

RC2 層ラーメン高架構造の地震応答に及ぼす 軸方向およびせん断補強鉄筋比の影響

Influence of the Ratio of Longitudinal and Shear Reinforcements
on the Dynamic Behavior of RC 2-Story Viaduct

鈴木 基行*・砂金 伸治**・秋山 充良***・田中 慎介****

Motoyuki SUZUKI, Nobuharu ISAGO, Mitsuyoshi AKIYAMA and Shinsuke TANAKA

*正会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

**正会員 工修 建設省土木研究所トンネル研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭 1 番地)

***正会員 工修 日本工営(株) (〒102 東京都千代田区麹町 5 丁目 4 番地)

****学生会員 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

The purposes of this study are to study the behavior of RC-2 story viaducts and to consider the effect of the damage of their members on the seismic performance of such structures with various amounts of main reinforcements during different strong earthquake waves. The following results were derived from this study: (1) The increase of the amount of longitudinal bar of column can reduce the damage of both column and middle height beam and the deformation of RC 2-story viaduct, and (2) The increase of the amount of longitudinal bar of middle height beam causes shear failure in such member, so it is necessary to increase that shear reinforcement in such condition. (3) The damage of middle height beam affects the deformation of RC 2-story viaduct.

Key Words : RC 2-story viaduct, yield process, ductility factor, seismic design

1. はじめに

1978 年 6 月の宮城県沖地震により、当時建設中の東北新幹線の RC2 層ラーメン高架橋に大きな被害を生じた。特に、宮城県内の新幹線建設地点においては 2 層ラーメンが多く存在し、その 2 層ラーメン高架橋の中層横ばり(以下中層ばりと略)にひびわれなどの被害が生じた¹⁾。その後、この種の高架橋について様々な研究²⁾が行われてきたが、それらは高架橋の地震時挙動の解析にとどまり、設計理念を提示するには至らなかった。また、1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震により、再びこのような高架構造物に大きな被害が生じ、しかも、その被害程度は宮城県沖地震時のそれに比べるとはるかに大きいものであった。その原因として特に、構造物の応答に対する降伏後の挙動のメカニズムの相違による影響および構造部材の損傷が構造系全体に与える影響が不明確であることが報告されている³⁾。

本研究では、これらの状況をふまえ、RC2 層ラーメン高架構造を対象に、高架橋の構成部材の軸方向主鉄筋および腹鉄筋などの主鉄筋量が部材損傷に与える影響、および部材損傷が高架橋全体の地震時挙動に与える影響を解析的に検討することを目的としたものである。すなわち、RC2 層ラーメン高架橋の柱あるいは中層ばりの軸方向主鉄筋量を変化させ、複数の強震波形を用いて地震応答解析を行い、部材の降伏形態(すなわち、構成部材の曲

げ降伏とせん断降伏のどちらが先行するか)や降伏過程を明らかにし、その降伏過程毎に高架橋の地震時の応答がどのように変化するのかを調べた。また、各部材のせん断補強鉄筋量の影響についても同様の検討を行った。これらの検討結果を踏まえ、この種の構造物の耐震設計上の留意点について考察を行った。

2. 既往の研究とその問題点

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⁴⁾では、RC ラーメン高架橋に関して、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の断面力の伝達の考慮法などが述べられている。しかし、現行道路橋示方書では、不静定力の存在が挙動に及ぼす影響については具体的な言及がなされていない。このように、現在までのところ、RC 不静定構造物はその地震時挙動の複雑さのために、部材損傷を評価する手法が確立されていないのが現状である。

2.2 部材安全度(靱性率)

橋脚や高架橋などの RC 構造において、耐震安全性を考える場合は、部材のせん断降伏より曲げ降伏を先行させることが必須であり、曲げ破壊を先行させるように設計されなければならない。兵庫県南部地震における RC

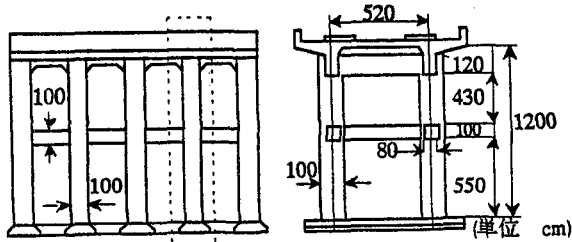


図-1 解析対象ラーメン

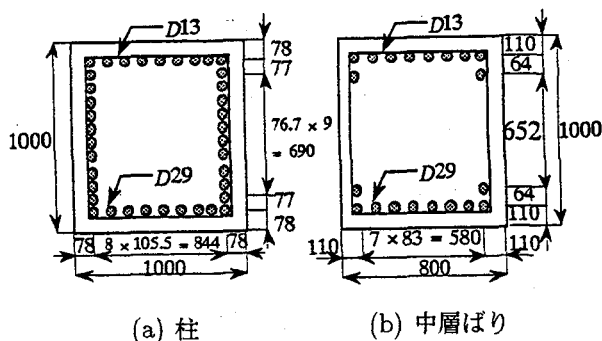


図-2 断面における配筋状態 (mm)

構造物の被害を受け、次式で表される部材のせん断耐力と曲げ耐力の比を用いて、靱性率を評価する試みがなされている⁵⁾。本論文では、式(1)で定義される耐力比を部材安全度と呼ぶことにする。

$$\gamma_0 = \frac{V \cdot a}{M} \quad (1)$$

ここに、 γ_0 ：部材安全度、 V ：せん断耐力、 a ：せん断スパン、 M ：曲げ耐力

この部材安全度から部材の降伏モードが判定でき、 γ_0 が1.0以下になる場合には、せん断降伏が先行するとされてきた。しかし、石橋ら⁵⁾は、RC柱の地震応答解析結果から、曲げ降伏を保証するために、この γ_0 の値を若干低減でき、0.9～1.0に設定が可能であるとしている。部材の降伏モード、さらには破壊モードは、この γ_0 の値で大略判定できるものとされ、今後の耐震設計において重要なパラメータとなるものと思われる。

3. 解析方法

3.1 高架橋モデル

本研究で、対象としたのは図-1に示すように東北新幹線標準設計の高さ12mの線路直角方向のRC2層ラーメン高架橋である。このRC2層ラーメン高架橋を橋軸直角方向について1スパン(図-1の点線囲み部分)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、2質点系にモデル化を行い、それをマトリクス法で解析した。各層の質量は、1層目(下層)は6.78 tf・s²/m、2層目(上層)は23.27 tf・s²/mであった。この高架橋は水平設計震度 $k_h = 0.25$ として設計され、柱の断面寸法

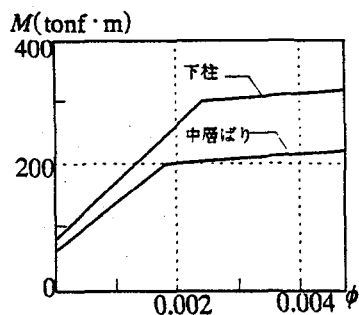


図-3 下柱・中層ばりの曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係

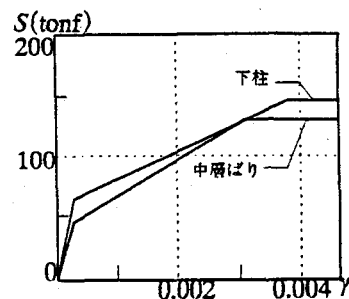


図-4 下柱・中層ばりのせん断力S-せん断変形角 γ

は、上柱・下柱ともに100cm×100cm、中層ばりでは高さ100cm×幅80cmである。柱および中層ばりにおける軸方向鉄筋の配筋状態を図-2(a)および(b)にそれぞれ示す。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%であった。この標準高架橋のせん断補強筋は、柱および中層ばりともにD13鉄筋を15cm間隔に軸方向鉄筋を取り囲むように垂直に配置されており、せん断補強鉄筋比は柱および中層ばりともに0.17%であった。

3.2 スケルトンカーブ、復元力特性および材料定数

高架橋の挙動を考えるにあたり、曲げモーメント-曲率関係においては、トリリニア型⁶⁾のスケルトンカーブとし、第一折点は曲げひびわれ発生点、第二折点は部材降伏点とした。各折点の座標は静的弾塑性解析により算定した。すなわち、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、また、部材降伏については最外縁引張鉄筋応力度が鉄筋の降伏強度に達した時とした。

