
投稿論文

Paper

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

ANALYSIS OF DAMAGES INFLICTED ON REINFORCED CONCRETE VIADUCTS
DURING THE MIYAGIKEN-OKI EARTHQUAKE

鈴木基行*・武山 泰**・菊地春海***・尾坂芳夫****

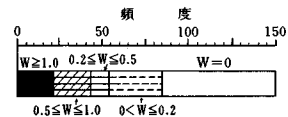
By Motoyuki SUZUKI, Yasushi TAKEYAMA, Harumi KIKUCHI and Yoshio OZAKA

In the Miyagiken-oki Earthquake (1978) the mid-height beams in RC viaducts of the Tohoku Shinkansen were subjected to considerable damages. The purpose of this study was to investigate analytically and statistically the causes of occurrence of damages with different degrees in mid-height beams according to district or ground. Furthermore, the reliability theory was used to examine whether the current design method is rational against earthquake. As a result, the strong relation was observed between the degree of damages in mid-height beams and the beam yielding seismic coefficient (base shear coefficient). And the necessity of reexamination of the coefficients according to ground types in aseismic design was pointed out.

Keywords: RC viaduct, earthquake damage, elasto-plastic analysis, multivariate analysis, aseismic design, reliability

1. ま え が き

宮城県沖地震(1978年6月12日発生)は、当時建設中の東北新幹線 RC ラーメン高架橋にかなりの被害を及ぼした¹⁾。高さが10mを越える高架橋では柱の曲げモーメントを軽減させるため線路方向およびこれに直角方向に中層ばりを用いているが、交番した曲げおよびせん断の作用により線路直角方向の中層ばり(中層横ばり)に大きなひびわれが生じたものである²⁾。宮城県内の RC ラーメン高架橋は3~4径間を1ブロックとして149ブロック建造されていたが、中層横ばりでの最大ひびわれ幅を被害指標値として、被害ランクの分類をすると図-1のとおりである。中層横ばりでの最大ひびわれ幅を被害指標値としたのは、中層横ばりにひびわれが発生した場合のみ他の部材にもひびわれが発生し、しかもその発生率は、中層横ばりでの被害発生率と比較的よく対応していた¹⁵⁾ためである。また、この最大ひびわれ幅の分類をもとに、実中層ばりの補修の方法が決定されている。



W: 中層梁ひびわれ幅
(以降のヒストグラムでのパターンの意味はこの図と同じである。)

図-1 中層ばりの被害ランク

東北新幹線 RC ラーメン高架橋は、ほぼ同一の構造形式を有し、振動特性の異なる地域や地盤に建造されており、それらが同一の地震により程度の異なる被害を受けたことは、RC 構造の合理的設計法を考えるうえで注目すべき点である。換言すれば、今回の被害データは現行耐震構造設計において部材や構造物の振動特性、あるいは地盤の振動特性等が合理的に考慮されているか否かを検討するための貴重な資料となり得ると考えられる。

以上のような観点から、本研究では、まず実験により求められた RC 部材の荷重-変位関係をもとに、高架橋の静的および動的弾塑性解析を行った。さらに中層ばりに生じたひびわれ幅を被害指標値とし、これと構造条件、地盤条件、基礎条件等の説明要因との関係を統計論的手法により調べた。そして、高架橋の中層ばりに被害が集中した原因および地域や地盤により高架橋の被害に違いが生じた原因を解析的、統計論的に検討した。また、構

* 正会員 工修 東北大学助手 工学部土木工学科
(〒980 仙台市荒巻字青葉)

** 正会員 工修 建設省土木研究所道路部交通環境研究室

*** 正会員 工修 国土庁地方振興局山村豪雪地帯振興課

**** 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

造物耐力と作用地震力に対し簡単な確率モデルを設定し、被害発生確率を算定することにより、現行設計法が地震の影響に対しつり合いのとれた設計法であるかどうか併せて検討した。

2. RC ラーメン高架橋の静的解析と被害

(1) RC ラーメン高架橋のモデル化

東北新幹線は東北地方をほぼ南北に縦断しており、宮城県沖地震の震源は仙台の東方約 110 km であったことから、高架橋は主として東西方向の水平動によって、線路直角方向に強い地震動を受けたと考えられる。このことは、被害が中層横ばりに集中したことから裏付けられる。また、1 ブロック内では端部にあるラーメンより中間部にあるラーメンの方が被害の程度が大きいことが現場調査より明らかとなっている¹⁾。これは、端部の柱やりの主鉄筋比は中間部のそれらより大きく、部材耐力も大きくなるよう設計されているためと思われる。以上のことから、本解析においては実ラーメンからブロック中間部にある線路直角方向の平面ラーメンを取り出したものを解析対象とする(図-2 参照)。

骨組のモデル化や解析においては次の仮定を設けた。

- ① 骨組は平面ラーメンとし、各節点の変位も平面内で行われるものとし、ねじれは考慮しない。
- ② 各部材は軸線に沿って線材化し、はり、柱部材の軸線の交点からはり面または柱面までは剛域とする。
- ③ 解析においては、初期の形態を保持した小さな変形の範囲と考へて鉛直方向の変位はないものとする。また、自重による応力や変形は考慮しない。
- ④ 各増分内の挙動は線形とする。

(2) 部材のモデル化

RC 構造物の地震時における応答を解析する際には、部材の剛性の変化やエネルギー吸収特性などを適切に表現できるモデルを用いることが必要である。本研究においては材端弾塑性ばねモデル^{3),4)}を用いた(図-3 参照)。このモデルは、材端の弾塑性ばねの履歴復元力特性として部材の交番繰り返し載荷実験結果を直接利用できること、反曲点の移動を伴う定振幅強制変位載荷ではり端の仕事量は、離散ばねモデルを精解とするとこのモデルではそれにきわめて近いこと⁵⁾、等の特色を有するものである。

(3) 部材のスケルトンカーブのモデル化

a) モデル化の方針

部材のスケルトンカーブを曲げひびわれ発生時 C、部材降伏時 Y、および終局時 U の 3 点を結ぶ 3 直線で近似する(図-4 参照)。曲げひびわれ発生荷重は引張縁コンクリート応力度が引張強度に達したときの荷重、そのときの変位は曲げによる変位とする。部材降伏荷重

