

部材の降伏過程がRC2層ラーメン高架橋の 応答変位に及ぼす影響

Influence of yield process of each member on seismic
response of RC-2 story viaduct

鈴木 基行*・秋山 充良**・田中 慎介***・丸中 孝通****・浮本 忍†
Motoyuki SUZUKI, Mitsuyoshi AKIYAMA, Shinsuke TANAKA, Takamichi MARUNAKA
and Shinobu UKIMOTO

*フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

**正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

***学生会員 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

****学生会員 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

†正会員 日本工営(株) コンサルタント事業部東京技術本部 道路部 (〒102-8539 東京都千代田区麹町5丁目4番地)

This paper describes the influence of yield process of each member on the response of the RC-2 story viaducts. Nonlinear dynamic analysis of such structures with various amounts of longitudinal and shear reinforcements was carried out. It is found that the deformation of RC-2 story viaducts decreases efficiently if middle height beam yields before any other member yields. And it is also found that the increase of ductility of middle height beam was not effective for the deformation performance of RC-2 story viaducts.

Key Words : RC 2-story viaduct, maximum response of displacement, yield process, seismic design

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震により、ラーメン高架構造物に大きな被害が生じた。被害原因の検討の結果、a) 構造物の応答に及ぼす各部材降伏の形成順序の影響、b) 各部材の損傷が構造系全体の応答に与える影響、などに対してさらに詳細な検討が必要であることが報告されている¹⁾。

一方、現行のコンクリート標準示方書(耐震設計編)²⁾等においては、構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動に対する耐震性能の照査について、部材の耐力による照査だけでなく、構造物の非線形応答による変位の照査を行うことも指摘されている。このように巨大地震に対しては、構造物の脆性的な破壊を防ぎ耐力だけでなく部材降伏後の変形能力を大きくすることが重要視される。しかしながら、非線形領域で大きなじん性を許せば、当然地震時に過度な非線形応答が生じることとなり、それに伴って地震後の残留変位が大きくなることは従来から指摘されてきたところである。特に鉄道橋の場合においては、振動中の変位や残留変位が大きくなると走行安全性を失う問題が生じるため、耐力と並行して変位に関する照査を行う必要性は高いと考えられる。

そこで、本研究ではRC 2層ラーメン高架橋を対象とし、高架橋の応答変位に及ぼす部材の降伏過程の影響

を解析的に検討した。具体的には、RC2層ラーメン高架橋の柱と中層ばりの軸方向鉄筋比およびせん断補強鉄筋比をそれぞれ変化させ、曲げ降伏した箇所やその形成順序を地震応答解析により検討し、地震時の中層ばりの損傷状態をどの程度にすれば2層ラーメン高架橋の応答を最も効率よく低減できるかということについて検討した。

2. 既往の研究

2.1 RC ラーメン構造物の設計法

例えば現行の道路橋示方書³⁾では、RC ラーメン橋脚に関して、主に断面力を算出する場合のラーメン橋脚の軸線の仮定、許容塑性率、断面の曲げ剛性の計算法、剛域の影響、および部材の節点部における断面力の伝達の考慮法などが述べられている。また、それらに基づいて1層ラーメン橋脚に対する地震時保有水平耐力法の適用方法も規定されている。しかし、RC2層ラーメン橋脚の地震時挙動は複雑であり、静的解析によりそれを捉えることが難しいため、地震時保有水平耐力法の適用は別途検討することとされている。このように現行の示方書のレベルでは、不静定力が挙動に及ぼす影響や部材の耐力および変形性能のバランスとそれに伴う部材の降伏過程の相違が構造物全体の変形に及ぼす影響については具体的な言及がなされておらず、RC2層ラーメン構造物

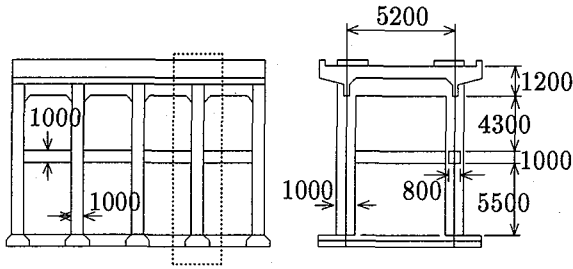


図-1 解析対象高架橋 (単位: mm)

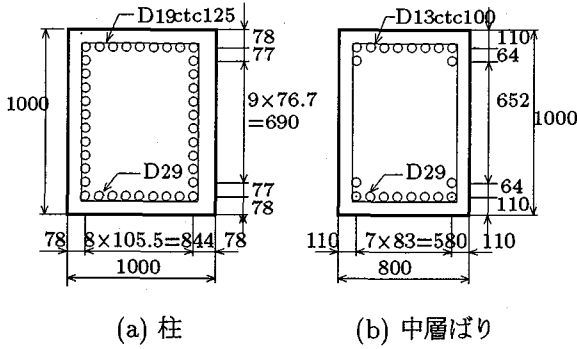


図-2 部材の配筋図 (単位: mm)

に対する部材損傷の評価手法は確立されていない。

2.2 RC 部材の破壊形態の判定

RC 構造物の耐震設計を行うにあたり、脆性的な破壊を防ぐため、曲げ破壊型となるように設計することが大切である。部材の破壊モードの判定は、次式の曲げ耐力とせん断耐力の比 η により行うことができる。

$$\eta = \frac{V_y d}{V_{mu}} \quad (1)$$

ここに、 η : 耐力比、 $V_y d$: せん断耐力、 V_{mu} : 部材端が曲げ耐力に達するときの部材の作用せん断力で

$$V_{mu} = \frac{\Sigma M_u}{l_a} \quad (2)$$

ここに、 l_a : 部材長、 ΣM_u : 部材の両端の曲げ耐力の合計である。

式(1)において、 η を 1 以上とすることにより曲げ破壊を保証することができる²⁾。なお、この耐力比 η は部材じん性率と大きな相関関係を示している。

3. 解析手法

3.1 高架橋モデル

解析対象としたのは図-1に示すような東北新幹線標準設計の高さ 12m の線路直角方向の RC 2 層ラーメン高架橋である。この高架橋の橋軸直角方向 (図-1の囲み部分) を取り出し、その質量を均等に並列フレームで負担させると仮定し、基礎固定型の 2 質点系にモデル化を

