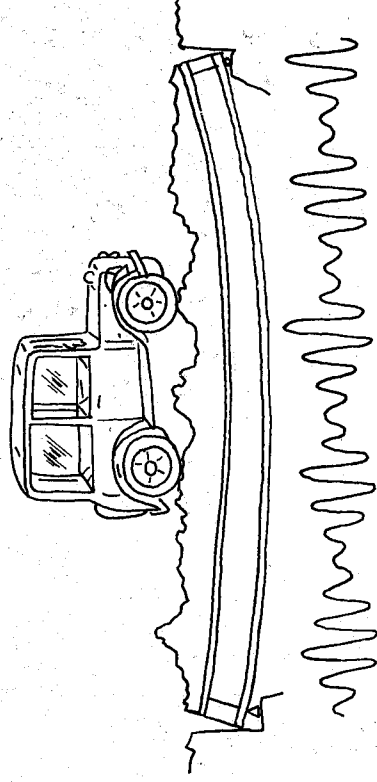


橋梁振動に関するコロキウム 講演概要・資料集

昭和 62 年 7 月 17, 18 日

(金沢大学工学部において)



橋梁振動研究会

講演概要集目次

ページ

「橋梁振動に関するコロキウム」に寄せて

.....金沢大学工学部教授 小堀為雄 1

I : 解析

- I-1 二次元動弾性論に基づく平面梁の振動モードについて 小林治俊・園田恵一郎・奥田東吾 2
- I-2 直接法による骨組構造物の動的解析 久保雅邦, 金沢大学 小堀為雄 4
..... 総合技術コンサルタント
- I-3 合成桁のずれ止め剛度が固有振動数に及ぼす影響 中島章典・阿部英彦, 東北大学 倉西 茂 6
..... 宇都宮大学
- I-4 フーチ系橋梁の固有振動解析について 北海道大学 林川俊郎・渡辺 昇 8
- I-5 振動モードのアニメーションとその効果 三菱重工業 原 忠彦 10
- I-6 近接施工された橋梁基礎の地震時挙動に関する研究 佐藤恒之, 東洋大学 小泉 淳 12
..... 日本技術開発 東京電機大学 松井邦人
- I-7 走行自動車の振動系モデルに関する一考察 金沢工業大学 本田秀行, 金沢大学 小堀為雄 14
- I-8 連続桁橋の走行荷重下における不規則振動解析 大阪大学 嶋田玲志・川谷充郎 16
- I-9 偏載荷重下のスラブ橋の動的応答解析における幅員方向の応答について 金沢大学 近田康夫・城戸隆良・小堀為雄 18
- I-10 道路橋の動的応答解析法について 長崎大学 岡林 隆敏 20

II : 計測・実験

- II-1 橋梁の固有振動に関する二, 三の考察 日本鋼管 津村直宣・堀内 博 22
- II-2 道路橋の動的応答解析に対する橋面凹凸調査とそのデータベース 金沢工業大学 本田秀行 24
- II-3 走行車面による実橋の振動応答特性に及ぼす伸縮継手部の段差と路面凹凸の影響 川田工業 前田研一・米田昌弘・作田孝行 26
- II-4 橋梁の動的試験方法と実測例について 金沢大学 城戸隆良・小堀為雄・近田康夫 28
- II-5 気仙沼大橋（宮城県気仙沼市）の振動特性（たわみ, 加速度）について 東北工業大学 山田俊次・高橋龍夫 30

II-6	振動法によるケーブール張力測定	針田 啓・大平俊明	32
II-7	複合円板部材中を伝播する応力波に関する実験的研究北見工業大学 大島俊之・三上修一, 日本大学 能町純雄北海道開発コンサルタント 重清浩司		34
II-8	実橋RC-T桁の破壊試験における振動特性の変化神戸大学 堀 浩之・宮本文穂・西村 昭		36
II-9	衝撃加振による斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動測定金沢大学 梶川康男		38
II-10	衝撃加振法による道路橋の振動特性推定について長崎大学 岡林隆敏		40
II-11	橋梁の現地振動試験に係わる課題名古屋大学 加藤雅史		42

III: 評価・設計

III-1	桁橋の構造諸元実態調査と解析モデル大阪大学 川谷充郎・嶋田玲志, 広島県 蒲原幹生		44
III-2	道路橋の衝撃係数に関する一考察金沢工業大学 本田秀行		46
III-3	振動感覚を考慮した歩道橋の最小重量設計について室蘭工業大学 杉本博之, 金沢大学 梶川康男		48
III-4	広幅員多径間連続桁橋の振動に対する検討阪神高速道路公団 山内幸祐・松村駿一郎, 金沢大学 梶川康男日本橋梁 酒井 徹, 片山鉄工所 中平進夫		50
III-5	高架橋への防振対策と周辺地盤上での防振効果フジエンジニアリング 枚本正信, 金沢大学 梶川康男(財)道路環境研究所 吉川 実		52
III-6	既設単純桁の連続化による橋梁振動対策の一提案総合技術コンサルタント 陵城成樹・久保雅邦		54
III-7	橋梁の環境振動問題について金沢大学 梶川康男, (財)道路環境研究所 吉川 実		56

まず、「橋梁振動に関するコロキウム」が開催されますことを心からお慶び申し上げます。

「橋梁の振動」の研究者が、一つのテーマのもとに一堂に集って、討議されることは私の記憶している限りでは、わが国では初めての試みであると思います。心から成功を祈ります。

さて、私が橋梁の振動に興味を持ちはじめたのは大学を卒業し、大学院へ進学した頃からだと思います。昭和31、2年頃である。当時は橋梁の振動というよりは、主としては桁の固有振動数をフリーエ解析などを用いて求めるといった段階であった。参考文献としては、チモシェンコの「工業振動学」がその中心であった。あたかも、戦後の都市復興期であり、新しい橋梁が次々と建設される頃で、合成桁や箱桁の工場内実験や現場実験に参加させて頂いた。特に、京都市堀尾の箱桁橋の実験は思い出しに深い。静的載荷実験はボルドウィン社の抵抗線歪ゲージを用いたように思う。固有振動数は、地震計で用いられていた振子型振動計で、記録紙は油の“すす”を付けて、ドラムに巻きつけ、針でヒツカイトで記録するものであった。松やにかニカワで定着させるのに苦勞したことを思い出す。その後、田辺式の動的タワミ計が使用され、そして動的歪計が開発されてきた。

大学院修了後、約3年間は橋梁振動から遠のいたが、昭和36年から再び、この問題に取り組むようになった。当時の解析理論や測定技術・計器の進歩はいちいち驚く、振動記録は、加速度や動的ひずみを増アンプを通し、オシログラフへ自動的に記録されるようになっていた。これらの測定機器や測定技術の進歩で走行自動車による橋梁の振動をリアルに記録することが出来るようになり、当時この方面の研究をされていた金沢大学の喜内先生、京都大学の小西先生や山田先生の教えを受けながら本格的に「走行自動車荷重による道路橋の動的振動の理論的、実験的研究」に取り組んだ。それは、昭和38年頃である。移動する周期力によるはりの動的解析に関する研究としては、既にわが国では三瀬・三国両先生の論文(1934)があり、この論文を毎日のように読み返していたように思う。

その頃から、わが国でも本格的な電子計算機が開発され、幸いにも京都大学電子計算機の第一号機KDC-1を使用させて頂いた。プログラムはマシンコードといって機械語で、一動作毎に、例えば、何番地の数値と何番地の数値を加えて、何番地にストアーしなさいという、命令を一つ一つ、書いていくもので、これを紙テープに2進数で、パンチするといったものだだった。先の山田先生が、米国イリノイ大学へ留学され、Newmark'β法という数値計算法を持ち帰られ、これを私の研究に使わせて頂いた。Newmark'β法を用いて数値計算した私の最初の論文が、「桁橋ヒンジにおける衝撃とその影響に関する研究(山田・小堀、1964)」である。この研究のモデルとなったのは、名神高速道路の釈迦地橋(3径間1ヒンジPC桁橋)であった。そして、新十三大橋、琵琶湖大橋、下黒部橋や後谷橋と幾つかの新形式橋梁の動的試験を行ってきた。実験のたびに多くの測定機器を持って、研究室のスタッフや学生と汽車や車で、西や東へと出かけたことが懐かしい。

あれからもう20数年。現在はすっかり測定機器も変わり、理論解析も大型コンピュータによる解析に移り変った。今回、お集りの皆様方のように、新進の研究者がこの問題に取り組んで、新しい研究へと発展しておられることに心から敬意を表したい。