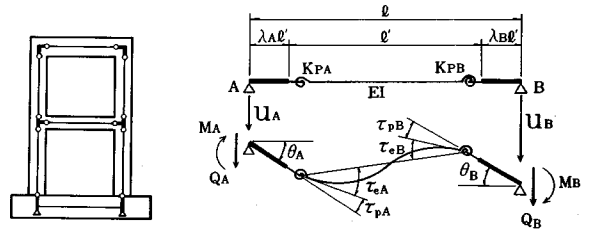


図-2 解析対象平面ラーメン

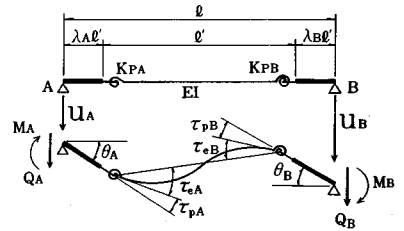


図-3 材端弾塑性ばねモデル^{注)}

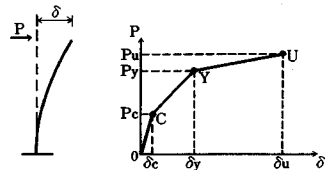


図-4 部材スケルトンカーブ模式図

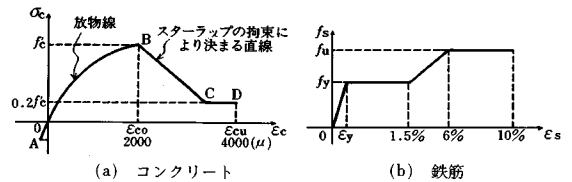


図-5 材料の応力-ひずみ曲線

は引張主鉄筋降伏時の荷重、そのときの変位は曲げによる変位に鉄筋の抜け出しによる変位を加えたものとする。さらに、終局荷重はコンクリート圧壊時の荷重、そのときの変位は曲げによる変位に鉄筋の抜け出しによる変位の 2 倍を加えたものとする⁶⁾。

b) 材料特性

コンクリートの応力-ひずみ関係は図-5(a) に示す ACI 規定⁷⁾によるものを用いた。鉄筋の応力-ひずみ関係は引張試験結果をもとに、ひずみ硬化を考慮し図-5(b) のように 4 本の直線で表示し圧縮側も引張側と同一とした。なお、本解析では $f'_c = 270 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_y = 3750 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_u = 4500 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

c) モーメント-曲率関係および曲げによる変位

部材断面に作用するモーメントと曲率との関係 ($M-\phi$

注) 図-3 における記号の説明

l : 部材長, l' : 曲げせん断変形を受ける区間

$\lambda_A l', \lambda_B l'$: 部材両端における剛域長さ

u_A, u_B : 部材両端 A, B の節点変位量

M_A, M_B : 部材両端 A, B に作用する曲げモーメント

Q_A, Q_B : 部材両端 A, B に作用するせん断力

θ_A, θ_B : 部材両端 A, B における回転角

τ_{eA}, τ_{eB} : 材端の弾塑性ばねにおける弾性回転角

τ_{pA}, τ_{pB} : 材端の弾塑性ばねにおける塑性回転角

K_{pA}, K_{pB} : 材端の回転ばね瞬間剛性

関係)は、平面保持の仮定のもとに断面に作用する軸力および曲げモーメントが内力として生じるそれらとつり合うように中立軸位置を算定し求めた。部材の曲げによる変位は部材を軸方向に分割し各部分での曲率を部材長にわたって積分することにより求めた。

d) 鉄筋抜け出しによる変位

引張主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる躯体の天端変位 δ_2 は文献6) で示された方法により求めるものとする。すなわち

$$\delta_2 = h\theta = h \cdot l_0 \cdot \epsilon_s / 2 \cdot x \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 h : 部材長、 θ : 躯体の回転角、 ϵ_s : フーチングと躯体との境界面における軸方向主鉄筋のひずみ、 l_0 : 鉄筋ひずみが0となる点の境界面からの距離、 x : 躯体底面における中立軸と引張鉄筋との距離。

e) 部材実験結果との比較

上で示した部材のスケルトンカーブのモデル化の妥当性を著者らにより行われた部材の載荷実験結果と比較することにより検討する。

せん断スパン比 $a/d=4.0$ 、作用軸応力度 $\sigma_0=10\sim40 \text{ kgf/cm}^2$ 、軸方向主鉄筋比 $\rho_1=0.950\sim2.149\%$ 、帯鉄筋比 $\rho_w=0.157\sim0.357\%$ の範囲の柱供試体の実験値⁸⁾との比較を行った結果、部材降伏時変位の実験値 δ_y と計算値 δ_{cy} との比 δ_y/δ_{cy} の平均は0.99、変動係数は6.0%であった。また、最大耐力時の変位の実験値 δ_u と計算値 δ_{cu} との比 δ_u/δ_{cu} の平均は0.996、変動係数は28%であった。部材降伏時荷重および終局時耐力も計算値との対応はよく、また、中層ばりを対象に交番載荷を行った実験²⁾においても、部材降伏時および終局時の荷重や載荷点変位の実験値も上記計算値とよく一致していた。

(4) 部材の履歴復元力特性

部材の履歴復元力特性は、東北新幹線 RC ラーメン高架橋の柱⁸⁾や中層ばり^{2),9)}を対象とした交番載荷実験をもとに次のように定めた。

柱部材にはひびわれ点を考慮した Takeda モデル¹⁰⁾を適用し、部材降伏以降の除荷剛性 $K\mu$ は部材降伏時剛性 K_y の $\mu^{-0.4}$ 倍 (μ は変位量 δ を部材降伏 (引張側最外縁の軸方向主鉄筋が降伏ひずみに達したときとした。) 変位 δ_y で除した値) とした (図-6(a))。はり部材の履歴ループは、ひびわれ発生点を考慮し、部材降伏以降の除荷剛性は降伏時剛性の $\mu^{-0.5}$ 倍とし、除荷後の載荷は荷重0点から部材降伏荷重の1/8点を目指すものとした修正 Takeda モデルに従うものとした (図-6(b))。

