

RC 高橋脚モデルの損傷過程と振動特性 に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDIES ON DAMAGE PROCESS AND VIBRATING PROPERTY OF R/C TALL PIER MODELS

平澤征夫*・古澤誠司**・伊藤和幸***

By Ikuo HIRASAWA, Seiji FURUSAWA and Kazuyuki ITO

The project has two main objectives : (1) to clarify the vibrating properties of the damaged specimens and (2) to correlate the frequency with the degree of the damage in reinforced concrete tall pier models. The vibrating tests of sixteen models are carried out. The variables are the cycle of the repeated loading and the materials of the specimen, that is, normal strength concrete, high strength concrete, and steel fibered concrete. From the test results, it is obtained that the relationship between the frequency and the degree of the damage is exhibited by an exponential function and that the measured values of the damping factor range from 0.02 to 0.06 as described by other investigators. Based on the test results and the analyses, a damage function and some damage factors are found and defined. Finally, a method for the prediction of the degree of the damage is proposed.

1. ま え が き

欧米諸国においては、すでに高橋脚や斜張橋の塔のような長大構造物を鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）で施工している例は数多くみられる。現在わが国でも RC 構造の高橋脚では高さが 50 m を越えるもの¹⁾や、斜張橋の塔としても 50 m 近いものが建設されつつある²⁾。今後、この種の構造物を建設する機会はさらに増加することが予想されるが、これに伴って、その地震による動的挙動、および、振動特性を明確に把握し、より合理的な耐震設計を行うことが必要となる。

現在土木の分野における高橋脚の設計にあたり、損傷の程度によって変化する減衰定数の変化までも考慮して振動解析がなされることは少ない。すなわち、地震に対する構造物の応答解析は、まず、弾性範囲に限られることが多く、しかも減衰定数 h は、 $h=0.02\sim 0.05$ にはじめから仮定して解析されている。ひびわれ発生以後鉄筋の降伏、最大耐力、あるいは終局変位までの、損傷を

受けた構造物の解析には、等価剛性や、復元力特性曲線を用いた弾塑性解析が行われるが、履歴損傷によって変化する減衰定数を明確にした例は少ない³⁾⁻⁵⁾。

一方、建設されてから長年月を経た RC 構造物が老朽化した場合、その構造物が過去に地震などにより受けた損傷の程度、および、今後の耐用年数を推定する必要が生じてきている。RC 構造物の損傷程度の判定方法としては材料試験や非破壊試験があるが、その振動特性を調べることも実際的で有力な方法であると考えられる。

島田・加藤・山田⁶⁾は、実橋および老朽化した煙突の固有振動数と減衰定数を測定して、損傷過程における固有振動数の低下を調べている。また、中井・谷井⁷⁾は振動解析による橋梁健全度の評価方法を提案している。これらの実測においては、多くの場合建設直後の固有振動数が測定されていないため、現在までの損傷程度を定量的に判定することは困難であった。したがって、何らかの方法で損傷過程における RC 構造物の振動特性を定量化できたならば、建設当初の特性と損傷後の特性から、逆に現在の損傷程度を正確に評価することが可能であると考えられる。そのためには、RC 構造物の損傷過程における振動特性の変化を基礎的実験により明らかにし、その定量化を計ることが必要かつ重要であると考えられ

* 正会員 工博 中部大学教授 工学部土木工学科
(〒487 春日井市松本町 1200)

** 学生会員 工修 中部大学大学院工学研究科建設工学専攻 (同上)

*** 正会員 工博 中部大学教授 工学部土木工学科 (同上)

る。

本研究の目的は、上述のように振動解析の問題と損傷度判定の問題に着目し、RC 構造物の損傷過程における振動特性の変化を定量化することを試みることである。本文ではまず、その基礎的研究として、RC 高橋脚のように曲げによる損傷が卓越する場合を取り上げ、小型モデルによって、その損傷過程における振動特性の変化を実験的に明らかにした。次にその結果を用いて、逆に振動特性の変化から、損傷度を定量化することが可能であることを示した。さらに、与える損傷の内容として、損傷変位を与える方向、同一損傷変位での繰り返し回数の違いを取り上げた。また、モデルの使用材料として、普通コンクリート、高強度コンクリート、鋼繊維補強高強度コンクリートを用いた高橋脚モデルについて、損傷過程と振動特性の変化を調べ、それぞれの変化（固有振動数、減衰定数）の特徴や、損傷度評価方法について検討を加えた。最後にこれらの実験結果に基づいて RC 構造物の損傷度の定量的な判定評価の一方法を提案した。

2. RC 高橋脚モデルの振動特性に関する実験

構造物の固有振動数を決定する要因としては、構造物の剛性、質量、基礎の条件などが考えられるが、このうち剛性は、最も重要な要因である。RC 構造物が損傷を受けることにより、剛性が変化し、その結果振動数や減衰定数が変化する様子を明らかにするために、小型の RC 高橋脚モデル供試体を用いた基礎実験を行った。

モデル供試体は実存する高橋脚の縮小モデルではなく、長方形断面を有し、その高さ h と最小横寸法の比 (l/b) が 15 程度であるが、一端が自由であるので $(h=2l, h/b=30)$ 完全な長柱に属する橋脚を取り上げたものである。これは今後わが国で建設される RC 高橋脚は諸外国におけるように極端な高橋脚ではなく、この程度の l/b 比を有するものが多いと考えられること、および、この程度の l/b 比を有するものであれば、振動特性には曲げの影響が卓越し、基礎的特性を明らかにするのに都合がよいからである。

