指針¹⁾に基づき算定し，柱上端部の柱形状に対する計算手法の適用性を確認した。

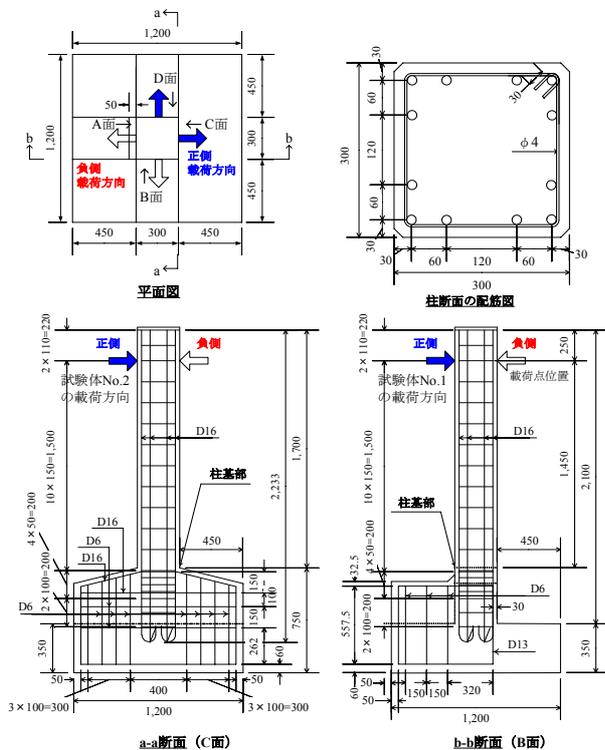


図-1 試験体の配筋図

2. 試験概要

2.1 試験体の概要

試験体は，高架橋の柱上端部を模擬したものであり，高架橋スラブ，縦梁，横梁および接合部を有する試験体である。試験体数は表-1に示す2体であり，同一の試験体である。試験体のモデルは，東海道新幹線の複線の標準高架橋であ

*1 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 コンクリートグループ 研究員 (正会員)

*2 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 チームマネージャー 博(工) (正会員)

*3 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 地震防災グループ 研究員 博(工) (正会員)

り、試験体の柱、梁および接合部の断面寸法は、実構造物の1/2に縮小したものである。鋼板巻き補強を施す前の試験体柱の曲げせん断耐力比 (V_{yd} / V_{mu}) は0.991であり、破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊である。試験体の配筋図を図-1、試験体の諸元を表-2、コンクリートの材料試験値を表-3、鋼材の材料試験値を表-4、鋼板巻き補強範囲を図-2にそれぞれ示す。

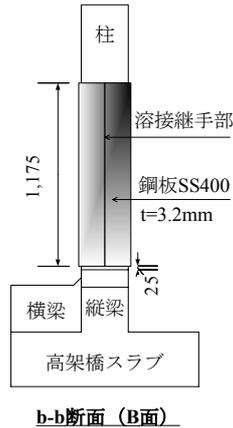


図-2 補強範囲

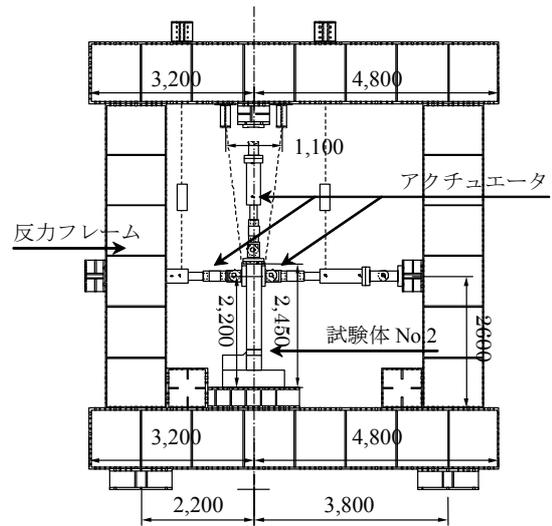


図-3 荷装置の概要

鋼板巻き補強の仕様は、兵庫県南部地震以降の鋼板巻き補強の仕様¹⁾に準拠したものであり、試験体のスケールに合わせ、鋼板厚さ(実構造物 $t=6\text{mm}$)を除き、実際の補強仕様の1/2としている。

