

5. RC ラーメン高架橋の非線形応答解析

5. 1 概説

兵庫県南部地震では、多くの鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）構造物に甚大な被害を受けた。これまで RC 構造物の耐震に関する研究は盛んに行われているが、これらの研究の多くは独立式橋脚を対象としたものがほとんどである。しかし、地震による RC 構造物の被害は、独立式の橋脚ばかりではない。鉄道構造物には、元来経済性を最優先したラーメン構造が多く用いられており、兵庫県南部地震では多数の RC ラーメン橋脚に倒壊を含む大きな被害が生じている。独立式橋脚の場合には、部材の一部が破壊するとその箇所にヒンジが発生し、構造物全体の崩壊につながる。一方、ラーメン構造物のような不静定構造物では、一般に一部材の破壊が即構造物全体の崩壊につながることは稀であると考えられてきた。このような構造物は、一般に震度法で設計されており、設計震度を上回る地震が生じた場合の安全性や、部材の耐力と変形性能が構造物全体におよぼす影響および崩壊に至る過程等についてはほとんど検討されていないのが現状である。このようなことから、今回の被害に対して被害のメカニズムや損傷の要因を解明し、大地震が起こったときの塑性域にまで及ぶ挙動を把握しておくことは、今後のラーメン橋脚の耐震設計や補強方法を確立している上で極めて重要なことである。そこで、本項では兵庫県南部地震において特に被害が大きかった 2 層式ラーメン高架橋を対象として、崩壊したラーメン構造物の地震応答性状、各部材の耐力や靱性率が構造物全体に及ぼす影響等について数値解析的検討によって明らかにし、RC ラーメン構造物の耐震設計法を確立するための基礎資料を得ようとするものである。

5. 2 鉄道構造物の耐震設計基準の変遷

鉄道に用いられる鉄筋コンクリート構造物の設計基準は、大正 3 年「鉄筋混凝土設計心得」として初めて制定され、その後十数回の改訂が行われている。耐震に関する規定は、大正 8 年から、ある程度は考慮されていたものの、具体的な設計震度を明記し設計されるようになったのは、昭和 5 年に作成された「橋梁標準設計(建工 169 号)」が最初で、その後昭和 54 年までは震度法によって主に行われており、設計水平震度は地盤、地域、重要度などを考慮して 0.12~0.35 の値が使用されていた^{1) 2)}。昭和 54 年からは構造物、地盤などの動的特性を定量的に評価した修正震度法が取り入れられている³⁾。昭和 58 年からは部材の非線形性を考慮した設計となった⁴⁾。この改訂から、鉄道鉄筋コンクリート構造物が弾塑性応答で 1G レベルの大地震の影響を考慮するようになった。その後、基本的な耐震に関する規定は変化していないが、平成 4 年からは基本的な設計手法に限界状態設計法が採用されるようになってきている⁵⁾。このように、昭和 58 年以前の構造物は、構造物を弾性として取り扱った震度法のみを用いて断面を決定し、柱の帯鉄筋量に関しては、構造細目の規定さえ満足すればよいという設計が行われ、大きな地震動が起こったときの構造物の非線形の挙動に対する評価がなされていなかった。

鉄筋コンクリート構造物の耐震性向上のためには、耐力の向上とともに靱性を高めることが重要である。そのためには、主鉄筋内部のコンクリートを十分拘束することが必要であり、帯鉄筋およびスターラップに関する構造細目が規定されている。構造細目に関する変遷⁶⁾については、表 3.1 に示すとおりである。また、使用されている鉄筋については、昭和 28 年まで主鉄筋、帯鉄筋ともに普通丸鋼が使用されていた。その後、昭和 39 年から主鉄筋に異形棒鋼が用いられ、昭和 45 年からは、すべて異形鉄筋を用いられるようになってきている⁷⁾。

表-1 耐震に関する構造細目の変遷

設計基準	構造細目
土木構造物の設計基準(案)(昭和33年)	帯鉄筋は直径 6mm 以上, その間隔は, 柱の最小横寸法以下, 軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下, 帯鉄筋の直径 12 倍以下でなければならない。はりその他と交わる部分には, 特に十分な帯鉄筋を用いなければならない。柱の断面が大きい場合には, 中間帯鉄筋を用いなければならない。
建造物設計標準(昭和45年)	帯鉄筋は直径 6mm 以上, その間隔は, 柱の最小横寸法以下, 軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下, 帯鉄筋の直径 12 倍以下でなければならない。はりその他と交わる部分には, 特に十分な帯鉄筋を用いなければならない。
耐震設計指針(案)(昭和54年)	(1)帯鉄筋断面積は, コンクリート断面積の 0.2%以上とする。 (2)梁のハンチ下端, 及びフーチングから 2D 区間は, 帯鉄筋の間隔を 100mm 以下とし, 下記を標準とする。 D×D=1.0m×1.0m 以内 D13 ctc100 以下 D×D=1.5m×1.5m 以内 D13 ctc100 以下および, 1 本おきに中間帯鉄筋を配置
建造物設計標準(昭和58年)	(1)柱およびはりにはコンクリート断面積の 0.15%以上の帯鉄筋量またはスターラップ量を配置しなければならない。ただし, 柱は部材接合部から柱幅の 2 倍, はりは部材接合部からはり高の 1.5 倍の範囲にコンクリート断面積の 0.20%以上でかつ求めた値の 1.2 倍の帯鉄筋量または, スターラップ量を配置しなければならない (2)柱上部のハンチの下端から柱幅の 2 倍の範囲に配置する帯鉄筋量はコンクリート断面積の 0.25%以上とする。また, 部材接合部から柱幅の 2 倍の範囲に配置する帯鉄筋の間隔は 10cm 以下とする。
鉄道構造物等設計基準(平成4年)	(1)はりおよび柱には, せん断補強鉄筋比として 0.15%以上のスターラップまたは, 帯鉄筋を配置することを原則とする。 (2)つぎに示す範囲にはせん断補強筋として 0.2%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置することを原則とする。 部材接合部および柱下端から断面高さの 2 倍までの距離 (3)柱上部の部材接合部から断面高さの 2 倍までの範囲に配置する帯鉄筋は「9.5 耐震性能の検討」の(3)に定めるせん断補強鉄筋比として 0.2%以上のうち大きい方の量よりも, さらに 0.05%以上多くすることを原則とする。

5. 3 解析概要

5. 3. 1 解析対象構造物

兵庫県南部地震で被害を受けた鉄道高架橋のうち, 山陽新幹線では, 下食満—新神戸トンネル間

で大きな被害を受けた。種々の構造形式を持つ新幹線高架橋の中でもラーメン高架橋はもっとも一般的に用いられている構造形式である。新幹線高架橋の標準設計では一般に、高さ 10m を越えるものは 2 層ラーメン構造を、10m 以下のものに対しては 1 層ラーメン構造を適用することとなっている¹¹⁾。本研究においては、柱のせん断破壊によって崩壊に至ったと思われる 2 層式ラーメン高架橋について取り上げることにした。解析対象構造物は、図-1 に示すような、全長 30m、高さ 10.5m の地中ばりを有する 3 径間連続 RC 2 層ラーメン高架橋(以下、標準高架橋)である山陽新幹線下食満高架橋(兵庫県尼崎市)とし、被害の状況を考慮して橋軸直角方向について解析を行うことにした。この高架橋は、昭和 41 年制定の「新幹線構造物設計基準規定(案)」および、同年制定の「新幹線コンクリート構造物設計要領(案)」に基づき、水平震度を 0.2、鉛直 0.1 を考慮して設計されている。