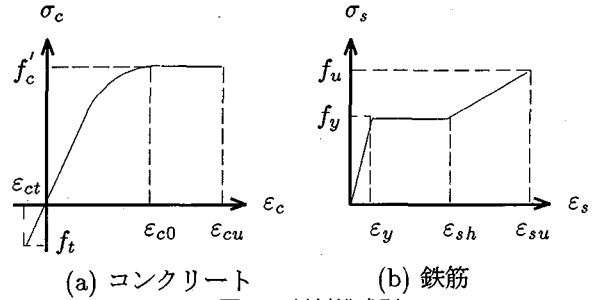


図-3 材料構成則

表-1 コンクリート材料特性

圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	引張強度 f_t (kgf/cm ²)	最大応力時 ひずみ ϵ_{c0}	終局ひずみ ϵ_{cu}
270	35	0.002	0.0035

表-2 鉄筋材料特性 (SD345)

降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	引張強度 f_u (kgf/cm ²)	降伏ひ ずみ ϵ_y	ひずみ硬化開 始ひずみ ϵ_{sh}	終局ひ ずみ ϵ_{su}
4000	6000	0.002	0.02	0.1

行い解析した。各層の質量は 1 層目は 6.78 tf・s²/m、2 層目は 23.27 tf・s²/m であった。

この高架橋は設計水平震度 $k_h = 0.25$ に対して設計され、柱の断面寸法は上柱、下柱ともに 100cm × 100cm、中層ばりでは高さ 100cm × 幅 80cm である。各鉄筋比を変化させる前の高架橋 (以下、基準高架橋という) の柱および中層ばりの配筋を図-2に示す。基準高架橋の柱の軸方向鉄筋比は 2.44%、中層ばりの圧縮および引張鉄筋比はともに 0.80% である。せん断補強鉄筋比は部材のせん断降伏を生じさせないように柱は 0.45%、中層ばりは 0.32% となるようにした。この時の各部材の耐力比は式 (1) より下柱 1.27、上柱 1.05、および中層ばり 1.20 であった。上層ばりについてはスラブの効果を考慮して十分な曲げ耐力およびせん断耐力を与えた。また、フーチングは剛部材と仮定した。

次に解析を行った各高架橋モデルは、中層ばりの耐力比すなわち変形能に着目して基準高架橋に対して中層ばりの軸方向鉄筋比あるいはせん断補強鉄筋比のみを単独に変化させた高架橋モデルおよび中層ばりと柱の剛性の比に着目してそれらの比を変化させた高架橋モデル (その際の各部材の耐力比は基準高架橋と同一とした) に対して解析を行った。

3.2 材料特性および復元力特性

部材の曲げ耐力および変形能は図-3に示す応力度-ひずみ曲線を用いて算定した。なお、鉄筋の応力度-ひずみ曲線では、ひずみ硬化の影響を考慮した。図中の各値については表-1および表-2に示した。表中の材料強

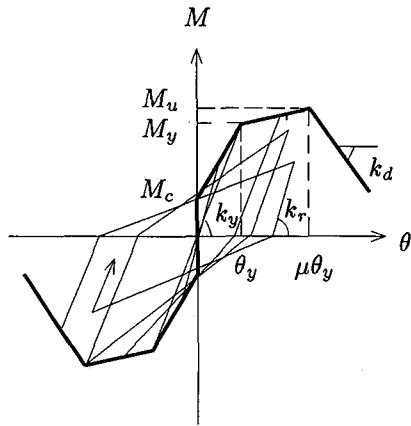


図-4 曲げモーメント-材端回転角関係

度については、規格値の1.2倍程度の値を設定した²⁾。

次にこれらの材料特性に基づいて、部材断面の曲げモーメント-材端回転角関係を求めた。そのスケルトンカーブは図-4に示すような耐力低下型モデルとした⁴⁾。スケルトンカーブの各折点の座標は静的弾塑性解析により算定した。ひびわれ発生時については部材断面の最外縁応力度がコンクリートの引張強度に達した時とした。また、部材降伏については、軸方向鉄筋に作用している引張力の合力位置のひずみが鉄筋の降伏ひずみに達した時とした。そして降伏後も曲げ耐力に至るまで耐力は増加し、曲げ耐力に至ると耐力が低下するとした。ここで曲げ耐力は部材断面の最外縁圧縮ひずみがコンクリートの終局ひずみ 3500μ に達した時とした。曲げ耐力時の部材回転角は、各部材の有するじん性率と降伏時の部材回転角を乗じたものとし、曲げ耐力に至った後の挙動については、次式を用いた⁴⁾。

$$\frac{-k_d}{k_y} = 1.229(\mu - 1)^{-1} - 0.0539 \quad (3)$$

ここに、 k_d は最大耐力点以後の剛性、 k_y は降伏時剛性、 μ はじん性率である。

そして、塑性ヒンジ長を考慮せずに曲げばねを部材端に設置し、次式で与えられるじん性率²⁾を用いて部材回転能を評価した。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b) \quad (4)$$

$$\mu_0 = 12\left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}}\right) - 3 \quad (5)$$

ここに、 μ : じん性率、 σ_0 : 作用軸圧縮応力、 σ_b : つりあい破壊時の作用軸圧縮応力、 V_c : コンクリートが負担するせん断力、 V_s : せん断補強筋が負担するせん断力、 V_{mu} : 曲げ耐力