2.2 交番荷試験

試験体の荷方向の区分は、橋軸方向荷が試験体No.1であり、橋軸直角方向荷が試験体No.2である。試験体No.2の荷装置の概要を図-3に示す。交番荷は、試験体を上下方向に逆にした状態で実施した。水平荷重の荷位置は、試験体の柱長さをせん断スパンとしているため、実際の高架橋の柱の中間部となる位置とした。

荷方法、繰返し回数、降伏変位の設定および荷パターンは、両試験体ともに同一である。荷方法は変位制御とし、繰返し回数は正負1回ずつとした。降伏変位の設定は、柱基部の最外縁の主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が、鉄筋の引張試験により求めた降伏ひずみ $2,030\mu$ に達した時点の変位とした。荷パターンは、計算降伏荷重の75%の予備荷と降伏変位の整数倍の変位を $\pm 4\delta_y$ まで荷した後、偶数倍 ($\pm 6\delta_y, \pm 8\delta_y, \pm 10\delta_y \dots$) での正負交番荷とした。

なお、繰返し回数を正負1回ずつとしたのは、軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断を懸念したためである。また、荷サイクルについても、過去の多くの研究報告¹⁾から、鋼板巻き補強

表-1 試験体の種類

試験体 No	試験体の破壊形態と補強種別	荷方向
No.1	せん断破壊先行型柱に鋼板巻き補強を施した試験体	橋軸方向
No.2		橋軸直角方向

表-2 試験体の諸元

試験体 No	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (m)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋比 P_t (%)	軸方向鉄筋比 P (%)	帯鉄筋比 P_w (%)
No.1	300×300	270	1.45	5.37	D16×4 0.981	D16×12 2.648	$\phi 4-1\text{etc}150$ 0.056
No.2							

表-3 コンクリートの材料試験値

試験体 No	材料の種類	材令 (日)	圧縮強度 f_c (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/mm^2)	ポアソン比
No.1	コンクリート	22	26.7	28.3	0.210
	無収縮モルタル	12	48.9	24.3	0.207
No.2	コンクリート	37	27.6	28.4	0.207
	無収縮モルタル	18	47.9	22.9	0.204

表-4 鋼材の材料試験値

試験体 No	降伏強度 f_{sy} (N/mm^2)	引張強度 f_{su} (N/mm^2)	弾性係数 E_s (kN/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	破断伸び (%)	
主筋	D16	379.4	553.6	186.8	2,030	25.2
帯筋	$\phi 4$	534.0	588.9	205.5	2,600	13.6
鋼板	$t=3.2$	288.8	403.4	210.0	1,375	44.1

によりじん性率が改善され、これに伴う荷回数増加により、終局に至る前に、軸方向鉄筋の破断の可能性があることから、 $\pm 4\delta_y$ 以降、偶数倍の正負交番荷とした。

表-5 試験体No.1の降伏荷重と最大荷重

	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
Y点	+1 δ_y	8.6mm	95.8kN	-1 δ_y	-7.8mm	-89.9kN
M点	+6 δ_y	49.2mm	112.1kN	-8 δ_y	-65.9mm	-108.0kN

表-6 試験体No.2の降伏荷重と最大荷重

	正 側			負 側		
	ステップ	変 位	荷 重	ステップ	変 位	荷 重
Y点	+1 δ_y	9.8mm	77.7kN	-1 δ_y	-8.0mm	-82.1kN
M点	+6 δ_y	42.3mm	94.7kN	-6 δ_y	-44.3mm	-101.2kN

