

実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の 耐力および変形性能

日本鉄道建設公団 飯田廣臣*,青木一二三**,梅原俊夫**
佐藤工業(株) 中村晋***,岡村達也****

神戸高速鉄道・大開駅は、中柱の耐力不足に起因して圧壊したことにより上床版が折れ曲がり沈下し、直上の国道28号線に最大で2.5mにも及ぶ陥没が生じるという大きな被害を受けた。復旧に際して、中柱は、45×45の角形鋼管により補強されたRC柱を3体連ねた柱として構築した。

本論は、復旧した中柱の耐力や変形性能などの耐震性能を把握し兵庫県南部地震クラスの地震の再来に対する復旧柱の耐震安全性を確認するため上載土被り荷重相当の軸力下での水平方向交番載荷実験を、被災を受けた既設柱とあわせて実施した。さらに、現存および今後建設される中柱の耐震性を確認するため、現行基準類に基づいて設計した柱についても実験を実施した。この結果、復旧柱は兵庫県南部地震クラスの地震に対しても十分な耐震性を有していることが明らかとなった。

1. はじめに

神戸高速鉄道・大開駅の被害は近代様式の地中構造物の被害として初めてである。それは、駅横断方向の震動により中柱が曲げせん断破壊し、中柱が圧壊つまり上載荷重に対する耐荷力を失うことにより生じたと考えられる¹⁾。中柱のその様な破壊は、構造物に作用する地震力が大きかったことのみならず、大開駅の有する構造条件に起因し、かなり高い軸力(100kg/cm²)が常時作用していること、引張鉄筋比が2.4%と多いこと、帯鉄筋比が0.09%と少ないこと等から、せん断に対する耐力や変形性能が十分でなかったことなどが考えられる。大開駅は1995年8月に通過駅として部分的に復旧され、神戸市の東西を結ぶ交通機関としての機能をほぼ回復している。中柱は45×45の角形鋼管により補強したRC柱を3本連ねることにより再構築した。

復旧された大開駅の耐震安全性を確認するため、復旧した中柱(以後、復旧柱と呼ぶ)の耐震性能を大規模の試験体を用いた水平交番載荷実験に基づき

キーワード: 中柱, 耐力, 変形性能, 水平交番載荷実験

*日本鉄道建設公団大阪支社(旧神戸高速鉄道(株)),

06(374)7953

**日本鉄道建設公団設計技術室,03(3506)1861

***佐藤工業(株)中央技術研究所,03(3661)2297

****佐藤工業(株)土木設計部設計課,03(3661)4795

評価した。その際、大開駅の被害要因の分析や被災した既設柱に対する復旧柱の耐力向上の程度を把握するため、既設柱の耐力や変形性能も実験により確認した。さらに、現行の鉄道標準および建築学会の指針に基づいて設計された柱の耐力、変形性能の確認実験も、現行基準類の課題を把握するために実施した。ここでは、それらの結果を報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

地震時における大開駅の変形挙動より中柱に発生する曲げモーメントの分布を勘案すると、実験の対象とする試験体は中柱の有効高さ3.82m(上・下床版中の梁上のハンチ間)の半分(1.9m)をモデル化すればよいことになる。すると、実柱の耐力や変形性能は柱頭ヒンジ状態で実験を行うことにより得られる。

試験体はi)被災した既設柱(Case1), ii)角形鋼管(厚さ $t=12\text{mm}$)を用いた復旧柱(Case2-1,2), iii)現行の設計指針に基づいた曲げせん断を受ける部材として設計した柱(Case3-1,2)の5体製作した。その構造特性の一覧を表-1、柱の横断面を図-1に示す。

ここでi)については、大開駅中柱(神戸高速東西線構造物設計示方書,昭和37年に基づいて設計)と同様の断面配筋となる様にモデル化した。柱のコンクリート強度 300kg/cm^2 は、復旧柱の耐力向上に及ぼす鋼管の影響を定量的に把握するという観点から、