また、除荷時剛性 k_r は式 (6) により算定した。

$$k_r = k_y \left| \frac{\theta_y}{\theta_{max}} \right|^{0.4} \quad (6)$$

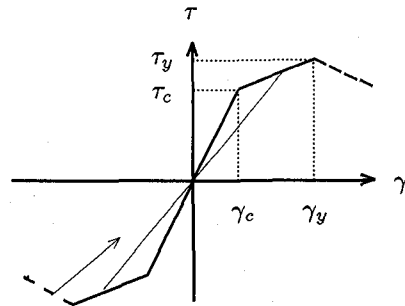


図-5 せん断力-せん断変形角関係

せん断力-せん断変形角関係については図-5のようなスケルトンカーブを持つ原点指向型モデルを採用した。各折点の座標の算定においては、せん断力のスケルトンカーブが未だ十分に解明されていないことから、せん断ひびわれ荷重、せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾の方法に従い、せん断変形角 γ に関しては、せん断降伏時 $\gamma = 0.004$ 、ひびわれ時はその $1/10$ と仮定した。せん断力による変形量は曲げによる変形量と独立させて算定し、最終的に曲げとせん断による変形量を加えて部材の変形量とした。

部材の終局状態については、各部材の有する変形能を越える変形をした時、もしくはせん断降伏した時と定義した。

3.3 動的解析法

(1) 運動方程式

一般に多自由度系の振動方程式は式 (7) のように表現される。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = (F_g(\ddot{y})) \quad (7)$$

ここに、 $[M]$: 質量マトリクス、 $[C]$: 減衰マトリクス、 $[K]$: 剛性マトリクス、 $\{\ddot{y}\}$ 、 $\{\dot{y}\}$ 、 $\{y\}$: それぞれ応答加速度、応答速度、応答変位のベクトル、 $(F_g(\ddot{y}))$: 地動加速度ベクトルである。

(2) 質量マトリクス

集中質量法に基づき、次のような条件で質量マトリクス $[M]$ を算定した。

- 2層目の質量は上層横ばりの軸線上、1層目の質量は中層横ばりの軸線上に集中させる。
- 柱の質量は、層高の半分までを各層の質量に加える。
- 上層縦ばりおよび中層縦ばりの質量、またスラブ・軌道スラブ・防音壁の質量は1径間分をそれぞれの層に加える。

(3) 減衰マトリクス

初期減衰としては、粘性減衰系の Rayleigh 減衰を用いた。本解析では Rayleigh 減衰のうち各次モードの減

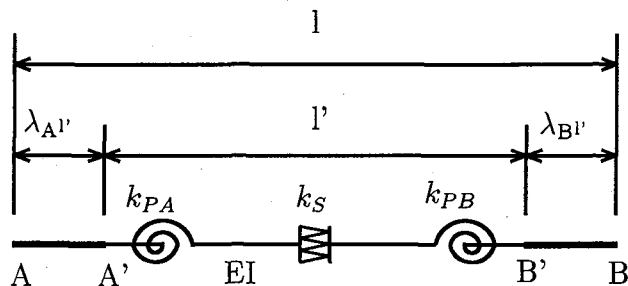


図-6 部材モデル

減衰数を与える方法⁶⁾により、減衰マトリクス $[C]$ を算定した。その際用いるモードベクトルおよび固有振動数は、初期剛性を用いた固有値解析により求めた。なお、減衰定数 h_s は 1 次、2 次ともに 0.02 と仮定した。

(4) 剛性マトリクス

剛性マトリクスの算定にあたり、部材モデルには Giberson モデル⁷⁾を採用し、図-6で示すように材端に剛域を有するモデルとした。

材端バネの復元力特性はいくつかの線形区間で表されたとすれば、この部材の材端変位の微小増分ベクトルと材端応力の微小増分ベクトルの間には式 (8) に示す比例関係がある。

$$\begin{Bmatrix} M \\ Q \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \theta \\ u \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここに、
 M : 材端曲げモーメント
 Q : 材端せん断力
 θ : 材端回転角
 u : 材端変位

さらに、剛性マトリクス $[K]$ については、式 (9) ~ (14) に示すとおりである。

$$[K] = [D]^t [B]^t [k] [B] [D] \quad (9)$$

ここに、

$$[D] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1/l & -1/l \\ 0 & 1 & 1/l & -1/l \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} 1 + \lambda_A & \lambda_b \\ \lambda_A & 1 + \lambda_b \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$[k] = \frac{6EI}{l''} \frac{1}{(2 + \gamma' + f_A)(2 + \gamma' + f_B) - (\gamma' - 1)^2}$$

$$\begin{bmatrix} 2 + \gamma' + f_B & 1 - \gamma' \\ 1 - \gamma' & 2 + \gamma' + f_A \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\gamma' = \frac{6EI}{k_s l'^2} \quad (13)$$

$$f_A = \frac{6EI}{l'} \cdot \frac{1}{k_{PA}}, \quad f_B = \frac{6EI}{l'} \cdot \frac{1}{k_{PB}} \quad (14)$$

ここに、 l : 全部材長、 l' : 剛域部分を除いた部分の部材の長さ、 λ_A 、 λ_B : A 端、B 端での剛域の占める

割合、 EI : 弾性材の剛性、 k_s : せん断バネの剛性、 k_{PA} 、 k_{PB} : 剛塑性バネの剛性

3.4 入力地震波

本研究においては以下に示す 3 つの強震波形を使用した。

1. JMA 波形：兵庫県南部地震，神戸海洋気象台 (I 種地盤上)，NS 成分波形，最大加速度 818gal
2. JRT 波形：兵庫県南部地震，JR 鷹取 (II 種地盤上)，NS 波形成分，最大加速度 666gal
3. EKB 波形：兵庫県南部地震，東神戸大橋 (III 種地盤上)，N12W 成分，最大加速度 327gal

解析においては上記 3 種類の地震波を拡大縮小して用いることとした。

本研究の数値積分の計算においては、Newmark の β 法⁸⁾を用い、解の安定性を確認した上で、 $\beta = 1/6$ を用いた。なお、計算の刻み時間は 0.002 秒である。