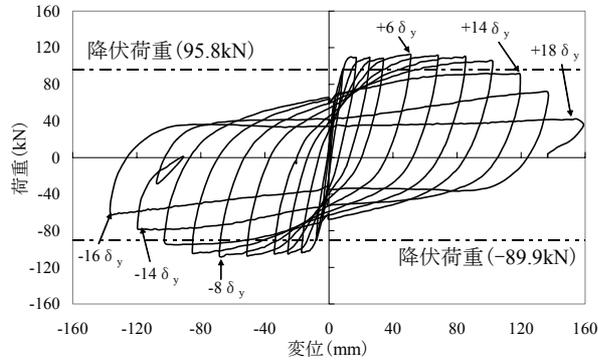


図-4 試験体No.1の荷重-変位履歴曲線

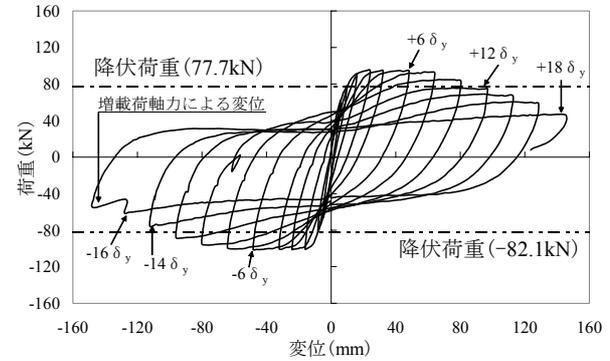


図-5 試験体No.2の荷重-変位履歴曲線



写真-1 No.1 (B面)



写真-2 No.1 (C面)



写真-3 No.2 (A面)



写真-4 No.2 (C面)

水平交番載荷中の軸力は、両試験体ともに一定軸力294kNを載荷した。また、試験体No.2については、一定軸力に加えて、水平交番載荷開始前と各載荷ステップにおける負側載荷後に、水平荷重を開放させ、残留変位の状態で422kNまで軸力を一時的に増載荷して鉛直変位を計測した。

一定軸力294kNは、地震時における実高架橋の柱1本当りに付加する荷重を想定したものであり、(死荷重+片線分の地震時列車荷重+2柱分の変動軸力)相当の荷重である。一方、増載荷軸力422kNは、列車が複線載荷した状態を想定したものであり、(死荷重+複線分の列車荷重+衝撃)相当に約1.4倍の安全率を考慮した荷重である。増載荷軸力は、高架橋柱の損傷程度と、列車走行時における軸力抵抗との関係を把握するために設定した軸力である。

交番載荷試験は、高架橋柱のポストピーク領域の損傷レベル⁴⁾における損傷状況および耐震

性能を確認するため、想定地震力には関係無く、軸力を保持できなくなるまで実施した。

なお、本文では、降伏点をY点、最大荷重点をM点、ポストピーク領域における降伏荷重に至った点をN点、軸力を保持できなくなった時点を終局点、その変位を終局変位と定義する。

3. 試験結果と考察

3.1 荷重-変位関係と損傷状況

(1) 試験体 No.1 (橋軸方向載荷)

Y点、M点の荷重と変位を表-5に、荷重-変位履歴曲線を図-4に示す。+2 δ_y 以降の載荷制御の変位は、8.5mmを基準とした。

N点を下回った載荷ステップは、正側、負側ともに14 δ_y であった。終局は、+18 δ_y 載荷時に荷重が低下し、軸力保持不能となったため、ここで載荷を終了した。+18 δ_y 載荷後の終局時の損傷状態を写真-1、2に示す。

Y点では、B面側とD面側の柱基部に曲げひび割れが発生し、C面側にも接合部内に斜め方向のひび割れが発生した。正側のM点では、B面側の柱基部のひび割れ幅が開口した。また、C面側では接合部内のひび割れが進展し、A面側でも、縦梁側面に水平方向のひび割れが発生した。

かぶりコンクリートの剥落は、+10 δ_y 載荷時において、N点の変位の70%程度から始まった。N点以降では、縦梁ハンチ部のかぶりコンクリートの剥落が進展し、接合部内のかぶりコンクリートの剥落も進展した。

試験終了後に鋼板を剥がして観測した結果では、終局時の損傷範囲は、B面側とD面側は縦梁ハンチ部と鋼板巻き補強部の柱の2/3D (D:柱幅) 区間であり、側方鉄筋側のA面側は鋼板と横梁ハンチの隙間、C面側は写真-2に示す接合部内2/3D区間であった。なお、上層梁については、水平荷重を除去すると閉合する程度のひび割れであり、軽微な損傷であった。