表-1 試験体一覧

試験体名	Case1	Case2-1	Case2-2	Case3-1	Case3-2	
柱寸法	400×400	450×450		400×400		
軸応力度	100kgf/cm ²					
コンクリート強度	307	315	339	274	275	
使用セメント	早強セメント			普通セメント		
主筋	材質	SR235		SD345		
	本数	12-φ32		12-D32		
	鉄筋比	6.03%	5.32%	5.25%	5.96%	
帯筋	材質	SR235	SD345			
	本数	φ9@350	D13@300	D10@100	4-D10@100	
	鉄筋比	0.09%	0.2% (角型鋼管も考慮した場合5.52%)	0.36%	0.71%	
	かぶり	35	31	40		
角型鋼管柱	-	○	-			

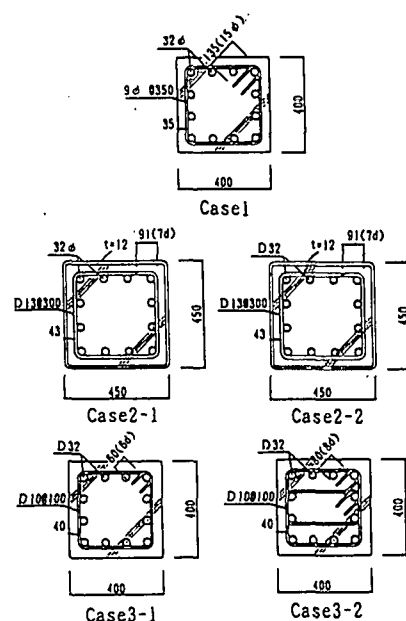


図-1 各ケースの断面配筋

実柱の強度400kg/cm²とは異なる復旧柱の強度と同じ値に設定した。また、帯筋には稲妻筋をモデル化しφ9を使用している。

ii)については、復旧柱の主筋は、下床版より30cmから60cmの間まで残置下床版に配筋されている丸鋼と新設部の異形鉄筋がエンクロース溶接により接合されて配筋されている。従って、下床版近傍を模擬したCase2-1と上床版との接合部を模擬したCase2-2の2ケースの試験体を作成した。なお、鋼管は柱脚部でスタブコンクリートと接しており、軸力を負担する機構となっている。

また、iii)については軸力を考慮した構造細目に対する明確な規程のない土木仕様(鉄道構造物等設計標準・同解説)と規程のある建築仕様(鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説)の2つの試験体を作成した。

各試験体の断面形状はいずれも正方形とした。これは、復旧柱の耐力および変形性能が45×45の角形鋼管による補強RC柱1体の単純な倍率として評価出来ること、被災を受けた既設柱の断面(高さ40cm、幅100cm)は長方形であるもののその耐力と変形性能は高さ40cmを一辺とした正方形柱と比べ若干の寸法効果はあるが幅の比率で評価出来ると考えられることに基づいている。

試験体の加力軸方向の断面形状の1例としてCase2-1の形状を図-2に示す。下・上床版中の梁に

対応するスタブ部分、柱部分、加力スタブ部分からなり、その寸法は柱断面の寸法に違いがあることを除いて各ケースとも同一である。スタブは、柱主筋の定着長を確保するために、高さを柱主筋径の35倍以上の1,150mmとし、柱主筋を確実に定着するためにスタブ底部に設けた鉄板に溶接している。さらに、柱主筋は加力スタブの頂部においても鉄板に溶接し定着している。

軸応力度は、全ての試験体で共通な常時に中柱に作用する軸応力100kg/cm²とし、柱コンクリートの強度の1/3以上の値となっている。

(2)加力および計測方法

加力装置の概要を図-3に示す。軸力は、反力フレームに取り付けたローラー支承を持つ300tfアクチュエータにより、試験体頂部の回転を拘束しないようにピン治具を介して作用させた。水平力は、反力壁に取り付けた100tfアクチュエータにより、ピン治具を介して試験体に作用させた。

加力スケジュールは、設定した7段階の変形角R(2.5×10⁻³rad, 5×10⁻³rad, 10×10⁻³rad, 14.9×10⁻³rad, 20×10⁻³rad, 30.3×10⁻³rad, 40×10⁻³rad, 50×10⁻³rad)まではその変位で3回繰返す正負水平交番繰返し加力とし、それ以降は想定される降伏変位δyの10倍の変形角R=100×10⁻³rad.まで単調載荷することとした。