I-1 二次元動弾性論に基づく平面梁の振動モードについて

大阪市立大学・工学部 ○小林 治俊
 大阪市立大学・工学部 園田恵一郎
 大阪市立大学・大学院 奥田 東吾

【1】まえがき 梁の振動問題では、曲げ効果のみを考慮する Bernoulli-Euler 梁と曲げの他にせん断変形および回転慣性を考慮する Timoshenko 梁が用いられている。これらの古典理論は、梁の横断面のゆがみと高さ方向のひずみを無視したものである。本研究は、二次元動弾性論に基づき単純支持梁の振動解析を行い、振動モードに関する新たな知見を得ようとするものである。

【2】解析 取り扱う座標系を図1に示す。変位 u, v を2つのポテンシャル $\phi_i (i=1, 2)$ を用いて式(1)のように置けば、平面応力問題のつり合い方程式は式(2)に変換される。

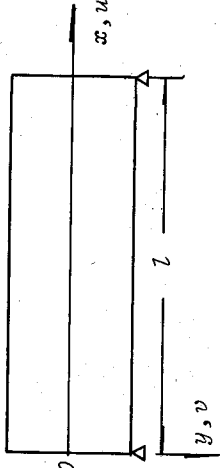


図1. 座標系

$$\begin{aligned} u &= \partial \phi_1 / \partial x - \partial \phi_2 / \partial y \\ v &= \partial \phi_1 / \partial y + \partial \phi_2 / \partial x \end{aligned} \quad \dots\dots(1)$$

$$\nabla^2 \phi_i = (1/c_i^2) \partial^2 \phi_i / \partial t^2 \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $c_1^2/c_2^2=2/(1-\nu)$, $c_2^2=G/\rho$; $\nabla^2=\text{ラプラス}$ 比; $\nu=\text{ポアソン}$ 比; $G=\text{せん断弾性係数}$; $\rho=\text{密度}$; $t=\text{時間}$. 梁の両端 ($x=0, l$) で単純支持条件 ($v=\sigma_x=0$) を満足する式(2)の解は、

$$\phi_1 = \sum Y_1(y) \sin(\alpha_m x) \exp(j\omega t); \quad \phi_2 = \sum Y_2(y) \cos(\alpha_m x) \exp(j\omega t) \quad \dots\dots(3)$$

とおけばよい ($\alpha_m = m\pi/l$, $j=\text{虚数単位}$, $\rho=\text{円振動数}$). 上式を式(2)へ代入すれば $Y_i(y)$ に関する2階微分方程式(4)を得、その解は式(5)で与えられる。

$$d^2 Y_i / dy^2 - \lambda_i^2 Y_i = 0; \quad \lambda_i^2 = \alpha_m^2 - (p/c_i)^2, \quad i=1, 2 \quad \dots\dots(4)$$

$$Y_1 = A_1 \cosh(\lambda_1 y) + B_1 \sinh(\lambda_1 y); \quad Y_2 = A_2 \sinh(\lambda_2 y) + B_2 \cosh(\lambda_2 y) \quad \dots\dots(5)$$

$\alpha_m c_i$ と p には、(1) $0 < p < \alpha_m c_2$, (2) $\alpha_m c_2 < p < \alpha_m c_1$, (3) $\alpha_m c_1 < p$ の3つの大小関係場合があるので、これらの場合に応じて式(5)の双曲線関数を三角関数に置き換える。また x 軸に関する対称・逆対称問題に対しては、積分定数 A, B に対応する関数を各々採用する。これらの積分定数は、梁の上下辺での自由境界条件 ($\sigma_y = \tau_{xy} = 0$) より決定され、例えば、Case(1)の振動数方程式は次式となる。

$$\begin{aligned} \text{対称問題: } \tanh \theta_1 &= \frac{(\alpha_m^2 + \lambda_2^2)^2}{4\alpha_m^2 \lambda_1 \lambda_2} & \text{逆対称問題: } \tanh \theta_1 &= \frac{4\alpha_m^2 \lambda_1 \lambda_2}{\tanh \theta_2 (\alpha_m^2 + \lambda_2^2)^2} \\ \tanh \theta_2 &= \frac{4\alpha_m^2 \lambda_1 \lambda_2}{\tanh \theta_1 (\alpha_m^2 + \lambda_2^2)^2} \end{aligned} \quad \text{ただし, } \theta_i = \lambda_i h/2 \quad \dots\dots(6)$$

【3】振動モード $\nu=0.3$, $h/l=0.3$ とした場合の変形の振動モードを図2, 3に示した。 m, n は波数, $\Omega=(ph/c_2)$ は固有値, Case は前述の $\alpha_m c_i$, p の大小関係を示す。図3の x 軸に関して逆対称な振動モード(a)が古典理論の第1モードに対応している。一方、図2の対称振動モードは古典理論からは得ることはできない。図示した低次モードにおいても、弾性論から導かれた各振動モードは梁の横断面のゆがみと高さ方向の変形を明らかにしている。ここには示さなかったが波数 m, n が増大すれば振動モードは更に複雑化する。他の結果については講演当日発表する予定である。

【4】参考文献 A.C. Eringen and E.S. Suhubi: Elastodynamics, Academic Press, 1975.

図2. X 軸に对称な振動モード

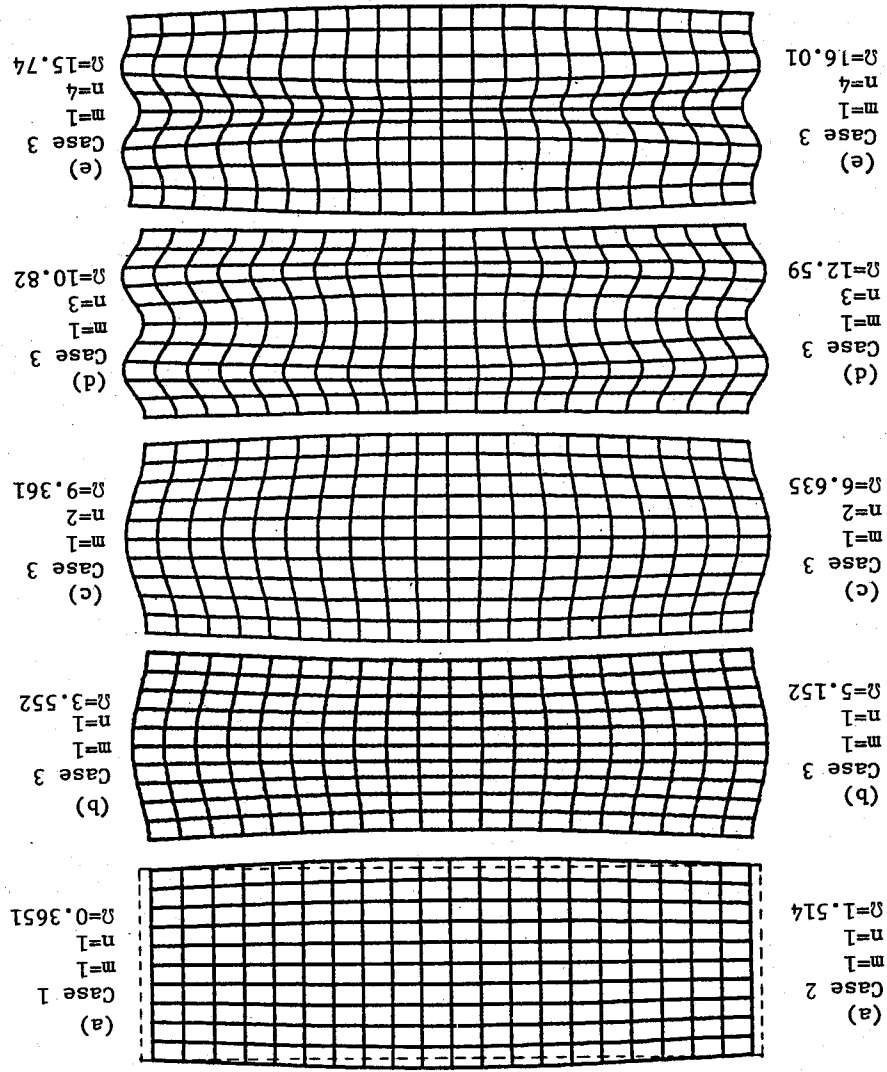
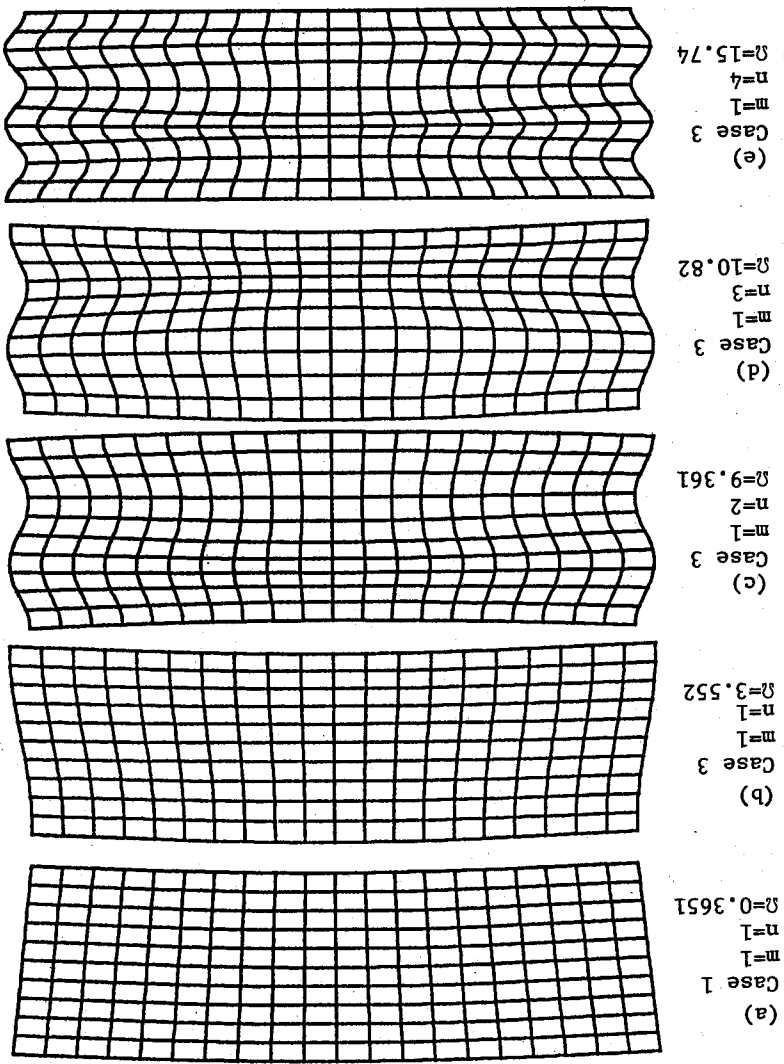