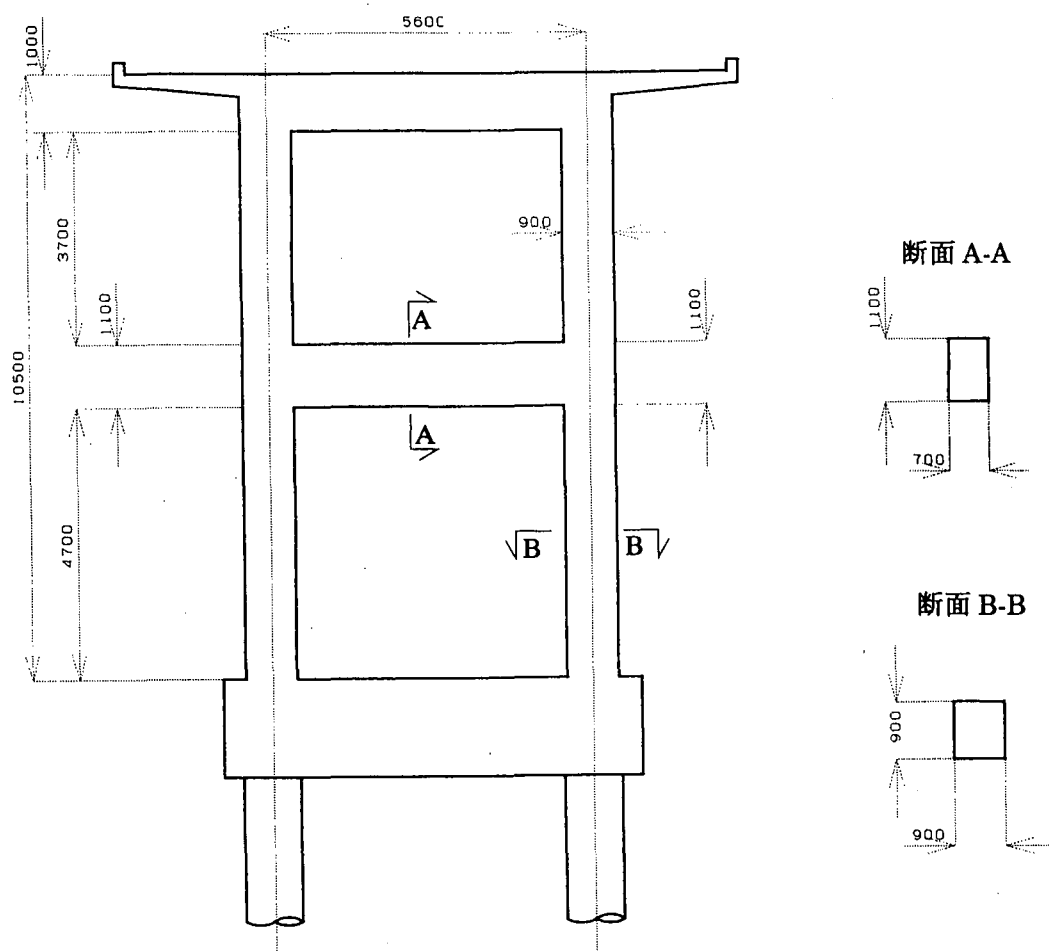


図-1 解析対象構造物

5. 3. 2 部材断面と配筋

柱の断面寸法は、上下層ともに 900mm×900mm で、中層ばりの断面寸法は、1100mm×700mm である。軸方向鉄筋比は、柱が 1.96%、中層ばりで 2.48% である。せん断補強筋は、柱が、直径 9mm の丸鋼を 300mm 間隔で配置しているものを標準に、接合部付近においては、150mm 間隔となっており、中層ばりでは、D16 異形鉄筋を 20cm 間隔で配置している。なお、各部材の使用鉄筋と主鉄筋比、せん断補強鉄筋比の詳細については表-2 に示すとおりである。

表-2 各部材の断面諸元

	部材名	断面寸法 (mm)	鉄筋の種類	軸方向 鉄筋比(%)
軸方向鉄筋	柱	900×900	SD345 D32	1.96
	柱接合部	900×900	SD345 D32	1.96
	上層はり	700×1000	SD345 D32	0.72
	中層はり	700×1100	SD345 D32	2.48
	地中はり	800×1700	SD345 D32	1.05
せん断補強 鉄筋	柱	900×900	SR235 φ9	0.05
	柱接合部	900×900	SR235 φ9	0.09
	上層はり	700×1000	SD345 D16	0.28
	中層はり	700×1100	SD345 D16	0.28
	地中はり	800×1700	SD345 D16	0.25

5. 3. 3 解析方法

(1)解析プログラム

兵庫県南部地震のような大地震は、構造物に壊滅的な被害を及ぼした。このような大地震を想定した被災シミュレーションは、現在多くの研究機関で用いられているが、その解析方法における耐力の判定は、設計に用いられている耐力判定式に基づいて行われているのが現状である。このような方法では、その時点での応力状態に基づいて判定が行われているだけで、それまでの履歴の影響が考慮されておらずその被害メカニズムを明らかにすることは難しい。そこで本研究では、解析プログラムとして、岡村・前川らによって開発された2次元弾塑性有限要素プログラム(WCOMD-SJ⁸⁾^{9) 10)}を用いた。このプログラムは、3.3.2で述べたように、RC構造中に発生する様々な、応力履歴に対応可能な一般性の高い材料構成モデルを解析の基礎に据えていることが最大の特徴であるといえる。よって、動的復元力特性や断面耐力等を仮定する必要がなく、単に構造形状、鉄筋配置と構成材料強度を入力値するだけでよく、構成部材に残存する損傷や残留変形を詳細に評価でき、震後の限界状態と地震時の構造性能を直積照査することができるといった特徴を持つ。

(2)要素分割

本研究では、図-1で示した高架橋を図-2に示すような要素に分割することにした。なお、柱、およびはりの接合部には接合要素モデルを用いた。

有限要素法解析においては、精度の高い結果を短時間で得ることは重要なことである。それに影響する要因の一つとして、要素分割が挙げられる。要素は、細かく分割するほど厳密な解が得られる一方計算時間が長くなるのが一般的な傾向である。ただし、本研究における有限要素解析においては、分散ひび割れモデルを用いているため必ずしも要素が細くなるからといって厳密な解が得られるとは限らない。分散ひび割れモデルの仮定は、一つの要素にいくつかのひびわれ鉄筋を含んだモデルであるから、ひび割れの幅より狭い要素の分割は解析上の仮定を越えてしまっているからである。したがって、このような解析には、要素を細かく分割する解析よりも高い精度を誇る要素を用いた解析が適していると言える。本研究における解析方法には、8接点アイソパラメトリック要素を用いている。適切な要素の大きさを調べるために、鉄筋コンクリート耐震壁を対象とし

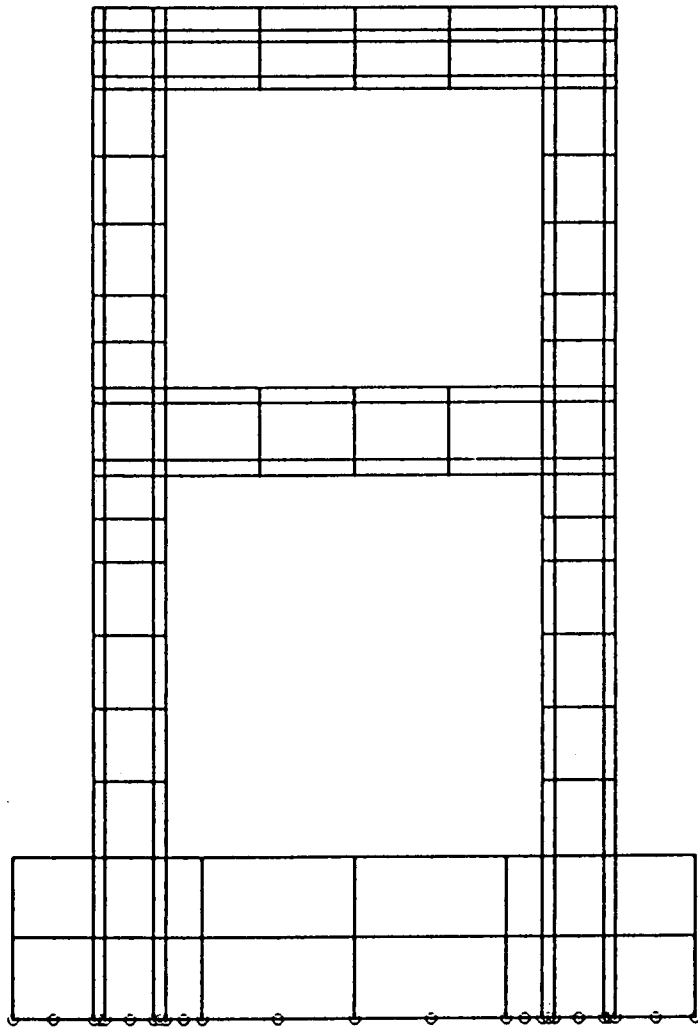


图-2 要素分割图

て、要素分割を変化させて単調荷重の解析を行い、その結果を解析時間とともに比較した。その結果、要素の大きさを極端に大きくしない限り解析結果は、ほぼ同様の結果が得られるが、解析時間には、大きな違いが見られることが確認されている¹⁶⁾。そこで、本研究においては、比較的荒い要素分割(196要素)とするのが実用解を得るためには、適切であると判断した。