計測は、試験体各部の変形、鉄筋のひずみ、鋼管

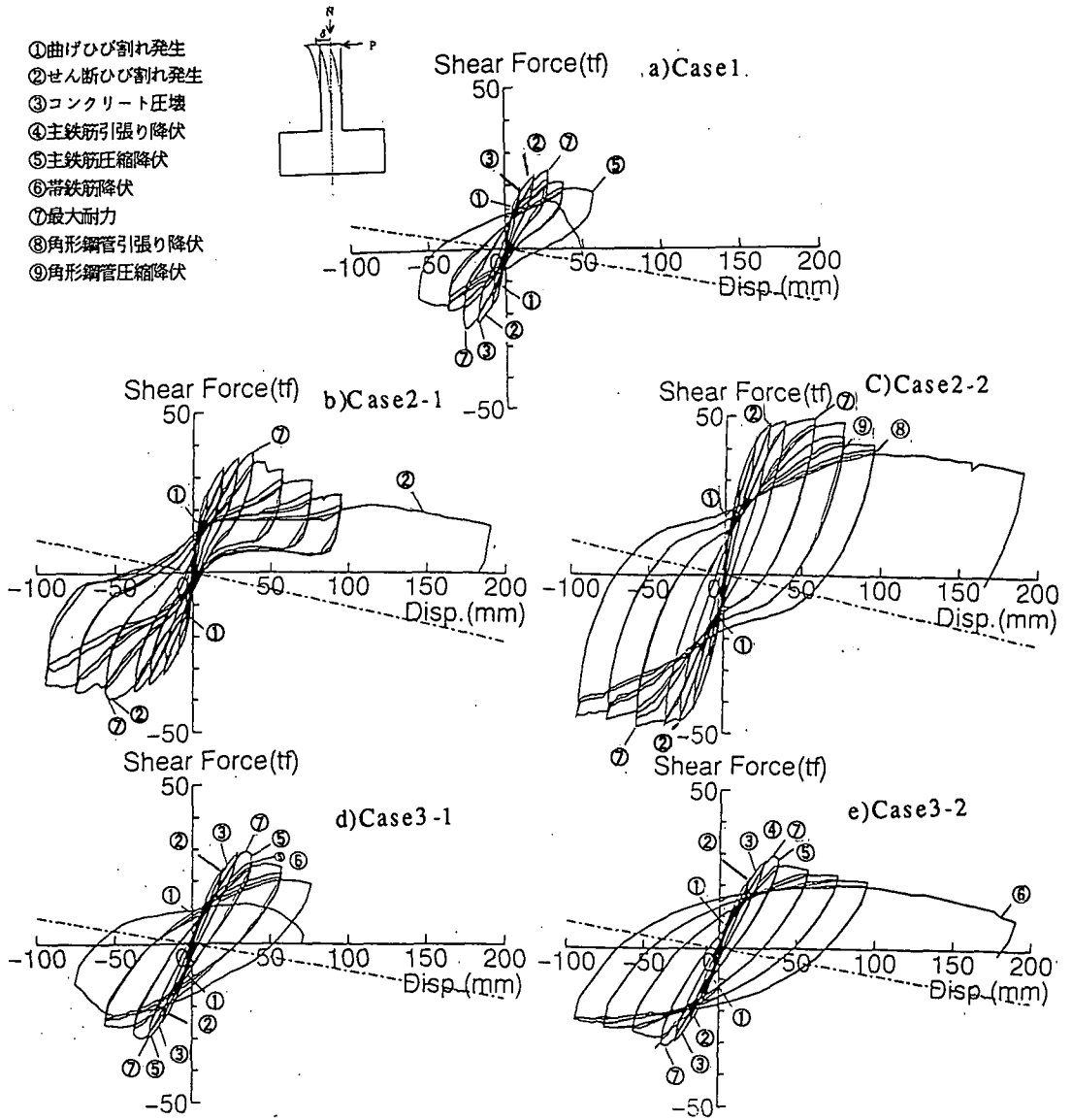


図-4 各ケースのせん断力～水平変位関係
 (破線:P-Δ効果)