(1) 実験概要

表-1 に供試体の種類を示す。実験において、変化させた要因は次のようである。

- a) 荷重方向…図-1 に示すように I 方向、 V 方向の 2 種類
- b) 荷重方法…図-2 に示すようにあらかじめ与える損傷としての変位（これを履歴損傷変位と定義する）での繰り返し回数を 1 回とした場合と 11 回繰り返した場合の 2 種類
- c) 頂部おもり…柱頂部に 200 kgf(1 960 N)のおもりを取り付けたものと、取り付けないものの 2 種類

表-1 供試体種類

供試体名	頂部おもり	荷重条件	
		方法	回数
RC I-1(N)	無	I	1
RC I-11(N)	無	I	11
RC V-1(N)	無	V	1
RC V-11(N)	無	V	11
RC I-1	有	I	1
RC I-11	有	I	11
RC V-1	有	V	1
RC V-11	有	V	11

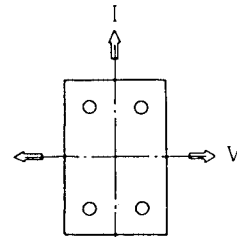


図-1 荷重方向

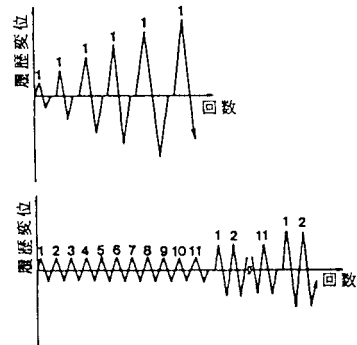


図-2 荷重パターン

この実験に用いた供試体は全部で 8 体である。

なお、繰り返し回数 11 回は、1 回の地震によって損傷に寄与すると考えられる振幅の回数を想定したものである。また、頂部おもりは、実際の軸力の 1/10 程度であるが、このおもりは、軸力を想定したものではなくモデル解析の比較のために取り付けられたものである。

供試体の形状・寸法は、図-3 に示すように断面が 10×15 cm、高さが 150 cm で、主鉄筋には D 10 (SD 35) を、帯鉄筋には $\phi 6$ mm を 10 cm (横力荷重部は 5 cm) ピッチで使用した。この柱の軸方向鉄筋比は 1.90 % である (通常の橋脚の場合の軸方向鉄筋比は、1.0 % 以下であるが高橋脚の場合は、基部の鉄筋比は 2 % 前後となるのでここでは 1.9 % とした)。柱部のコンクリートの配合を表-2 に示す。各供試体の柱部コンクリートの試験

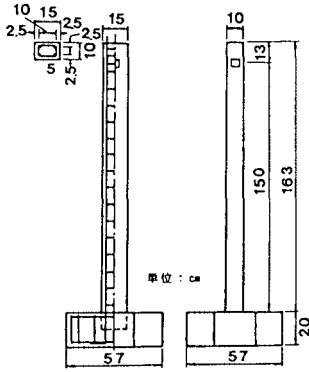


図-3 供試体形状・寸法

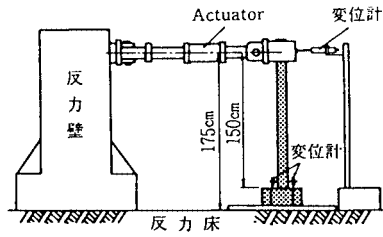


図-4 載荷装置

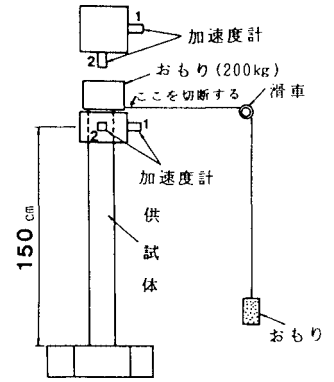


図-5 振動測定装置

表-2 コンクリート配合

粗骨材最大寸法 (mm)	W / C / s / a (%)		単位量 kg / m ³			
	W (%)	C (%)	W	C	S	G
15	55	50	200	364	851	868

時の圧縮強度およびヤング係数, 使用鉄筋の試験結果を表-3に示す。

載荷装置の概要を図-4に示す。供試体は, その基礎盤を反力床に8本のφ32mm PC鋼棒により固定され, 水平 Actuator を底盤上面より150cmの位置に取り付けた。載荷は, 水平 Actuator により変位制御で行い, あらかじめ与える履歴変位は鉄筋降伏までは2.5mmきざみ, それ以後は5.0mm, 最大荷重を示した後は10.0mmきざみで行った。各段階ごとに図-5に示すような

表-3 コンクリート・鉄筋強度

供試体名	コンクリート強度			
	RC I-1 (N)	RC I-11 (N)	RC V-1 (N)	RC V-11 (N)
圧縮強度 (kg/cm ²)	424	420	427	376
弾性係数 (kg/cm ²)	3.31×10 ⁵	3.05×10 ⁵	3.00×10 ⁵	3.08×10 ⁵
供試体名	RC I-1	RC I-11	RC V-1	RC V-11
圧縮強度 (kg/cm ²)	338	315	304	274
弾性係数 (kg/cm ²)	2.59×10 ⁵	2.60×10 ⁵	3.01×10 ⁵	2.17×10 ⁵

使用鉄筋	
種類	S D 3 5 3 種
呼び寸法	D 1 0
公称直径	0 9 5 3 cm
公称断面積	0 7 1 3 3 cm ²
降伏点応力	3 9 0 6 kg / cm ²
引張強度	5 6 4 8 kg / cm ²
弾性係数	2. 1 0 × 1 0 ⁶ kg / cm ²