4. 解析結果

4.1 部材剛性の高架橋応答に及ぼす影響

中層ばりおよび柱の剛性が高架橋天端の応答変位に及ぼす影響を調べた。具体的には基準高架橋に対して中層ばりのみの軸方向鉄筋比およびせん断補強鉄筋比を変化させた場合と柱のみの軸方向鉄筋比およびせん断補強鉄筋比を変化させた場合について解析を行った。

(1) 解析方法

高架橋モデルは次のように設定した。まず柱の諸元は一定とし、基準高架橋に対して、中層ばりの軸方向鉄筋比を 1.0 倍 ~ 2.2 倍と変化させた高架橋モデル、そして中層ばりの諸元は一定とし、基準高架橋に対して柱の軸方向鉄筋比を 0.6 倍 ~ 1.4 倍と変化させた高架橋モデルを用いた。この際、せん断補強鉄筋比は基準高架橋と同じ耐力比となるように増減させた。また、入力地震動はそれぞれ各時刻歴での値を単純に拡大縮小させたものを用いた。具体的には、最大入力加速度、すなわち拡大縮小させた各時刻歴の値のうち最大となる加速度が 50gal、100gal、... となるように 50gal おきに調節して入力し、高架橋が終局に至るまで解析を繰り返すこととした。なお、高架橋の終局については上柱、下柱または中層ばりのいずれかの部材が終局状態に至った時とした。

(2) 部材剛性の高架橋応答に及ぼす影響

このような高架橋モデルに JMA 波形および EKB 波形を入力したところ、図-7、図-8および図-9のようになった。図中において白塗りは中層ばりの降伏が他の部材の降伏よりも先行する高架橋であり、黒塗りは柱の降伏が先行する高架橋である。なお、JRT 波形を入力地震波とし、中層ばりおよび柱の鉄筋量を変化させたときの解析も行った。その結果、EKB 波形を入力したときに比べ、応答変位の絶対値に差は見られるものの、各

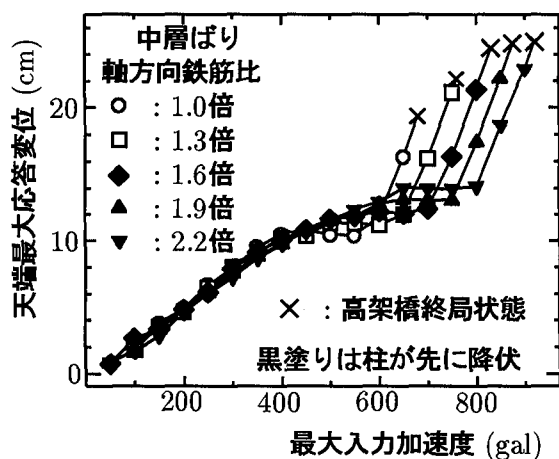


図-7 最大入力加速度と天端最大応答変位の関係 (JMA 波形)

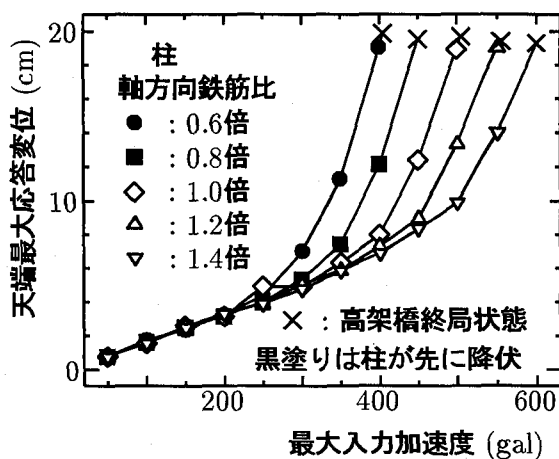


図-9 最大入力加速度と天端最大応答変位の関係 (EKB 波形)

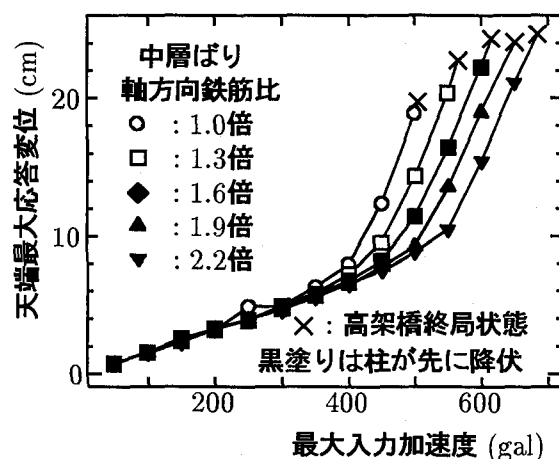


図-8 最大入力加速度と天端最大応答変位の関係 (EKB 波形)

鉄筋比に対する最大入力加速度と天端応答変位の関係はほぼ同じ傾向を示したため、ここでは EKB 波形に対する解析結果を示した。

まず、高架橋が終局に至る最大入力加速度 (図中、×印の時の最大加速度) に着目する。図-7および図-8において中層ばりの剛性を大きくすることで、高架橋はより大きい規模の地震に耐えることができることがわかる。また、図-8および図-9を比較すると中層ばりの剛性を变化させた時に比べて、柱の剛性を变化させた方が天端最大応答変位への影響が大きいといえる。これは JMA 波形を入力したときも同じ傾向となった。なお、図-7~9の解析では各部材ともせん断降伏は生じていなかった。

この結果、部材の降伏過程によらず、中層ばりおよび柱の剛性を大きくすることで高架橋の耐震性能を大きく向上させることができるといえる。しかしながら、剛性の増分による応答変位への影響は各部材毎に異なり、合理的に応答変位をおさえるためには、各部材の剛性のバ