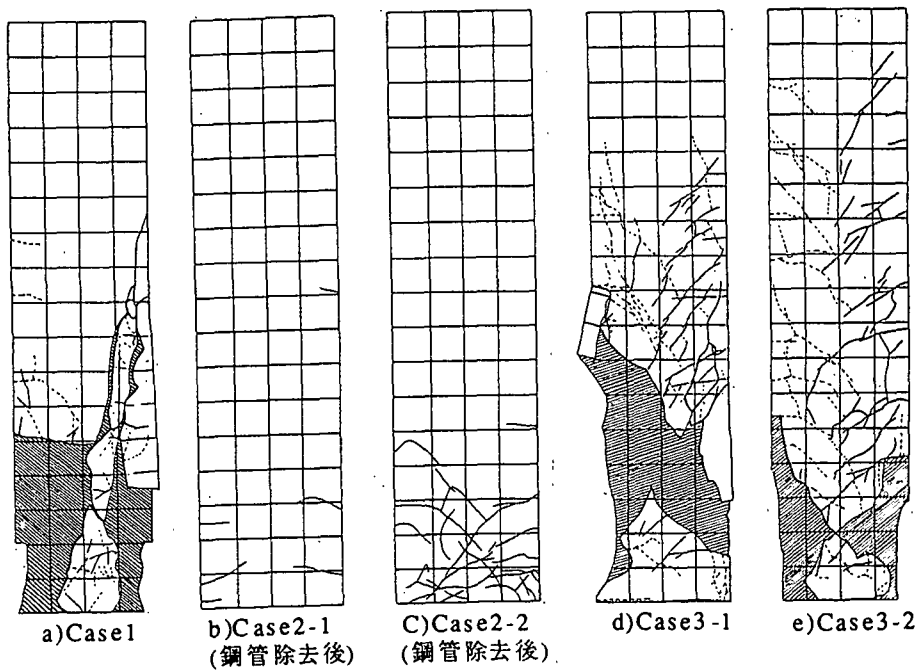


図-5 各ケースの最終ひび割れおよび破壊状態
 (実・破線:正・負加力時発生ひび割れ, 斜線部:コンクリート剥離)

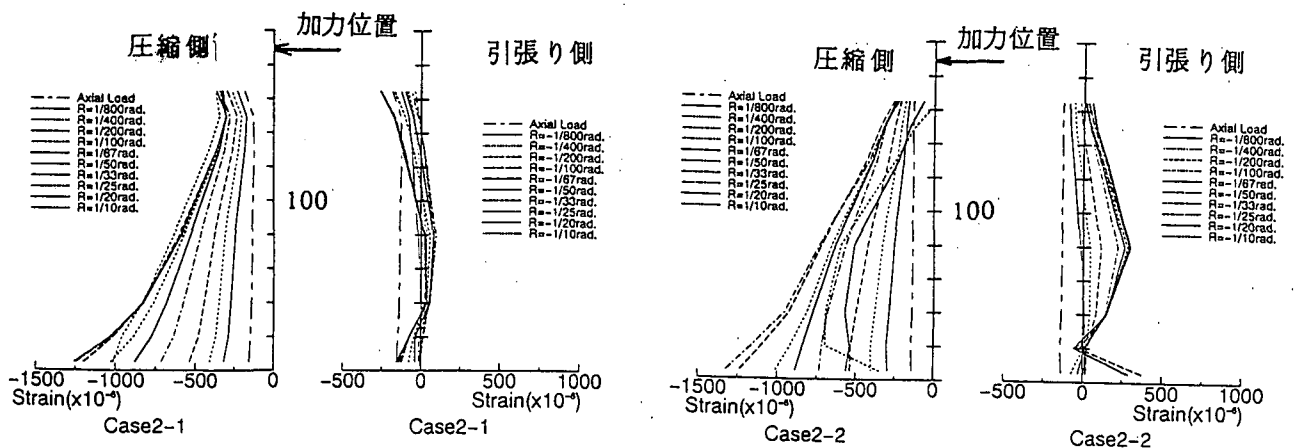


図-6 鋼管に発生する各サイクル毎の最大ひずみ分布

れが認められ、繰返し载荷の最終サイクルで柱脚部に軸方向で圧縮、軸直交方向で引張り降伏が生じた。

主筋のひずみ特性は丸鋼を用いたCase2-1とは明らかにその性状が異なり、柱脚部で最も大きなひずみを示し、柱部材では脚部から80cm付近から頂部側へ急激に小さくなっている。スラブ内も同様な傾向がみられる。これは、付着が健全であったためである。帯筋のひずみもCase2-1試験体とは異なり、脚部から30cm、60cmの位置での最大1000 μ 程度の値を示し、主筋の違いによる影響が認められた。