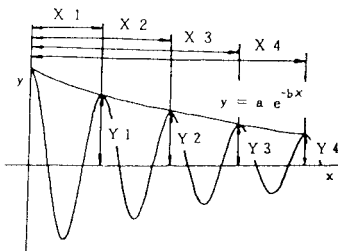


図-6 波形記録

$$n = -b$$

$$T = \sum (X_{i+1} - X_i) / (N - 1)$$

$$\delta = \log_a (Y_i / Y_{i+1}) = n \cdot T$$

$$\omega = 2\pi / T$$

$$p = \sqrt{\omega^2 - n^2}$$

$$C_a = 2 \cdot m \cdot n$$

$$C_{cr} = 1 / T$$

$$f = 1 / T \dots \dots \dots (1)$$

$$h_f = C_a / C_{cr} \dots \dots \dots (2)$$

ここに, n : 減衰係数, T : 周期, N : 波形サイクル数, δ : 対数減衰率, ω : 円振動数, p : 固有円振動数, C_a : 粘性減衰係数, C_{cr} : 限界減衰係数, f : 振動数, h_f : 減衰定数

頂部に接続したおもりを切断する方法で微振動を起こさせ, 加速度計による波形をラビコーダに記録した。記録された波形の10サイクルを用いて各履歴損傷変位における自由振動数と減衰定数を式(1), (2)により求めた(波形記録の一例を図-6に示す)。

図-7にこの実験のコントロールシステムを示す。図-4に示した変位計により, 水平変位, および, 柱部と底部の引き抜け, 押し込み変位の測定を行った。水平荷重, 水平変位は X-Yレコーダーに連続的に記録した。また, 供試体柱部の付根部分の鉄筋およびコンクリートにワイヤストレインゲージを貼付し, 鉄筋の降伏およびコンクリートのひびわれを確認した。

(2) 実験結果

a) 振動数の変化

図-8は, 横軸に変位をとり, 縦軸にはそのときの振動数をとって損傷変位と振動数の変化の様子を示した

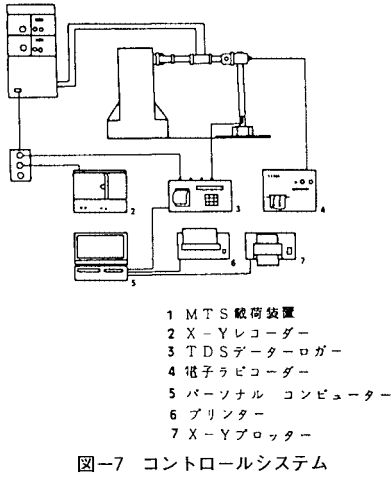


図-7 コントロールシステム

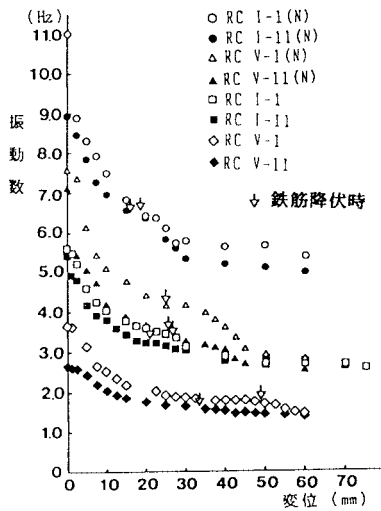
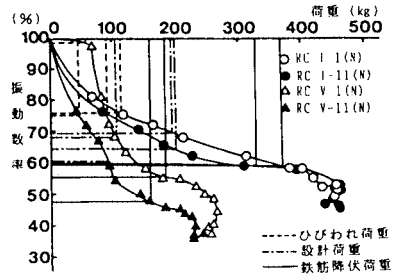


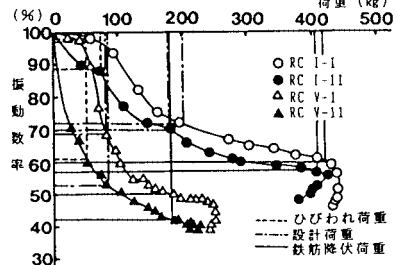
図-8 振動数の変化

ものである。供試体に与える損傷変位が増大するにつれて振動数が減少している。図中のRCI-11(N)とRCV-11は、載荷前にすでにひびわれが入っていたため、始めからRCI-1(N)、RCV-1よりも低い振動数を示している。

次に、振動数の変化を調べるために、振動数を無次元化して示し横軸に荷重をとって示したものが図-9である。この図は、縦軸に損傷を与える前(すなわち、損傷変位0の状態)の自由振動数を100%として(ただしRCI-11(N)とRCV-11は載荷前にひびわれが認められたので、それぞれRCI-1(N)とRCV-1の無載荷時の振動数を100%として)振動数率の変化の様子を示したものである。図より、振動数率の変化は、ひびわれ発生によって急激に低下していくが、鉄筋の降伏荷重付近で傾きが緩やかになり、一時横ばい状態を示す。さらに



(a) 頂部おもりなし



(b) 頂部おもりあり

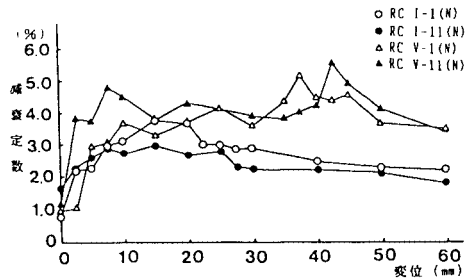
図-9 振動数率の変化

その後は最大荷重まで振動数率は低下を続け、一定の振動数率で止まるといった挙動を示すことがわかる。

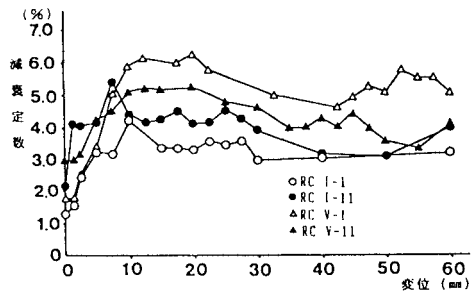
またこの図からは、繰り返し回数と損傷の方向による違いは比較的顕著に認められたが、頂部おもりの有無の影響は、さほど顕著には認められなかった。