せん断力-せん断変形角関係については原点指向型トリリニア型を採用した。それらの座標の算定は文献⁶⁾の方法に従った。なお、降伏後の剛性については十分には解明されていないが、降伏点以降のせん断力の剛性は0と仮定して解析を行った。さらに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。

このようにして得られた図-2の配筋を持つ標準高架橋の曲げモーメント-曲率関係およびせん断力-せん断変形角関係を図-3および図-4にそれぞれ示す。本研究

での復元力モデルは、図-5に示すような Degrading tri-linear モデルを基本とした。除荷時剛性 K_r は塑性変形量によって低下することを考慮して式(2)により算定した。

$$K_r = K_y \left| \frac{\theta_y}{\theta_{max}} \right|^{0.4} \quad (2)$$

また、降伏後剛性 K_p は降伏剛性 K_y に比例するものとし、その比例係数の値はRC 構造物の解析の際に一般的によく用いられている 0.05 とした。また、スケルトンカーブの算定に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料構成則を図-6に示した。図中の各値については表-1および表-2に示した。

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_{sy}	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

3.3 動的解析法

一般に多自由度系の振動方程式は式(3)のように表現される。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = (F_g(\ddot{y})) \quad (3)$$

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以下に各種マトリクスの算定法について述べる。

(1) 質量マトリクス $[M]$

本研究では、集中質量法に基づき、次のような条件で質量マトリクスを算定した。

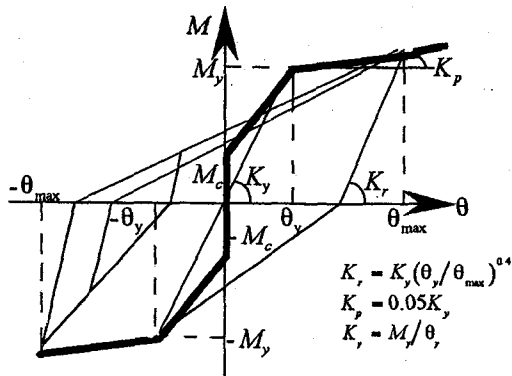


図-5 Degrading Tri-linear モデル

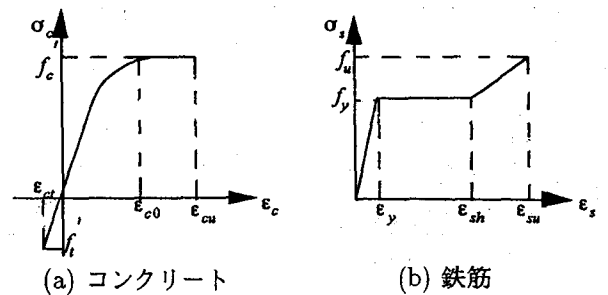


図-6 材料構成則

- 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、中層縦ばり、スラブ、軌道スラブおよび防音壁の質量は1層間分をそれぞれの層に加える。
- 質量間の相互作用はない。

(2) 減衰マトリクス $[C]$

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衰定数を与える方法⁷⁾により、減衰マトリクスを算定した。その際用いるモードベクトルおよび固有振動数は、剛性を初期剛性とし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。

(3) 剛性マトリクス $[K]$

剛性マトリクスを算定するにあたり、比較的簡単に非線形材料特性を考慮できる Giberson モデル⁸⁾を採用し、図-7に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るとすれば、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次のような比例関係がある。

$$\left\{ \frac{M}{Q} \right\} = [K] \left\{ \frac{\theta}{u} \right\} \quad (4)$$

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 $[K]$ は、次式で定義されるマトリクスである。

$$[K] = [C]^T [B]^T [k] [B] [C] \quad (5)$$

ここに、

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

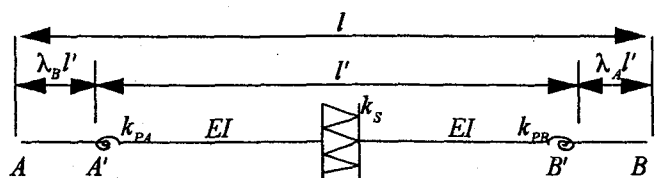


図-7 部材モデル

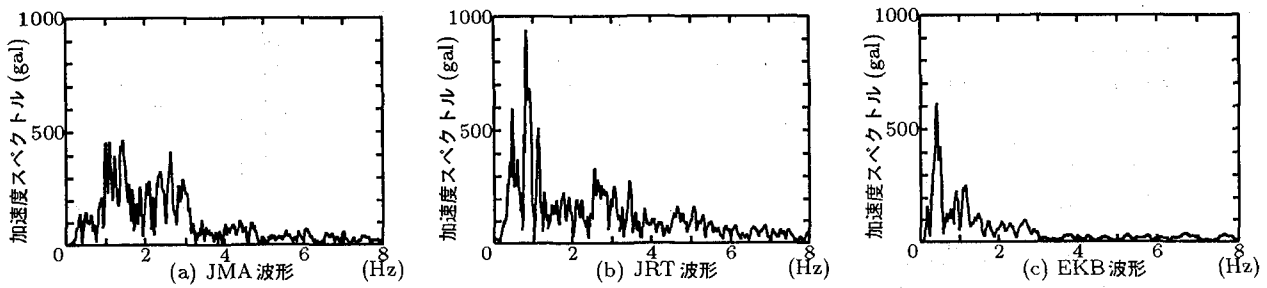


図-8 使用した地震波の加速度スペクトル

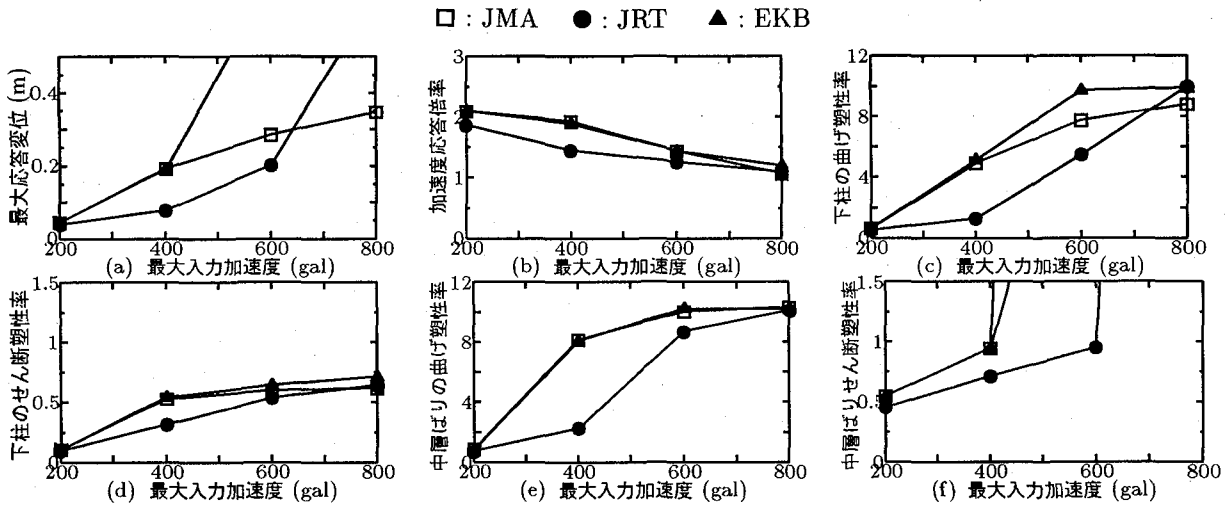


図-9 標準高架橋の地震応答解析結果

$$\begin{bmatrix} 2 + \gamma' + f_B & 1 - \gamma' \\ 1 - \gamma' & 2 + \gamma' + f_A \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} 1 + \lambda_A & 1 + \lambda_B \\ \lambda_A & \lambda_B \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1/l & -1/l \\ 0 & 1 & 1/l & -1/l \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\gamma' = \frac{6EI}{k_s l^2} \quad (9)$$

$$\{f_A, f_B\} = \frac{6EI}{l} \left\{ \frac{1}{k_{PA}}, \frac{1}{k_{PB}} \right\}^T \quad (10)$$