d) Case3-1試験体

変形の増大により曲げひび割れが脚部から頂部に向かって発生した後、せん断ひび割れが脚部から45cmの位置に発生した。さらに変形が大きくなると脚部の圧縮側コンクリートに軸方向のひび割れ(圧壊)が発生し、それが徐々に拡がり、主筋が圧縮降伏した直後に最大荷重を示した。その後、耐力低下の少ない靱性のある挙動を示したが、破壊は脆性的であった。その状況は脚部から50cm付近までコンクリートの圧壊が広がりかぶりコンクリート(脚部から70cm付近)が剥落し、主筋が座屈するという経過であった。また、主筋が座屈した部分の帯筋は135°に折り曲げたフックが伸ばされる現象が認められた。

主筋のひずみ特性はCase2-2と同様の傾向を示すが、柱部材内のひずみは、脚部から頂部に向かってほぼ直線的に減少している。一方、帯筋は、脚部から80cmの位置の帯筋が、先ず降伏に至り、破壊時は40cmの位置の帯筋も降伏した。

e) Case3-2試験体

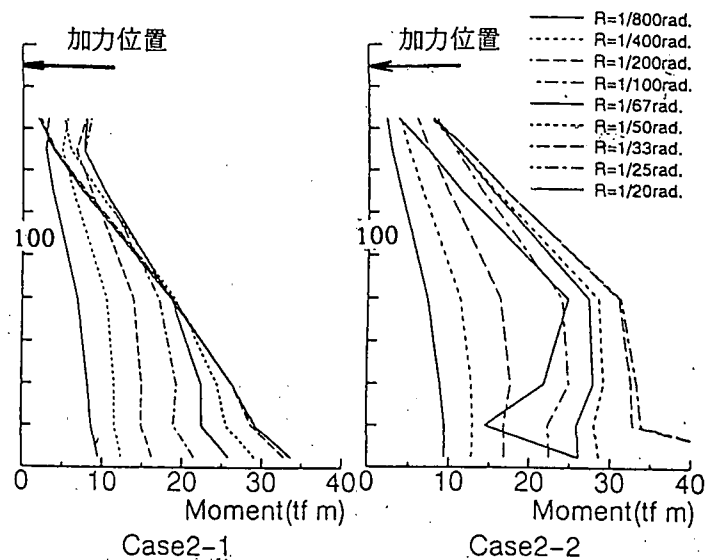


図-7 鋼管に発生する各サイクル毎の最大曲げモーメント

最大荷重まではCase3-1と同様な傾向を示す。それ以降は脚部のかぶりコンクリートの剥離が顕著であるが、载荷最大変位まで耐力低下の少ない靱性のある挙動を示した。

主筋のひずみ特性はCase3-1試験体と同様である。一方、帯筋は外周の帯筋のひずみに比べて中子筋の方が実験を通じて大きく、中子筋では、脚部から40cm、80cmの位置でのひずみが顕著であり、最大変位の载荷時に降伏ひずみに達している。

破壊したCase1、Case3-1についてみると、Case1では最大耐力の生じる前にコンクリートに圧壊が生じており、Case3-1では最大耐力の生じる直前に鉄筋の降伏が生じている。これらのことから、両ケースの破壊モードは曲げせん断破壊であると考えられる。また、破壊に至らないケースは最大耐力の生じる前に鉄筋の降伏が生じている。このことか

表-2 実験および終局曲げモーメントより得られる最大荷重の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道設計標準		道示 (ファイバー解析1)		終局強度設計資料		e関数法		ファイバー解析2	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	25.9	0.95	26.3	0.93	27.6	0.89	26.6	0.92	25.3	0.97
Case2-1	37.7	38.5	0.98	46.3	0.81	34.1	1.11	33.9	1.11	40.5	0.93
Case2-2	49.8	42.3	1.18	51.5	0.97	39.2	1.27	37.9	1.31	46.1	1.08
Case3-1	28.9	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.5	1.05
Case3-2	29.1	27.1	1.07	26.6	1.09	30.2	0.96	27.9	1.04	27.8	1.05