図3. X 軸に逆対称な振動モード



1. まえがき

橋梁や建築構造物のように、はりや柱で構成される構造物を平面や立体の骨組構造物にモデル化し、動的解析によってその振動モードや固有振動数を求めることは多い。これまで、そのための解析法として剛性マトリクス法、動力学の三連モード法、結合法、あるいは有限要素法などが提案されている。これらの方々は、いずれも静的構造解析で言う変位法、応力法あるいは伝達マトリクス法などを応用したものであり、部材の変位や応力を未知変数において振動数方程式を組み立てる。これに対して、本研究で提案する直接法は、分布質量系の振動モードを表現する一般解の積分定数を未知変数に置き換えることなく、直接的に振動モードで、動的なつり合い問題を静的構造解析に置き換えることなく、直接的に振動モードを解くことが特徴である。特に、部材の節点条件や支点条件を弾性ばねによってモデル化する場合に、数値計算上の特異解が存在しないため、従来の解法に比べて解を求め易いという利点がある。

2. 解析理論

等断面はり部材で構成される立体骨組構造物について線形構造を仮定すると、動的あるいは静的な構造解析においては、次の3つの条件式を満足する必要がある。

条件-1: 部材の応力-ひずみ関係式

条件-2: 部材端と節点との適合条件式

条件-3: 節点におけるつり合い条件式

全体座標系O-XYZと部材座標系o-xyzを設定し、この中で定義されるはり部材に対して図-1に示す代表的な4つの振動を考えると、その自由振動は次の振動微分方程式によって与えられる。

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{\rho}{EI_z} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\rho}{EI_y} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} - \frac{\rho}{EA} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} - \frac{\rho I_z}{GJA} \cdot \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、tは時間を表わす。そこで曲げ振動に関係する変位y、zおよび縦振動とねじれ振動に関係する変位p、qはいずれもxとtとの関数となり、次の一般解を持つ直交関数で与えられるとする。

$$\phi_y^{(m)}(x) = c_1^{(m)} \cdot \cos \beta_y^{(m)} x + c_2^{(m)} \cdot \sin \beta_y^{(m)} x \\ + c_3^{(m)} \cdot \cosh \beta_y^{(m)} x + c_4^{(m)} \cdot \sinh \beta_y^{(m)} x \dots\dots\dots (5)$$

$$\phi_z^{(m)}(x) = c_5^{(m)} \cdot \cos \beta_z^{(m)} x + c_6^{(m)} \cdot \sin \beta_z^{(m)} x \\ + c_7^{(m)} \cdot \cosh \beta_z^{(m)} x + c_8^{(m)} \cdot \sinh \beta_z^{(m)} x \dots\dots\dots (6)$$

$$\phi_p^{(m)}(x) = c_9^{(m)} \cdot \cos \beta_p^{(m)} x + c_{10}^{(m)} \cdot \sin \beta_p^{(m)} x \dots\dots\dots (7)$$

$$\theta_x^{(m)}(x) = c_{11}^{(m)} \cdot \cos \beta_\theta^{(m)} x + c_{12}^{(m)} \cdot \sin \beta_\theta^{(m)} x \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $c_1^{(m)} \sim c_{12}^{(m)}$ は積分定数であり、ここでは未知変数となる。式(5)～式(8)をはり部材の応力

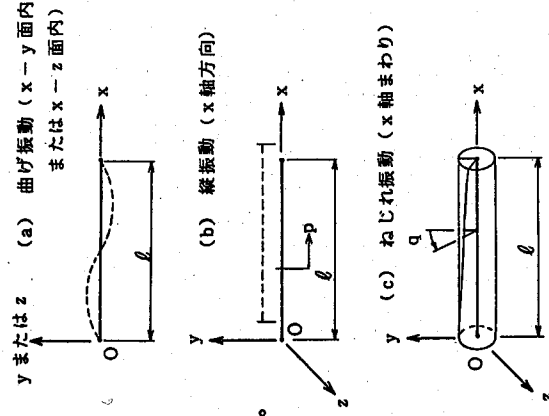


図-1 はり部材の振動

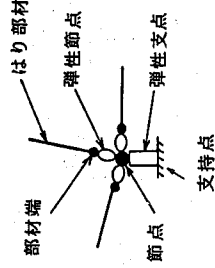


図-2 弾性節点と弾性支点の概念図

—ひびずみ関係式に代入する。

$$\left\{ \begin{matrix} d \\ v \end{matrix} \right\} = \begin{bmatrix} H_d(\omega_n) \\ H_v(\omega_n) \end{bmatrix} \cdot |c| \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $|d|$ 、 $|v|$ は部材端変位ベクトルと部材端力ベクトル、 $[H_d(\omega_n), H_v(\omega_n)]^T$ は固有円振動数 ω_n を含む係数行列、 $|c|$ は積分定数を要素とするベクトルを表わす。一方、図-2に示すように部材端と節点および支持点の間に弾性ばねを考えると、ばね定数の値を $0 \sim +\infty$ にすることによって弾性範囲内の任意の条件を表わすことができる。このような条件のもとで、自由振動をしている部材の部材端と節点の適合条件式、および節点におけるつり合い条件式を求め、両者をまとめると次の簡単な形として表わすことができる。

$$|0| = [B_a, B_v] \cdot \begin{Bmatrix} d \\ v \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、行列 $[B_d], [B_v]$ はそれぞれ $|d|$ と $|v|$ に対応する係数行列を表わす。したがって、式(9)と式(10)より次の斉次連立方程式が組み立てられ、これより ω_n を未知変数とする振動数方程式を得る。

$$|0| = [B_a, B_v] \cdot \begin{bmatrix} H_d(\omega_n) \\ H_v(\omega_n) \end{bmatrix} \cdot |c| \dots\dots\dots (11)$$

$$[E(\omega_n)] = [B_a, B_v] \cdot \begin{bmatrix} H_d(\omega_n) \\ H_v(\omega_n) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (12)$$

$$|E(\omega_n)| = 0 \dots\dots\dots (13)$$

式(13)の振動数方程式を解いて固有円振動数 ω_n ($n=1, 2, \dots$) を求め、これを再び式(11)へ代入して各部材の未知変数 c_n^T ($n=1, 2, \dots; \kappa=1, 2, \dots, 12$) について解けば、ある基準値に対する比の形でこれらを求めることができる。さらに、正規化条件を用いて正規化すれば、振動モードが得られることになる。

3. 従来の解法との比較

従来の解法として振動たわみ角法と動力学的三連モーメント法を考え、直接法との比較を表-1に示す。振動たわみ角法の第一段階では、条件-1と条件-2とを用いて部材端変位を消去し、部材端力を節点変位で表わす。その結果を第2段階で条件-3へ代入し、節点変位に関する連立斉次方程式を組み立てる。また動力学的三連モーメント法の第1段階では、条件-1と条件-3とを用いて部材端変位と部材端力を不静定力で表わす。その結果を第2段階で条件-2へ代入し、不静定力に関する連立斉次方程式を組み立てる。ただし、この場合の節点変位は不静定力に変換されている。これに対して直接法では、まず条件-2と条件-3とを用いて節点変位を消去し、部材端変位と部材端力の関係式を作る。一方、条件-1によって部材端変位と部材端力は、未知変数である一般解の積分定数と関係付けられている。そこで、これを上記の部材端変位と部材端力との関係式へ代入して、積分定数に関する連立斉次方程式を組み立てる。このように、直接法では条件-1を最後に用いる点と、条件-2と条件-3との使い方とに特色がある。また、図-3に示すように直接法では特異解が存在せず、解を求める上で非常に有利となる。