ここに、 l ：部材長さ、 l' ：弾性部分の有効長、 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

(4) 数値積分法

本研究においては、Newmark の β 法⁹⁾ ($\beta = 1/6$) を用い、線形加速度法により計算した。なお計算の刻み時間は 0.002 秒である。

3.4 入力地震波の特性

(1) 使用した強震波形

本研究においては以下に示す 3 種類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)，EW 成分波形
2. JRT 波形：兵庫県南部地震，JR 鷹取 (II 種地盤上)，EW 波形成分
3. EKB 波形：兵庫県南部地震，東神戸大橋 (III 種地盤上)，N78°E 成分波形

表-3 解析対象構造物の固有振動数

軸方向鉄筋比 (増加率) 柱 → ↓ 中層ばり	2.44%	3.17%	3.90%
	標準	(30%)	(60%)
0.80% 標準	1.99, 11.23	2.11, 12.35	2.19, 13.33
1.04%(30%)	2.10, 11.23	2.23, 12.35	2.32, 13.33
1.28%(60%)	2.18, 11.23	2.33, 12.35	2.42, 13.33

(表中左側：1 次固有振動数，右側：2 次固有振動数 単位：Hz)

図-8(a) ~ (c) にそれぞれ使用した地震波の加速度スペクトルを示す。

本研究では、構成部材の主鉄筋量を様々に変化させ解析を行うが、柱および中層ばりの軸方向鉄筋量をそれぞれ図-2の配筋を持つ標準高架橋と比較して 0%、30%、60% 増加させた場合の高架橋の 1 次・2 次固有振動数を表-3に示す。また、柱および中層ばりのせん断補強鉄筋量については、図-2の配筋状態と同一である。

図 10 ~ 12 : □ : 増加なし ● : 20% 増加 ▲ : 40% 増加 × : 60% 増加

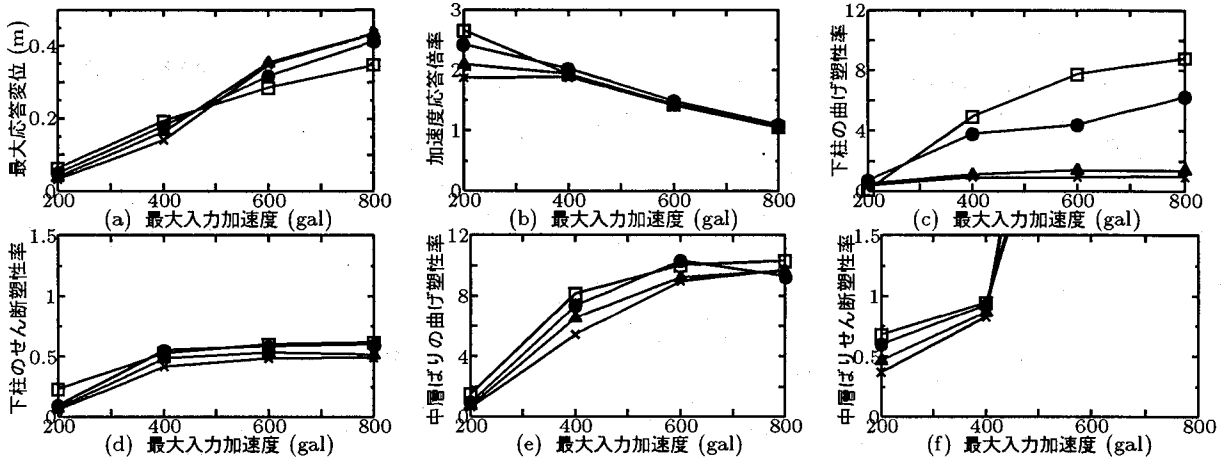


図-10 柱の軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JMA 波形)

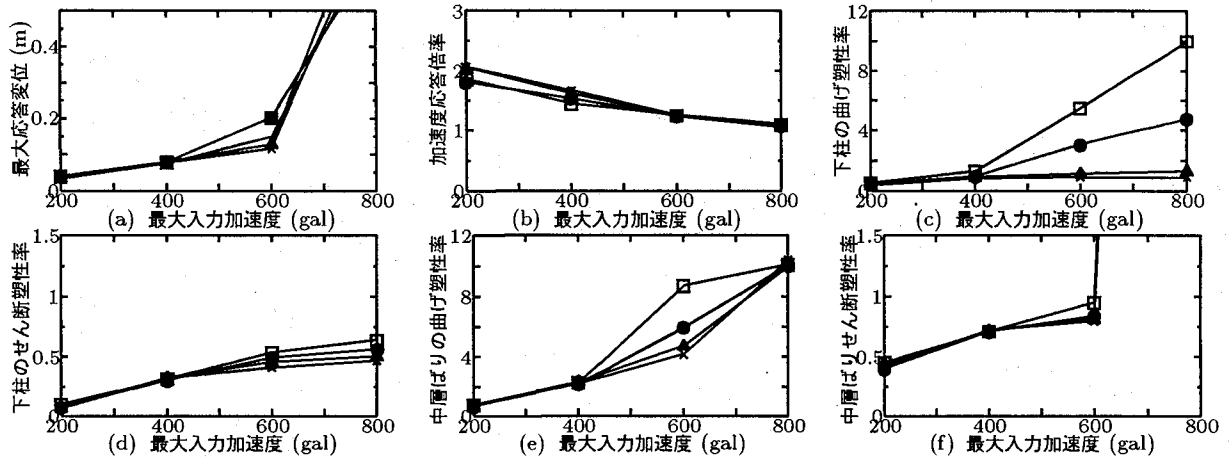


図-11 柱の軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JRT 波形)

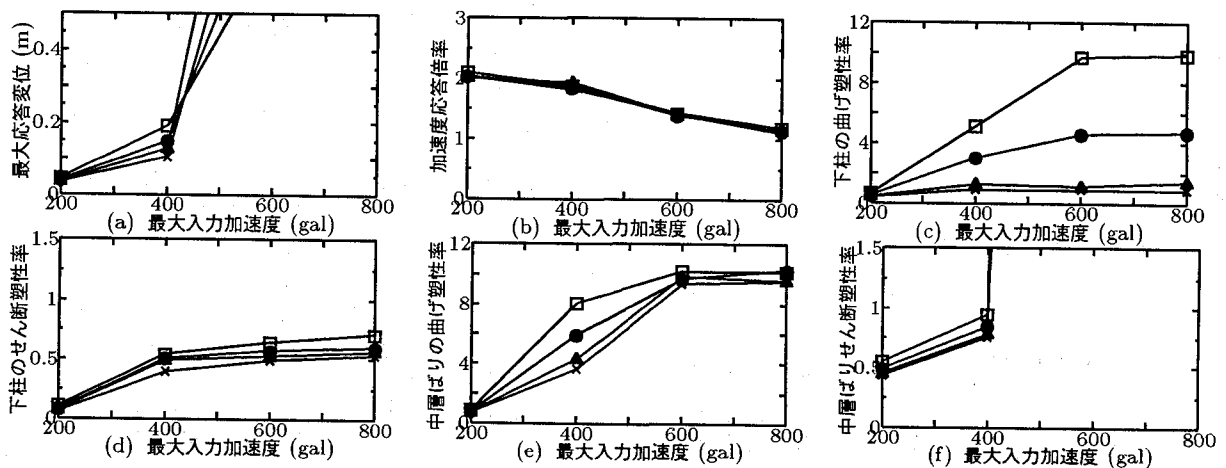


図-12 柱の軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (EKB 波形)

(2) 強震波形の地震応答解析結果

図-2に示した配筋を持つ標準高架橋に対して、前述の3種の強震波形を用いて地震応答解析を行った。それぞれの波形について、最大入力加速度が200, 400, 600および800galとなるように拡大・縮小を行い、前述した