表-3 実験による最大荷重と終局せん断耐力の比較

Case	実験値 (tf)	鉄道標準		道示		終局強度設計資料		終局強度型指針	
		計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計	計算値	実/計
Case1	24.5	24.4 (0.94)	1.0	9.9 (0.37)	2.49	33.0 (1.2)	0.74	13.4 (0.49)	1.83
Case3-1	28.9	34.3 (1.27)	0.84	20.2 (0.76)	1.43	37.2 (1.23)	0.78	31.6 (1.05)	0.91
Case3-2	29.1	49.3 (1.82)	0.59	35.1 (1.31)	0.83	41.8 (1.38)	0.70	56.1 (1.85)	0.52

*括弧内は終局せん断耐力と終局曲げモーメントより得られた最大荷重比を表す。

ら、変形モードとしては曲げ型であると考えられる。

(2) 鋼管のひずみ状況

鋼管のフランジの柱軸方向のひずみ成分に関する各サイクルの圧縮側と引張り側の最大値分布を図-6に示す。圧縮側(正加力時)では、軸方向ひずみが変形角の増大により大きくなり、最大で1400 μ 程度の値となっている。引張り側(負加力時)では、実験を通じてひずみは100~300 μ 程度と小さく、曲げ引張応力を負担していないことが認められる。

次に、フランジの軸方向ひずみより求めた鋼管に作用した曲げモーメントの推移を各加力サイクルのピーク毎に図-7に示す。曲げモーメントは、正負ピーク時の鋼管のひずみより得られる中立軸とその軸周りの圧縮応力に関するモーメントとして求めた。これより、Case2-1では最大で約30tf・m、Case2-2では40tf・mであり、実験の最大曲げモーメント(Case2-1:71.6tf・m、Case2-2:94.6tf・m)の5割程度の値となっており、耐力に大きな影響を及ぼしていることが認められる。

4. 各ケースの耐力の比較

実験により得られた最大荷重と種々の計算手法に基づく終局曲げモーメントより得られる最大荷重との比較を表-2に示す。用いた手法は、基準類として鉄道構造物等設計標準・同解説(以後、鉄道標準と

呼ぶ)、道路橋示方書(以後、道示と呼ぶ)および建築系の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(以後、終局強度設計資料と呼ぶ)の3種類、さらに良く用いられている解析方法として、e関数法とファイバー解析(応力~ひずみ関係として六車式を使用)による手法の2つを用いた。Case2-1,2はいずれも図-6に示した鋼管のひずみ特性に基づき圧縮側の鋼管のみを圧縮鉄筋として考慮して算出した。Case2-2を除き、いずれの評価手法も実験値との差異が1割程度とかなり小さいことが分る。

次に、終局せん断耐力より得られる最大荷重との比較を表-3に示す。計算には、鉄道標準、道示、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、終局強度設計資料(以後、終局強度型指針と呼ぶ)の4種類を用いた。これより、Case1の鉄道標準に基づいた値を除き計算値は実験値と大きく異なり、ほとんど計算値がCase1を除き大きな値となっている。

さらに、表-3に合わせて示した終局せん断耐力と終局曲げモーメントより得られたそれぞれの最大荷重の比より、Case1を除きその値はほぼ1.0以上であり破壊モードが曲げ破壊型であることを示している。しかし、実験ではCase3-1も曲げせん断破壊を示している。このことから、比較的高い軸力下での