(3)時間増分(積分時間間隔)

鉄筋コンクリート部材のひび割れ発生時から終局耐力に至るまで一つの時刻ステップ毎の時刻に大きさが、計算時間や、解析時間に及ぼす影響は大きい。ステップ毎の時刻間隔が小さくなるほど解析に要する時間が長くなる。しかし、時間間隔が大きくなると解析に要する時間は短くなるが、ステップ毎の収束回数が増え収束できなくなる可能性が高くなる。本研究で用いたプログラムでは、鉄筋コンクリートの応力を求める時に、応力-ひずみ関係により与えられた全ひずみから直接計算して求めているために、得られた解析結果は積分時間間隔にあまり影響を受けない特徴がある。本研究では、試行錯誤の結果、地震波の波形の特徴を損なわない程度の0.02秒とした。

(4)破壊基準

本研究で用いたプログラム「WCOMR-SJ」は、鉄筋コンクリートモデルのの変形性状を極めて精度良く予想することができ、終局状態も破壊基準を定めることで予測可能になる。破壊モードは、引張破壊、圧縮破壊、せん断破壊の3つに分かれており、それぞれの破壊モードに対応して、次のように破壊基準を設定した。これらの基本は、出雲らの提案している鉄筋コンクリート板要素モデルの破壊条件¹⁷⁾に基づいて次のように設定した。

(I)引張破壊基準

引張破壊は、鉄筋の降伏し、その後鉄筋が引張力を受け持ってくれなくなり破壊する場合と定義される。ひび割れ面における鉄筋の鉄筋の引張ひずみが一方でも破壊ひずみに達すると、引張破壊するとみなしている。本研究では、いずれかの一方の鉄筋の平均ひずみが5.0%に達したときに起こるとした。

(II)圧縮破壊基準

圧縮破壊は、コンクリートの圧縮破壊による破壊とみなされる。コンクリートの圧縮ひずみが、その破壊ひずみに達すると、圧縮破壊するとみなしている。すなわち、ひびわれ平行方向のひずみが一軸圧縮強度に対する圧縮ひずみを越えてひずみ軟化域に入ったときに起こるとのことである。また、破壊ひずみは、ピーク応力に対応するひずみとしており、コンクリートの圧縮強度の関数として与えられている。

(III)せん断破壊基準

せん断破壊は、ひび割れ面におけるせん断ずれによる破壊とみなされる。ひび割れ面におけるせん断ひずみが、その破壊ひずみに達すると、せん断破壊するとみなしている。本研究では、2.0%の値を設定した。

(5)入力地震波

入力地震波は、対象構造物付近での有用な観測記録がないため、神戸海洋気象台記録の南北成分(最大加速度 817.83gal)および上下成分(最大化速度 332.16gal)の観測記録を用いた。なお、これらの

地震波は、フーチング底部に入力した。

(6)解析に用いた入力データ

使用材料の特性は表-3 に示す値を標準として用いた。

表-3 材料特性

材料		
コンクリート	圧縮強度 (MPa)	26.5
	引張強度 (MPa)	2.5
	ポアソン比	0.167
	単位体積重量 (t/m ³)	2.4
主鉄筋	種類	SD345
	ヤング係数(×10 ⁶)	2.1
	降伏強度 (N/mm ²)	343
	単位体積重量 (t/m ³)	7.86
帯鉄筋 (柱)	種類	SR235
	ヤング係数 Es	2.1
	降伏強度 (N/mm ²)	230
	単位体積重量 (t/m ³)	7.86
帯鉄筋 (はり)	種類	SD345
	ヤング係数 (×10 ⁶)	2.1
	降伏強度 (N/mm ²)	343
	単位体積重量 (t/m ³)	7.86

5. 4 解析結果

5. 4. 1 被災した高架橋の被害分析

(1)破壊メカニズム

神戸海洋気象台 N-S 成分を入力した場合に対する破壊モードは、1 層目の柱の上端部分のせん断破壊である。せん断ひずみが高い要素(せん断ひずみ 0.5%以上)を図-3 に示した。一層目の柱の上端に斜め帯状の高せん断ひずみゾーンを観察することができた。本研究で対象とした高架橋の柱に設けられている帯筋は、φ9の丸鋼が中間部で30cmピッチ、端部で15cmピッチとなっており、現行の基準に比べて大幅に少なく靱性能やせん断耐力が低かった。このことが柱にせん断破壊を起こし、構造物全体を崩壊に至らせた主原因であると考えられる。図-4 には、破壊した要素のせん断ひずみ時刻歴を示した。せん断ひずみは、約5秒後に急激に増大し破壊に至っていることがわかる。このときの入力加速度は図-5 に示すように、最大化速度(818gal)を入力した直後であり、この波が構造物の倒壊を決定づけたと思われる。また、柱の1層目の下端部、2層目の上下端部および中層ばりにおいても同様の斜め帯状の高せん断ひずみゾーンを観察することができ、コンクリート強度のばらつき、施工不良などの影響があれば他の箇所でのせん断破壊が起こることも考えられる。実際の2層ラーメン高架橋の被害状況においてもせん断破壊を起こした箇所は、様々であった事が告げられている。