モデルに入力し、高架橋天端位置の最大応答変位および加速度応答倍率、および下柱・中層ばりの曲げ塑性率・せん断塑性率を算定した。それらの応答結果を図-9に示す。なお、本研究においては、下柱が上柱に比べ、その作用軸力や柱の長さが大きいことから、下柱によって柱の

図 13 ~ 15 : □ : 増加なし ● : 20% 増加 ▲ : 40% 増加 × : 60% 増加

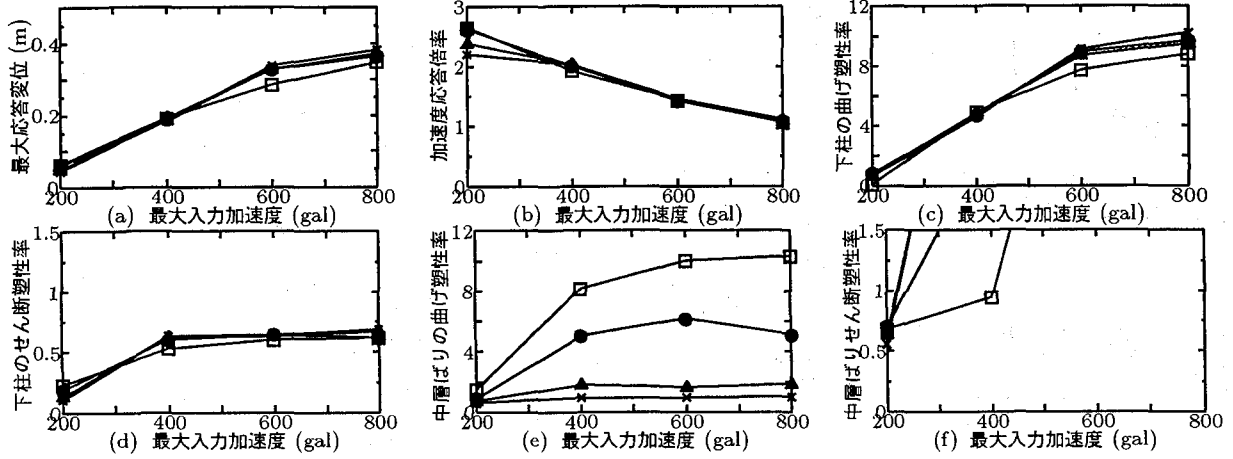


図-13 中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JMA 波形)

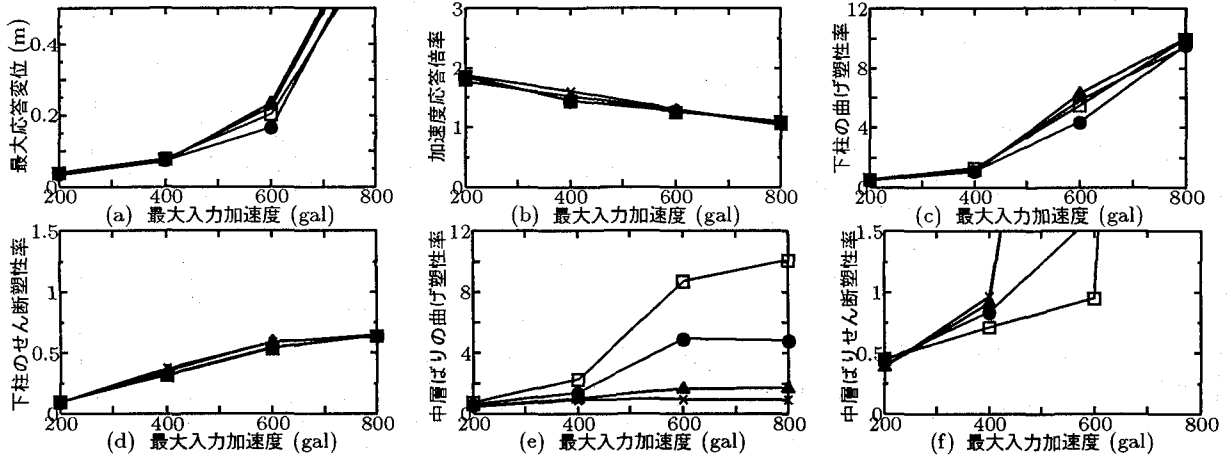


図-14 中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JRT 波形)

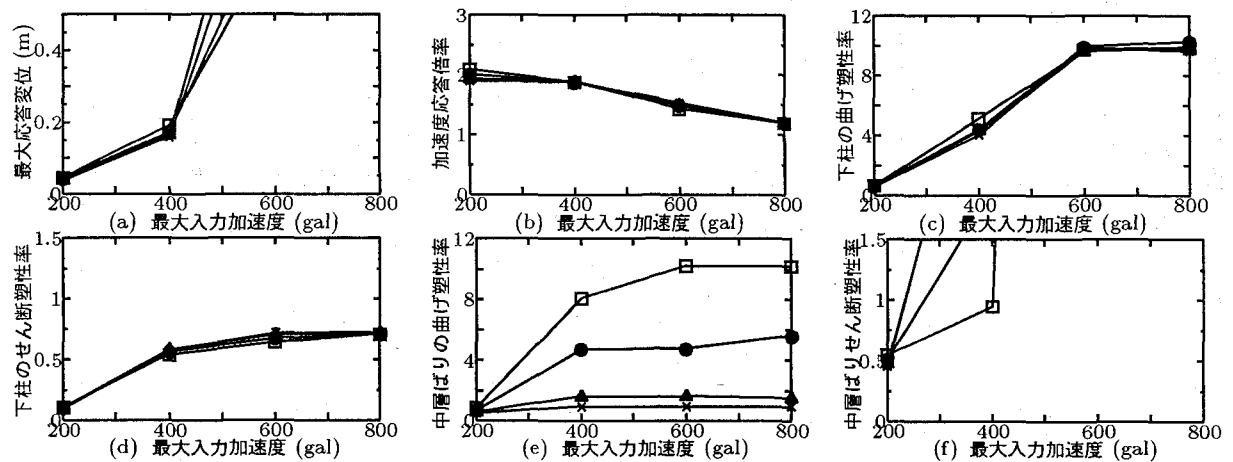


図-15 中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (EKB 波形)

損傷が代表されると判断し下柱のみの結果を記した。

図-9(a)の最大応答変位において入力加速度の増加とともに応答変位の変化の大きい順にEKB波形, JRT波形, そしてJMA波形となった。すなわち, 最大応答変位の解析からは現行の地盤種別分類に準じた通りとなつて

いた。

図-9(b)の加速度応答倍率については, 最大入力加速度が200galでは応答倍率の値が1.7~1.9倍となっていたものが, 800galではその値が1.0~1.1倍となり強震波形の相違による影響はほとんど見られなくなった。

図16～18: □: 増加なし ●: 20% 増加 ▲: 40% 増加 ×: 60% 増加

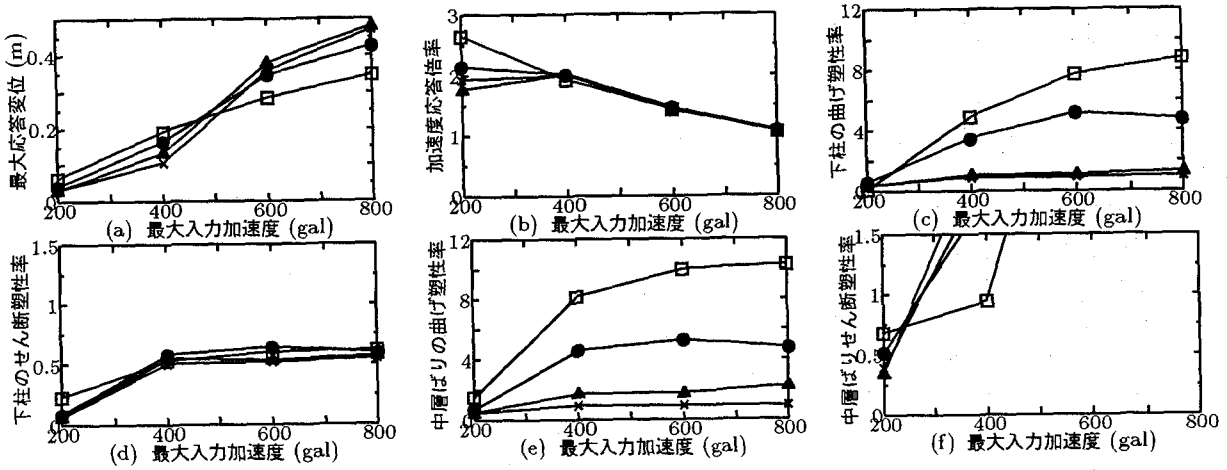


図-16 柱・中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JMA 波形)