(5) ラーメン供試体の載荷実験結果と静的解析結果との比較

本章で仮定した解析法の妥当性を石橋ら¹¹⁾により行われた RC 2層ラーメン供試体載荷実験結果と比較するこ

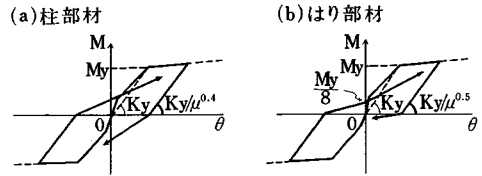


図-6 部材履歴復元力特性のモデル化

とにより検証する (実験の詳細については、文献11)を参照されたし)。

実験に用いられた供試体は東北新幹線標準高架橋 (高さ12 m) の1/4縮尺の模型で、柱と上層ばりの断面寸法および柱の軸方向主鉄筋比 ($\rho_1=10 D 13/25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}=2.03\%$) は同一で、柱と中層ばりとの剛比を変えた3体 (No. A, No. B, No. C. はりの降伏荷重/柱の降伏荷重の比はそれぞれ0.8, 0.2, 1.7.) である。供試体天端に加えた水平荷重 P と天端の水平変位 δ の関係の包絡線の実験結果と解析結果とを図-7に示す。この図には No. A 供試体について各部材の曲げ変形のみを考慮した場合の計算値も示してあるが実験値とかなり違いのあることがわかる。また、図-8には交番載荷時の一例として、No. A 供試体の荷重-変位履歴曲線の実験値と解析値との比較を示してある。No. A と同様、他の供試体についても実験値と解析値とは終局に至るまでよく一致していた。このことから、ラーメン構造物の荷重-変位関係は、本研究で仮定した諸事項をもとに評価

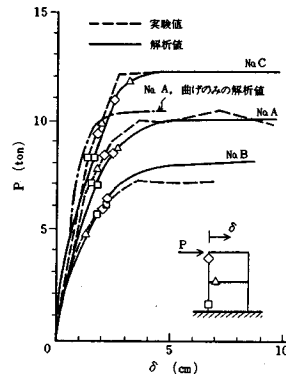


図-7 P- δ 曲線の包絡線

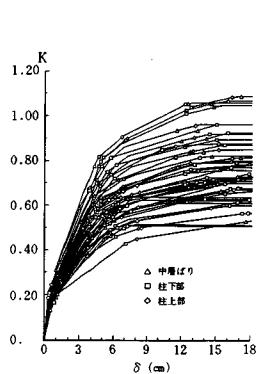


図-9 実高架橋の震度-天端変位曲線

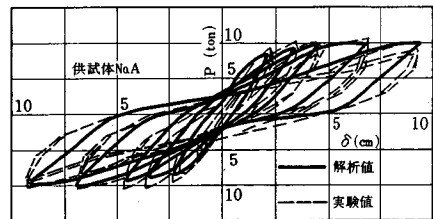


図-8 交番繰返し時の履歴曲線 (供試体 No. A)

できるものと思われる。

(6) RC ラーメン高架橋の静的解析と被害との関係

宮城県内に建造された2層ラーメン高架橋のうち構造条件が明確なものは105ブロックであったが、構造寸法が同一のものも含まれているので、柱や中層ばり断面のモーメント-回転角 ($M-\theta$) 関係は33パターンであった。上層ばりの $M-\theta$ 関係については、スラブの効果が不明なためはりの矩形断面部分だけを考え、弱軸方向の曲げ耐力を2倍とすることとした。また、フーチングは剛と仮定した。

実高架橋は上層部に質量が集中しており、後に述べる動的解析結果から判断しても、天端にのみ載荷された場合を考慮すれば構造物の挙動を十分把握できることが判明している。よって、静的解析において、荷重は天端にのみ加えた。ここで、震度 K を次のように定義する。

$$K = \frac{\text{天端に加えた力}}{\text{1層と2層の重量の和}} \dots\dots\dots(2)$$

この震度は、下部柱付け根部におけるベースシャー係数を意味するものである。中層ばりにせん断ひびわれ発生時の震度を K_{BC} 、中層ばり降伏時の震度を K_{BY} 、下部柱付け根部降伏時の震度を K_{LCY} 、上部柱付け根部降伏時震度を K_{UCY} とする。なお、せん断ひびわれ発生荷重の計算にはCEB式¹²⁾を用いた。

図-9に震度-天端変位曲線の解析結果を示す。図中の同一記号は、各部材で順次生じる曲げひびわれ、せん断ひびわれ、部材降伏、および最大耐力の発生時を表わす。この図から、実構造物の耐力はかなりばらついていること、部材の降伏位置は中層ばり、柱下部そして柱上部へと移行すること、などがわかる。高架橋105ブロッ

クについて K_{BY}/K_{LCY} の比を求めると0.65~1.05の範囲にばらつき、平均は0.9であり、95%以上の高架橋においてこの比は1以下であった。また、 K_{BC}/K_{LCY} はすべて0.55以下、平均は0.4であった。このように、 K_{BC} は K_{LCY} よりかなり小さく、かつ K_{BY} も K_{LCY} より小さくなっているため、柱に被害が生じた高架橋においては必ず中層ばりにも被害が生じていた事実、および、施工されたラーメン高架橋は柱よりもはりの降伏が先行するタイプであったこと、が裏付けられる。

図-10は K_{BY} とひびわれ幅を指標とした被害ランクとの関係を示したものである。この図からひびわれの発生は K_{BY} が0.8以下の高架橋においてみられ、 K_{BY} が0.5以下の高架橋では、その約半数に何らかの被害が生じていたことがわかる。幅0.2mm以上のひびわれに着目すると、 K_{BY} が0.5以下の高架橋ではその発生率がおよそ40%であり、幅1mm以上のひびわれの発生は K_{BY} が0.7以下の構造物にみられ、 K_{BY} が0.5以下の場合にはその発生率は約15%あるいはそれ以上となっている。

地盤種別および地盤と構造物の応答特性を考慮した高架橋の設計震度 K_d は0.2と0.25とであったが、 $K_d=0.25$ の構造物の降伏耐力は大きく、被害の程度も小さかった(図-11参照)。

以上、RC ラーメン高架橋の静的解析と被害との関係を調べた結果、中層ばり降伏時の震度、すなわちベースシャー係数と被害の程度とがかなりよく対応していることが判明した。

3. RC ラーメン高架橋の動的解析と被害

ここでは、終局震度が異なる3種のラーメン高架橋を対象に実地震動を入力し動的解析を行い、挙動の相違を検討し被害との関係を調べる。さらに、伝達関数を用いて基盤への入力地震波が地表面でどれほどになるかを推定し、被害との関係を調べる。