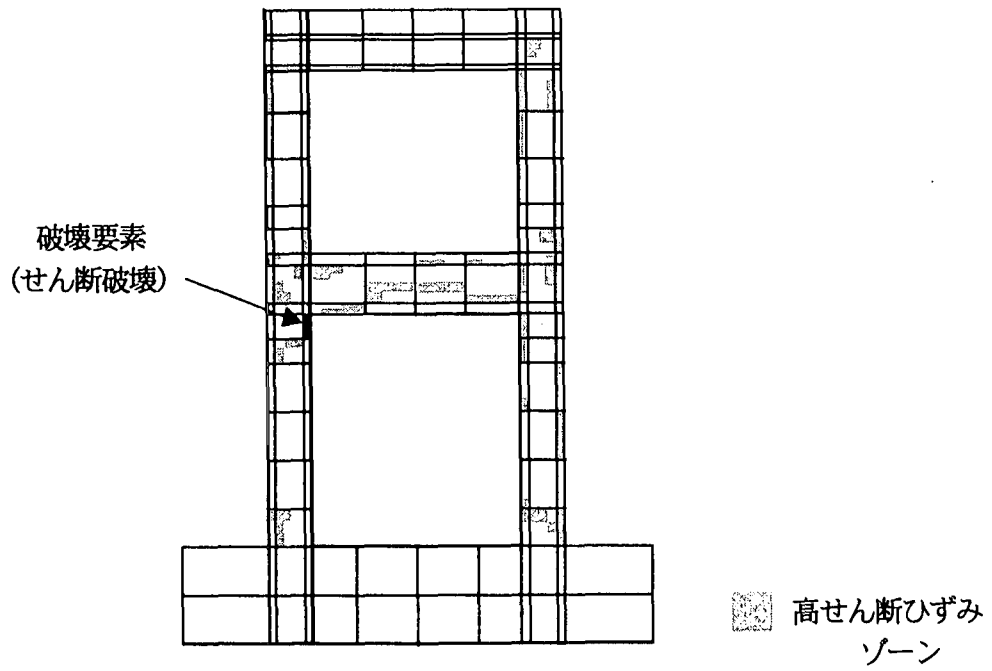


図-3 破壊要素と高せん断ひずみゾーン

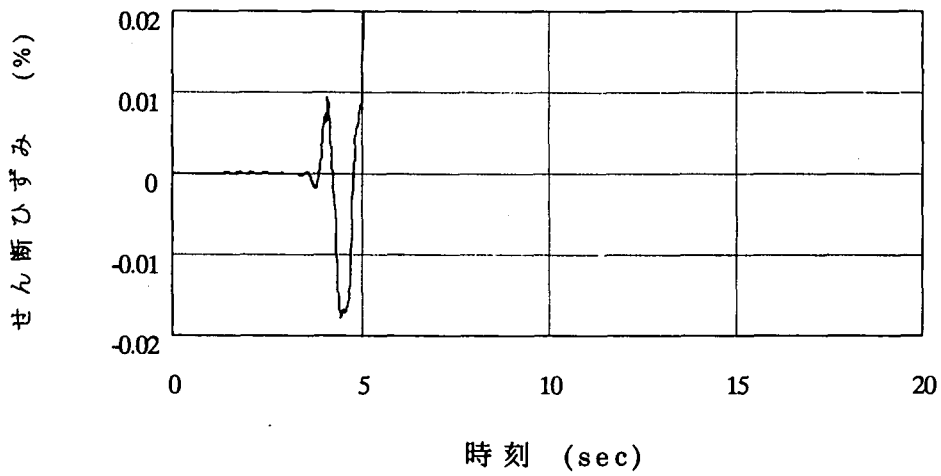


図-4 せん断ひずみ時刻歴

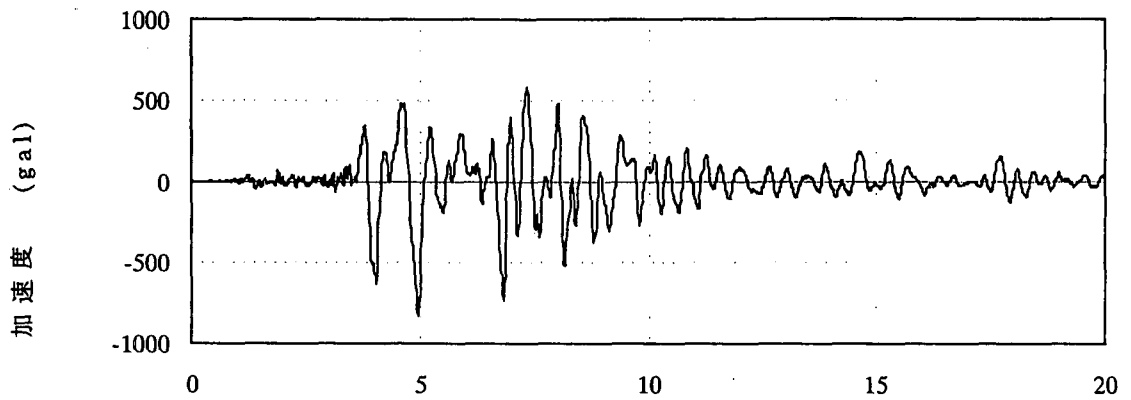


図-5 入力加速度

(2)時刻歴応答

時刻歴応答解析の結果を、ラーメン高架橋の第1層柱上端、第2層柱上端、上層はり中央部および中層はり中央部の水平変位、応答加速度について、図-6～図-14に示した。第一層柱上端部では、11.8cmの最大応答変位を示しており、最初の大きな1、2波が構造物に大きなダメージを及ぼし、第一層柱上端部でせん断破壊を起こしたと考えられる。また、構造物の各点では、水平変位の応答値が第2層柱上端、中層はり中央部、上層はり中央部、第1層柱上端の順に大きくなっていることがわかる。