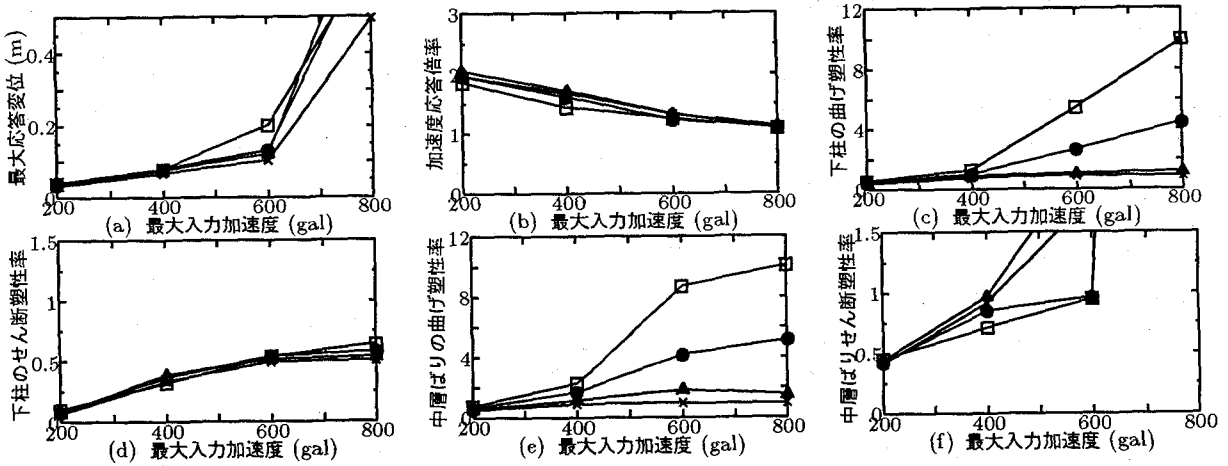


図-17 柱・中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (JRT 波形)

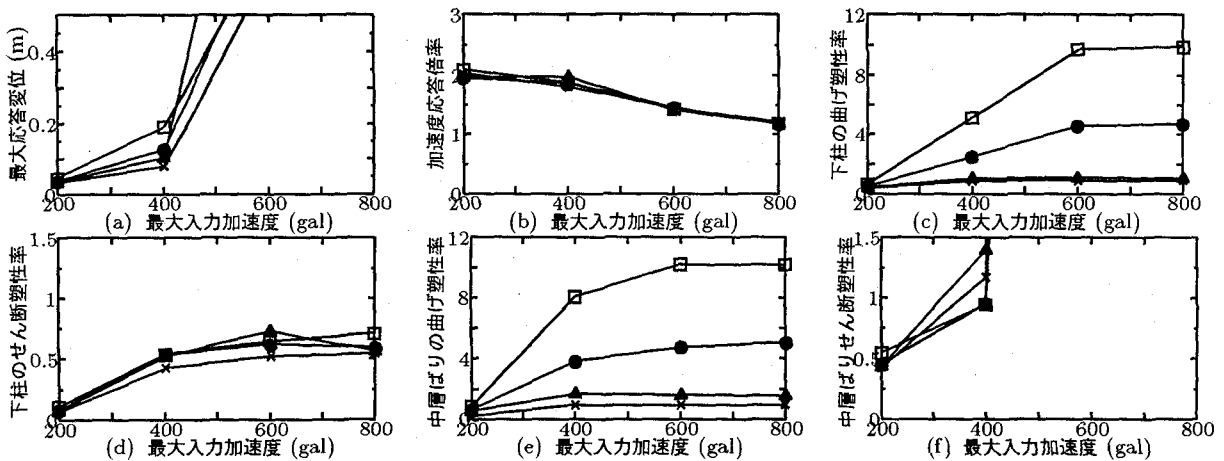


図-18 柱・中層ばりの軸方向鉄筋量増加時の地震応答解析 (EKB 波形)

図-9(c)～(f)は、各部材の塑性率について示したものである。特に中層ばりのせん断塑性率はJMA波形およびEKB波形では最大入力加速度400galで、JRT波形では600galで塑性率の値が1.0を越えている。せん断塑性率は、1.0程度で終局になることが報告されている¹⁰⁾。

従って、兵庫県南部地震の強震波形の最大加速度を同じになるように拡大・縮小して入力した際、高架橋の損傷の大きさはそれぞれの強震波形が観測された地盤種別に必ずしも準じていないことが認められた。また、その他の塑性率を見てもその値の大きい順にJMA波形、EKB波

形, JRT 波形となっていた。

4. 軸方向鉄筋量の高架橋応答に与える影響

本章では柱と中層ばりの軸方向鉄筋量を標準高架橋に比べ増加させた場合、各部材の損傷状態や高架橋の応答変位がどのように変化するかを解析した。具体的には図-2の配筋を持つ標準高架橋の軸方向鉄筋量を基準に、柱および中層ばりの軸方向鉄筋量をそれぞれ10%づつ、最大で60%まで増加させた合計49の高架橋に対して解析を行い、軸方向鉄筋量が高架橋の応答に与える影響を検討した。なお、その際柱および中層ばりのせん断補強鉄筋量は図-2の標準高架橋と同一とした。

4.1 部材損傷に及ぼす軸方向鉄筋量の影響

(1) 部材損傷に及ぼす柱の軸方向鉄筋量の影響

中層ばりの軸方向鉄筋量は変化させず、柱の軸方向鉄筋量を標準高架橋の軸方向鉄筋量に比べ20, 40, 60%増加させたときのJMA波形, JRT波形, EKB波形による応答結果をそれぞれ図-10~12に示した。図-10~12の各(f)図の中層ばりのせん断塑性率から判断して、標準高架橋の解析の場合と同様にJMA波形, EKB波形では400gal, JRT波形では600galを越えると高架橋は終局に達すると考えられる。図-10~12の各(c)図および(e)図より、柱の軸方向鉄筋量の増加に伴い、下柱および中層ばりの曲げ塑性率が減少していくことがわかった。

(2) 部材損傷に及ぼす中層ばりの軸方向鉄筋量の影響

柱の軸方向鉄筋量は変化させず、中層ばりの軸方向鉄筋量を標準高架橋の軸方向鉄筋量に比べ20, 40, 60%増加させたときのJMA波形, JRT波形, EKB波形による応答結果をそれぞれ図-13~15に示した。図-13~15の各(e)図より、柱の軸方向鉄筋量の変化と比較して、中層ばりの軸方向鉄筋量変化時には中層ばりの曲げ塑性率を大きく減少させる事が確認できたが、図-13~15の各(a)~(d)図より最大応答変位や加速度応答倍率、下柱の曲げおよびせん断塑性率の減少への効果はみられなかった。また、図-13~15の各(f)図より、中層ばりの軸方向鉄筋量の増加は、逆に中層ばりのせん断塑性率を増加させることがわかる。標準高架橋の場合、JRT波形, EKB波形では400galで中層ばりのせん断降伏に達していたものが、中層ばりの軸方向鉄筋を増加させると200galで中層ばりのせん断降伏に達することが認められた。同様にJRT波形では、600galで中層ばりのせん断降伏に達していたものが、400galで達することが認められた。

(3) 部材損傷に及ぼす柱および中層ばりの軸方向鉄筋量の影響

柱と中層ばりの軸方向鉄筋を同時に増加させた場合の高架橋への応答の影響をみるために、柱および中層ばり

表-4 強震波形毎の部材降伏の進行過程

地震波	400gal	600gal	800gal
JMA 波形	B	C	高架橋の崩壊
EKB 波形			
JRT 波形	A	B	C
A: 中層ばり曲げ降伏			
B: 中層ばり曲げ降伏 → 柱曲げ降伏			
C: 中層ばり曲げ降伏 → 柱曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏			