(1) 解析対象構造物と動的解析法

柱の降伏曲げモーメントはほぼ等しいが、中層ばりの降伏曲げモーメントが異なる3種の高架橋(No.1, No.2, No.3とする)を解析対象とする。これら高架橋の天端載荷による震度-天端変位曲線を図-12に示す。

一般に多自由度系の振動方程式を増分で表現すると次のようになる。

$$[M]\{\Delta \ddot{y}\} + [C]\{\Delta \dot{y}\} + [K(t)]\{\Delta y\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \dots(3)$$

ここに、 $[M]$:質量マトリックス、 $[C]$:減衰マトリックス、 $[K(t)]$:剛性マトリックス、 $\{\Delta y\}$:水平変位増分 ($=\{y_{t+\Delta t} - y_t\}$)、 \ddot{y}_0 :地動加速度

本解析においては、2層ラーメンの質量を各層に集中させ節点における回転慣性モーメントを無視し、水平変

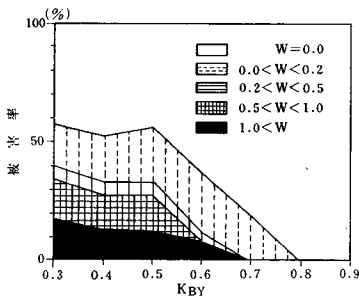


図-10 K_{BY} と被害率の関係

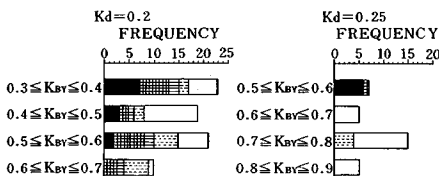
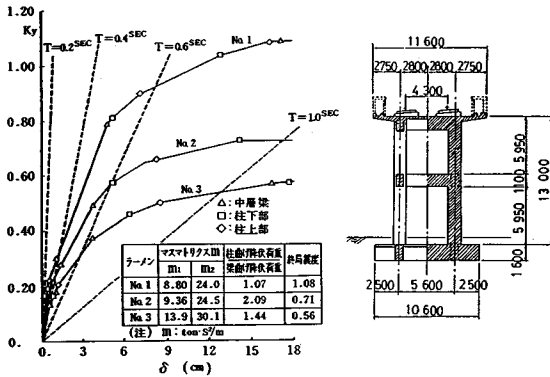


図-11 設計震度と被害率



図—12 実高架橋の震度-天端変位曲線

位のみを取り扱った。また、数値積分は Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) で行い、解析に用いた時間間隔は地震波の記録間隔 1/100 秒に対し、直線補間を行い $\Delta t = 1/500$ 秒とした。剛性マトリックスは、図—6 における直線の傾き、すなわち接線剛性を採用した。また、減衰マトリックスは初期剛性比例型とした。すなわち、

$$[C] = \frac{2h}{\omega} [K] \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 h : 減衰定数、ここでは $h=0.03$ とした。
 $\omega = 2\pi/T_1$, T_1 : 骨組の 1 次固有周期である。

解析に用いた入力地震波は宮城県沖地震の際、住友生命ビル地下 2 階、国鉄仙台管理局地下 1 階、東北大学工学部建設系建物 1 階で記録された EW, NS 成分と開北橋で記録された LG, TR 成分の 8 つを用いた。これら入力地震波の最大加速度、二乗平均平方加速度およびスペクトル強さの 3 指標を表—1 に示す。なお、構造物の動的解析においては地盤の影響は考慮せず、地盤とフーチングとは剛とした。また、質量は上層ばり、中層ばり、地中ばりの軸線上に集中するものとし、柱の質量は層高の半分までをそれぞれの層の質量に加えた。

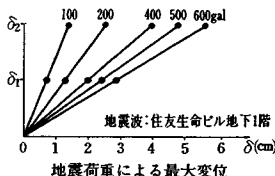
(2) 解析結果

a) モード解析

ラーメン No. 2 の動的解析における 1, 2 層最大変位

表—1 地震波の特性

地震名	地震波記録建物	最大加速度 (gal)		自乗平均平方加速度 (gal)		スペクトル強さ (cm)	
		NS	EW	NS	EW	NS	EW
宮城県沖地震	住友生命ビル (B2F)	250	240	44	41	107	96
	国鉄管理局 (B1F)	432	232	70	47	164	98
	東北大学建設系 (1F)	258	203	58	51	196	123
	開北橋	LG 191	TR 273	24	36	25	69
EL-CENTRO		314	221	72	56	139	101
TAFT		174	154	33	34	60	67



図—13 変位モード

を 図—13 に示す。この図から動的解析においても水平変位モードは、ほぼ直線になっていることがわかり、2 層ラーメン高架橋が地震荷重を受けたときの部材降伏順序や水平変位モードは天端載荷による静的解析により十分推定され得ることがわかる。

b) 動的解析

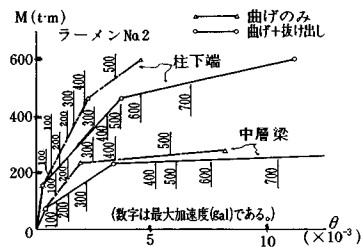
ラーメン No. 1~No. 3 に対し、先に示した 8 種の入力地震波の最大加速度を 200~700 gal に変化させて解析を行い、柱下端、中層ばりの塑性率の変化を調べた結果、地震波により降伏に至る最大加速度がかなり異なっていることがわかった。中層ばり降伏時最大加速度は No. 1 で 430~700 gal, No. 2, 3 では 300~600 gal と比較的広い範囲に分布していたが、宮城県沖地震における宮城県内の推定加速度は 200~500 gal に及んでいたことから、高架橋中層ばりの降伏が生じ得る加速度帯であったといえる。図—14 は、No. 2 高架橋の動的解析結果の一例である。

(3) 地盤と被害

基盤上の成層地盤は固有の振動特性をもち、基盤からの入射地震動の特性を変化させ増幅させる働きがある。ここでは、成層地盤の伝達関数を用いて基盤への入力地震波が地表上でどれほどであったかを推定し被害との関係を調べる。

a) 地盤の応答計算

伝達関数を算定するには各層の層厚、単位重量、せん断波速度および減衰定数を与えなければならない。しかし、せん断波速度 V_s のデータは得られていないので、ここでは V_s を地盤種別¹³⁾にかかわらず N 値からの回帰式¹³⁾ $V_s = 89.8 \times N^{0.341}$ により推定した。土の単位重量は統一的に 1.7 t/m^3 、減衰定数 $h=0.02$ とし複素履歴減衰とした。地盤モデルは、4. で調査された地盤 N 値分