ランスとそれに伴う降伏過程の相違を考慮することが必要と思われる。この降伏過程や部材間の剛性の比に着目した解析については 4.3 で述べる。

なお、図-7および図-8を比較すると、EKB 波形を入力した時は最大入力加速度を大きくするに従い天端最大応答変位が大きくなり、中層ばりの剛性を大きくするとすべての加速度レベルにおいて応答変位を低減できた。しかし、JMA 波形を入力した時は、最大入力加速度が 450gal より大きい一定の範囲において天端最大応答変位が増加しておらず、さらに入力加速度を大きくすると再び天端応答変位が急激に増加している。また、最大入力加速度が 450gal~600gal の範囲の場合には、中層ばりの剛性が大きい方が応答変位が大きくなった。この原因は、高架橋の損傷に伴う固有周期の長期化と地震動特性が影響を及ぼしているためと考えられる。このことに関しては次節で考察した。

(3) 部材損傷に伴う高架橋の固有周期の長期化と入力地震動特性の関係

前節で示したように JMA 波形を入力した場合と EKB 波形を入力した場合では天端最大応答変位が異なっており、JMA 波形を入力した場合にはある範囲では地震動の規模を大きくしても応答変位が増加しなかったり、中層ばりの剛性を大きくするとある特定の地震動の規模で天端応答変位が大きくなるがあった。そこで、この原因として考えられる高架橋の損傷に伴う固有周期の長期化と地震動特性の関係について考察した。

図-7および図-8において使用した高架橋モデルの初期固有周期は、1次固有周期で 0.39~0.43 秒、2次固有周期は約 0.071 秒であった。コンクリート部材はコンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏、およびその後の塑性化によって剛性が低下し固有周期が長期化することが知られている。そこで、各部材が損傷した後の高架橋の固有周期を評価するために、各部材の降伏剛性および最大変位時の等価剛性を用いて固有周期を検討した。まず降伏

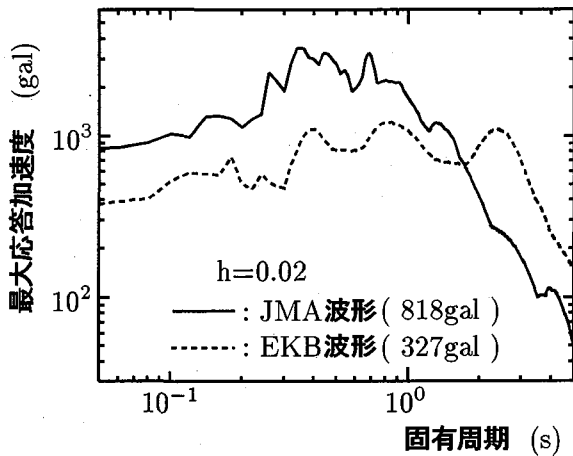


図-10 加速度応答スペクトル

剛性を用いた場合の固有周期は0.55~0.59秒であった。次にJMA波形を最大入力加速度450gal~600galで入力した場合の最大塑性時の等価固有周期を算定したところ、中層ばりの軸方向鉄筋比を変化させた各高架橋モデルにおいて0.76~0.78秒となった。ここで、質量は2層部分が非常に大きく、最大塑性率を用いて求めた2次の等価固有周期も0.13秒前後までしか変化しないため、振動モードは1次モードが卓越すると判断し、1次固有周期に着目することとした。

次に各入力地震波の特性を加速度応答スペクトルに代表させて評価することにする。JMA波形およびEKB波形の加速度応答スペクトルを図-10に示す。図-10によるとJMA波形の加速度応答スペクトルの卓越周期は0.3~0.4秒と0.7秒付近である。また、EKB波形の加速度応答スペクトルは周期が0.8~0.9秒付近でピークを有している。

JMA波形は0.7秒付近のピークを越えると応答加速度は小さくなっている。地震動の早い段階で高架橋の固有周期が応答加速度のピークを越える領域まで長期化するとその後の地震動に対する応答が低減されることが考えられる。図-7において、最大入力加速度が450gal~600galでは地震動の規模を大きくしても天端最大応答変位があまり増加していないが、その原因は地震動の早い段階で各部材が損傷することにより高架橋の等価固有周期がJMA波形の卓越周期を越えたためと考えられる。また、中層ばりの剛性を大きくすることで天端最大応答変位が大きくなっている。この場合の各部材の損傷を検討したところ、中層ばりの剛性が小さい場合は中層ばりが主に損傷し、中層ばりの剛性が大きい場合は柱が主に損傷していた。このように損傷の仕方は異なるがその時の等価固有周期は前述したとおり0.76~0.78秒となり、どの高架橋モデルも同程度まで固有周期が延びていた。中層ばりの損傷よりも柱の損傷の方が応答変位に及ぼす影響が大きいと考えられるため、この加速度区分においては中層ばりの剛性が小さい方が応答変位が小

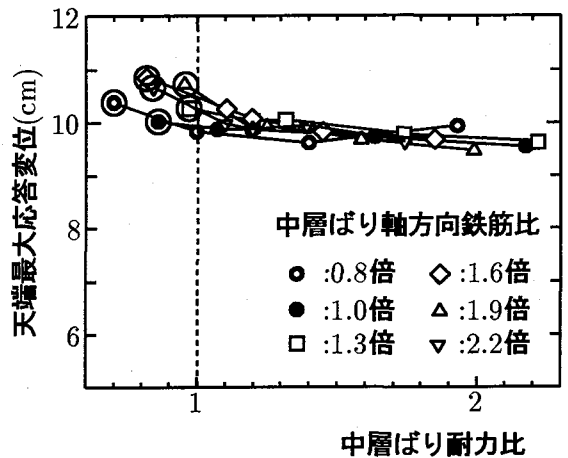


図-11 中層ばりの耐力比が高架橋天端最大応答変位に及ぼす影響 (JMA 波形)