鋼板の損傷については、+12 δ_y 載荷時に、B面側の鋼板下端から1/3Dの範囲で変形が観察され、終局時にはB面側とD面側はともに、写真-1に示すように、鋼板下端から2/3Dの範囲で楕円に変形しており、鋼板内部のかぶりコンクリートおよび無収縮モルタルが剥落していた。

(2) 試験体 No.2 (橋軸直角方向載荷)

Y点、M点の荷重と変位を表-6に、荷重-変位履歴曲線を図-5に示す。+2 δ_y 以降の載荷制御の変位は、8.0mmを基準とした。

N点を下回った載荷ステップは、正側は+12 δ_y で、負側は-14 δ_y であった。終局は、-16 δ_y 載荷後の422kNの軸力増載荷時において、軸力保持不能となった。なお、正側は、+16 δ_y 載荷時においても著しい荷重低下が見られなかったため、+18 δ_y の載荷を実施したが、水平荷重は上昇せず、水平変位だけが進行したため、ここで載荷を終了した。+18 δ_y の載荷後の終局時の損傷状態を写真-3、4に示す。

Y点では、ハンチ接合部内にひび割れが集中的に発生したが、残留変位、ひび割れ幅ともに極

めて小さいものであった。M点では、接合部内の1箇所ひび割れが大きく開口するものの、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。

かぶりコンクリートの剥落は、試験体No.1と同様に、+10 δ_y 載荷時のN点の変位の70%程度から始まった。N点以降では、かぶりコンクリートの剥落は徐々に進展し、接合部内の帯鉄筋のフックが破断したものの、水平荷重に対する耐荷力の低下程度は緩やかであった。

終局時の損傷範囲は、かぶりコンクリートの剥落は、A面では鋼板と横梁ハンチとの間で、C面では柱基部から4/3D区間の接合部全域で生じていた。柱の軸方向鉄筋の座屈は、C面側の接合部内が顕著であった。なお、上層梁については、予備載荷時に発生した梁側面の斜めひび割れは、+6 δ_y 載荷時まで進展したものの、それ以降の載荷ステップでは、進展は見られない軽微な損傷であった。

鋼板の損傷については、±3 δ_y 載荷終了後の打音検査で、1D区間の範囲の柱4面で軽微な浮きを確認したが、それ以上の進展は見られず、終局時でも鋼板内部のコンクリートと無収縮モルタルには、ほとんど損傷は生じていなかった。

3.2 初期剛性の比較

初期剛性の比較を表-7に示す。ここでいう初期剛性とは、Y点に対する割線剛性である。

橋軸直角方向の試験体No.2は、橋軸方向の試験体No.1に比べ、初期剛性は20%小さい値である。負側の初期剛性は、両試験体ともに同等の値であるが、正側では試験体No.2は試験体No.1の71%程度である。これは、試験体No.2の横梁の有無の非対称断面による影響と考えられる。

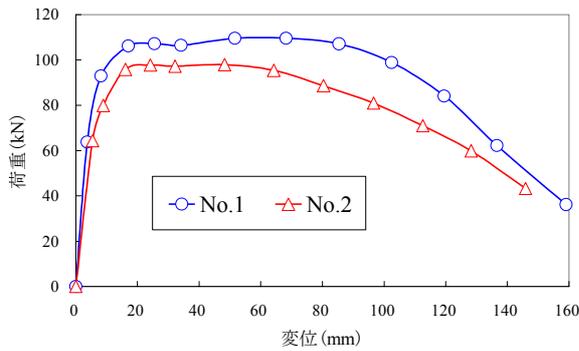
表-7 初期剛性の比較

試験体 No	正側 初期剛性 (kN/mm)	負側 初期剛性 (kN/mm)	正負平均 初期剛性 (kN/mm)	比率 ^{※1)} (%)
No.1	11.16	11.46	11.31	100
No.2	7.97	10.10	9.03	80

※1) 試験体No.1の初期剛性を100%とした場合

表一八 N点変位に対するじん性率 (μ_1)