(参考文献) 1) 小堀・久保：土木学会論文集、第356号/1-3、1985年4月

2) 久保・小堀：土木学会論文集、第374号/1-6、1986年10月

表-1 従来の解法と本解法の比較

	従来の解法		本解法
	振動たわみ角法	動力学的三連モーメント法	直接法
解析上の未知変数	節点変位	不静定力	一般解の積分定数
	条件-1と条件-2を適用	条件-1と条件-3を適用	条件-2と条件-3を適用
条件式の適用順序	その結果を条件-3へ代入	その結果を条件-2へ代入	条件-1をその結果へ代入

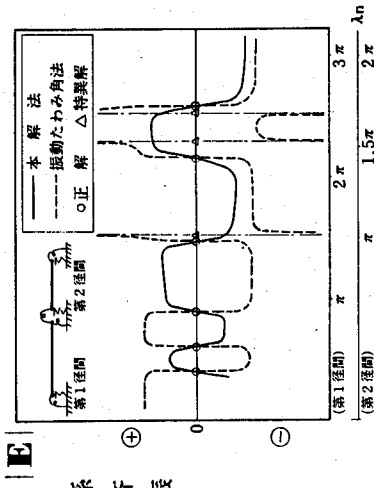


図-3 行列式 $|E|$ の変化

1. はじめに

合成桁では、鋼桁とRC床版を合成させるために、通常スタッドなどのすれ止めを鋼桁フランジ上に配置する。しかし、すれ止めはせん断力を伝達するために、すれ止め自身が弾性変形することは避けられない。このように、すれ止めの弾性変形を考慮した不完全合成桁が静的荷重を受ける場合の挙動は、すれ止め剛度が0～∞に変化するにつれて、非合成桁（重ね梁）から完全合成桁の挙動に移行する¹⁾。したがって、動的荷重に対する挙動や固有振動数も、すれ止めの剛度に応じて変化すると考えられる。さらに、すれ止め部の劣化による合成効果の低下が合成桁の固有振動数に及ぼす影響については今のところ不明の点がある^{2), 3)}。

本報告では、合成桁のすれ止め剛度が固有振動数に及ぼす影響を、剛体ばね梁要素モデルを用いた計算法により明らかにする。この剛体ばねモデルによる剛性項は、せん断変形の影響を含んでいる⁴⁾。そこで、さらに慣性項に回転慣性の影響も考慮し、すれ止め剛度の影響に加えて、せん断変形および回転慣性が合成桁の固有振動数に及ぼす影響を検討する。

2. 剛体ばねモデルによる不完全合成桁の固有値解析

合成桁を図1(a)に示すように、鋼桁、RC床版およびすれ止め部に分け、鋼桁およびRC床版はそれぞれ図1(b)に示す軸ばね、せん断ばねおよび回転ばねからなる通常の梁要素としてモデル化し、すれ止めは図1(c)に示すような継手ばね要素としてモデル化する。梁要素の剛性マトリックスは、文献4等⁵⁾に示されているので、ここでは図1(c)の諸元をもつ継手ばね要素の剛性マトリックスのみを以下に示す。

$$\begin{bmatrix} k_s & 0 & d_c k_s & -k_s & 0 & d_s k_s \\ k_s & 0 & 0 & 0 & -k_s & 0 \\ d_c k_s & 0 & d_c^2 k_s & -d_c k_s & 0 & d_c d_s k_s \\ k_s & 0 & d_c k_s & 0 & -d_s k_s & k_s \\ 0 & k_s & 0 & k_s & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & d_s^2 k_s \end{bmatrix} \quad (1)$$

次に、質量マトリックスについて考える。剛体ばねモデルでは、部材を剛体と長さの無視できるばね要素に分割していることから、その質量は剛体の重心点に集中していると考えられる。そこで、図1の長手方向および鉛直方向についてはマトリックスの対角項に並進運動質量を配置する。また、回転方向には、1つの剛体の回転慣性を対角項に配置すれば、回転慣性の影響を考慮した梁の固有振動数を得ることができる⁶⁾と考えられる。以上より、梁要素の質量マトリックスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} m/2 & 0 & 0 \\ m_\phi/2 & m/2 & 0 \\ 0 & m_\phi/2 & m_\phi/2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここに、 m は1つの剛体要素の並進運動質量であり、 m_ϕ は回転慣性である。また、継手ばね要素の質量は小さいものとして無視する。以上の剛性マトリックスおよび質量マトリックスを用いて、構造全体の剛性マトリックスおよび質量マトリックスを組み立て、固有値解析を行えば、不完全合成の影響に加えて、せん断変形および回転慣性の影響をも考慮した合成桁の固有振動数を求めることができる。

3. 剛体ばねモデルによる固有振動数の精度

前節に示した解析法による固有振動数の精度を検討するために、まず、図2に示す長方形断面を有する単

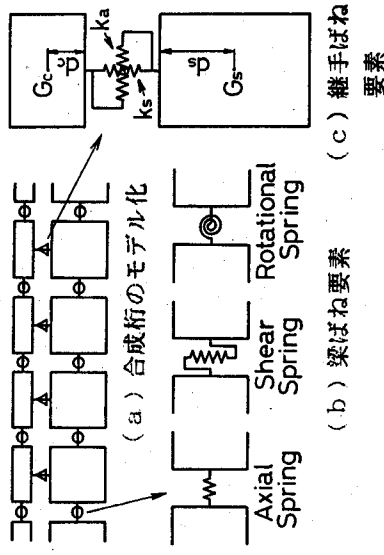


図1 合成桁の剛体ばねモデル

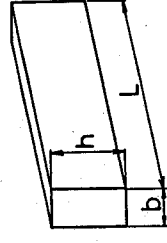


図2 長方形断面梁モデル

純梁の固有振動数を計算した。 $h/L=0.1$ の単純梁の固有振動数と要素の分割数の関係を調べると、5次の振動数においても要素分割数が32程度でほぼ収束している。図3は h/L の大きさと固有振動数の関係を1、3、5次の場合について示したものである。横軸が h/L を表し、縦軸はベルヌイオイラー梁としての振動数で無次元化した振動数である。図中の実線が本解析法による計算値であり、点線が回転慣性だけを考慮した理論値、破線が回転慣性に加えてせん断変形の影響を考慮したティモシェンコ梁の理論値を示している。図より、本解析法による計算値は、ティモシェンコ梁の理論値に比較的良く一致していることがわかる。

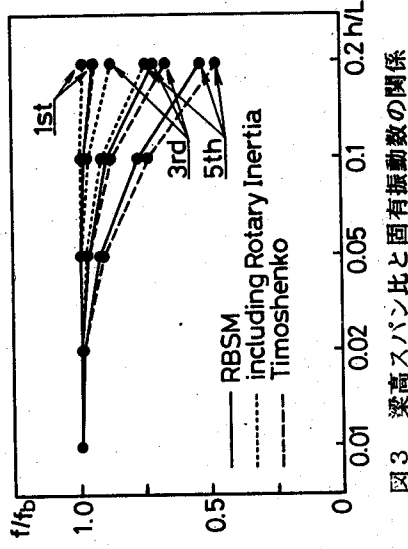


図3 梁高スパン比と固有振動数の関係

4、不完全合成桁の固有振動数

ここでは単純支持された合成桁の固有振動数を検討するが、その断面を図4に示す。鋼のヤング率を $2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ 、単位体積重量を 7.85 tf/m^3 とし、また、コンクリートの単位体積重量は 2.5 tf/m^3 とし、鋼とコンクリートのヤング率の比を7とした。図5には、スパン30mの合成桁について、単位長さ当りのずれ止め剛度 C を $10^0 \sim 10^{10} \text{ tf/m/m}$ に変化させた場合の1～6次の固有振動数の変化を示している。横軸がずれ止め剛度を示し、縦軸が振動数 f を表している。図中、左右の縦軸上の○印は、それぞれ重ねおおよび完全合成桁のベルヌイオイラー梁としての固有振動数を1次から順に示したものである。また、ずれ止め剛度が 10^0 および 10^{10} tf/m/m の場合についてR/C床板および鋼桁の振動モードも示している。