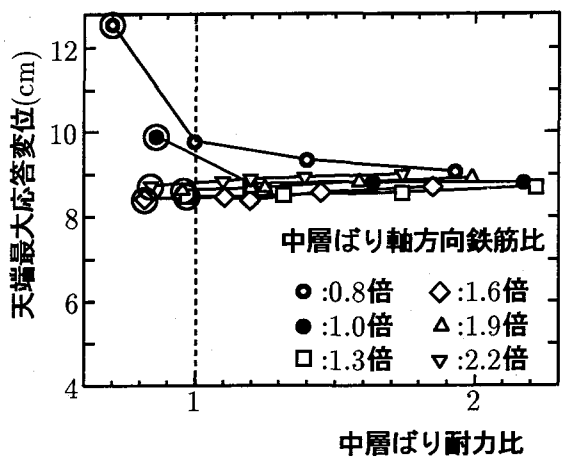


図-12 中層ばりの耐力比が高架橋天端最大応答変位に及ぼす影響 (JRT 波形)

さくなったものと考えられる。また、600galより入力加速度が大きくなると、同じように各部材を損傷させて固有周期を長期化させるにしても、地震動の早い段階で各部材が非常に大きく塑性化する。よって、最大入力加速度が600galより大きい場合、単に固有周期を延ばすのではなく早い段階での大きな外力に対しても十分耐えられるように中層ばりの剛性を大きくして、高架橋の応答変位を低減する必要がある。

次にEKB波形については、図-8より中層ばりを強くすることで柱の塑性率を低減でき、結果として応答変位を低減できる。図-10からEKB波形では、部材損傷に伴い、高架橋の固有周期が変化すると考えられる範囲内では応答加速度は低減することなく、むしろ長周期側に大きなピークがある。よって、この波形の場合はできる限り固有周期を延ばさないように高架橋全体の剛性の大きい高架橋、すなわち中層ばりの剛性を大きくした高架橋の方が応答変位が小さいと考えられる。

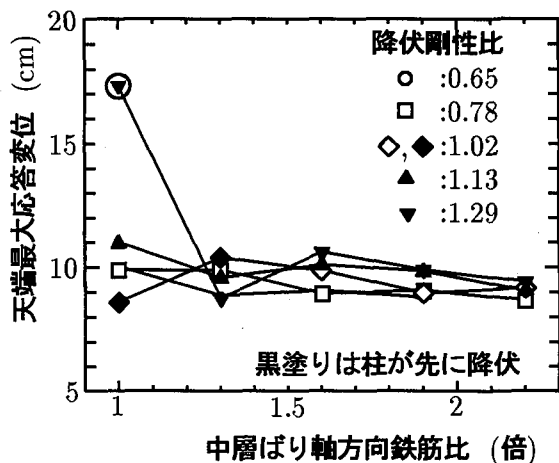


図-13 柱と中層ばりの降伏剛性比と天端最大応答変位との関係 (JMA 波形を 409gal に縮小)

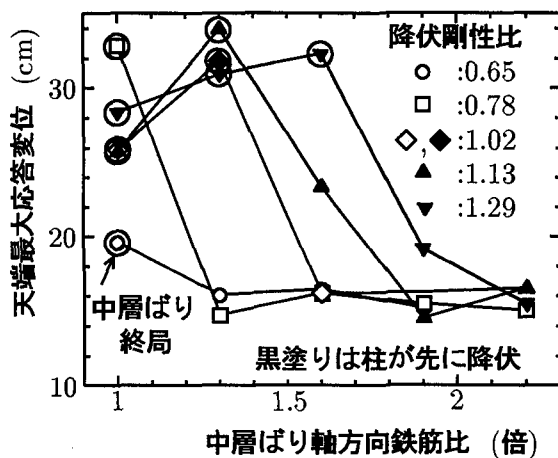


図-14 柱と中層ばりの降伏剛性比と天端最大応答変位との関係 (JMA 波形 818gal)

4.2 中層ばりの耐力比が高架橋応答に及ぼす影響

次に、中層ばりの耐力比、つまり破壊モードと部材変形能に着目して中層ばりの軸方向鉄筋比およびせん断補強鉄筋比を増減させ、これらが高架橋の天端応答変位への影響について解析した。

(1) 解析方法

解析対象高架橋モデルは、柱の諸元はすべて同一とし、中層ばりの軸方向鉄筋比およびせん断補強鉄筋比のみを増減させた。4.1 ではせん断補強鉄筋比は中層ばりの軸方向鉄筋比の増加にあわせ耐力比を一定となるように増加させた。しかし、ここでは軸方向鉄筋比は基準高架橋に対して 0.8 倍、1.0 倍、1.3 倍、1.6 倍、1.9 倍、2.2 倍と変化させ、それぞれに対しせん断補強鉄筋比を様々に変化させることで中層ばりの耐力比の異なる高架橋モデルを設定し解析を行った。なお、解析対象の基準高架橋は設計水平震度 0.25 に対して設計されており、図-7~9 から明らかなように、兵庫県南部地震で得られた原波形を入力した場合には高架橋は破壊に至りその応答性状を捉えることができない。そこで、各入力地震波は、各時刻歴での値を単純に 1/2 に縮小したものをを用いて解析を行った。

(2) 解析結果

まず、JMA 波形および JRT 波形を入力して得られた結果を図-11 および図-12 に示す。なお、中層ばりにせん断降伏が生じた場合には、各図においてその記号に丸印を付けた (◎など)。また、EKB 波形を入力地震波として解析を行ったところ、応答値の絶対値に差は見られるが、JRT 波形を入力した場合とほぼ同じ傾向の結果を得た。さらに、これ以降の全ての解析においても、EKB 波形を入力した場合の応答変位の推移は、JRT 波形と同一の傾向を示した。そこで、これ以降の解析結果は、入力地震波として JRT 波形および JMA 波形を用いた場合の結果のみを示している。