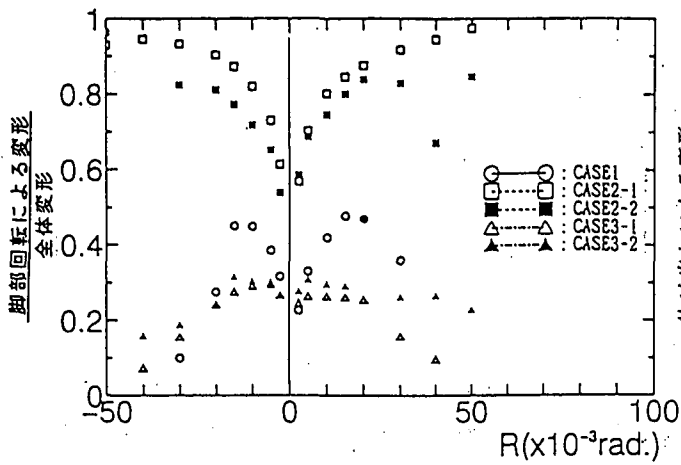


図-8 全体変形に占める脚部回転の影響

せん断破壊の可能性の評価としてこの最大荷重比を用いる場合にその値に注意が必要であろう。

最後に、復旧柱のCase2-1,2の耐力はCase1に対して、それぞれ1.5, 2.0倍とかなり向上していることが分る。

5 各ケースの変形性能の比較

(1) 柱自体の変形性能

まず、脚部に取りつけた変位計より算出した脚部回転による変形が全体変形に占めるの割合の推移を図-8に示す。さらに、全体変形に占める鉄筋の拔出しによる変形の割合の推移を図-9に示す。ここで、鉄筋の拔出しによる変形は、スタブ部分の鉄筋の拔出しによる脚部回転量から、それが全体変形に及ぼす影響を計算したものである。鉄筋の拔出し量はスタブ部分の主筋のひずみを積分して算定している。これより、各ケースの鉄筋の拔出しによる変形は、最大荷重付近までは荷重とともに増大し、全体変形に占める割合が大きいくことが分る。さらに、それ以降は拔出し量の増大はなく、試験体部分だけが変形することが認められる。このため、最大荷重までの変形を評価する場合には、鉄筋の拔出しによる影響を考慮する必要がある。ところで、Case2-1,2における角形鋼管自体の曲げに起因する柱の変形量は、鋼管フランジ側のひずみより変形の小さい間は比較的大きいが、最大3.0mm, 4.5mm程度と柱の変形が大きくなるにつれ非常に小さな値となっている。

(2) 各ケースの靱性率

各ケースにおける変位サイクルのピークを連ねた図-10のせん断力-水平変形関係より靱性率を算出

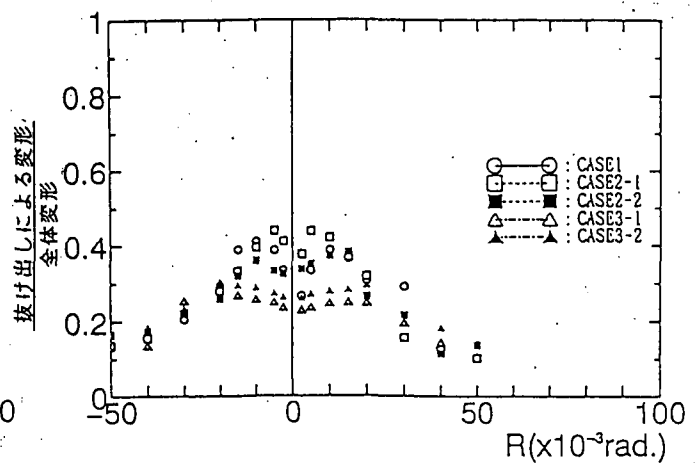


図-9 全体変形に占める鉄筋拔出しの影響

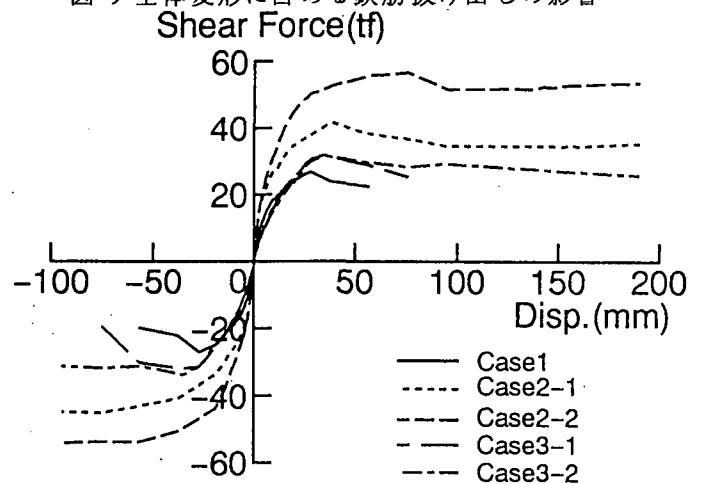


図-10 各ケースのせん断力～変位関係のピーク包絡線

し、それに関する鉄道設計標準、町田ら²⁾および梶貝ら³⁾の評価式に基づく計算値との比較を行う。図中のせん断力は軸力による付加モーメントの影響を考慮した値である。実験による靱性率を算出する際、降伏変位は、i)主鉄筋が引張りまた圧縮降伏した際の変位 δy_1 , ii)最大荷重に達した際の変位 δy_2 , 終局変位は破壊時の載荷変位、また破壊していないケースについて最大載荷変位とした。これら終局変位における荷重はいずれのケースも最大荷重の80%以上の値であり、既往の評価式の定義である鉄道設計標準および梶貝式による降伏荷重時の変位と町田による最大荷重の80%の荷重時の変位と異なっていると考えられる。さらに、本実験で用いた柱の諸条件のうち引張り鉄筋比および軸応力はこれら評価式の適用範囲外の値となっている。