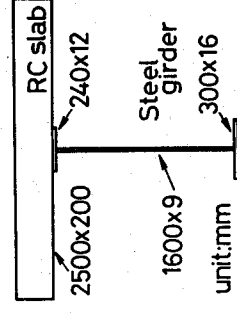


図4 合成桁断面

さらに図中の点線は、曲げ振動モードに比較してR/C床板と鋼桁間の橋軸方向変位が大きく卓越した振動モードである領域を表している。ずれ止め剛度が大きくなるにつれて、振動数は重ね梁の値から完全合成桁の値へ移行している。この変化曲線は、不完全合成桁のコンクリート床板軸力とずれ止め剛度の関係曲線等に類似していることがわかる。次数が高くなるほど、重ね梁あるいは完全合成桁のベルヌイオイラー梁としての振動数よりかなり小さい値に収束しているが、これは回転慣性およびせん断変形の影響によるものである。ここで、点線で示される重ね梁の橋軸方向変位が卓越した振動モードは、ずれ止め剛度が大きくなるにつれて、しだいに高次のモードに移行し、ずれ止め剛度が 10^3 tf/m/m 程度になると、1次の縦振動モードと連成している。さらに、ずれ止め剛度が大きい領域では、重ね梁の橋軸方向変位が卓越した振動モードは低次には存在しなくなり、1次の縦振動モードと3次の曲げ振動モードとが連成したモードが3次と4次に存在している。

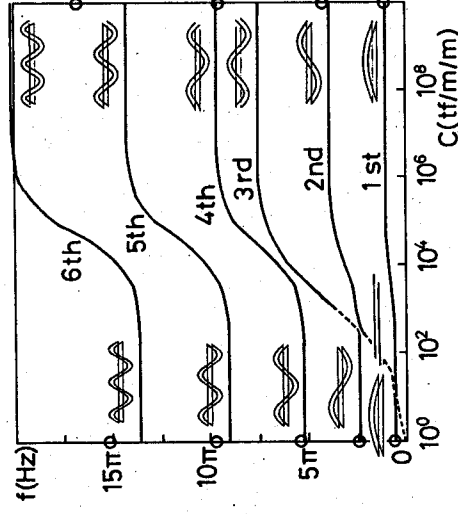


図5 ずれ止め剛度と固有振動数の関係

参考文献

- 1) Hauranek, A. and Steinhardt, O. (橋・小松訳): 鋼橋の理論と設計, 山海堂
- 2) 加藤: 橋梁の振動調査法とその適用に関する研究, 名古屋大学学位論文
- 3) 西村他: 橋梁の損傷評価における力学挙動の有効性, 土木学会論文集, No. 380/I-7, 1987, 4
- 4) Kawai, T.: Some consideration on the finite element method, Int. Journal for Numerical Method in Engineering, Vol. 16, 1980

I-4 アーチ系橋梁の固有振動解析について

北海道大学工学部 工博 林 川 俊 郎
北海道大学工学部 工博 渡 辺 昇

1. まえがき

最近では材料および施工法の進歩や、景観、経済性の観点から、アーチ系橋梁構造物が採用されることが多くなってきており、その適用支間も年々増加しているところである。ここで言うアーチ系橋梁構造物とは図-1に示すようなタイドアーチ橋、ランガー橋、ローゼ橋およびフィレンデル橋を意味している。

この種の橋梁構造物の動的応答は、構造物に作用する動的外部荷重の性質と構造物自身の固有振動性状によって決定される。特に、後者の固有振動性状、すなわち固有振動数および固有振動モードを低次から高次振動モードまで精度良く計算することは、構造物の動的設計における基本である。

そこで、本研究はアーチ系橋梁構造物の固有振動解析を行い、その固有値の精度について検討し、各種アーチ橋梁形式の固有振動性状について考察する。

2. 固有振動解析

構造物の固有振動解析は、その構造物のモデル化によって、離散座標系 (discrete coordinate system) と分布座標系 (distributed coordinate system) による解析に分類することができる^{1,2)}。さらに、前者には骨組部材の分布質量を両節点に等しく置換する集中質量法 (lumped mass method) と多項式で表示された変位関数を用いて分布質量を配分する整合質量法 (consistent mass method) による2通りの解析方法がある。後者には構造物の質量、剛性などの力学的特性を連続的な分布量として取り扱う連続質量法 (continuous mass method) がある。一般的に、離散座標系による解は近似解となり、分布座標系による解は厳密解を与える³⁾。

アーチ系橋梁構造物は、軸変形および曲げ変形を受ける骨組部材より構成されている。つまり、図-1に示した細線の部材は軸力のみを受けるトラス部材であり、太線の部材は軸力、せん断力および曲げモーメントを受けるラーメン部材である。したがって、アーチ系橋梁構造物は平面骨組構造物として取り扱うことが可能となり、固有振動解析には通常の変位法を適用することができる。

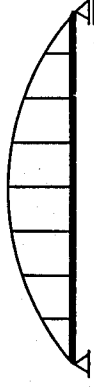
3. 数値計算結果

ここで、具体的な数値計算に用いたアーチ橋の形状寸法は図-2に示されており、その数値計算に必要な断面諸元は表-1に示すとおりである。この同一寸法および断面諸元を有するアーチ系橋梁構造物について、集中質量法、整合

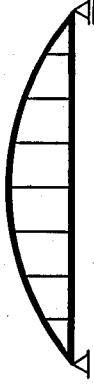
(a) Tide arch bridge



(b) Langer bridge



(c) Lohse bridge



(d) Vierendeel bridge

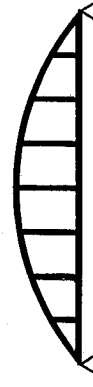


図-1 アーチ系橋梁構造物

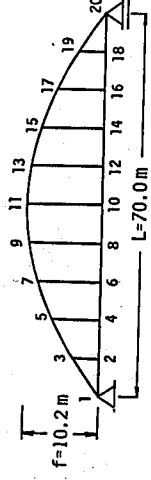


図-2 アーチ橋の形状寸法

Structural properties	Lower chord member	Upper chord member	Vertical member
Gross sectional area: A	0.052 m ²	0.050 m ²	0.007 m ²
Moment of inertia : I	0.0093 m ⁴	0.0077 m ⁴	0.0018 m ⁴
Dead load : w	3.67 t/m	0.39 t/m	0.06 t/m

表-1 アーチ橋の断面諸元

質量法および連続質量法による数値計算結果について、以下に述べる。

図-3は整合質量法により求めたローゼ橋とフィレンデール橋の固有振動モードである。支間中央部に節をもつアーチ橋特有の逆対称振動モードが基本振動モードとして現れ、第2次、3次モードでは曲げ振動と縦振動とが連成していることがわかる。さらに、アーチ系橋梁構造物の固有振動モードは、逆対称および対称の曲げ振動と縦振動とが一つの群をなして繰り返して現れるのが特徴である。

図-4は連続質量法により求められたアーチ系橋梁構造物の固有円振動数と各振動モード次数との関係を示したものである。同一断面諸元を用いているにもかかわらず、フィレンデール橋の固有円振動数が最も大きな値となっている。この理由は、フィレンデール橋の各部材の両端が剛結されていることにより、橋梁全体の剛性が高められたためであると考えられる。このため、固有円振動数はフィレンデール橋、ローゼ橋、ランガー橋、タイドアーチ橋の順で低下していることがわかる。

図-5はフィレンデール橋について、集中質量法と整合質量法により求めた固有円振動数 ω と連続質量法による厳密解 ω_c との比を各振動モードに対して示したものである。同じ質点数では整合質量法による解析結果は集中質量法による結果に比較して、一般的に精度が良い。また、縦振動の卓越する第2次、5次振動モードの固有円振動数は他の曲げ振動のものより、良い精度で求められている。一般的に、集中質量法により求められた固有円振動数は厳密解に対して下界値を、整合質量法は上界値を与える。このことは、連続質量法の固有剛性マトリックスをTaylor展開することにより、3者の位置関係を数学的に証明することができる³⁾。

4. あとがき

本研究は、同一断面諸元をもつアーチ系橋梁構造物の固有円振動数を集中質量法、整合質量法、連続質量法により数値解析し、その精度について検討した。一般的に、集中質量法により求められた固有円振動数は厳密解に対して下界値を、整合質量法は上界値を与える。さらに、同じ質点数では整合質量法による解析結果は集中質量法による結果に比較して、精度が良い。

(参考文献) 1) Clough, R.W. and Penzien, J.: Dynamics of Structures. 2) 林川: 土木学会北海道支部論文報告集、第41号. 3) Hayashikawa, T. and Watanabe, N.: Proc. of ASCE, Vol. 111, No. EM5.