表-5 降伏過程の分類

No.	部材降伏過程	
I	中層ばり曲げ降伏 → 柱曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏	
II	中層ばり曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏	
III	柱曲げ降伏 → 中層ばり曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏	
IV	低加速度入力	中層ばり曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏
	高加速度入力	中層ばりせん断降伏 → 柱曲げ降伏, 中層ばりせん断降伏
V	柱曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏 → 中層ばり曲げ降伏	
VI	低加速度入力	中層ばり曲げ降伏 → 柱曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏
	高加速度入力	柱曲げ降伏 → 中層ばりせん断降伏
VII	中層ばりせん断降伏	

表-6 部材諸元毎の降伏過程

軸方向鉄筋比 (増加率)			3.17%	3.66%
→ 柱	2.44%	2.68%	2.93%	3.17%
	(0%)	(10%)	(20%)	(30%)
↓ 中層ばり			3.42%	3.90%
			(40%)	(60%)
0.80%(0%) ~ 1.04%(30%)	I		II	
1.12%(40%)	III		IV	
1.20%(50%) ~ 1.28%(60%)	V		VI	VII

の軸方向鉄筋量をそれぞれ同時に20, 40, 60%増加させた時のJMA波形, JRT波形, EKB波形による応答結果をそれぞれ図-16~18に示した。図-16~18の各(c)および(e)図から柱と中層ばりの軸方向鉄筋量の増加により、下柱および中層ばりの曲げ塑性率の大幅な低減が認められた。しかし、本研究からは増加率が40%と60%ではその低減の効果に有意な差はみられず、しかも中層ばりの軸方向鉄筋量を増加させた場合と同様に中層ばりのせん断降伏を引き起こす最大入力加速度レベルが小さくなることがわかった。

4.2 降伏過程の分類

図-10~18を算定した際に、最大入力加速度毎にどのように降伏過程が変化したのかを地震波毎に調べた。1つの例として柱の軸方向鉄筋量の増加率を20%とし、中層ばりの軸方向鉄筋量を変化させなかった場合のJMA

図19～21: □: 50% 減少 ●: 増加なし ▲: 100% 増加 ×: 200% 増加

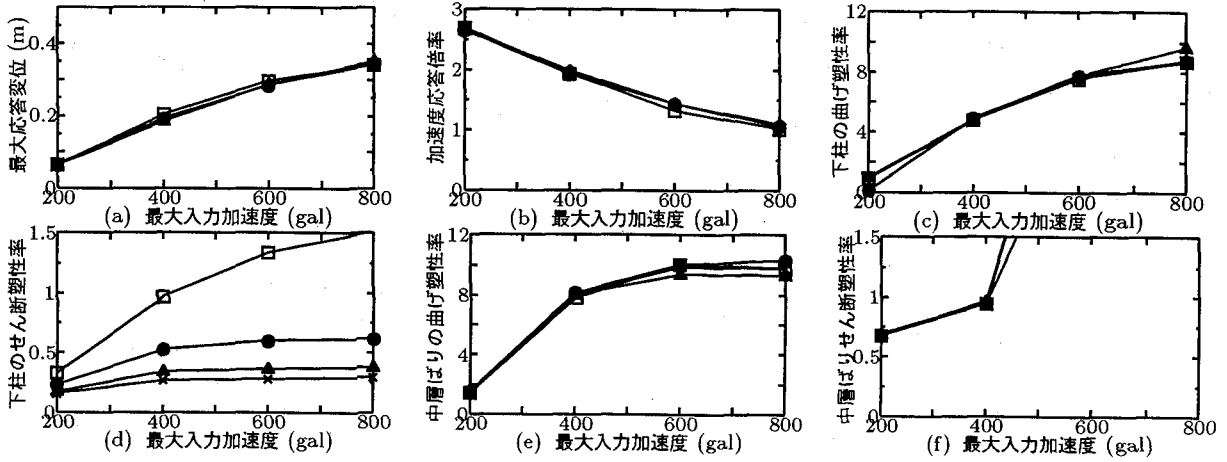


図-19 柱のせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (JMA 波形)

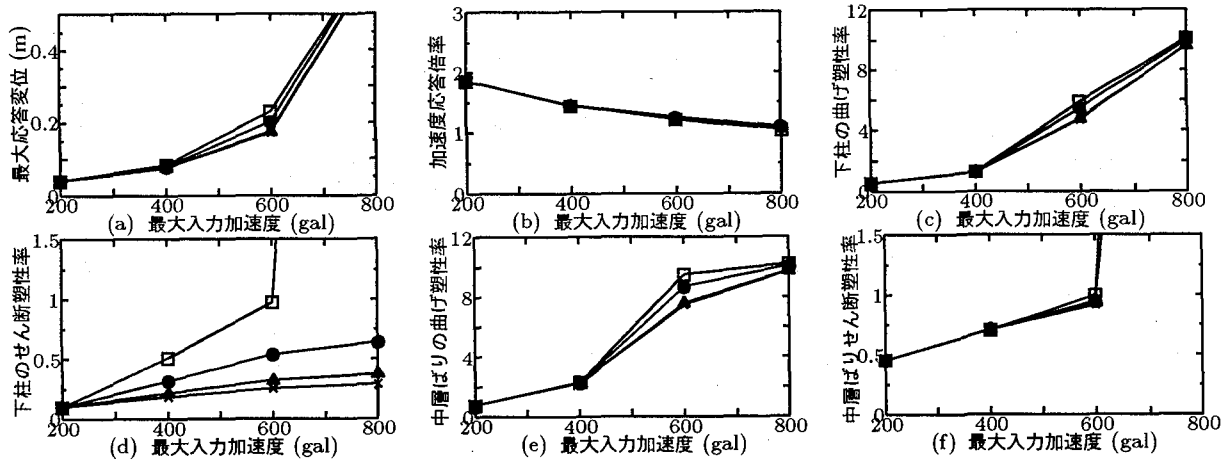


図-20 柱のせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (JRT 波形)

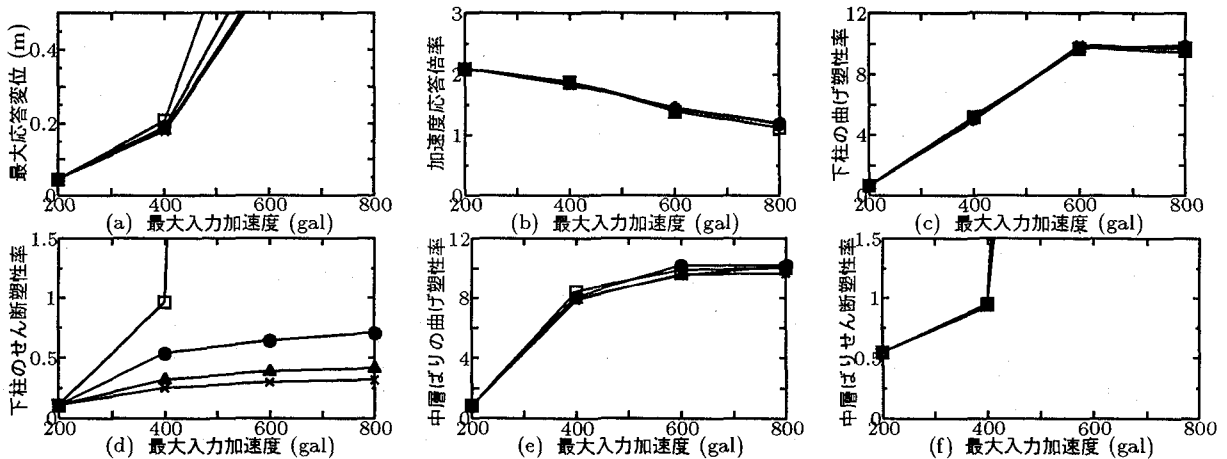


図-21 柱のせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (EKB 波形)