試験体 No	加力方向	降伏変位 (mm)	N点変位 (mm)	N点部材角 (rad)	じん性率 (μ_1)	正負平均じん性率
No.1	正側	8.6	114.6	7.9×10^{-2}	13.3	13.4
	負側	-7.8	-106.3	7.3×10^{-2}	13.6	
No.2	正側	9.8	90.6	6.2×10^{-2}	9.2	11.1
	負側	-8.0	-103.9	7.2×10^{-2}	13.0	



図一六 正側と負側の平均した包絡線の比較

3.3 変形性能 (じん性率) の比較

N点に対するじん性率 μ_1 の比較を表一八に示す。ここでいうじん性率 μ_1 とは、各試験体の荷重-変位履歴曲線から求めた包絡線におけるN点の変位をY点の変位で除した値である。

試験体No.1と試験体No.2のじん性率 μ_1 は、それぞれ13.4と11.1である。したがって、柱上端部を模擬した試験体でも、じん性率は10以上に改善されている。

終局変位に対するじん性率 μ_2 の比較を表一九に示す。試験体 No.1 と試験体 No.2 のじん性率 μ_2 は 15 以上であり、N 点に対するじん性率 μ_1 に対し、約 1.3 倍である。また、終局点の部材角は、橋軸方向は約 $10.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ であり、橋軸直角方向は約 $9.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ である。

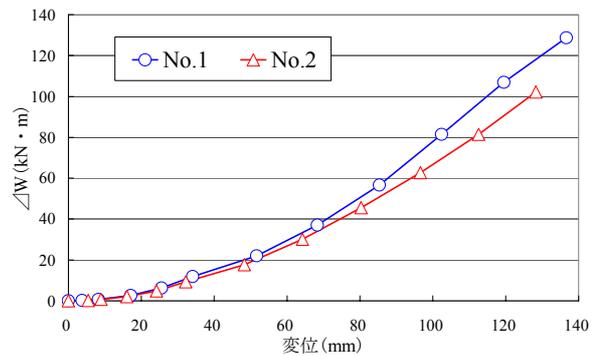
3.4 包絡線の比較

本研究における試験体は単柱であるが、実高架橋の柱本数は 2 本以上であり、橋軸直角方向については、A 面の横梁側と C 面の接合部側との両面が、引張側として水平荷重を受け持つため、包絡線は正負の平均で比較する。図一六に正側と負側を平均した包絡線の比較を示す。

橋軸直角方向の試験体 No.2 の包絡線は、橋軸

表一九 終局点変位に対するじん性率 (μ_2)

試験体 No	加力方向	降伏変位 (mm)	N点変位 (mm)	終局点部材角 (rad)	じん性率 (μ_2)	正負平均じん性率
No.1	正側	8.6	155.0	10.7×10^{-2}	18.0	17.7
	負側	-7.8	-136.4	9.4×10^{-2}	17.4	
No.2	正側	9.8	144.0	9.9×10^{-2}	14.7	15.3
	負側	-8.0	-128.0	8.8×10^{-2}	16.0	



図一七 累積吸収エネルギーの比較

方向の試験体 No.1 より、低い履歴特性である。この差は、横梁による接合部内の柱軸方向鉄筋の座屈の影響であると考えられる。

3.5 累積吸収エネルギー能力の比較

累積吸収エネルギーの比較を図一七に示す。ここでいう累積吸収エネルギーとは、接合部と柱部材におけるエネルギー吸収量である。

水平変位が小さい領域では、同等のエネルギー吸収量を示しているが、変位 80mm 以降から差の開きが生じている。試験体 No.2 (橋軸直角方向) の接合部内の柱軸方向鉄筋の座屈が顕著に生じたのは 80mm 程度であることから、差の原因は、接合部内の柱軸方向鉄筋の座屈によるものと推測される。

3.6 試験結果と計算結果との照合

試験体の形状の違いによる現設計法の適用性を確認するため、試験体のバネマス線材モデルによるプッシュオーバー解析を実施し、試験結果と計算結果の検証を行った。解析に用いた材料特性値は、表一三、四の値を用いた。なお、コンクリートの材料特性値については、試験体 No.1 と試験体 No.2 の値に大差は無いため、試験体 No.2 の値を採用した。また、計算に用いた安