b) 減衰定数の変化

図-10は、横軸に振動特性を測定する前にあらかじめ



(a) おもりなし



(b) おもりあり

図-10 減衰定数の変化

め与えた損傷変位をとり、縦軸にはそのとき測定された減衰定数をとって各供試体の減衰定数の変化を示したものである。この図より、ひびわれ荷重以前での減衰定数は頂部おもりの有無にかかわらず 0.76~2.13% (平均 1.23%) であった (ただし、RCI-11(N), RCV-11 は、載荷前にひびわれが認められたので除いた)。本実験の 8 体の試験結果のうち RCV-1 は他の結果と異なりやや大きめの減衰定数の値が得られた。ひびわれ発生後、減衰定数は増加する傾向を示したが、1 回繰り返しよりも 11 回繰り返しのものの方が少ない変位で大きな減衰定数を示した。その後は変位 6 cm までは 2~6% の間で推移した。実際の独立橋脚で測定された結果も、また設計に用いられる減衰定数もこの範囲にはいつている場合が多い⁸⁾。振動の方向によって減衰定数の大きさに違いがみられ I 方向よりも V 方向のものが全体的に 1~2% 大きめの値を示した。いずれの方向についても引張鉄筋の降伏時近くの変位 (I 方向で約 2.0 cm, V 方向で約 4.0 cm 程度) でピーク値を示し、その後、徐々に減少する傾向が認められた。さらに変位を増すと、頂部おもりのあるシリーズでは、減衰定数が再び大きくなる傾向がみられた。

以上、減衰定数に関して得られた主な結果は、その値がほぼ 2~6% の範囲であったこと、弱軸方向の値が強軸方向より大きめであること、10 回程度の繰り返し回数の違いでは減衰定数に顕著な違いが認められなかったことなどである。

3. 損傷程度の判定

前節の実験結果において、本実験で取り上げた要因の影響が損傷の増大とともにその変化が明確に認められたのは、減衰定数よりも振動数の方であった。そのため、ここでは振動数の変化から、供試体の損傷程度を判定することを試みる。

表-4 損傷程度と振動数率

供試体名	振 動 数 率 (%)				
	載荷前	ひびわれ 荷重時	設 計 荷重時	鉄筋降伏 荷重時	終局計算 荷重時
RC I- 1(N)	100	76	69	60	51
RC I-11(N)	100	76	65	59	44
RC V- 1(N)	100	99	68	55	53
RC V-11(N)	100	75	61	49	38
RC I- 1	100	98	72	60	51
RC I-11	100	89	70	57	53
RC V- 1	100	97	69	50	43
RC V-11	100	84	68	59	55
RC V-11*	73	61	53	42	40

*RC V- 1の載荷前振動数を100%とした時

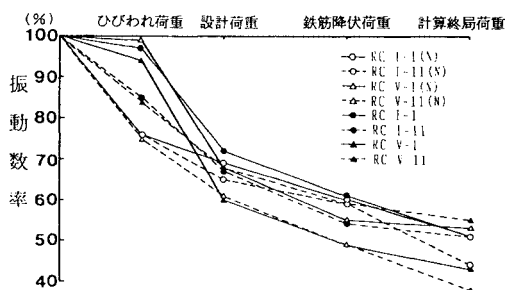


図-11 損傷程度と振動数率

表-4 は、図-9 より供試体の損傷程度と振動数率の関係を示したものである。この場合の損傷程度は同一変位でも断面の剛性により損傷が異なるため変位をとるのは適当ではないので、部材としての特徴的な荷重段階をとるものとする。表-4 より、損傷を受ける前の自由振動数を 100% とした場合、各損傷程度における振動数の測定結果より、振動数率として次の範囲を得た。すなわち、ひびわれ荷重時で 90~75%、設計荷重時で 72~60%、鉄筋降伏荷重時で 61~49%、終局強度計算値到達時で 55~38% であった。ここで、設計荷重は許容応力度法により $\sigma_{ca} = \sigma_c / 3$, $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ として求めたものであり、終局強度は ACI の仮定に基づいて求めた計算値である。その変動範囲は 12~17% であるが、これは供試体要因のとり方によるものであり、個々の供試体についてみれば、損傷の程度と振動数率の関係は図-10 に示すように RCI-1 から RCV-11(N) の範囲で比較的なめらかな曲線関係が成立することが予想できる。

そこで、このような損傷過程と振動数率の関係を定量的に表示できれば、逆に、振動数率から供試体の損傷程度を判定することが可能であると考えられる。たとえば供試体 RCV-11(N) において (あるいは、同様な形式の構造物、たとえば高橋脚などにおいて) その振動数率が 75, 60, 50, 40% に低下したことがわかれば、それぞれ、ひびわれ荷重、設計荷重、鉄筋降伏荷重、終局荷重計算値に達した損傷を受けたものと判定することが可能となる。この目的のためには、今後さらに損傷過程が振動数に影響する要因を調べることにより、損傷過程と振動数の関係を定量化することが重要である。

4. 損傷過程と振動数の変化の計算

RC 部材の損傷過程と振動数の変化の関係を計算によって、定量化できることが最も望ましいことであろう。しかし、実際にその関係を計算によって求めることは困難である。それは、RC 部材の損傷過程が複雑であることに起因している。一般に RC 部材の損傷過程はコンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏、最大荷重到達、終局