図—14 動的解析結果例 (No. 2, 地震波: 住友生命ビル)

注) 地盤種別について

- 1 種: (1) 第 3 紀以前の地盤 (岩盤と称する)。
(2) 岩盤までの洪積層の厚さが 10 m 未満。
- 2 種: (1) 岩盤までの洪積層の厚さが 10 m 以上。
(2) 岩盤までの沖積層の厚さが 10 m 未満。
- 3 種: 沖積層の厚さが 25 m 未満かつ軟弱層の厚さが 5 m 未満。
- 4 種: 上記以外の地盤。

布（深さ1mごとに調査）をもとに設定した。また、伝達関数を求める場合、基盤面の選定が問題となり地震動を入力する位置をどこに設定するかによって応答量が著しく異なる場合がある。しかし、 N 値の測定は $N=50$ までしかないので、ここではこの範囲において地震動はどれほど変化し、それと被害とはどのような関係にあるかを調べた。なお、 N 値50以上の地盤に対する V_s は 500 m/s^2 とした。基盤面への入射波として住友生命ビル（基礎は竜の口層（第3紀層））地下2階のEW成分 \ddot{Z} (241 gal) の半分の $1/2 \ddot{Z}$ とした¹⁴⁾。

b) 解析結果と被害との対応

計算された推定加速度と被害との関係を図-15に示す。加速度は250~470 galまで分布し、約2倍の差が生じている。図-16(a)に地盤種別と推定加速度の二次元配列を示す。1, 2, 3, 4種の順に推定加速度は大きくなり、平均は1種で275 gal, 2種で320 gal, 3種で406 gal, そして4種で424 galであった。また、2.で導入した中層ばり降伏震度 (K_{BR}) と地盤種別との関係を見ると1種地盤での K_{BR} の平均は0.44, 2種では0.51, 3種では0.79, 4種では0.55であった (図-16(b))。これらの値は、現行設計法において地盤種別に対する考慮の程度を示すものと考えられる。地盤種別ご

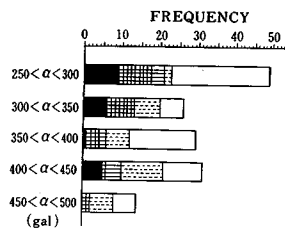


図-15 推定加速度と被害率

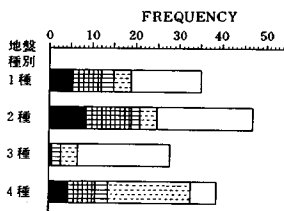


図-17 地盤種別と被害率

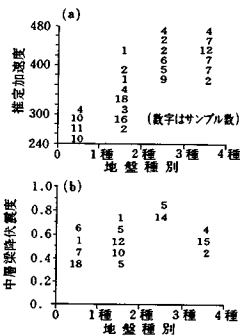


図-16 二次元配列

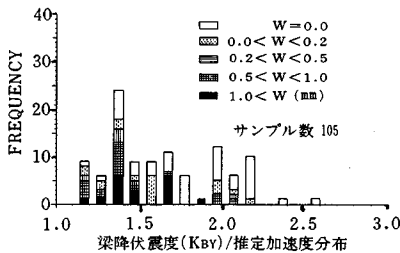


図-18 K_{BR} /推定加速度と被害率との関係

との被害状況を図-17に示すが、3種地盤で被害発生率が少なかったのはこの地盤上に建設された高架橋は特殊高架橋とよばれているもので、ほとんどすべて設計震度0.25で設計され、そのためはり降伏震度が0.7以上であったためと思われる。図-18は、各構造物ごとのはり降伏震度 K_{BR} と推定加速度との比と被害との関係を示したものである。この比の値が小さいほど大きな被害を生じていることがわかる。

4. RC ラーメン高架橋被害の統計的解析¹⁵⁾

(1) 目的および解析方針

本章では高架橋の地震被害と構造条件、地盤条件等の要因との関係を統計的に明らかにし、被害評価モデルを提案することを目的とした。調査は宮城県内に建造されている149ブロックの高架橋について、現場踏査あるいは設計図書により行われた。

説明要因を列挙すると次のとおりである。

(A) 構造条件：部材寸法、鉄筋比、スパン形式、層形式など。(B) 基礎条件：基礎形式、杭の支持形式や種類、フーチング形式や寸法、土被り厚など。(C) 地盤条件：地盤種別、支持層までの深さ、平均 N 値、地盤 N 値パターン、基盤深度パターンなど。地盤 N 値パターンは地表から支持層 (N 値50まで) までの N 値分布を図-19のように11種に分類した。基盤深度パターンは、構造物の支持層となる基盤や岩盤までの深さ、傾斜勾配、岩盤急変部までの距離を考慮して図-20の

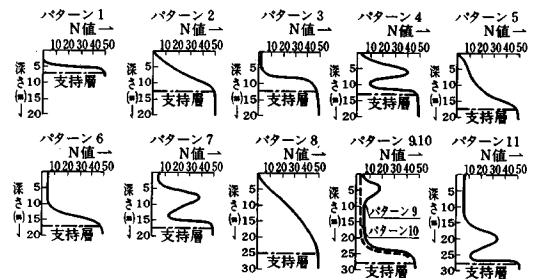


図-19 地盤 N 値パターン

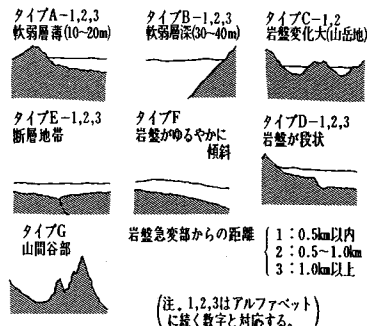


図-20 基盤深度パターン

ひびわれパターン	代表的形状	特徴
A		<ul style="list-style-type: none"> ○全面にひびわれが発生している。左右ブロックに主線が45°に入り、中央でつなっている。
B		<ul style="list-style-type: none"> ○左右ブロックに、ひびわれが多量発生している。 ○主線が45°に入っている。
C		<ul style="list-style-type: none"> ○左右ブロックにひびわれが発生しているが、その程度は小さい。 ○主線が45°に入っている。
ひびわれ無し		<ul style="list-style-type: none"> ○被害ナシ