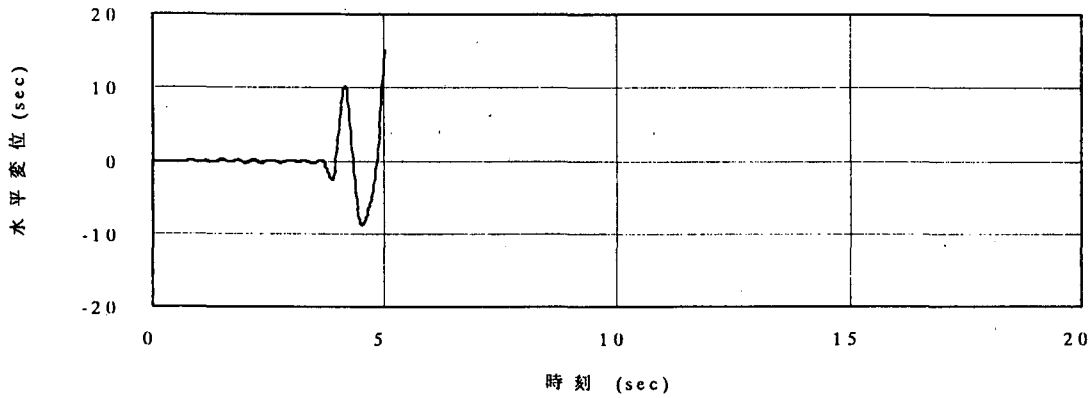


図-6 第2層柱上端水平

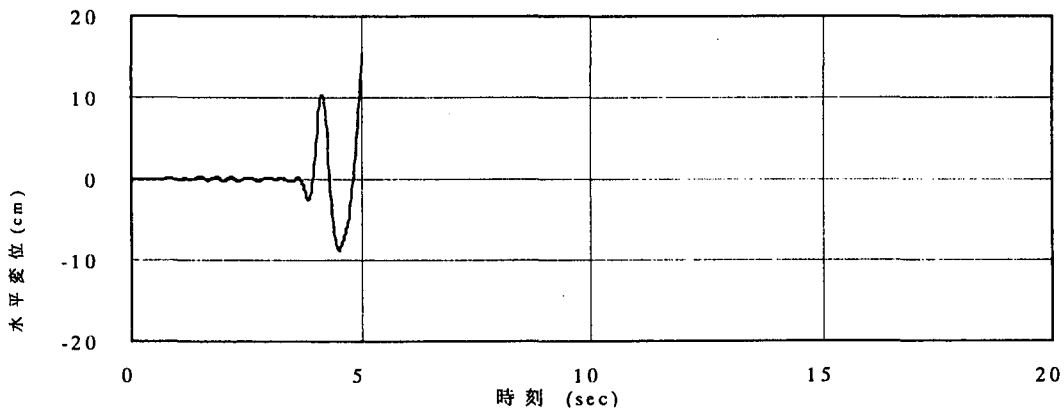


図-7 上層はり水平変位

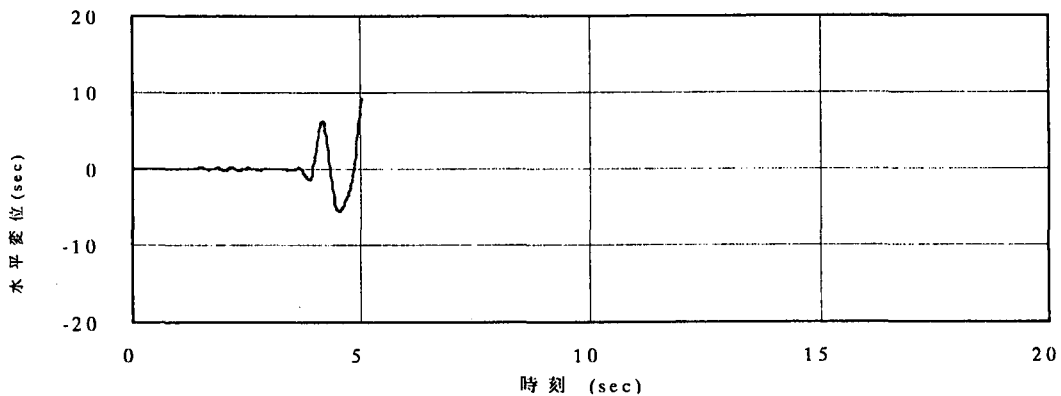


図-8 第1層柱上端水平変位

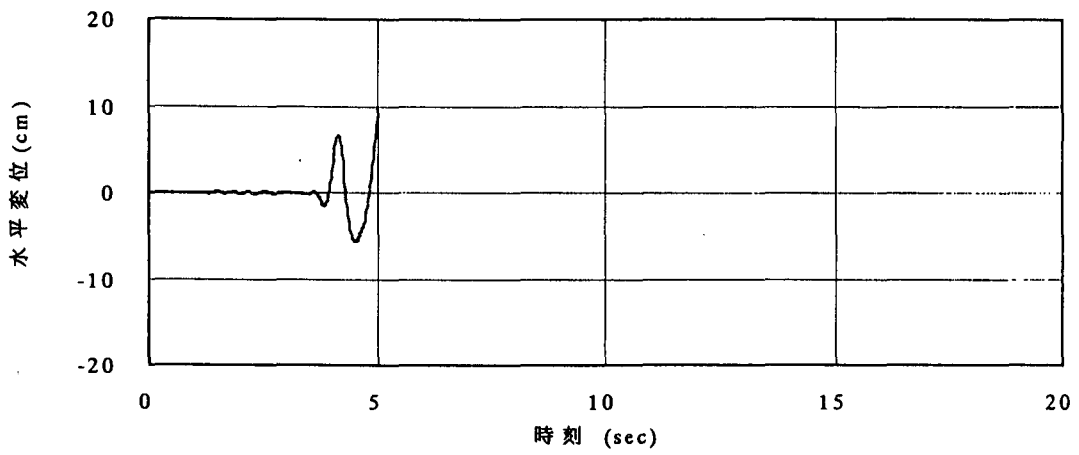


図-9 中層ばり水平変位

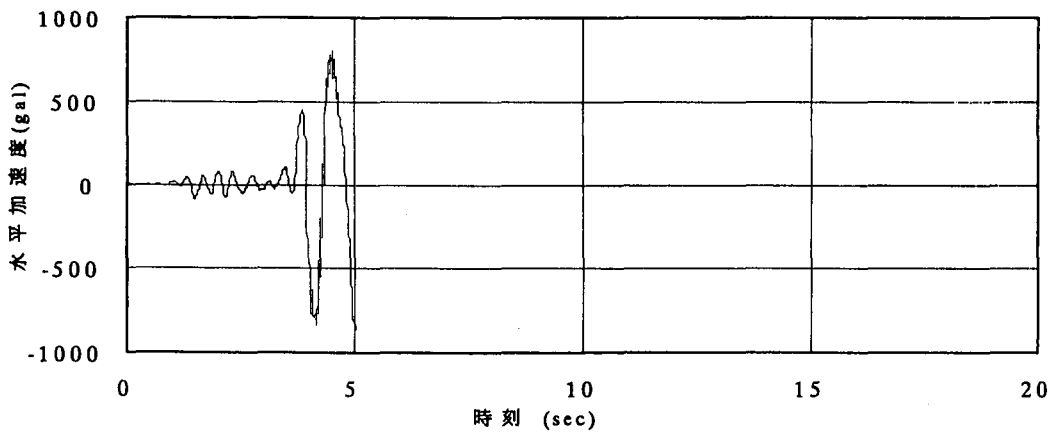


図-10 第2層柱上端部水平加速

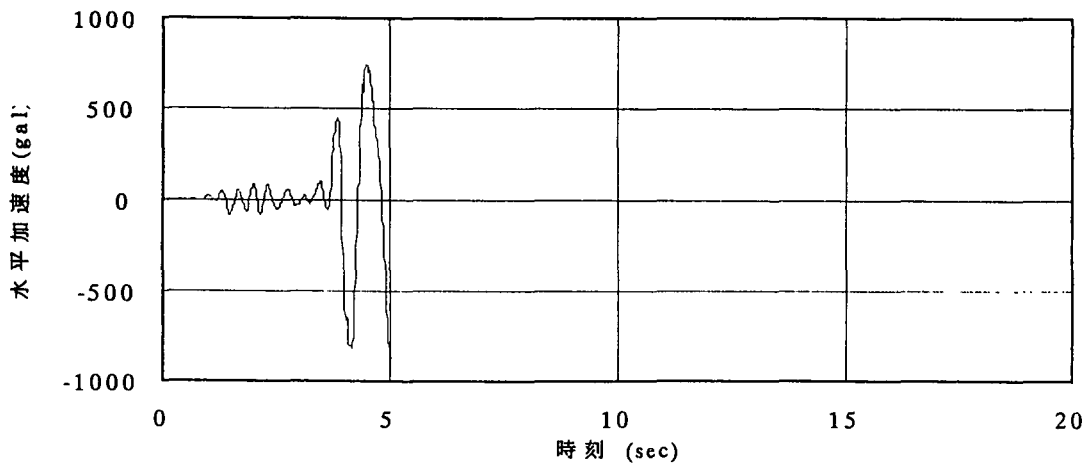


図-11 上層はり水平加速度

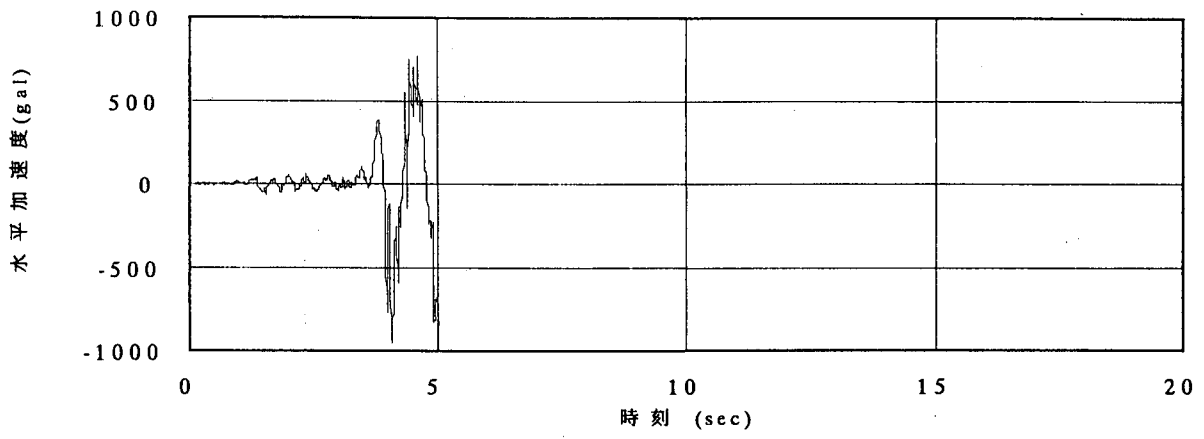


図-12 第2層柱上端部水平加速度

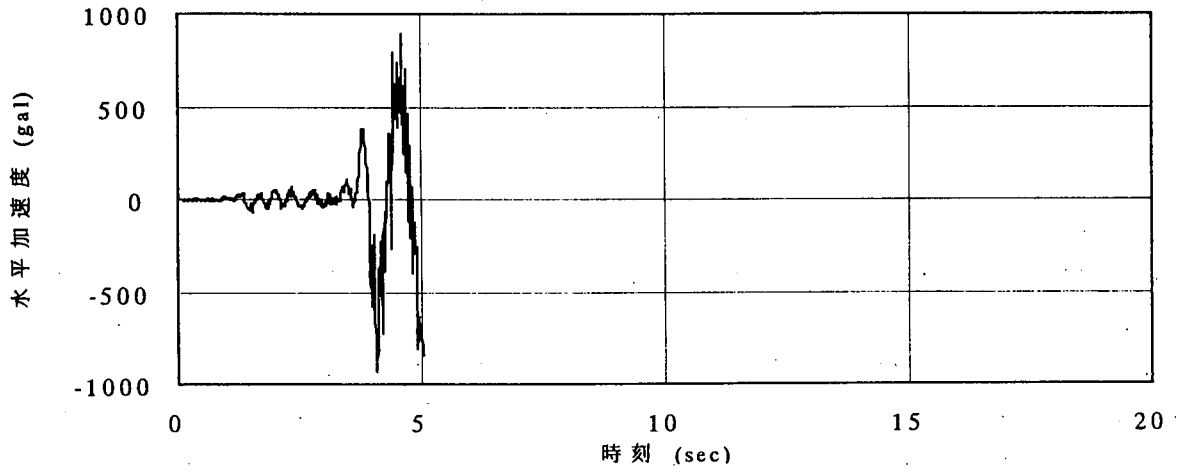


図-13 中層はり水平加速度

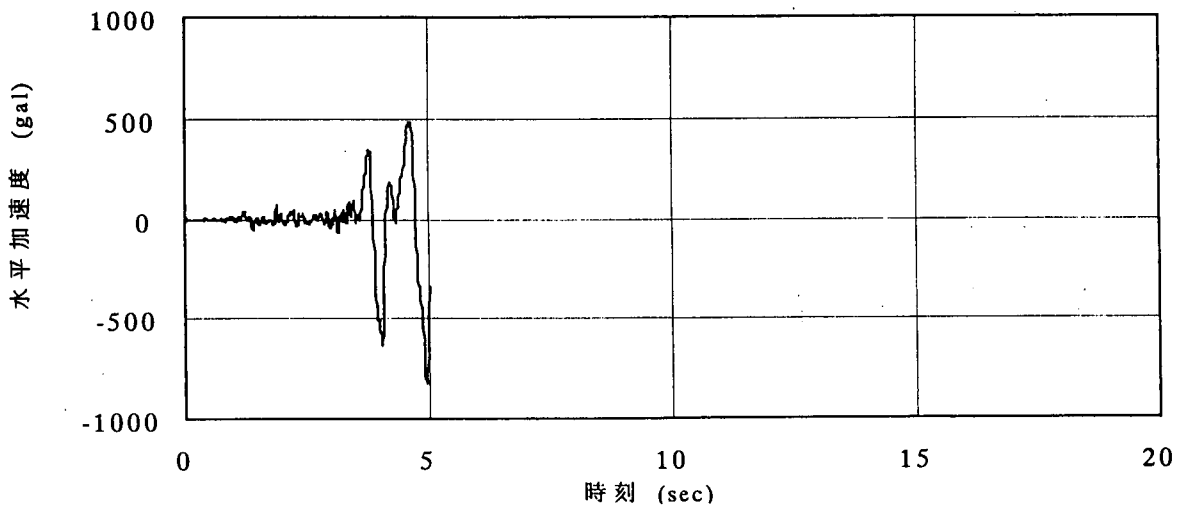


図-14 地中はり水平加速度

(3) 入力加速度と応答加速度の関係

図-15 に、上層はりにおける入力加速度と応答加速度の関係を示す。神戸海洋気象台波を入力した場合、約 800gal まで応答し、構造物は崩壊に至っており、当時の設計基準の設計で想定した震度を遙かに超えた地震力が作用していたと考えられる。

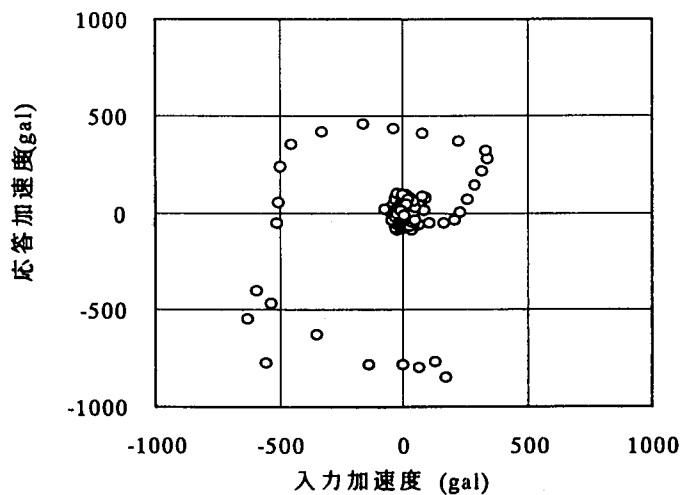


図-15 入力加速度と応答加速度

(4) 上下動の影響