全係数はすべて 1.0 とし、等価塑性ヒンジ長は 300mm (1D) とした。試験体の復元力モデルは、耐震補強設計・施工指針¹⁾に基づき、曲げモーメント (M) と部材角 (θ) との関係をテトラリニア型の骨格曲線を有する部材として評価した。試験値と計算値との荷重-変位関係の比較を図-8 と表-10 に示す。

試験体 No.1 の試験値と計算値の比較では、荷重の大きさに違いはあるものの、Y 点、M 点および N 点における変位は傾向が整合している。

一方、試験体 No.2 の試験値と解析値の比較では、Y 点以降の変位は、解析値のほうが大きな値を示しているが、各点の荷重は同じような値を示している。これらのことは、本試験体の繰返し回数は 1 回であり、解析に用いた算定式を設定した交番載荷試験における繰返し回数は 3 回であるため、直接比較することはできないが、解析値の各点の変位が大きいことは、解析による評価は危険側であるものといえる。

4. まとめ

鋼板巻き補強を施した高架橋柱上端部を模擬した試験体の交番載荷試験により得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) 載荷方向が橋軸方向である柱試験体は、横梁の無い接合部面側のかぶりコンクリートが剥落するが、梁本体へ及ぼす影響は小さく、損傷は縦梁ハンチ部と柱基部に集中した。
- (2) 載荷方向が橋軸直角方向である柱試験体は、横梁が無い接合部面側に損傷が集中した。なお、縦梁および横梁にも、ひび割れは生じたが、損傷は軽微なものであった。
- (3) 初期剛性、履歴特性、耐荷重性能、じん性率およびエネルギー吸収能力については、同一試験体であっても、橋軸直角方向の載荷は、橋軸方向よりも、幾分低い耐震性能の結果となった。
- (4) 鋼板巻き補強柱の終局時の部材角は、橋軸方向の場合は約 $10.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ であり、橋軸直角方向の場合は約 $9.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ であった。

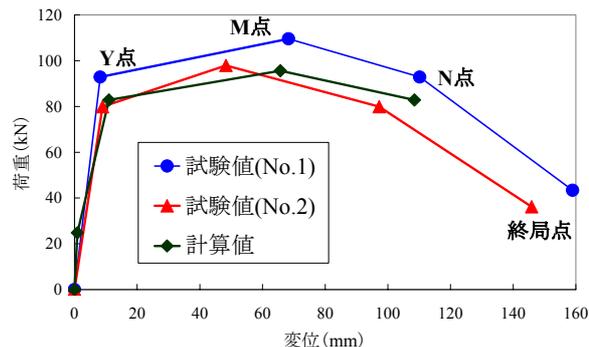


図-8 試験値と計算値の包絡線

表-10 試験値と計算値の荷重-変位関係

		Y点	M点	N点	終局点	
試験値	試験体 No.1	荷重 (kN)	92.9	109.6	92.9	41.2
		変位 (mm)	8.2	68.3	110.2	155.0
	試験体 No.2	荷重 (kN)	79.9	97.9	79.9	43.3
		変位 (mm)	8.9	48.3	97.3	145.9
計算値	荷重 (kN)	82.8	95.6	82.8	-	
	変位 (mm)	11.0	65.7	108.5	-	

- (5) 載荷方向が橋軸方向である場合の試験結果と計算結果との比較では、荷重の大きさは異なるものの、Y 点、M 点および N 点における変位の傾向が整合していた。
- (6) 載荷方向が橋軸直角方向である場合の試験結果と計算結果との比較では、荷重の大きさは同様な値を示すものの、計算値は Y 点、M 点および N 点における変位を過大評価する結果であった。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.7.
- 2) 稲熊 弘，関 雅樹：RC ラーメン高架橋柱の耐震補強に伴う柱と梁の接合部の耐震補強に関する研究，土木学会地震工学論文集，Vol.27, No.203, 2003.12.
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10.