このように本実験条件は各評価式の適用範囲を越

表-4 各ケースの靱性率と各種評価式の比較

Case	実験値				鉄道設計標準		町田式		桧貝式		
	終局変位 (mm)	靱性率1		靱性率2		計算値	実/計 上段: μ 1 下断: μ 2	計算値	実/計 上段: μ 1 下断: μ 2	計算値	実/計 上段: μ 1 下断: μ 2
		δy 1	μ 1	δy 2	μ 2						
Case1	57.	-	-	27.06	2.1	2.10 (44.4)	- 0.84	(0.71)	- 2.85	2.96	- 0.68
Case2-1	190.以上	51.64	3.68以上	38.26	4.97以上	-	-	-	-	-	-
Case2-2	190.以上	26.12	7.27以上	57.01	3.33以上	-	-	-	-	-	-
Case3-1	76.	27.15	2.80	34.32	2.21	3.93 (99.0)	0.60 0.48	2.99	0.94 0.74	9.08	0.31 0.24
Case3-2	190.以上	34.39	5.52以上	34.39	5.52以上	7.87 (190.5)	0.54 0.54	6.03	0.92 0.92	16.8	0.33 0.33

*ここで鉄道構造物等設計標準における靱性率の計算値中の括弧内は終局変位を示している。

えているものの、Case3-1については町田式が比較的よい対応を示していることが分る。一方、鉄道設計標準において、靱性率は実験値と異なっているが、終局変位は実験値と比較的良く対応している。

最後に、復旧された大開駅中柱Case2-1,2は載荷変位19cm、水平方向の上下床版間の相対変位に換算して38cm以上の変形能力を有している。これは、兵庫県南部地震における上下床版間の相対変位の推定値⁹⁾の10倍以上の値であり、十分な耐震性を有していることが確認された。

6. あとがき

本報告では、大開駅において復旧した中柱の耐震性能を把握することを目的とし、復旧柱および被災を受けた既設柱を対象とした水平方向交番載荷実験を実施した。合わせて、現行基準類の課題を把握するため、それに基づいて設計した柱を対象とした水平方向交番載荷実験も実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

i)復旧された大開駅中柱の耐力は、被災柱と同様な配筋を有する柱に比べ1.5~2.0倍、変形性能は兵

庫県南部地震における大開駅の上下床版間の相対変位の推定値に対して10倍以上の値を有している。

ii)既設柱の破壊性状は曲げせん断破壊である。

iii)現行基準類のうち作用軸力と柱の変形に応じてせん断補強筋の量を規程している建築仕様で設計された柱はそれを考慮していない場合に比べ変形能力が著しく向上している。

本実験で得られたCase1の変形性能は柱のコンクリートの強度や付着特性が被災を受けた既設柱と異なっている。被災を受けた既設柱の変形性能の推定結果については別途報告する予定である。

参考文献

- 1) 廣戸敏夫他, 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 1996(投稿中)
- 2) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦, 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.203-212, 1987
- 3) 桧貝勇, 二羽淳一郎, 岡村雄樹, 曲げ降伏後のせん断破壊に関するRC部材の破壊メカニズムに関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.329-334, 1987

THE STRENGTH AND DUCTILITY OF RESTORED AND SUFFERED CENTER PILLAR AT DAIKAI SUBWAY STATION BASED THE EXPERIMENT

Hiroomi Iida, Hifumi Aoki, Toshio Umehara, Susumu Nakamura, Tatsuya Okamura

In order to find the strength and ductility of the restore center pillar, cyclic horizontal loading tests were carried on the specimens for the restore center pillar, the suffered pillar and pillars designed by the recent code with respect to manner of Japanese society of civil engineering and architectual Institute of Japan. As a results of these, it is found that the restored pillar has enough seismic performance even if hyougoken Nunbu earthquake occurred again.