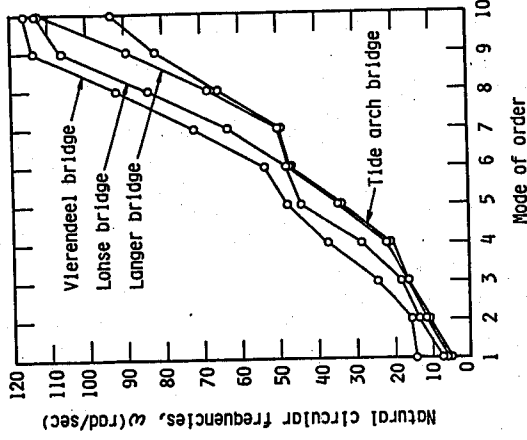


図-3 アーチ橋の固有円振動数

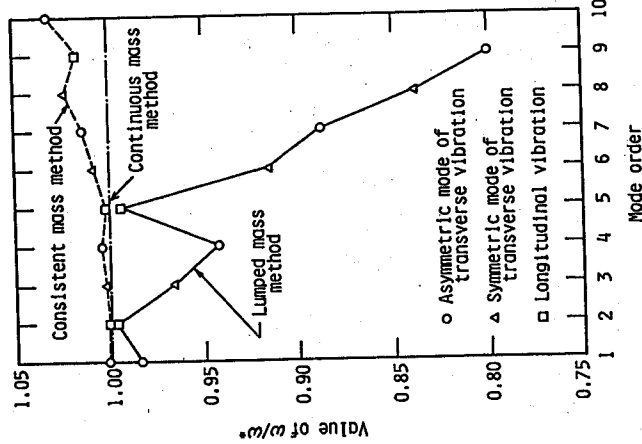


図-4 アーチ橋の固有円振動数の精度

図-5 固有円振動数の精度

I-5 橋梁の振動モードアニメーションとその効果

三菱重工 長崎研究所 原 忠彦

1. はじめに

振動の計算あるいは実験結果の表示法として、その代表的な形態には 周波数応答曲線、固有振動モード、時刻歴波形などがある。表示の方法にはいろいろある。結局のところ平面的表示の域を超えることはできないので、複雑な振動の形態を理解するのは困難である場合が多い。

とくに、振動の専門家以外の人々に理解を求める必要がある場合には、振動そのものが目にみえないことが多いので 体感あるいは可視化することが必要である。

ここでは、振動現象の把握のひとつの手法としてのモードアニメーションについて述べる。

2. アニメーション手法

固有モードを ϕ とするとき $A \phi \cos \quad (i = 1 \sim 15)$ ごとに16枚の静止画を `file` にもち 順次 `display` する。このとき 1, 2.....15, 16, 15,2, 1 の順に繰り返すと32コマの動画となる。
一枚の `file` にひとつのモードを表わすのが普通であるが、2種の異なるモード、構造を表示することも可能である。

例えば

1. 計算モードと実験モードの比較
2. n 次モードと $n+1$ 次モード
3. 構造Aモードと構造Bモード
4. Aモードの全体とAモードの部分拡大
5. Aモードの正面とAモードの側面 方向を変える

アニメーションの具体例を図1に示すとともに、ビデオ装置によって説明の予定。

3. アニメーションの効果と欠点

アニメーションは、振動の形態を一目で理解させる。図2は、トラスドラング一橋の立体振動計算結果である。従来の手法であれば (a) (b) に示すように平面図で示すために異なった方向の振動と位相関係を頭の中で組み立てていたが、(c) (d) に示すように全体的なアニメーションでは視覚によって形態を知ることができる。

特に、強制振動モードでは平面図でモードを表現することができないのでアニメーションが有効である。このような観点から heavy damping, heavy coupling モードにおいて、特に重要である。

また球形タンクなどのように、どの方向からも似た構造の場合もアニメーションが有効である。

しかし、アニメーションは実振動振幅を目視できるように、はるかに誇張しているために専門家以外には、その異様な形態の様子が振動が大きい、破壊するのではないか等の不安を与えることがありその使用方法には注意を要するところである。

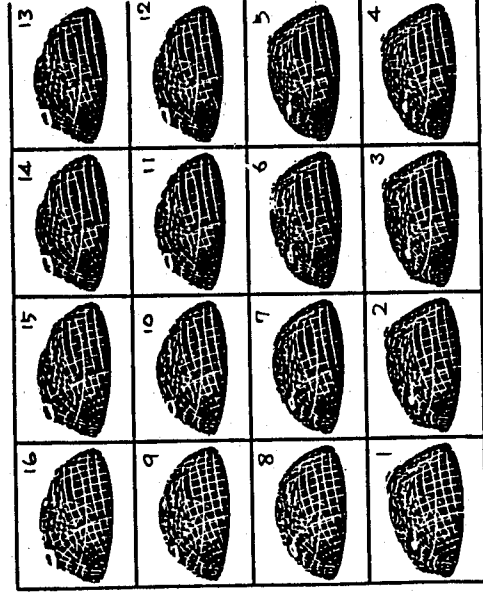


図1. アニメーションの例

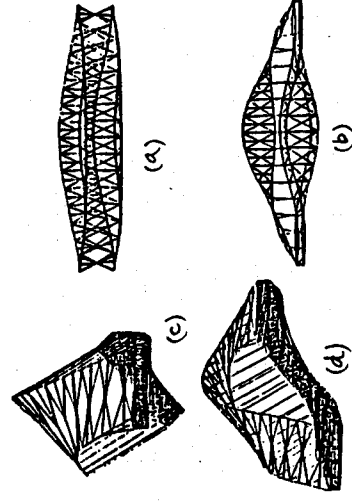


図2 トラスドラング橋の振動モード

I-6 近接施工された橋梁基礎の地震時挙動に関する研究

日本技術開発(株)

佐藤 恒之

東洋大学

小泉 淳

東京電機大学

松井 邦人

1. はじめに

近年、交通量の増大に伴い老朽橋の架け替えや、新橋の建設が盛んに行われているが、用地難や河川の流れ、船舶の運航を阻害するなどの状況から既設橋梁に近接して新設橋梁が建設されるケースが多く見られるようになってきた。単橋の耐震性に関する研究は数多く行われ一般的な場合について、耐震設計法もほぼ確立されていると思われるが、近接施工された橋梁基礎の耐震性を扱った研究はほとんど報告されていない。

本研究は、近接施工された2つの橋梁に着目し、それらの基礎の剛性が異なる場合にどのような地震時挙動を示すかを橋軸直角方向の模型振動実験及び動的応答解析により明らかにしようとしたものである。

2. 実験概要

表 1 試験体の種類

試験体 No.	幅×厚さ×長さ (cm)
1	5×0.12×50
2	5×0.23×50
3	5×0.32×50
4	5×0.45×50

橋梁基礎は、表1に示すように剛性の異なる4種類の鋼製の帯板で評価した。模型地盤には、振動締め固めを行った山砂を用い、砂箱の所定の位置(図1)に鋼製の帯板を挿入して、これに振動を与え、発生する加速度や帯板のひずみなどを測定した。

3. 実験結果

図2及び3は、帯板に生じた最大ひずみの分布を示したものである。図中の番号は、表1に示した試験体番号に対応している。これらの図より、剛性の異なる試験体を隣接した場合(図3)は、

互いの試験体に生ずる最

大ひずみの分布が異なるが、同じ剛性の試験体を隣接させた場合(図2)は、両者がほとんど同じであることがわかる。この実験から2つの試験体に剛性差がある場合には、両者の振動特性がかなり異なり、その差が大きければ大きい程振動特性の相違も大きくなることがわかった。

4. 実験結果と解析結果の比較

実験結果の解析には、汎用振動解析プログラム「FLUSH」を用いた。図4および5は、帯板のひずみから求めた曲げモーメントの実験結果と解析結果とを比較したもので、これらの図をみると解析プログラム「FLUSH」は、実験値をほぼ説明していることがわかる。また、解析結果を見ると、2つの帯板の剛性差が大きくなるほど、剛性の高い方の梁に生ずる曲げモーメントが大きくなることがわかった。

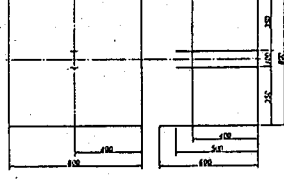


図 1 砂箱の寸法と試験体の位置 (cm)

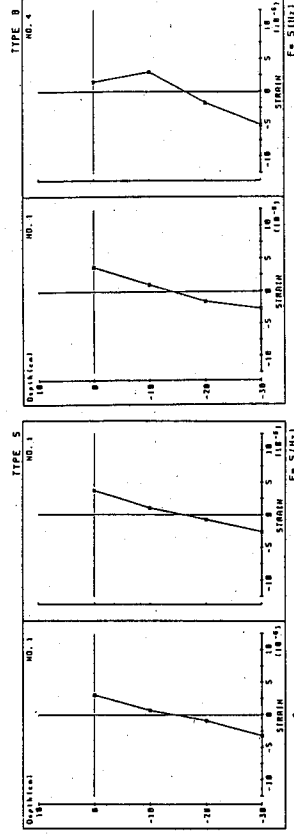


図 2 試験体に発生する最大ひずみ

図 3 試験体に発生する最大ひずみ

5. ケーススタディ

実際に近接施工された互いに剛性のことなる橋梁基礎をもつ橋脚を例に、その検討を行った。計算に用いた地盤は、沖積砂層、粘性土層、洪積砂層、粘性土層、砂れき層の計5層からなる。各土層の