図-21 中層ばり側面におけるひびわれパターン

ように定めた。(D) 外力条件：地震時の震度階（気象庁発表による）、推定加速度、地震の方向など。(E) 被害時の状況：中層ばりの地震時までの材令、高欄、電柱、軌道スラブ、路盤等の有無、ゲルパー桁被害の有無など。

また、被害状況については、ひびわれ発生箇所、ひびわれ位置、ひびわれ長さ、ひびわれ幅、ひびわれ発生パターン（図-21 参照）などについて調査した。

(2) 被害指標値および説明要因の選定

a) 被害指標値の設定

ラーメン高架橋の被害については、中層ばりにおけるひびわれ最大幅、ひびわれパターン、補修方法の3要素を数量化理論Ⅲ類により統合し被害指標値とした。ひびわれ最大幅、ひびわれパターンはひびわれ状況を表わす項目であり、補修方法は被害状況より耐荷力を検討して決定されたものである。

表-2は被害状況を表わす3属性の数量化理論Ⅲ類の計算結果である。この表の固有値をみると1軸で0.94と高い値を示し、3属性が1軸でほぼ表現できることがわかる。また、1軸のカテゴリースコアの傾向をみると被害が大きくなるとスコアも増加し、さらに各属性のカ

表-2 被害状況の数量化理論Ⅲ類による解析結果

属性	カテゴリ	軸			
		固有値	1軸	2軸	3軸
ひびわれ最大幅	ひびわれ無し	69	-0.376	0.194	0.138
	0.0 < W ≤ 0.5	49	0.123	-0.358	-0.408
	0.5 < W ≤ 1.0	10	0.128	-0.241	0.533
	1.0 < W	21	0.405	0.360	0.005
	A	20	0.394	0.361	-0.051
ひびわれパターン	B	27	0.206	-0.323	0.428
	C	34	0.045	-0.267	-0.548
	ひびわれ無し	68	-0.344	0.196	0.146
補修方法	被害無し+補修無し	86	-0.344	0.111	-0.074
	樹脂注入	48	0.254	-0.367	0.118
	取りこわし+再施工	15	0.371	0.390	-0.033

注) W：ひびわれ幅(mm)

テゴリーの数値は工学的に考えてもほぼ納得できる重み付けがなされている。そこで中層ばりの部材単位の被害指標値として、数量化理論Ⅲ類の1軸のサンプルスコアを用いていくことにする。

b) 説明要因の選定

ここでは、外的基準である被害指標値と解析対象要因との関係を相関係数を参考に整理し、外的基準と比較的相関が高く、ひびわれ発生に大きく影響を及ぼしていると思われる要因を選定した（要因相互の内部相関の一覧表は紙面の都合上割愛する）。

(3) 被害評価モデルとその結果

被害評価モデル式算定にあたっては、数量化理論Ⅰ類を用いた。被害評価モデル式は次のとおりである。

$$y_i = \bar{y} + \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^{M_j} \delta_i(jk) w_{jk} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $\delta(jk)=1$ ：iなるものがj要因のkカテゴリーに反応したとき、 $\delta(jk)=0$ ：iなるものがj要因のkカテゴリーに反応しないとき、 w_{jk} ：j要因のkカテゴリーに対応する規準化されたカテゴリーウエイト、 \bar{y} ：目的変数の平均値。

a) モデルケース

すでに述べたように、今回の震害の特徴は、振動特性の異なる地盤上にはほぼ同一の構造形式を有する高架橋が建造され、それらが同一の地震を受け、程度の異なる被害を受けたことである。そこで、説明要因としては地盤条件を主に考え、1次解析の結果、被害との相関が比較的高かった基盤深度パターン、地盤N値パターン、地盤種別(1)(通常分類法により1~4種に分類)、支持層までの深さの4要素をもとに被害評価モデル式を設定した(さまざまな説明要因の組合せのうち、この組合せの被害評価モデル式の重相関係数が最も大きくなった。これをケース1とする)。このケースにおける基盤深度パターンと地盤N値パターンのカテゴリーをみると、データ数が極端に少ないものもあったので、この2つの要因についてはそれぞれ統合し、それに対し被害評価モデル式を設定した(ケース2)。基盤深度パターンは急変部からの距離の考慮を省きA~Gの7つのカテゴリー分けとした。N値パターンはN値の分布形にのみ着目し、1次解析の結果からパターン1~4を第1カテゴリー、パターン5~8を第2カテゴリー、パターン9~11を第3カテゴリーとした。

b) 解析結果と考察

ケース1の場合、基盤深度パターン、地盤N値パターンのカテゴリーウエイトのレンジが大きく、この2要因がかなり被害評価に寄与しているものと考えられる。ケース2はケース1の場合と比較すると重相関係数は大きくなる傾向にあった。また、カテゴリーウエイトのレ

表-3 要因分析結果

ITEM	CATEGORY	DATA	SCORE	RANGE
統合岩盤パターン	1	A	49	-0.179
	2	B	33	0.273
	3	C	7	0.341
	4	D	8	-0.239
	5	E	15	0.130
	6	F	8	-0.489
	7	G	4	0.306
				0.83
統合N値パターン	1	1	79	0.003
	2	2	7	0.009
	3	3	38	-0.009
				0.02
地盤種別(1)	1	1種	35	0.017
	2	2種	46	-0.033
	3	3種	4	0.191
	4	4種	39	0.004
				0.22
支持深さ(m)	1	0-10	51	0.138
	2	10-20	19	0.041
	3	20-30	48	-0.069
	4	30-40	6	-0.533
				0.73

CONSTANT=-0.02, R=0.724, R²=0.524

ンジをみると、支持層までの深さや地盤の卓越周期が大きくなっていった。ケース2について重相関係数の一番大きい場合の要因分析結果を表-3に示す。

以下に、ケース1, 2の被害評価モデルの解析結果に基づき各説明要因の被害に及ぼす影響について述べる。

基盤深度パターン：被害の大きいカテゴリーはA-1, B-3, C-1, およびGの4つであった。これらのうち、A-1, Gにおける高架橋は構造的に弱かったことが判明しているため被害の原因が基盤の変化にあったかどうかは判断しがたい。統合した基盤パターンでもB, Cのカテゴリーで大きな被害が生じている。よって、軟弱層が深い場合(B)および基盤変化の急な場合(C)に対しては、今後特に検討すべきであろうと思われる。