さて、図-11 から、中層ばりの軸方向鉄筋比を基準高

架橋に対して定数倍した各モデルにおいて、耐力比が 1 より小さい場合には中層ばりにせん断降伏が生じていることがわかる。また、軸方向鉄筋比が一定で、中層ばりがせん断降伏しない範囲ならば、耐力比を大きくすれば天端最大応答変位をいくらか低減できる。しかしながら、天端最大応答変位の低減の程度は小さく、中層ばりの耐力比を基準高架橋以上に大きくすることは高架橋の耐震性能の向上に貢献していないといえる。入力地震波が JRT 波形の場合の結果も図-12 に示すようにほぼ同様の結果を得た。従って、解析対象とした 2 層ラーメン高架橋では、中層ばりの耐力比の天端応答変位への影響は小さく、せん断降伏を許さない程度の耐力比を与えておけば、耐震性能上問題ないといえる。また、各入力地震波の最大入力加速度を増加させた解析を行ったが、やはり図-11 および図-12 と同様に耐力比の増加に伴う天端最大応答変位の低減は見られなかった。なお、ここで使用した各高架橋モデルでは柱のせん断降伏は生じなかった。

4.3 中層ばりと柱の剛性の比が高架橋応答に及ぼす影響

本節では中層ばりと柱の鉄筋比を同時に変化させ、異なる降伏過程をもつ高架橋を準備した。そして、中層ばりと柱の降伏剛性比 (中層ばりの曲げばねの降伏剛性 / 下柱の曲げばねの降伏剛性) に着目して解析を行った。柱の降伏剛性として下柱の値を用いた理由は下柱が上柱に比べて作用軸力や柱の長さが大きく、下柱によって損傷が代表されると考えたためである。そして、中層ばりの剛性の変化に伴い降伏剛性比を一定に保つように、下柱の剛性も変化させた各高架橋モデルに対して解析し、部材の降伏過程が高架橋の応答に与える影響を検討した。その際には、上柱は下柱と同一の配筋を有するものとした。

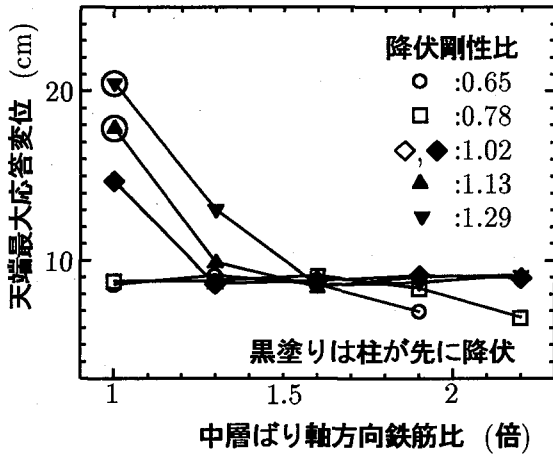


図-15 柱と中層ばりの降伏剛性比と天端最大応答変位との関係 (JRT 波形を 321gal に縮小)

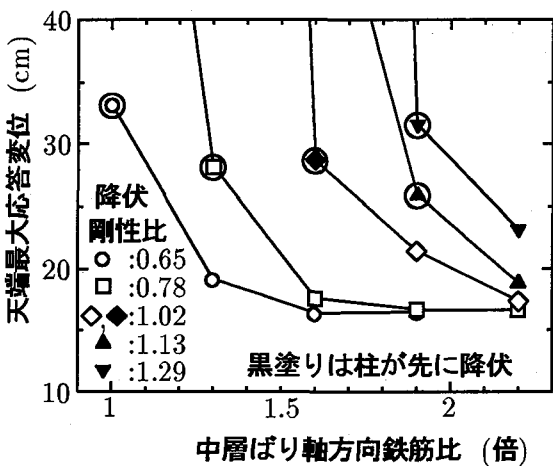


図-16 柱と中層ばりの降伏剛性比と天端最大応答変位との関係 (JRT 波形 642gal)

(1) 解析方法

解析において、中層ばりの軸方向鉄筋比を基準高架橋のその 1.0 倍、1.3 倍、1.6 倍、1.9 倍、2.2 倍と変化した高架橋に対して、それぞれ、柱と中層ばりの降伏剛性比が 0.65、0.78、1.04、1.13、1.29 となるように柱の軸方向鉄筋比も変化した高架橋モデルを用いた。この時の各部材のせん断補強鉄筋比は、中層ばりの耐力比が高架橋応答に与える影響が小さかったことを考慮して、柱と中層ばりともに基準高架橋と同じ耐力比となるように増減させた。

(2) 降伏剛性比と部材の降伏過程が高架橋応答に及ぼす影響

JMA 波形、JRT 波形の各時刻歴での値をそれぞれ単純に 1/2 に縮小して入力した場合と実地震波を入力した場合について解析を行った。JMA 波形に対する結果を図-13および図-14に、JRT 波形に対する結果を図-15および図-16にそれぞれ示す。解析において、高架橋の終局状態はある部材が終局状態に至った時と定義し、終局状態に至った高架橋モデルについては記号を丸

表-3 部材の降伏過程

降伏剛性比	部材の降伏過程
0.65	中層ばり → 下柱 (下端) → 上柱 (上端)
0.78	中層ばり → 下柱 (下端) → 上柱 (上端)
1.02	中層ばり, 下柱 (下端) → 上柱 (上端)
1.13	下柱 (下端) → 中層ばり → 上柱 (上端)
1.29	下柱 (下端) → 中層ばり → 上柱 (上端)

印で囲んだ。その際、中層ばりのみが終局状態に至っているものに対しては、図中にその旨を記述し、柱が終局状態に至ったものに対しては丸印で囲むのみで何も記述していない。また、各降伏剛性比を設定した際の部材の降伏過程 (各部材における曲げ降伏の形成順序) を表-3に示した。表-3は入力地震波や各部材の鉄筋比によらず、降伏剛性比が同一の時にたどる降伏過程である。ただし、降伏剛性比が 1.02 の時の高架橋モデルの場合には、中層ばりと下柱の耐力の相違により中層ばりの降伏と下柱下端の降伏の発生順序が異なることがあった。

図-13および図-15では各部材の剛性の大小が高架橋の応答に与える影響はほとんどみられなかった。これは、この規模の地震に対してはほとんどの解析モデルが十分な耐震性能を有しているため、あるいは、概ね、中層ばりの降伏を先行させる場合の方が応答変位を抑えることができる傾向にあるためと考えられる。