兵庫県南部地震の特徴の一つに、比較的大きな上下動が作用したことが挙げられる。破壊メカニズムを考察するにあたって、その影響を明らかにする必要がある。そこで、神戸海洋気象台記録の南北成分を用いて、上下動を考慮した場合と上下動を考慮しない場合について検討を行った。図-16、図-17 は、上層はり中央部の応答変位を示す。いずれの場合も、柱の第 1 層部分でせん断破壊を起こしており、破壊に至るまで破壊モード、応答変位ともに大差は見られなかった。しかし、上下動を考慮した方は、約 4 秒の時点において、上下動を考慮しない場合より小さい加速度の(約 600gal)でせん断破壊を起こした。つまり、上下動は高架橋の倒壊の主原因でなかったが、せん断破壊を早めるのに影響を及ぼすものであると考えられる。

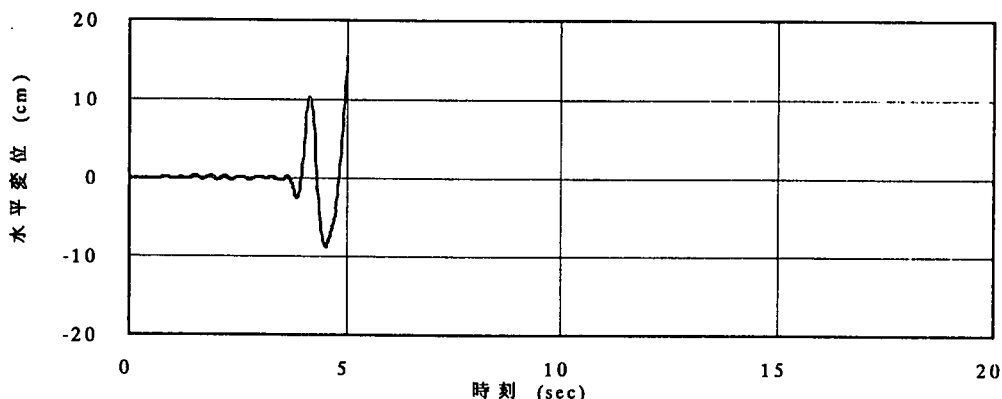


図-16 上層はり水平変位 (上下動無視)

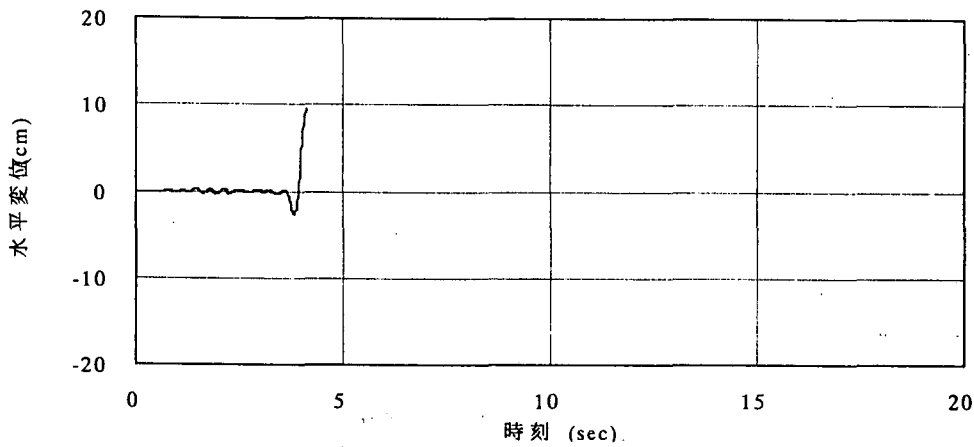


図-17 上層ばり水平変位（上下動考慮）

5. 4. 2 せん断補強鉄筋量の影響

本研究で対象としたラーメン高架橋は、昭和41年に制定された「新幹線構造物設計基準規定(案)」および、同年制定の「新幹線コンクリート構造物設計要領(案)」に基づいて設計されたものであるが、現行の鉄道構造物の設計基準に、規定されているものと比較して、変形性能や、せん断耐力を決定づける柱のせん断補強鉄筋量がかなり少ない。現行の基準により本研究で対象としたラーメン高架橋の柱のせん断補強鉄筋を決定したとするとせん断補強鉄筋比は0.28%で、使用鉄筋はD13、その間隔は100mmとなる。崩壊した高架橋では、柱のせん断補強鉄筋比は0.09%であり、現行の基準は、約3倍の量が含まれていることになる。本研究で対象としたラーメン高架橋を各設計基準によって設計した場合の柱のせん断補強鉄筋は、表-4 のようになり、現行基準の約1/3となった。そこで、柱の帯鉄筋量の影響を知るために、現行の設計基準に適應するようにせん断補強鉄筋量を増やした場合について解析を実施し、検討を行った。