波形, JRT 波形, EKB 波形の各最大入力加速度毎の部材降伏の進行過程を表-4に示す。表-4から強震波形毎の最大入力加速度の大きさにより, 部材の降伏過程の進行程度は異なるが降伏過程としては表-4「C」で代表させることができる。同様に柱および中層ばりの軸方向鉄筋量を前述した方法で様々に変化させ, 他の高架橋に対

してもその降伏過程を地震波毎に解析したところ, 降伏過程は地震波によらない断面諸元固有のものであり, その降伏過程は表-5の7種類に分類され, 柱や中層ばりの軸方向鉄筋量を変化させた時にとり得る降伏過程は表-6のようであった。なお, 表-5中のIV, VIは, 入力する加速度レベルにより降伏過程が異なり, これは柱と中層

図 22 ~ 24 : □ : 50% 減少 ● : 増加なし ▲ : 100% 増加 × : 200% 増加

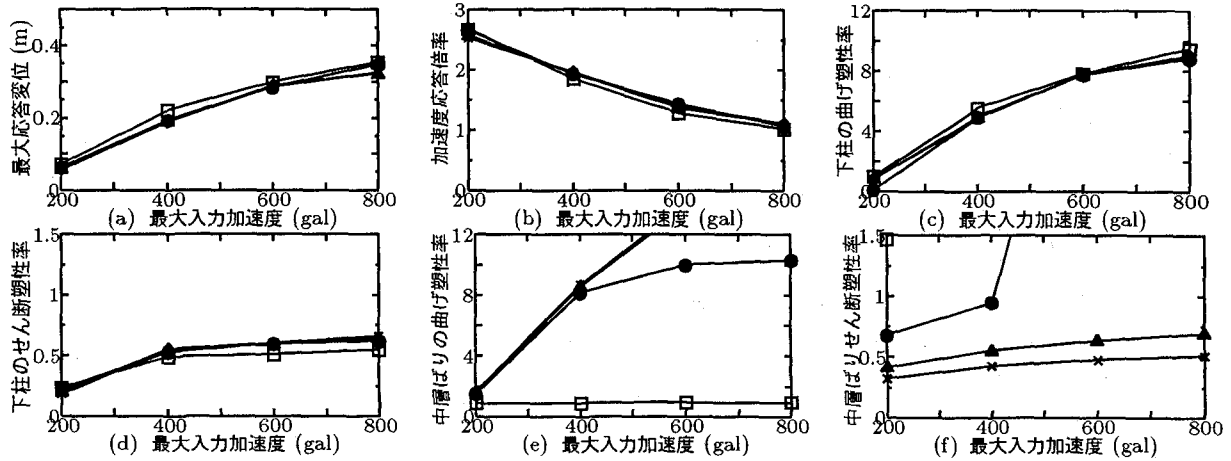


図-22 中層ばりのせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (JMA 波形)

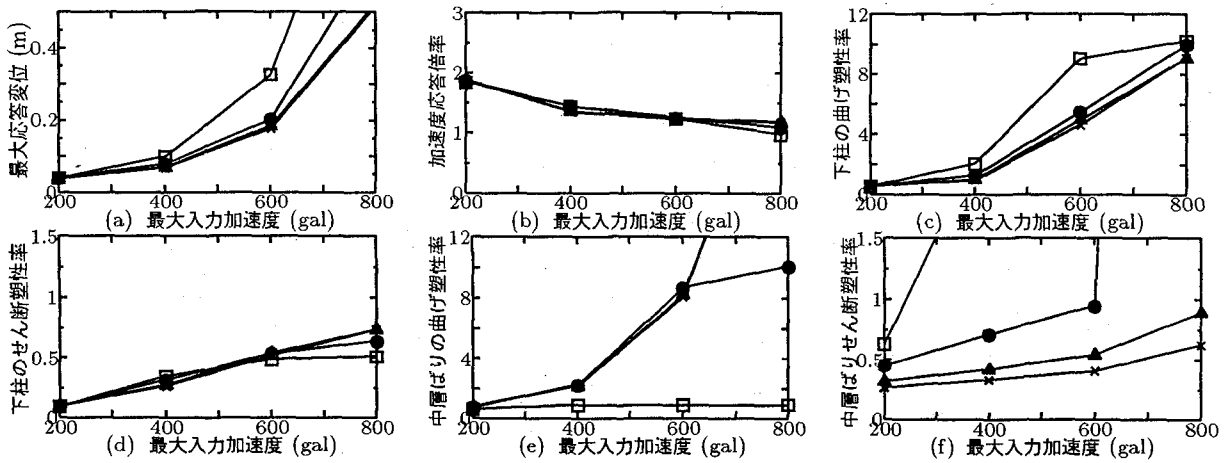


図-23 中層ばりのせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (JRT 波形)

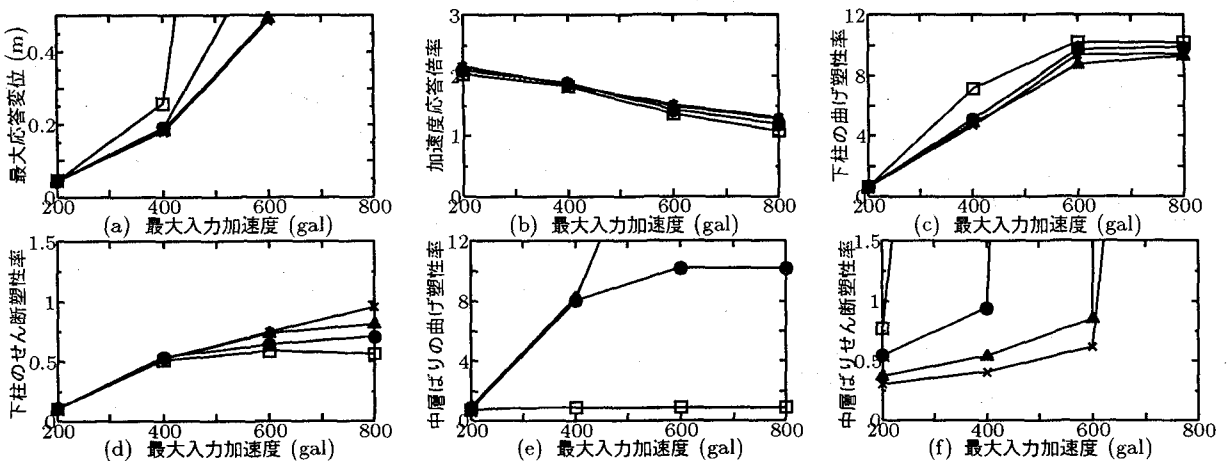


図-24 中層ばりのせん断補強鉄筋量増加時の地震応答解析 (EKB 波形)

ばりの耐力比により差が生じたためと思われる。その他については、最大入力加速度が増加するに従い部材降伏順がそれぞれの分類毎の型で進行した。

2. で定義した部材安全度 γ_0 を、表-6の領域に基づき解析対象高架橋の部材毎に算定した。軸方向鉄筋量の増

加の解析においては、せん断降伏の先行は中層ばりにおいてのみ見られ、それは表-6での領域「V」、 「VI」および「VII」の場合である。この領域に対して、部材安全度の値を算定すると、中層ばりについては $\gamma_0 = 1.13 \sim 1.19$ 程度であることがわかった。この値よりも大きけれ

ば、一般的に中層ばりは曲げ降伏が先行すると思われる。

5. せん断補強鉄筋量の高架橋応答に与える影響

ここではせん断補強鉄筋量が各部材損傷や高架橋の応答変位に及ぼす影響について解析した。すなわち、柱と中層ばりのせん断補強鉄筋量を標準高架橋を基に、それぞれ -50, 0, 100, 200% と変化させ、合計 16 の高架橋について解析を行った。なお、柱および中層ばりの軸方向鉄筋量は図-2の標準高架橋と同一とした。