破壊としてとらえられるが、実際には損傷の種類（荷重の繰り返し回数、地震波のようなランダム波の影響）や損傷を受ける部材の種類（形状・寸法や材料の違い）あるいは構造に付随するもの（柱基部の特性：鉄筋とコンクリートの付着切れによる、鉄筋の抜け出しや押し込み、あるいは基礎の回転と固定度）が複雑にからみ合って振動数に影響するからである。

(1) 計算方法

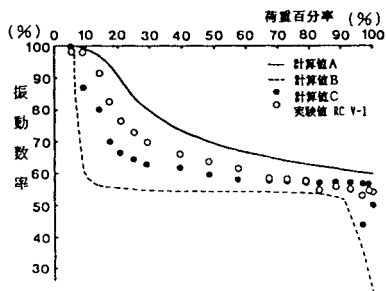
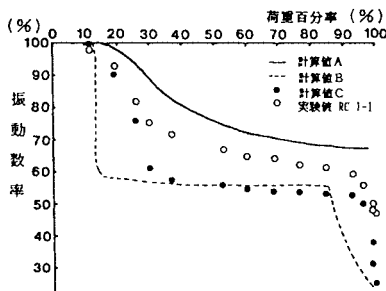
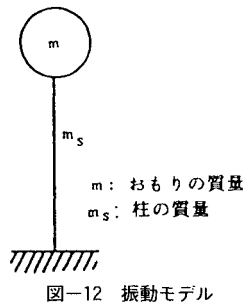
このような建造物の振動解析の最も簡単な方法は、図一12に示すような一質点系のモデルを仮定し、式(3)によって求める方法⁹⁾である。この場合の損傷の影響は柱のばね定数 K に含まれる曲げ剛性 EI の変化として考慮される。

$$f = \omega / 2\pi$$

$$\omega = \sqrt{K / (m + 0.23m_s)} \dots \dots \dots (3)$$

$$K = 3EI / l^3$$

ここに、 f ：自由振動数、 ω ：自由円振動数、 K ：柱の



図一13 計算値と実験値の比較

ばね定数、 m ：おもりの質量、 m_s ：柱の質量、 EI ：柱の剛性、 l ：柱の長さ

曲げ剛性 EI の計算は、次の3方法で行った。

- a) 柱断面を20要素に分割し、力のつり合いから中立軸の位置を繰り返し定め、そのときのモーメントと曲率より断面の曲げ剛性を計算する。
- b) 柱を高さ方向に30等分に分割し、a)の方法を用いて各断面の曲げ剛性を計算し、道路橋示方書・耐震設計編の方法によって柱の等価剛性を計算する。
- c) 実験で測定した、柱基部における引き抜きあるいは押し込み変位の実測値より求めた曲率から曲げ剛性を計算する。以下、a), b), c)の方法で求めた振動数を計算値A, B, Cとする。

(2) 実験結果との比較

図一13に、縦軸に振動数率を、横軸には最大荷重を100%とした荷重比で、それぞれの計算値と実測値の比較を行ったものを示す。図中、実線、破線はそれぞれ計算値A、計算値Bによる振動数率の変化であり、黒丸は計算値Cによる結果である。また、白丸は実験で得られた振動数率である。図より、計算値Bは柱の基部1断面での曲げ剛性を用いているために、わずかにひびわれ荷重時（荷重百分率の10%程度）と鉄筋降伏時（荷重百分率の80~90%程度）の2点においてのみ一致するが、中間では適合していない。計算値A, Cはいずれもよく実測の振動数の変化を表示しているが、計算値Aがやや高めの振動数を示すのに対し、計算値Cは逆にやや小さめの値を示している。これらのことから、モデルであることによる制限はあるが、柱の最大荷重までの範囲であれば、道路橋示方書・耐震設計編による等価剛性を用いる方法b)でその振動数の変化を推定することが可能である。しかし、この計算値Bは柱基部鉄筋の引き抜け、押し込みの影響を考慮していないため実際の振動数の値よりも大きめの値となる。また、基部に設置した2個の変位計により求めた曲率（基部10cm間における平均曲率）を用いた振動数の計算値Cは、逆に実測値より小さく推定されたが、これは、曲率の推定値が静的正負交番荷重の値であって、振動時のものでないことから、振動時にはそこには生じないような鉄筋の引き抜け、押し込みの影響が静的荷重においては現われ、結果として実測の曲率を大きめに与えたためと考えることができる。以上より、損傷を受けたRC高橋脚の振動数を求める場合には、柱基部の鉄筋の引き抜けの影響、および、その動的影響を考慮することが重要であることが明らかとなった。

5. 材料特性の異なる高橋脚モデルの振動特性

RC部材の損傷程度と振動特性の変化を定量化する場

合に、2. で取り扱ったような繰り返し回数による損傷の問題ばかりでなく、逆に損傷を与えられる側の問題もある。具体的には構造物の種類、形状・寸法あるいは、使用された材料の違いによる影響も調べておく必要がある。ここでは、材料特性の異なる3種類の高橋脚モデルについて、2. と同様な実験により、履歴載荷によって損傷を受けていく過程における振動特性を調べた。

(1) 実験方法

実験は、表-5に示すような12体の供試体について、コンクリートの種類、載荷方向、繰り返し回数の要因を変化させて2. と同様な試験を行った。コンクリートの種類として、普通コンクリート(RC)、高強度コンクリート(HRC)、鋼繊維補強高強度コンクリート(SFHRC)の3種類をとった。供試体の形状・寸法および試験方法は2. と同様である。ただし、普通コンクリート供試体4体は2. の同名の供試体と同一であり、ここでは比較のためにとっている。使用したコンクリートの配合を表-6に示す。各コンクリートの圧縮強度はRC: 390 kg/cm²(38.2 MPa)、HRC: 838 kg/cm²(82.1 MPa)、SFHRC: 825 kg/cm²(80.9 MPa) (おのおの、φ10×20 cm 円柱供試体12本の平均値)であり、弾性係数は、RC: 2.59×10⁵ kg/cm²、HRC: 4.50×10⁵ kg/cm²、SFHRC: 3.95 kg/cm²であった。配筋および使用鉄筋