表-4 設計年度が異なる場合の柱のせん断補強鉄筋の配筋

設計年度	せん断補強鉄筋					
	2D 区間			その他の区間		
	鉄筋の種類	間隔(mm)	鉄筋比(%)	鉄筋の種類	間隔(mm)	鉄筋比(%)
S45 以前	φ9	150	0.09	φ9	300	0.05
S45~54	D13	150	0.19	D13	150	0.19
S54 以降	D13	100	0.28	D13	100	0.28

(1)時刻歴応答

本研究で対象とした高架橋（昭和45年以前の設計基準）と、昭和54年以降の設計基準に適合するように柱および中層ばりにせん断補強筋を配置した場合における上層ばり中央部の応答水平変位、応答加速度の時刻歴応答を、図-18～図-22 に示した。柱に十分なせん断補強筋が配置されていた場合、柱はせん断破壊を生じず構造物の倒壊を免れることができた。また、後者の被害状況については、残留変位が約2.2cmであることから、若干の被害程度にとどまり、小規模の補修により列車が走行可能になるものと考えられる。

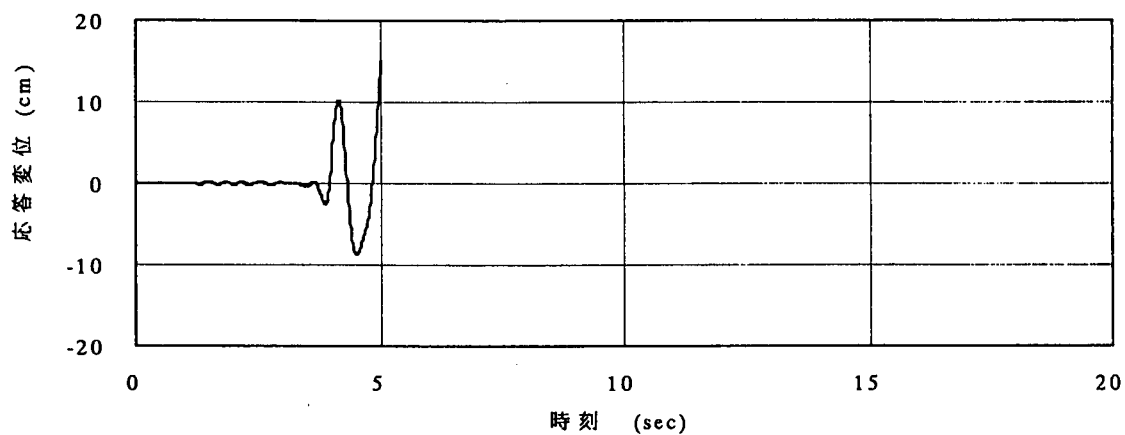


図-18 水平変位の時刻歴応答（本研究で対象とした高架橋）

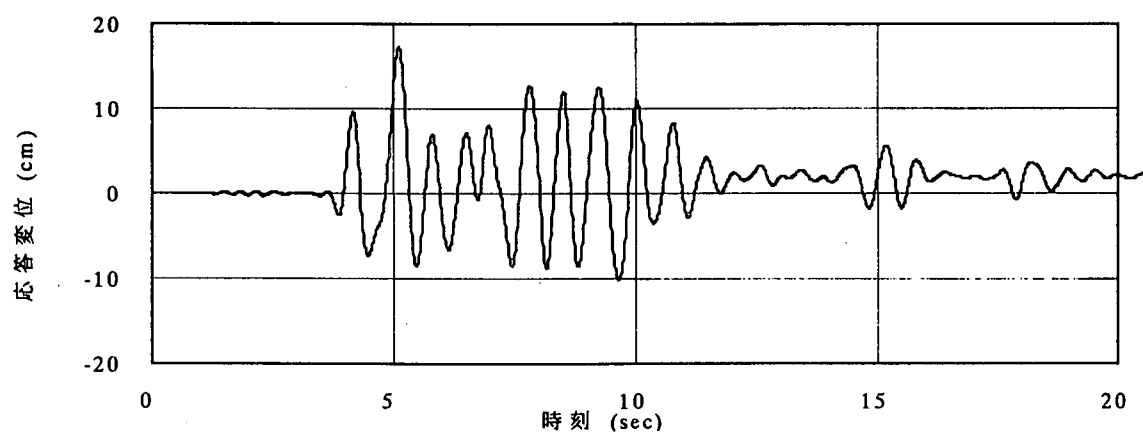


図-19 水平変位の時刻歴応答（S54以降の設計基準）

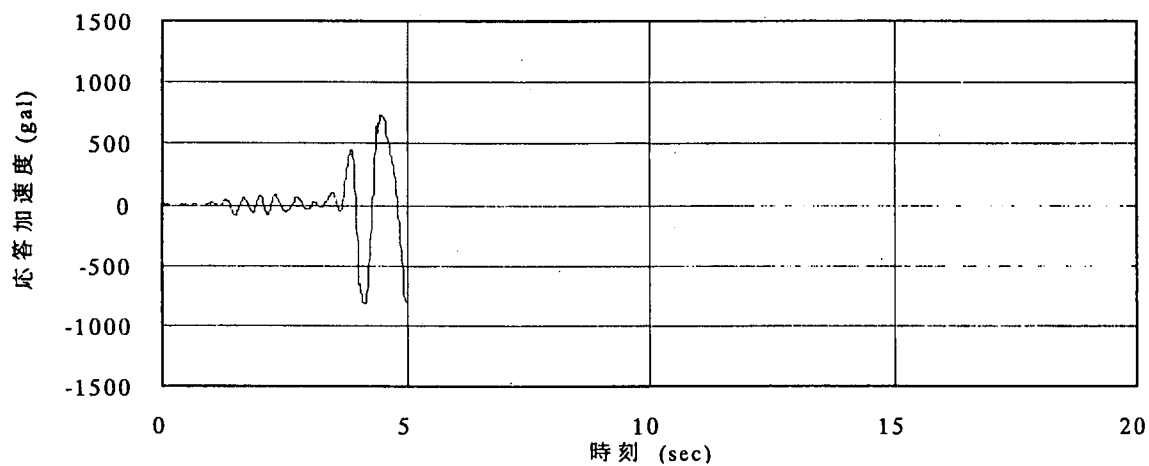


図-20 水平加速度の時刻歴応答（本研究で対象とした高架橋）

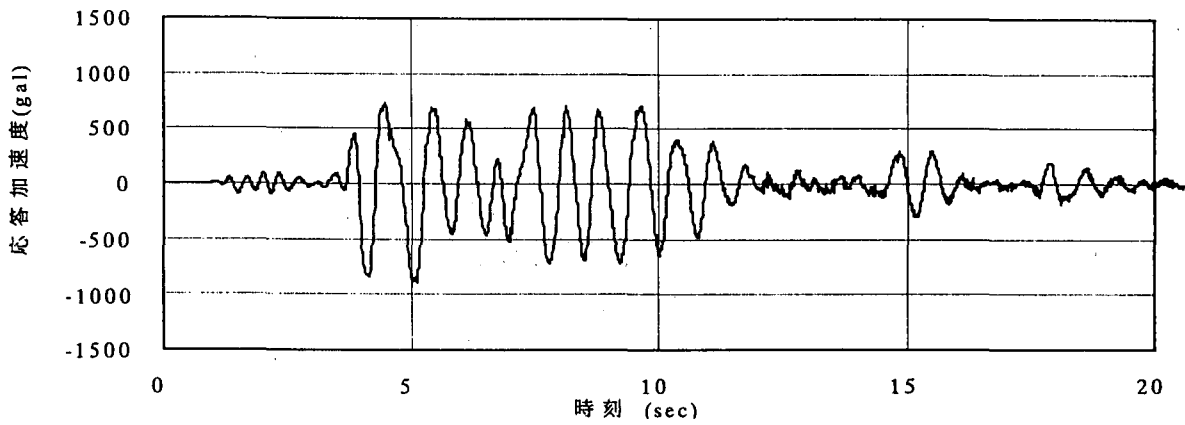


図-22 水平変位の時刻歴応答 (S54以降の設計基準)