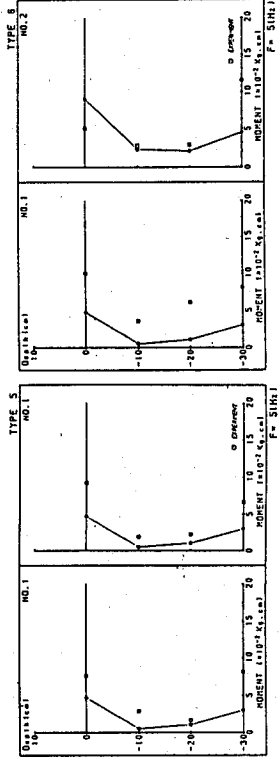


図4 試験体が発生する最大側方変位

土質定数を表2に示す。また、基盤に入力した地震波は、El-Centro地震波で得られた波形を最大加速度150 galとして用いた。計算結果の一例として、それぞれの橋脚先端における時刻歴加速度応答を示したものが図6及び7である。図6は、同じ剛性をもつ基礎を建設した場合の図で、この場合には、両橋脚の先端に生じる加速度(実線と破線)は、同位相となっていることがわかる。一方、図7は、両者の剛性差が大きい場合の図で、実線は、ケーソン基礎を、破線は、杭基礎をそれぞれ表している。この図をみると、両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、橋脚上端の加速度には、著しい位相のずれが見られ、この場合に両橋脚の上端が互いに近付いたり離れたりする現象が生じる可能性を示している。また、表3および4は、地震前後の地盤のセリ断弾性係数の変化率を示したものである。表3は、両橋梁基礎の剛性が等しい場合、表4

は剛性差が大きい場合

である。これらの表より

両橋梁基礎の剛性差

が大きい場合には、剛

性差が等しい場合に比

べ両橋梁基礎間の土が

かなり乱されているこ

とがわかる。この結果両橋梁基

礎間の土は強度の低下が予想さ

れ、地震後または、地震最中に

両橋梁基礎が偏土圧により内側

に倒れ込んだり外側に倒れるこ

とも考えられる。

6. 結論

既設橋梁に近接して新たな橋梁を建設する場合には、地震時の橋脚相互の挙動を考えるとできるだけ同一

の剛性をもつ基礎を用いる事が望ましい。しかし、やむを得ず互いに振動特製の異なる橋梁基礎を施工しな

ければならない場合には、施工段階はもとより施工後についても地震時の挙動を充分に検討することが必要

と思われる。

図5 試験体が発生する最大側方変位

表2 解析地震モデルと土質定数

土質定数	ケーソン基礎	杭基礎	土質定数	ケーソン基礎	杭基礎
①	1	1	①	1	1
②	2	2	②	2	2
③	3	3	③	3	3
④	4	4	④	4	4
⑤	5	5	⑤	5	5
⑥	6	6	⑥	6	6
⑦	7	7	⑦	7	7
⑧	8	8	⑧	8	8
⑨	9	9	⑨	9	9
⑩	10	10	⑩	10	10
⑪	11	11	⑪	11	11
⑫	12	12	⑫	12	12
⑬	13	13	⑬	13	13
⑭	14	14	⑭	14	14
⑮	15	15	⑮	15	15
⑯	16	16	⑯	16	16
⑰	17	17	⑰	17	17
⑱	18	18	⑱	18	18
⑲	19	19	⑲	19	19
⑳	20	20	㉑	21	21
㉒	22	22	㉓	22	22
㉔	23	23	㉕	23	23
㉖	24	24	㉗	24	24
㉘	25	25	㉙	25	25
㉚	26	26	㉛	26	26
㉜	27	27	㉝	27	27
㉞	28	28	㉟	28	28
㊱	29	29	㊲	29	29
㊳	30	30	㊴	30	30
㊵	31	31	㊶	31	31
㊷	32	32	㊸	32	32
㊹	33	33	㊺	33	33
㊻	34	34	㊼	34	34
㊽	35	35	㊾	35	35
㊿	36	36	㋀	36	36
㋁	37	37	㋂	37	37
㋃	38	38	㋄	38	38
㋅	39	39	㋆	39	39
㋇	40	40	㋈	40	40
㋉	41	41	㋊	41	41
㋋	42	42	㋌	42	42
㋍	43	43	㋎	43	43
㋏	44	44	㋐	44	44
㋑	45	45	㋒	45	45
㋓	46	46	㋔	46	46
㋕	47	47	㋖	47	47
㋗	48	48	㋘	48	48
㋙	49	49	㋚	49	49
㋛	50	50	㋜	50	50
㋝	51	51	㋞	51	51
㋟	52	52	㋠	52	52
㋡	53	53	㋢	53	53
㋣	54	54	㋤	54	54
㋥	55	55	㋦	55	55
㋧	56	56	㋨	56	56
㋩	57	57	㋪	57	57
㋫	58	58	㋬	58	58
㋭	59	59	㋮	59	59
㋯	60	60	㋰	60	60
㋱	61	61	㋲	61	61
㋳	62	62	㋴	62	62
㋵	63	63	㋶	63	63
㋷	64	64	㋸	64	64
㋹	65	65	㋺	65	65
㋻	66	66	㋼	66	66
㋽	67	67	㋾	67	67
㋿	68	68	㋠	68	68
㊱	69	69	㊲	69	69
㊳	70	70	㊴	70	70
㊵	71	71	㊶	71	71
㊷	72	72	㊸	72	72
㊹	73	73	㊺	73	73
㊻	74	74	㊼	74	74
㊽	75	75	㊾	75	75
㊿	76	76	㋀	76	76
㋁	77	77	㋂	77	77
㋃	78	78	㋄	78	78
㋅	79	79	㋆	79	79
㋇	80	80	㋈	80	80
㋉	81	81	㋊	81	81
㋋	82	82	㋌	82	82
㋍	83	83	㋎	83	83
㋏	84	84	㋐	84	84
㋑	85	85	㋒	85	85
㋓	86	86	㋔	86	86
㋕	87	87	㋖	87	87
㋗	88	88	㋘	88	88
㋙	89	89	㋚	89	89
㋛	90	90	㋜	90	90
㋝	91	91	㋞	91	91
㋟	92	92	㋠	92	92
㋡	93	93	㋢	93	93
㋣	94	94	㋤	94	94
㋥	95	95	㋦	95	95
㋧	96	96	㋨	96	96
㋩	97	97	㋪	97	97
㋫	98	98	㋬	98	98
㋭	99	99	㋮	99	99
㋯	100	100	㋰	100	100

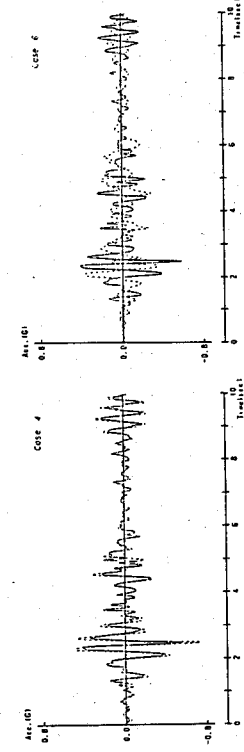


図6 試験体が発生する最大側方変位

表3 実地試験による地震のセリ断弾性係数の変化率

10.83	10.07	9.75	24.84	10.40	11.09
5.76	7.38	17.02	17.02	7.58	5.76
6.61	10.10	27.49	25.85	9.88	6.49
7.22	12.60	28.72	25.98	12.12	7.10
23.81	23.49	34.88	27.41	30.22	33.13
23.01	31.65	33.74	49.14	31.31	32.46
11.22	35.17	33.72	52.66	32.93	29.88
13.43	20.07	32.08	32.08	10.32	12.95
6.59	62.35	64.33	66.07	62.27	43.08

表4 実地試験による地震のセリ断弾性係数の変化率

10.83	10.02	14.37	14.17	10.19	10.73
5.63	7.23	9.13	10.32	7.23	5.37
6.45	10.04	17.23	12.32	9.86	6.43
7.20	12.68	13.72	15.74	12.12	7.04
23.56	20.91	23.12	25.36	20.14	24.13
23.48	31.03	30.53	27.76	31.63	32.80
11.44	35.33	42.47	42.76	34.32	22.91
12.03	20.02	23.90	26.76	10.62	13.16
6.69	64.33	62.73	73.82	62.38	43.82