地盤N値パターン：今回のようにカテゴリー数の割にサンプル数が少ない場合、統計解析の結果は必ずしも被害状況を正しく表わしているとはいいがたい。統合したカテゴリーを用いても被害を十分表わし得るとはいえない。

地盤種別(1)：傾向としては、1, 2種地盤ではカテゴリーウエイトが負(すなわち被害が軽い)で、3, 4種地盤では被害の程度が大きいとみることができる。3種地盤での被害が大きいようにみえるのは、ここでのサンプル数が4個と極端に少なかったことによるものと思われる。また、沖積層の方が洪積層の場合より被害の程度が大きくなっており¹⁵⁾、沖積層に対する検討が必要と思われる。

基礎形式：杭基礎の場合が最も被害が大きいという傾向が現われているが、これらは2種地盤上に建造されたものが多く、基礎選定の妥当性を検討すべきであることを物語っている。

単純平均N値：単純平均N値が大きくなるほど、被害程度は小さくなっており、N値を耐震設計の際の重要な要因とみることができる。

地盤の卓越周期：周期が長くなるほど、被害が少なくなる傾向が現われている。ラーメン高架橋の固有周期は

約0.3秒¹⁶⁾であることから、これは構造物と地盤の固有周期の差異による応答倍率の差が原因となっていることを示している。

5. 信頼性理論に基づく被害率の評価と考察

高架橋被害は地域あるいは地盤条件により大きな違いが生じている。この違いを理解するためには、構造物耐力および構造物に作用する地震力のばらつきを考慮し、信頼性理論を適用することが有効であると考えられる。ここでは、簡単なモデルを用いて被害率を算定し考察を加えることにする。

(1) 被害率算定方法

被害率算定には、いわゆる信頼性理論を用いる。すなわち、構造物耐力を表わす確率変数を R 、作用地震力を表わす確率変数を S とし、構造物の破壊は次の不等式が成立するときとする。

$$R \leq S \dots\dots\dots (6)$$

R と S が互いに独立であるとすれば、破壊確率 P_f は次式で表わされる。

$$P_f = \text{Prob}[R \leq S] = \int_0^\infty f_s(s) \int_0^s f_R(r) dr ds \dots (7)$$

ここに f_R, f_S は R と S の確率密度関数である。 R, S をある地域に存在する構造物群の耐力、および作用地震力を表わす確率変数とすると、 P_f はその地域における構造物群の被害率とみることができる。ここでは、この考えに基づき被害発生率を計算する。

(2) 構造物耐力および作用地震力のばらつき

耐力の確率情報については、静的解析による中層ばり降伏震度を用い、推定加速度については3. (3) で求めた値を用いるものとする。

a) 構造物耐力のばらつき

図-22は静的解析を行った高架橋105橋の中層ばり降伏震度分布を示したものである。構造物全体の耐力分布のばらつきはおおよそ20%であった。地盤種別ごとに高架橋耐力 R の分布を調べた結果、変動係数はおおよそ10%、分布形は正規分布であてはめられることがわかった。

b) 作用地震力のばらつき

構造物に作用する地震力を(地動加速度)×(加速度応答倍率)として表わし、ある地域内での地動加速度は、どこでもほぼ同じ大きさであるとすれば作用地震力のばらつきは加速度応答倍率のばらつきと同等とみなすことができる。図-23は応答スペクトルをそれぞれの入力加速度の最大値で除して得られるスペクトル倍率 β を277成分について平均したものであり、構造物の固有周期ごとの応答震度に相当する。中層ばりの降伏は、耐力上昇中に生じており、高架橋の初期剛性における固有振

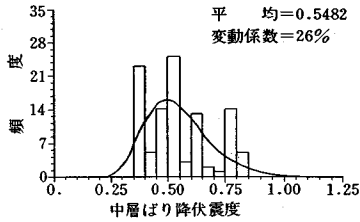


図-22 中層ばり降伏震度分布

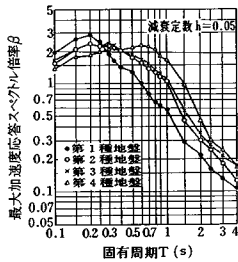


図-23 固有周期と最大加速度応答スペクトル倍率との関係¹⁷⁾

動数が約 3 Hz¹⁶⁾であることから、入力地震動最大加速度 (G_{max}) に対する応答倍率は約 2 と推定される。作用地震力の変動係数は不明であるので、ここでは十分大きな値として 40% と仮定し、分布は対数正規分布とした。

(3) 計算結果および考察

以上のような仮定のもとで、 R の平均値を 0.3~0.9 まで変化させたときの最大地動加速度 G_{max} に対して被害発生確率 (P_f) を求めたものが図-24 である。 R の平均値の上昇に伴い、被害発生確率は急激に低下していくことがわかる。高架橋の静的解析から中層ばり降伏震度 K_{By} は被害発生や被害の程度の指標となることが判明したが、この解析からも K_{By} が被害発生率と関係が深いということが結論づけられる。

今回の宮城県沖地震での墓石転倒率から求めた推定加速度は 0.2g~0.4g におよぶが、 $G_{max}=0.2g, 0.3g, 0.4g$ としたときの R に対する被害発生確率を求めると図-25 のとおりである。これから、作用加速度の大きさが被害の発生と密接な関係があることがわかる。

次に、高架橋を地盤種別ごとの構造物群と考える。被害発生率の計算に用いる地盤種別ごとの耐力 R_m 、入力地動最大加速度 G_{max} は表-4 に示した中層ばり降伏震度、推定加速度の平均値を用いる。この表には被害率の計算値と観測値との比較を示してあるが、両者は比較的良好に対応している。これらから、ここで示したモデルは実際の被害率をよく表わしていると思われる。

さて、構造設計においてつり合いのとれた設計法とは、地盤種別が異なっても同一地震動に対して被害発生確率がほぼ同一となるような設計法であろう。この考えに基

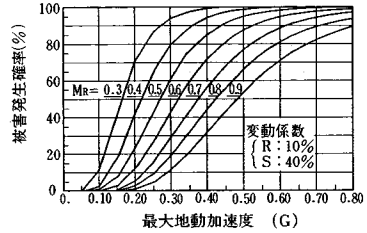


図-24 R の平均を変化させたときの G と被害発生確率との関係

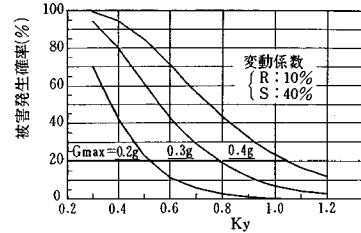


図-25 G を変化させたときの K_y と被害発生確率との関係

表-4 地盤種別と被害率 (観測値と計算値一覽表)