そこで、降伏剛性比と部材の降伏過程の相違による高架橋応答への影響を検討するために JMA 波形および JRT 波形の原波形を入力した場合の解析結果をそれぞれ図-14、図-16に示した。図-7と図-14の比較から、中層ばりの剛性と同時に柱の剛性も高め、さらに図-14、図-16から中層ばりが先に降伏するように柱の剛性を増加させることにより、天端最大応答変位を効果的に低減できることがわかる。このことを吸収エネルギーの面から検討した。なお、吸収エネルギーは、履歴ループの囲む面積とした。降伏剛性比を小さくするにつれ、高架橋全体が吸収できるエネルギーの内、中層ばりが吸収するエネルギーの割合が大きくなった。よって、中層ばりを先に降伏させた後の塑性域でのエネルギー吸収により、柱部材の損傷が低減され天端最大応答変位も低減されたのではないかと考えられる。また、原波形では JMA 波形よりも JRT 波形の方が地震動の規模は小さいにもかかわらず、同じ高架橋モデルに対して応答変位が大きくなっている。これは前節で述べたように入力地震動の特性によるものと考えられるが、入力地震動の特性が異なっても中層ばりの降伏が柱よりも先行するような

高架橋の方が天端最大応答変位が小さいことがわかる。

しかし、柱の剛性だけを大きくし、単に中層ばりが先に降伏するような高架橋では合理的に耐震性能を向上させることはできない。また、図-14および図-16から柱部材の降伏が先行する場合でも、中層ばりの軸方向鉄筋量を大幅に増加させれば、天端最大応答変位を中層ばりの降伏が先行する場合と同程度に低減させることが可能であると言える。ただしこの場合には、中層ばりのせん断降伏を防ぐために、せん断補強鉄筋量を軸方向鉄筋量の増加にあわせて多量に配筋する必要が生じる。しかも、中層ばりの降伏が先行する場合に比べ、中層ばりの軸方向鉄筋量の相違による天端最大応答変位への影響が大きい。従って、2層ラーメン高架橋の耐震性能を合理的に高めていくためには、中層ばりの降伏が先行するように中層ばりと柱部材の剛性比を設定し、その降伏剛性比の中で天端最大応答変位を小さくおさえることができるように各部材の剛性をともに高めていけばよいということができる。

なおその際には、前節で示したように変形能と相関関係にある中層ばりの耐力比を大きくしても高架橋の応答変位への影響が小さいことから、中層ばりの剛性を大きくする中でせん断降伏が生じない程度のせん断耐力を与えればよいといえる。

5. 耐震設計への適用

本研究では、兵庫県南部地震で観測された3つの入力地震波を用いて、RC2層ラーメン高架橋を対象に中層ばりの耐力比や中層ばりと柱の降伏剛性比に着目して中層ばりおよび柱の軸方向鉄筋比とせん断補強鉄筋比を変化させた解析を行い、高架橋の応答を小さくするための各部材の損傷のあり方について検討した。その結果、中層ばりの耐力比は1より大きければせん断降伏しないが、それ以上の耐力比の向上は応答の低減に効果がないことがわかった。また、中層ばりと柱の剛性比によって柱と中層ばりのどちらの降伏を先行させるかを判定することが可能であり、中層ばりを先に降伏させるように各部材の剛性および耐力を設計していくことで高い安全性を有する高架橋となることがわかった。つまり、限られた3つの入力地震波からの結果であるが、中層ばりをせん断降伏しない程度に耐力比を設定すること、および中層ばりと柱の剛性の比は中層ばりの降伏先行となるように設定することによって、高架橋の応答変位を効率よく低減させることが可能になるといえる。

しかし、入力地震動毎に応答変位の大きさは異なり、同じ高架橋でも地震動の特性によっては損傷が大きくなる可能性があることや、高架橋の固有周期の長期化が影響を及ぼす場合があることがわかった。従って、設計に際しては、高架橋の長周期化の影響や、建設地点の地盤種別(地盤の固有振動特性)および地震動の周期特性な

どにも十分に配慮する必要がある。

将来的に2層ラーメン橋脚の耐震設計において地震時保有水平耐力法のような静的解析を導入する場合にも、その降伏過程を考慮することは重要であり、さらに本研究で提示したような地震波毎の応答変位の相違をどのように設計に反映させるかについて、今後検討していく必要があると思われる。

6. 結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

1. 中層ばりの耐力比がせん断降伏しない範囲にある場合、せん断補強鉄筋比の増加に伴う変形能の向上は高架橋の応答の低減に関しあまり有効ではない。
2. 部材の降伏過程は地震波によらず中層ばりや下柱、上柱などの剛性の比によって判定することができる。
3. 部材の降伏過程として柱より中層ばりの降伏が先行する高架橋の場合、柱の降伏が先行する場合に比べ、高架橋の応答変位を小さく抑えることができる。よって2層ラーメン高架橋の設計では単に想定地震力に耐えることのできる部材耐力を考慮するだけでなく、その降伏過程を検討することで合理的な設計が可能になると思われる。
4. RC2層ラーメン高架橋の損傷に伴う固有周期の長周期化の影響は入力地震動の特性によって異なる。
5. 想定入力地震動の特性や規模によって各部材の剛性および耐力を変化させることが望ましい。

参考文献

- 1) 例えば、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査, 1995.3
- 2) 土木学会: 平成8年制定, コンクリート標準示方書(耐震設計編), pp.6-15, 1996.3.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 平成8年(1996)
- 4) 町田篤彦, 睦好宏史, 鶴田和久: 地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の弾塑性応答に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.117-126, 1987.2
- 5) 土木学会: 平成8年制定, コンクリート標準示方書(設計編), pp.60-61, 1996.3.
- 6) Wilson. E.L. and J.Penzien: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4, pp.5~10, 1972.
- 7) Giberson. M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, ASCE, Vol.95, ST2, pp.137~157, 1969.
- 8) Newmark, N.M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. of ASCE, Vol.85, No. EM3, pp.67~94, 1959

(1998年9月18日受付)