5.1 部材損傷に及ぼすせん断補強鉄筋量の影響

(1) 部材損傷に及ぼす柱のせん断補強鉄筋量の影響

図-19～21にそれぞれ、JMA 波形, JRT 波形, EKB 波形を入力させ、中層ばりのせん断補強鉄筋量を一定として、柱のせん断補強鉄筋量を変化させたときの応答結果を示す。図-19～21の各(d)図から柱のせん断補強鉄筋量の増加は下柱のせん断塑性率の減少に大きな効果をもたらすが、その増加率が100%と200%では有意な差はみられなかった。また、図-19～21の各(b)図、(c)図および(f)図から柱のせん断補強鉄筋の増加による加速度応答倍率や下柱の曲げ塑性率および中層ばりのせん断塑性率には大きな変化はみられなかった。図-19～21の各(d)図から、柱のせん断補強鉄筋量を減少させると下柱のせん断降伏が生じるが、実際はこれよりも、中層ばりのせん断降伏が先行していた。また、柱のせん断補強鉄筋量を変化させた場合も各強震波形毎の崩壊レベルに達する入力加速度レベルは、柱の軸方向鉄筋量を変化させた場合と同一であった。

(2) 部材損傷に及ぼす中層ばりのせん断補強鉄筋量の影響

柱のせん断補強鉄筋量を変化させず、中層ばりのせん断補強鉄筋量を変化させたときの JMA 波形, JRT 波形, EKB 波形による応答結果をそれぞれ図-22～24に示す。図-22～24の各(f)図から中層ばりのせん断補強鉄筋量の変化は中層ばりのせん断塑性率の大幅な低減が期待できることがわかった。しかし、図-22～24の各(d)および(e)図から中層ばりのせん断補強鉄筋量を増加させると中層ばりの曲げ塑性率が大きくなり、さらに下柱のせん断塑性率も増加させることがわかった。

5.2 降伏過程の分類

4.での解析と同様に最大入力加速度毎にどのように降伏過程が進行したかを地震波毎に解析した。JMA 波形において、柱のせん断補強鉄筋量を増加させ、中層ばりのせん断補強鉄筋量が一定の場合には、部材降伏の進行過程は最大入力加速度の大きさにより、中層ばりの曲げ降伏 → 柱の曲げ降伏 → 中層ばりのせん断降伏の順に各部材降伏が進行した。中層ばりのせん断補強鉄筋量を増

加させ、柱のせん断補強鉄筋量を一定とした場合にもこの降伏過程で代表することができた。同様に柱および中層ばりのせん断補強鉄筋量を前述した方法で様々な変化させ、他的高架橋に対してもその降伏過程を解析した。その結果、JRT 波形, EKB 波形でも強震波形毎の最大入力加速度の大きさにより、部材の降伏の進行程度は異なるが降伏過程は入力地震波形によらない断面諸元固有のものであり、表-5の「I」, 「V」および「VII」に分類された。

2.で定義した柱の部材安全度 γ_0 を算定したところ柱の曲げ降伏の先行が $\gamma_0 = 0.36$ 以上の値で見られた。しかし、4.および5.の各主鉄筋量の変化では柱のせん断降伏がみられなかったため、得られた結果を基に、柱の軸方向鉄筋量および中層ばりのせん断補強鉄筋量を増加させ、柱のせん断補強鉄筋量を減少させて解析を行った。そして、標準高架橋に比べ柱の軸方向鉄筋量を60%、中層ばりのせん断補強鉄筋量を100%増加させ、かつ柱のせん断補強鉄筋量を50%減少させた場合に柱のせん断降伏が見られ、この場合の部材安全度は $\gamma_0 = 0.32$ となった。従って、解析対象とした高架橋の柱の部材安全度は $\gamma_0 = 0.32 \sim 0.36$ であり、この値より γ_0 が大きいと柱の曲げ降伏がせん断降伏より先行することがわかった。

次に中層ばりのせん断補強鉄筋量の変化による部材安全度を算定したところ、 $\gamma_0 = 1.13 \sim 1.19$ 程度であり、軸方向鉄筋変化時と同一の値を満たすことがわかった。

6. 本研究の耐震設計法への適用

本研究では、RC2層ラーメン高架橋を対象に柱および中層ばりの軸方向鉄筋量とせん断補強鉄筋量を変化させ、それが各部材損傷に与える影響および高架橋の地震時応答を解析的に検討した。その結果、柱に関しては軸方向鉄筋量の増加は、最大応答変位や下柱の曲げ塑性率、せん断塑性率だけでなく、中層ばりの曲げ塑性率の低減に有効であった。柱のせん断補強鉄筋量の増加は柱のせん断降伏を抑制するが、柱の曲げ塑性率、最大応答変位への影響が小さいことが認められた。中層ばりに関しては、軸方向鉄筋量の増加は、柱の軸方向鉄筋量の増加とは無関係に中層ばりのせん断降伏に至る場合があり、せん断補強鉄筋量の増加は中層ばりのせん断降伏を抑制するが、同時に中層ばりの曲げ降伏を引き起こしやすくなることが認められた。軸方向鉄筋は曲げ損傷に対して、せん断補強鉄筋はせん断損傷に対しての低減を対象としているが、両者には関連性が見られ、単にある部材の鉄筋量を増加させることは、必ずしも高架橋全体の耐震性向上に寄与しないことが明らかになった。従って、地震時において高架橋応答の低減をはかるためには、高架橋の望ましい降伏形態や降伏過程を念頭に置き、柱および中層ばりそれぞれに対して曲げ損傷と、せん断損傷を適切に分散させることが必要であろう。その際には、本研究で用いた部材

安全度が有用であると考えられる。部材安全度は、先行降伏過程の判定が行え、今後脆性的な破壊を防ぐためにも震度法の設計、および地震時保有水平耐力の照査に加えこの値も適用されることが望まれる。しかし、この値の適用の際には耐力算定法など今後検討を要するといえる。また、各強震波形を用いた加速度応答倍率から、強震波形の特性や各部材の主鉄筋量変化に関わらず、最大入力加速度の大きさによって応答倍率が異なることがわかった。すなわち、低加速度域においてはその応答倍率が1.7～1.9倍であったものが、高加速度域では1.0～1.3倍程度にまで減少した。

7. 結論

本研究で得られた結論は次の通りである。

1. 強震波形の特性や、主鉄筋量の変化に関わらず、解析対象高架橋の天端位置での加速度応答倍率は最大入力加速度が200galではおよそ1.7～1.9倍であり、800galではおよそ1.0～1.3倍であった。
2. 柱の軸方向鉄筋量の増加により、最大応答変位や構成部材の損傷を低減できた。
3. 中層ばりの軸方向鉄筋の増加は柱の場合に比べてせん断降伏を招きやすい事がわかり、そのため、中層ばりについては同時にせん断補強鉄筋の増量を行う必要がある。
4. せん断補強鉄筋の増加によって高架橋の応答を低減できる。特に、柱よりも中層ばりのせん断補強鉄筋の増加が変位の減少につながりやすい事が認められた。
5. 柱および中層ばりのせん断降伏の先行に対する曲げ降伏の先行を保証する部材安全度(靱性率)を算定できた。

6. 部材諸元を様々に変化させて解析を行った結果、各部材は強震波形によらない固有の降伏形態や降伏過程を有することが認められた。
7. 高架橋の天端応答変位は中層ばりの損傷により大きく影響を受けることがわかった。

参考文献

- 1) 国鉄仙台新幹線工事局：せんかんこう'78 宮城県沖地震特集号, 1979.12
- 2) 例えば, 鈴木基行・武山泰・菊地春海・尾坂芳夫：宮城県沖地震によるRCラーメン高架橋被害の解析的研究, 土木学会論文集, No.384/V-7, pp.43～52, 1987.8
- 3) 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, 平成7年3月
- 4) 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)
- 5) 土木学会コンクリート委員会：阪神大震災とコンクリート構造物の耐震設計, 土木学会全国大会研究討論会資料, 1995.9
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書(設計編) 平成8年版, pp.60～64, 1996
- 7) Wilson, E.L. and Penzien, J.: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4, pp.5～10, 1972
- 8) Giberson, M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, ASCE, Vol. 95, ST2, pp.137-157, 1969
- 9) Newmark, N.M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc of ASCE, Vol.85, No.EM3, pp.67～94, 1959
- 10) 土木研究所報告：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法の開発に関する研究, 第190号, 1993.9

(1997年9月26日受付)