も2. と同一のものとした。

(2) 実験結果

a) 振動数の変化

各供試体の振動数の変化を載荷方向別に図-14に示す。図よりいずれの方向においても、初期振動数はHRCがSFHRCよりも高いが、変位がひびわれ以後は逆転してSFHRCの方が高い振動数を示す。これは鋼繊維補強コンクリートの特徴であるひびわれ後の開口の拘束効果が現われたものと考えられる。一方、RCの振動数はすべての部分で下回っているが、これは弾性係数の違いによるものであると考えられる。また、繰り返し回数による影響は、高強度コンクリートよりも普通コンクリートにおいて大きく現われている。次に初期振動数を100%として無次元化した図-15より、振動数はRCのI方向で約50%に、V方向では約40%に、またHRCでは、I方向で約40%、V方向では約35%に、SFHRCでは、I方向で約50%、V方向では約40%に低下し、それ以上の振動数の低下はみられない。次に、初期振動数から各損傷変位での振動数低下が、最終振動数までの低下に対してどの程度の割合であるかを示すために、横軸に損傷変位をとり縦軸に初期

表-5 供試体種類

供試体名	コンクリート種類	載荷条件	
		方向	回数
RC I-1	普通 コンクリート	I	1
RC I-11		I	11
RC V-1		V	1
RC V-11		V	11
HRC I-1	高強度 コンクリート	I	1
HRC I-11		I	11
HRC V-1		V	1
HRC V-11		V	11
SFHRC I-1	鋼繊維補強 高強度 コンクリート	I	1
SFHRC I-11		I	11
SFHRC V-1		V	1
SFHRC V-11		V	11

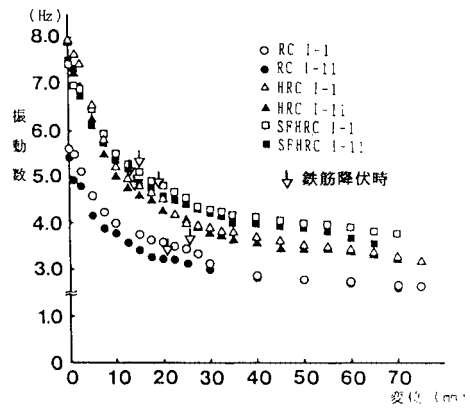
表-6 コンクリート配合

高強度コンクリート

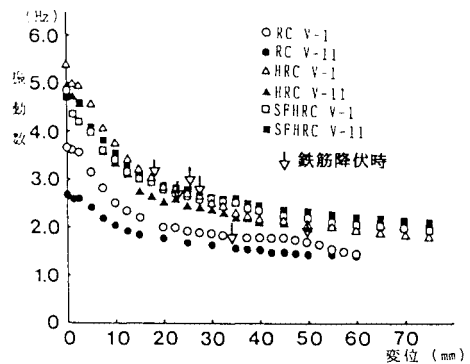
粗骨材最大寸法 (mm)	W / C (%)	s / a (%)	単 位 量 kg / m ³			
			W	C	S	G
15	25	35	150	600	587	1094

鋼繊維補強高強度コンクリート (鋼繊維混入率1.5%)

粗骨材最大寸法 (mm)	W / C (%)	s / a (%)	単 位 量 kg / m ³				
			W	C	S	G	F
15	25	62	200	800	817	501	117



(a) I 方向



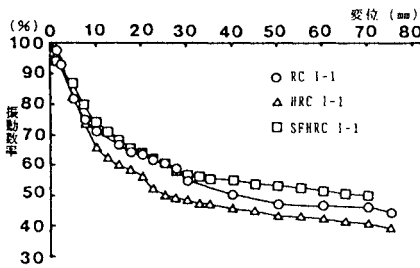
(b) V 方向

図-14 振動数の変化

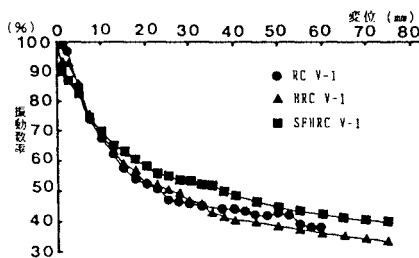
振動数から最終振動数までの低下振動数に対して、そのときまでの低下振動数の百分率をとってこれを相対低下振動数率と定義して図-16に示す。図より、材料および荷重方向の違いによらず同じ低下の様子を示していることがわかる。

b) 減衰定数の変化

横軸に損傷変位をとり、縦軸には減衰定数をとって各供試体の減衰定数の変化を図-17に示す。この図より



(a) I方向



(b) V方向

図-15 振動数率の変化

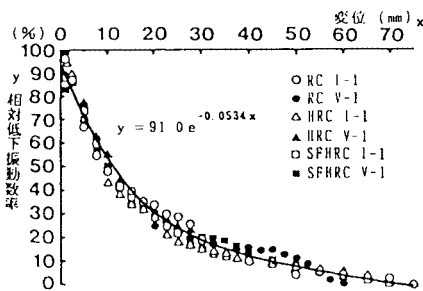


図-16 相対低下振動数率の変化

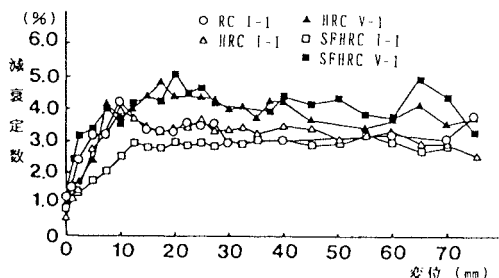


図-17 減衰定数の変化

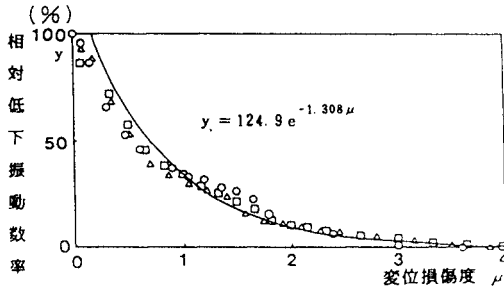
減衰定数は、使用材料に関係なくひびわれ発生後2~5%の間で変化しI方向よりもV方向の方が1%ほど大きな値を示していることがわかる。