(2)復元力履歴特性

本研究で対象とした高架橋は、昭和45年以前の基準に元づいて設計されてものであるが、現行の鉄道構造物の設計基準と比較して、靱性能やせん断耐力を決定する柱の帯鉄筋量が非常に少ないものであった。図-23、図-24に復元力履歴特性を示す。これらの図より耐力は変わらないが、主鉄筋降伏後も靱性能が改善され多数回の履歴に持ちこたえていることがわかる。即ち、帯鉄筋による靱性能の改善、せん断耐力の増大の効果は大きく、現行の基準に規定される量の帯鉄筋が配置されていたならば、構造物の損傷を大幅に減少することができたと言える。

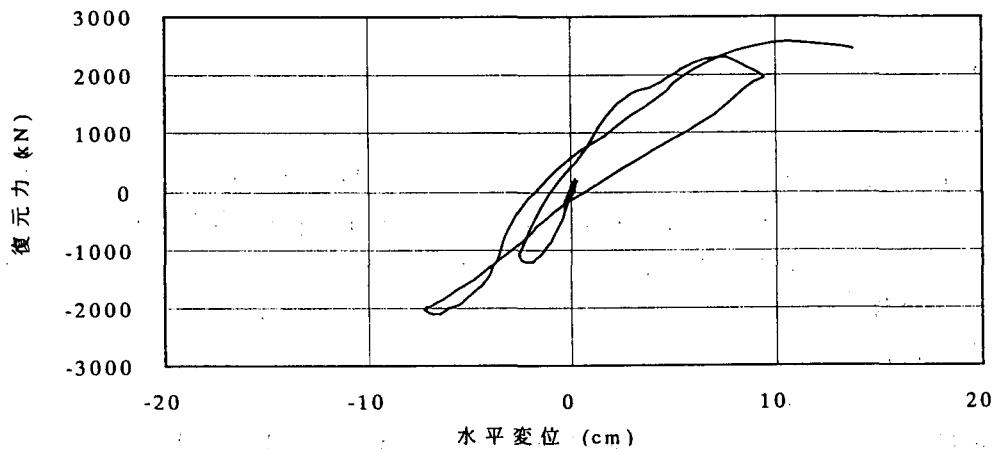


図-23 復元力履歴特性 (本研究で対象とした高架橋)

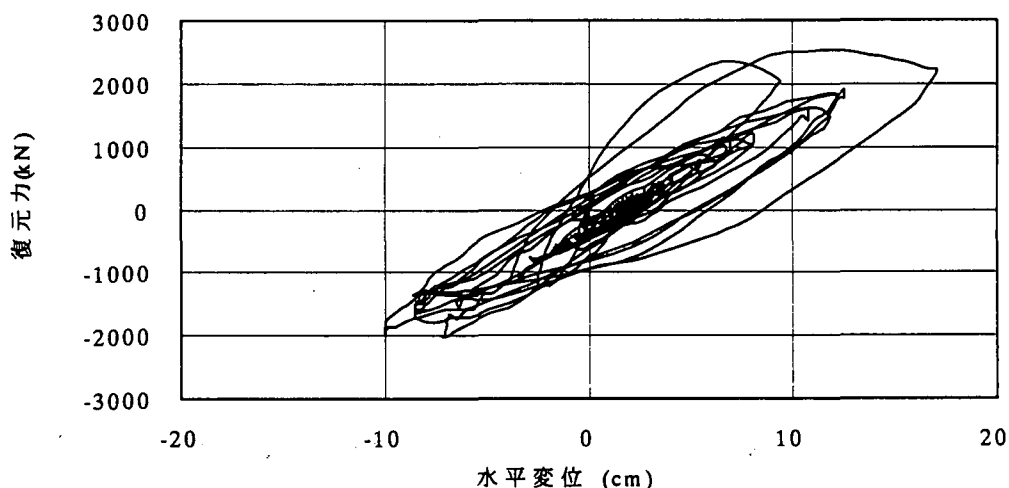


図-24 復元力履歴特性（S54以降の設計基準）

一般に不静定次数の高いラーメン構造物は、その一部に損傷を受けても直ちに全体的な崩壊には至らないと考えられてきており、耐震性の高い構造形式とされてきた。しかし、独立式橋脚と同様にラーメン構造物の柱は上部工の荷重を支えているため大きな軸力を受けており、せん断による部材の損傷が全体的な崩壊に結びつく極めて危険性が高いと言える。山陽新幹線の2層ラーメン高架橋は、その典型であるといえることができる。

このように橋軸直角方向については、実際の被害の状況をほぼ再現することができた。また、柱に帯筋を現行基準に適合する程度に配置したならば、せん断破壊は防止され今回の地震に対して若干の残留変形がでるものの構造物全体の倒壊を免れることができることがわかった。しかし、実際構造物の被災状況には、橋軸方向の被害も少なくなかった。このような場合、一部を単体として扱うのではなく連続した構造物として扱わねばならず、これらを考慮した検討を行う必要である。

5.5 まとめ

二次元弾塑性有限要素プログラム WCOMD-SJ を用い、兵庫県南部地震により被災した山陽新幹線高架橋のうち、2層式ラーメン高架橋である山陽新幹線下食満高架橋を対象として非線形有限要素解析により破壊メカニズムを検討し、被害の検証を行った。また、この高架橋をモデルにして、各部材の耐力や靱性率が構造物全体に及ぼす影響等について検討を行った。本検討から、以下のような結果が得られた。

- (1) 材料非線形性を考慮した、分散ひび割れモデルに基づく二次元弾塑性有限要素解析は、実際の損傷やそのメカニズムをほぼ再現することができる。
- (2) 崩壊した実構造物の応答解析結果から、構造物の崩壊は柱にせん断破壊が生じ、地震後数秒で倒壊に至ったと推測される。
- (3) RC2層ラーメン橋脚において、柱のせん断耐力を増大させると、地震による損傷を大幅に小さくすることができる。

(4) 橋軸直角方向については、ある程度地震時の被災状況を検証出来たが、実際の構造物の被災状況は、橋軸方向の倒壊も少なくない。しかし、橋軸方向は、付近に剛性の異なる構造が存在しているところもあり、部分的なものではなくある程度長い区間を対象とした立体的な解析を用いた検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：土木構造物の設計基準(案)，昭和 33 年
- 2) 日本国有鉄道：建造物設計標準・同解説(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)，昭和 45 年 3 月
- 3) 日本国有鉄道：耐震設計指針(案)，昭和 54 年 8 月
- 4) 日本国有鉄道：建造物設計標準・同解説(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)，昭和 58 年 2 月
- 5) (財)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物，平成 4 年 10 月
- 6) 尼崎・北後・太坪・葛目：ラーメン高架橋の被災度・供用性の判定に関する一提案，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp41-46, 1996.7
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書(耐震設計編)改訂資料，コンクリートライブラリー87, 1996.7
- 8) FORUM-8:RC 構造の 2 次元動的非線形解析 WCOMD プログラム使用解説書，1996.7
- 9) A.Shawky, K.Maekawa：Nonlinear response of underground RC structures under shear, J.Materrials, Conc. Struct., Pavements, JSCE, No538/V-31, 195-206, 1996.5
- 10) A.Shawky, K.Maekawa：Computational approach to path-dependent nonlinear RC/Soil interaction, J.Materrials, Conc. Struct., Pavements, No532/V-30, 197-207, 1996.2
- 11) 日本国有鉄道：新幹線鉄筋コンクリート構造物設計用要領(案)，1996.6
- 12) 日経コンストラクション編：土木が遭遇した阪神大震災，日経 BP 社，pp34-47, 1995.7
- 13) 日経アーキテクチャ編：阪神大震災の教訓，日経 BP 社，pp50-53, 1995.3
- 14) (株)大林組技術研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査報告書，1995.3
- 15) (株)鹿島技術研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査報告書(第一報)，1995.2
- 16) 申・岡村・前川：繰り返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析，東京大学博士論文，1988.6
- 17) 出雲・島・岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学 Vol.25, No.9, pp134-147, 1987