地盤種別	1種	2種	3種	4種	
中層ばり平均 m_R	0.443	0.512	0.793	0.548	
降伏震度変動係数(%)	20.8	17.8	1.4	9.3	
推定加速度平均(gal)	257	320	347	406	
G_{max} 変動係数(%)	3.0	13.3	7.0	5.9	
被害率 (%)	計算値	55	65	31	79
	観測値	54	53	25	85
目標被害率 (%)	30	30	30	30	
必要震度(耐力) m_R	0.61	0.74	0.79	0.93	
m_R / m_R	1.4	1.5	1.0	1.7	

づき、各地盤上に建造された構造物の被害発生率を、たとえば、3種地盤での被害発生率 (30%) とほぼ同一にするためには、表-4 に示すように地盤種別に応じて、はり耐力を 1.4~1.7 倍に上昇させなければならないことがわかった。

同一地震波に対しても構造物の入力最大地動加速度は地盤種別ごとに大きく変わる (表-4 参照)。1種地盤での加速度を 1 とすると 2, 3, 4種地盤では、それぞれ 1.25, 1.35, 1.58 と変化している。これらの数値は、耐震設計において、地盤により振動特性の違いを考慮するうえで検討に値する数値であろう。

6. ま と め

宮城県沖地震により東北新幹線 RC ラーメン高架橋中層ばりに被害が集中した原因、および地域や地盤により被害に差が生じた原因を解析的、統計的に検討した結果、以下のような結論を得た。

(1) 静的解析の結果、RC ラーメン高架橋は柱よりも中層ばりの降伏が先行するタイプであったこと、すな

わち部材の降伏は中層ばり，柱下部そして柱上部の順に生じることがわかった。

(2) 中層ばりの被害の程度は，中層ばりの降伏震度 K_{BY} (ベースシャー係数) でかなりよく説明付けられることがわかった。たとえば， K_{BY} が 0.5 以下の場合，約半数の高架橋に何らかの被害が生じ，約 40 % の高架橋で幅 0.2 mm 以上のひびわれが生じ，約 15 % の高架橋では幅 1 mm 以上のひびわれが発生していた。

(3) RC ラーメン高架橋の動的解析の結果，宮城県沖地震における推定加速度 200~500 gal は中層ばりの降伏を生じさせ得る加速度帯であったことが確認された。

(4) N 値 50 までの限られた範囲であるが，伝達関数を用いて計算された推定加速度は 250~470 gal にまで分布し，地盤種別により約 2 倍の差があることがわかった。また，3 種地盤上に建設された高架橋の被害発生率が小さかったのは，これら高架橋の設計震度が 0.25 で，中層ばり降伏震度が比較的高かったためと思われる。

(5) RC ラーメン高架橋被害の統計的解析を行った結果，ひびわれ被害は軟弱層が深い場合，基盤変化の急な場合，単純平均 N 値が小さい場合，および支持層までの深さが深い場合に大きいことが確認された。

(6) 信頼性理論をもとに被害発生率の解析を試みた。すなわち，構造物耐力の変動係数を 10 %，分布形は正規分布，作用地震力の変動係数は 40 %，分布形は対数正規分布として被害発生率を算定した結果，計算値と観測値とは比較的良好に対応した。さらに，地盤種別にかかわらず被害発生率をほぼ同一の値，たとえば 3 種地盤での被害発生率 (約 30 %) とするためには，はり耐力を現行の 1.4~1.7 倍に増加させなければならないことがわかった。

謝 辞：ラーメン供試体の実験データを快く提供して下さった国鉄・構造物設計事務所 石橋忠良氏 (現・JR 東日本) に深く感謝いたします。なお，本研究は文部省科学研究費補助金 (自然災害特別研究 No. 502004, 一般研究 (A) No. 56420041, 試験研究 (2) No. 58850104) を受けました。ここに付記して謝意を表します。

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) 尾坂芳夫・鈴木基行・石田博樹・加藤勝美：RC ばりのせん断破壊と補修法に関する研究，土木学会論文集，第 360 号/V-3，pp. 119~128，1985 年 8 月。
- 3) Giberson, M. F. : Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST 2, pp. 137~157, 1969. 2.
- 4) 志賀敏男・柴田明德・渋谷純一・高橋純一：東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析，日本建築学会論文報告集，第 301 号，pp. 119~130，昭和 56 年 3 月。
- 5) 塩原 等・小谷俊介・青山博之：弾塑性地震応答に及ぼす部材モデルの効果，第 5 回 JCI 年次講演会講演論文集，pp. 217~220，1983.
- 6) 尾坂芳夫・柳田 力・太田 実・小寺重郎：鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用，土木学会論文報告集，第 297 号，pp. 71~85，1980 年 5 月。
- 7) ACI：鉄筋コンクリート構造設計基準 (318-71).
- 8) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良：静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集，No. 372/V-5，pp. 45~54，1986 年 8 月。
- 9) 菊地春海・佐藤孝志・鈴木基行：交番荷重をうける RC 梁の荷重-変位特性のモデル化に関する研究，土木学会第 38 回年次学術講演会講演概要集，V-183，pp. 363~364，昭和 58 年 9 月。
- 10) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, Vol. 96, ST. 12.
- 11) 石橋忠良・吉野伸一：鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験，第 5 回 JCI 年次講演会講演論文集，pp. 221~224，1983.
- 12) CEB : CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Bulletin d'information N. 124/125 E, Avr., 1978.
- 13) 土岐憲三：構造物の耐震解析，新体系土木工学第 11 巻，p. 74，技報堂。
- 14) 柴田明德：最新耐震構造解析，pp. 231~238，森北出版株式会社。
- 15) 研究代表者 志賀敏男：大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果 (No. A-58-1)，pp. 127~137，昭和 59 年 3 月。
- 16) 加藤勝美・石田博樹・松岡和夫：RC 2 層ラーメン高架橋の中層ばりの破壊機構と補修方法に関する研究 (1)，土木学会第 35 回年次学術講演会講演概要集，V-8，pp. 15~16，昭和 55 年 9 月。
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，pp. 115，1980.

(1986. 6. 16・受付)