6. 振動数による損傷度評価

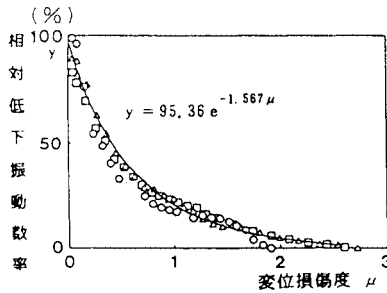
前章までの実験結果より、RC高橋脚モデルの損傷を定量化する場合には、減衰定数よりも振動数による方が定量化の可能性があることがわかった。すなわち、減衰定数の変化は荷重方向によって1%程度の違いはみられるものの、損傷変位の増加につれて全体として2~6%の間で変化し、損傷度と減衰定数の間には明確な関連性が認められず、その定量化も困難である。これに対し振動数は図-14に示すように、損傷変位の増加とともに比較的なめらかに低下する。縦軸に振動数率をとった図-15では、最終振動数率は荷重方向と使用材料によって異なるが、最終振動数として最終変位時のものをもって縦軸を相対低下振動数率とすれば、材料および荷重方向の違いによらずほぼ同一の低下曲線で示すことができ、図-16中の指数関数で近似できることがわかった。すなわち高橋脚モデルの損傷を定量化する場合損傷変位と低下振動数の関数を表す損傷関数は基本的には $y = ae^{-bx}$ なる指数関数形を仮定するのが適当であると判断できる(図-16参照)。

次に、この損傷関数を用いて、一般的な形で損傷度を定量化するためには、振動数のみではなく、損傷変位を無次元化する必要がある。それには終局変位を定める必要があるが、現状ではこのような構造モデルの終局変位を定めるにはまだ多くの問題がある。そこで、ここでは、便宜的ではあるが、横軸に高橋脚モデル基部の鉄筋が降伏点に達したときの変位の計算値(柱断面を20要素、柱長方向に30分割して求めた値)を基準($\mu_0=1.0$)とした変位損傷度 μ をとり、 $\mu_u=4.0$ のときの変位を終局変位と仮定し、縦軸にはこの終局変位までの低下振動数幅を100%としてとった相対低下振動数率をとってI方向について示すと図-18(a)のようであり、この場合の鉄筋降伏時($\mu=1.0$)の相対低下振動数率は35%にまで下がっていることがわかる。図-18(b)はV方向に対して求めた同様の結果であるが、実験の都合上、Actuatorのストロークの限界のため $\mu=2\sim3$ までしか測定できなかった。そのため、測定した最終変位時(60~75mm)を終局変位にとって示してある。このため、 $\mu_0=1.0$ のときの相対低下振動数率は20%となりI方向とはやや異なった値となった。しかしこれは、終局変位のとり方ばかりでなく、柱のI方向とV方向での鉄筋比の大きさの違いも含まれていると考えられる。これを明らかにするためには、終局変位の影響を除外しなければならない。そのためにはさらに縦軸(相対低下振動数

率)をも無次元化する必要がある。このような考えから、縦軸についても横軸の変位損傷度と同様に初期振動数から柱基部の鉄筋の降伏時の損傷変位を与えられたときまでの低下振動数を基準 ($\nu_0=1.0$) の振動損傷度と定義すれば、さらに損傷変位が増加するにつれて、この振動損傷度がどの程度まで増大しているかで、鉄筋降伏以後の変位損傷度を評価できる。図-19はこのようにして

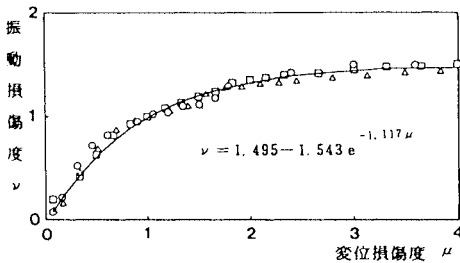


(a) I 方向

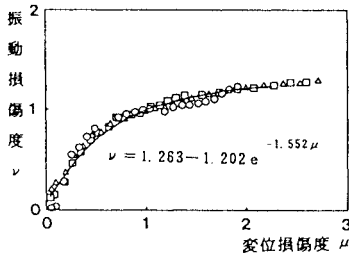


(b) V 方向

図-18 相対低下振動数率の変化



(a) I 方向



(b) V 方向

図-19 損傷度評価曲線

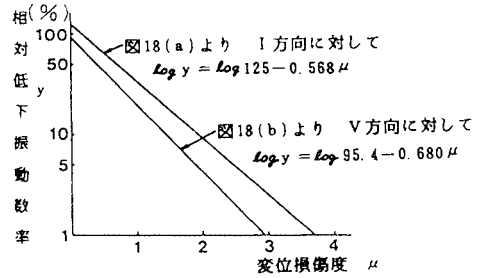


図-20 損傷度の片対数グラフによる表示

表わした振動数～損傷変位評価曲線の例である。この場合の評価曲線は次式の形をとる。

$$\nu = \nu_u - a e^{-b\mu} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 ν : 振動損傷度、 ν_u : 終局変位時の振動損傷度、 μ : 変位損傷度、 a, b : 定数 ($a, b > 0$)

このように、縦横両軸とも初期から基部鉄筋降伏時までの低下振動数と損傷変位 (あるいは断面の曲率でも可能と考えられるが) を基準とした振動損傷度～変位損傷度曲線によれば、振動数から損傷度 (履歴変位) を定量化することが可能であり、これを損傷度関数と考えることができる。また、この図-19(a), (b) を比較することにより I 方向と V 方向での鉄筋比の違いによる損傷度曲線の違いを認めることができる。さらに図-18(a), (b) 中の式の両辺の対数をとれば、図-20 に示すように直線の切片と勾配で、載荷方向、鉄筋比、繰り返し回数、使用材料の種類あるいはランダム波の影響など種々の振動による損傷度の違いを損傷係数として定量化できると考えられる。

今後、本研究で行ったような損傷度を定量化するための実験を多くの供試体について行い、種々の鉄筋比や履歴載荷の方法 (繰り返し回数、ランダム波等) の違いによる影響を含めた損傷度評価曲線を定め損傷係数を定量化することができれば、低下振動数に基づくこの方法は、この種の構造物の損傷度を定量化するための重要な有効な一手法となり得るものと考えられる。この場合、定量化されるべき最も重要な事柄は、終局時の変位と振動数であり、今後の研究が期待されるところである。

7. ま と め

本研究は、普通コンクリート、高強度コンクリート、鋼繊維補強高強度コンクリートなどの各種コンクリートを使用した高橋脚モデルを対象として、それが損傷を受けた場合の振動特性の変化、ならびに損傷の度合を判定する方法について、載荷方向、繰り返し回数を変化させて実験的に検討したものである。得られた事柄をまとめると以下のようである。

- (1) 高橋脚モデルの損傷と振動数の変化は、ひびわ

れ発生後はやや急激に低下し、鉄筋降伏荷重付近で一時低下が少なくなり、その後最大荷重までは徐々に低下を続け、それ以後は、ほぼ一定の振動数に止まるという傾向を示す。全体的にはなめらかな曲線を描く。

(2) 高橋脚モデルの損傷と減衰定数の変化は、ひびわれ前は、1~2%であるが、ひびわれ後増加し、鉄筋降伏荷重時付近でピークを示し、その後最大荷重を越えるまで減少するが、さらに損傷を受けると再び増加する傾向を示す。全体を通じて減衰定数の変動は2~6%の範囲であった。

(3) RC 構造物の損傷と振動数の変化の関係を定量化する方法として、損傷を受ける前の固有振動数を100%とし、損傷を受けた後の振動数が何%にまで低下しているかを調べることににより、その構造物の現在の損傷程度を明らかにすることが可能である。しかし、減衰定数の変化は変動が大きく、定量化が困難であり損傷の度合いを判定する方法としては振動数よりは劣る。

(4) 振動数の変化を計算によって求める方法としては、1質点系のモデルを仮定して求め得るが、この場合の曲げ剛性は1断面のものでなく、高さ方向にも分割して求めた等価剛性を用いれば、最大荷重までの振動数をやや大きめではあるが求めることができる。

(5) 損傷と振動数の変化は、使用材料によって、大きく異なり、終局変位時の振動数の低下割合も相違する。この場合は、初期振動数と終局変位時振動数との差を基準とした相対低下振動数率を用いることにより、損傷度を判定することが可能となる。損傷度を定量化する方法として、変位損傷度(μ)と相対低下振動数率(y)を表示するための基本的な損傷関数としては、 $y = ae^{-b\mu}$ なる関数形を仮定した場合によく一致する。

(6) 高橋脚モデルの損傷を定量化する場合の損傷度関数として式(4)を提案する。また、損傷度関数の係

数を損傷係数として定め、片対数グラフで示せば、各種損傷要因の影響をも含めてより明確に損傷の度合を判断することが可能であると考えられる。

謝 辞：本研究は、昭和57・58・59年度中部大学総合工学研究所研究費によるものである。協力して頂いた中部大学 愛知五男講師、林 克己技術員ならびに、卒業研究生諸氏に感謝します。

参 考 文 献

- 1) 品川正幸・横井健次：中央自動車道岡谷高架橋下部工事，土木施工，26巻2号，pp.11~17，1985年2月。
- 2) 北海道十勝中央大橋一長大斜張橋の鉄筋コンクリート製タワー，施工紹介パンフレット，1984年10月。
- 3) 鈴木武夫：振動による橋脚の健全度判定法，土木学会第6回年次学術講演会講演概要集，pp.18，1950年。
- 4) 表祐太郎・梅村 魁・青山博之：鉄筋コンクリート梁の模型振動実験(その1)，日本建築学会関東支部，第37回，昭和41年，(その2)，日本建築学会大会梗概集，昭和42年，(その3)(その4)昭和43年。
- 5) 川人達男：振動特性による橋梁の健全度調査法に関する研究，日本道路公団昭和48年度試験所報告，pp.158~167，1974年11月。
- 6) 島田静雄・加藤雅史・山田岩雄：コンクリート構造物の老朽架と振動性状の変化，コンクリート工学，Vol.20，No.7，1982年7月。
- 7) 中井 智・谷井敬春：振動解析による橋梁健全度の評価法，日本道路公団第20回業務研究発表会論文集，pp.835~839，1978年6月。
- 8) 西山啓伸・小寺重朗著：橋りょうの耐震計算，山海堂，昭和54年。
- 9) 亘理厚著：機械振動学，共立出版，昭和31年。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.135，昭和55年。

(1985. 8. 13・受付)