金沢工業大学 正会員 〇本田 秀行
金沢大学工学部 正会員 小堀 為雄

1. まえがき 最近、橋梁上を走行する自動車の乗心地や伸縮装置部に生じる瞬間的な自動車の衝撃力などが検討され始められており、従来の衝撃問題のような橋梁応答の最大値で動的挙動を評価する方法に加え、時系列による振動波形そのものも検討されるようになってきた。このことから、橋梁のモデル以外に、自動車自体の振動系モデルが解析上の重要な因子となってきた。

そこで、本研究では、実際の大型ダンブトラック車を考慮して、その振動系モデルを前・後軸のバウシニングとピッチング振動、後輪2軸のバウシニングおよびトラニオン部でのピッチング振動をもつ6自由度系として解析した。そして、その振動系モデルに対する動的応答の評価や運動方程式の解析で誘導される慣性連成の挙動に関する検討などを試みた。

2. 動的応答解析 図-1に後輪2軸の大型ダンブトラック車を想定した6自由度の振動系モデルを示す。この場合の振動系モデルの運動方程式は、エネルギー法を適用して整理すると、次式のように誘導される。図-1 6自由度自動車モデル

(m_1+m_3) $\ddot{z}_1 - m_3 l_2 \ddot{\theta}_1 + k_1(z_1+l_1\theta_1-z_2) + k_4(z_1-l_2\theta_1+l_3\theta_3-z_5) + k_6(z_1-l_2\theta_1-l_3\theta_3-z_7) +$
慣性連成項 $+ c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2) + c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5) + c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7) = 0$ (1)

($J_1+m_3 l_2^2$) $\ddot{\theta}_1 - m_3 l_2 \ddot{z}_1 + l_1 k_1(z_1+l_1\theta_1-z_2) - l_2[k_4(z_1-l_2\theta_1+l_3\theta_3-z_5) + k_6(z_1-l_2\theta_1-l_3\theta_3-z_7)] +$
 $+ l_1 c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2) - l_2[c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5) + c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7)] = 0$ (2)

$J_3 \ddot{\theta}_3 + l_3[k_4(z_1-l_2\theta_1+l_3\theta_3-z_5) - k_6(z_1-l_2\theta_1-l_3\theta_3-z_7)] +$
 $+ l_3[c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5) - c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7)] = 0$ (3)

$m_2 \ddot{z}_2 - k_1(z_1+l_1\theta_1-z_2) + k_2(z_2-y_1) - c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2) + c_2(\dot{z}_2-\dot{y}_1) = 0$ (4)

$m_5 \ddot{z}_5 - k_4(z_1-l_2\theta_1+l_3\theta_3-z_5) + k_5(z_5-y_2) - c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5) + c_5(\dot{z}_2-\dot{y}_2) = 0$ (5)

$m_7 \ddot{z}_7 - k_6(z_1-l_2\theta_1-l_3\theta_3-z_7) + k_7(z_7-y_3) - c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7) + c_7(\dot{z}_7-\dot{y}_3) = 0$ (6)

ここで、上式(1),(2)の右辺第2項には、 $-m_3 l_2 \ddot{\theta}_1$ 、 $-m_3 l_2 \ddot{z}_1$ の慣性連

成項が解析結果として含まれているが、既往の研究ではこの項が省略される場合もあることから、この慣性連成項が省略できるか否かに対する基礎的な検討を加える。まず、表-2を基に式(1),(2)を改めると次式を得る。

$$M(1-m_3^2 l_2^2 / MJ) \ddot{z}_1 + (A_1+B_1) + m_3 l_2 / J(A_2+B_2) = 0 \quad (7)$$

$$J(1-m_3^2 l_2^2 / MJ) \ddot{\theta}_1 + (A_2+B_2) + m_3 l_2 / M(A_1+B_1) = 0 \quad (8)$$

ここで、上式(7),(8)に対して、次式(9),(10),(11)に示す近似が成立するならば、式(1),(2)に示した慣性連成項を省略することが可能である。

また、別の角度からも検討を $m_3^2 l_2^2 / MJ \ll 1$ (9)

加えるために、式(7),(8)を $m_3 l_2 / J |A_2+B_2| \ll |A_1+B_1|$ (10)

次式(12),(13)のように変形 $m_3 l_2 / M |A_1+B_1| \ll |A_2+B_2|$ (11)

する。これら式(12)。

(13)に対して次式(14)

に示す近似が成立する $J \ddot{\theta}_1 (1-m_3 l_2^2 / J \cdot \ddot{z}_1 / l_2 \ddot{\theta}_1) + (A_2+B_2) = 0$ (13)

ならば、その慣性連成

$M/m_3 \gg |l_2 \ddot{\theta}_1 / \ddot{z}_1| \gg m_3 l_2^2 / J$ (14)

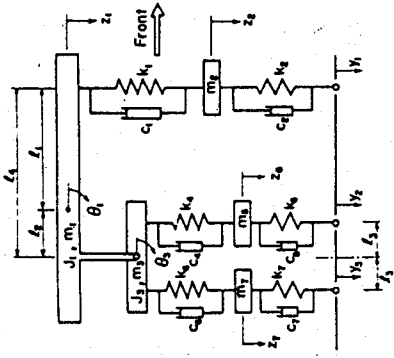


図-1 6自由度自動車モデル

表-1 記号の対応

記号	対応記号
M	$m_1 + m_3$
J	$J_1 + J_2$
A ₁	ばね定数Kによる力
B ₁	減衰係数Cによる力
A ₂	ばね定数Kによるモーメント
B ₂	減衰係数Cによるモーメント

表-2 自動車諸元と検討

m_1	16.84 (kgf·s ² /cm)
m_3	0.42 (kgf·s ² /cm)
l_2	97.3 (cm)
J_1	5.0×10^5 (kgf·s ² ·cm)
$M=m_1+m_3$	17.26 (kgf·s ² /cm)
$J=J_1+m_3 l_2^2$	5.04×10^5 (kgf·s ² ·cm)
$m_3^2 l_2^2 / MJ$	0.00019
$m_3 l_2 / J$	8.11×10^{-5} (cm ⁻¹)
$m_3 l_2 / M$	2.37 (cm)
M/m_3	41.10
$m_3 l_2^2 / J$	0.0079

項は省略することが可能である。

3. 数値計算 以上の慣性連成項に対する検討のために、図一1に示した自動車モデルが単独走行する場合の動的応答解析を行った。運動方程式の数値積分はNewmark の β 法を用い、積分時間間隔を0.005 秒、走行速度は40km/hとした。

図一2に走行路面を示す。この路面凹凸は、局部的に路面不整が認められるように、路面状態が<普通>と<悪い>の境界スベクトル $\bar{z}_1$ を用いてサンプリングしたものである。

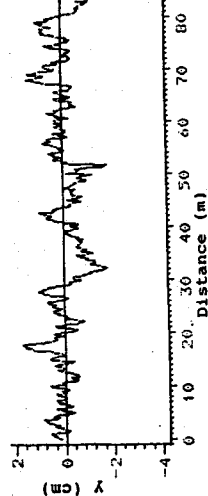
表一2に数値計算に用いた自動車諸元の一部と検討に対する数値を示す。この表での $m_3^2 l_2^2 / (MJ)$ 値は0.00019となり、式(9)の近似は実用上成立するものと思われる。式(10)、(11)、(14)に対する動的応答の一例を示したのが

図一3～7である。図一3と4を比較すると、時間的な応答に変動が見られるが、両者の最大値は約1%程度であることから、実用上、式(10)は満足されよう。同様に、図一5と6を比較した場合、最大値的には両者は約2%程度であり、実用上、式(11)も成立するものと思われる。

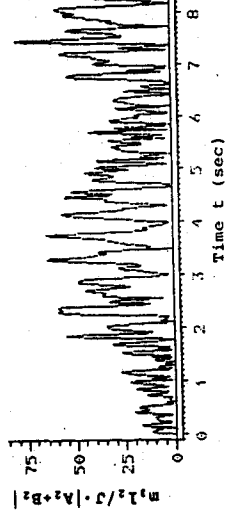
つぎに、式(14)については、表一2の諸元から、その値が0.0079～41.1の範囲内であれば近似が成立する。ところが、図一7を見ると、路面性状が比較的平坦な場合は応答量もその範囲内にあり成立するが、路面不整が顕著な場合にはその範囲を大きく超える傾向がある。したがって、式(14)の成立には路面凹凸の性状が大きく影響しており、その不整の状態によっては近似が成立しない。これは、バウシングとピッチング挙動に関する条件の成立と考えられ、 $\bar{z}_1=0$ で $\bar{\theta}_1 \neq 0$ (ピッチング振動)の時、あるいは $\bar{z}_1 \neq 0$ で $\bar{\theta}_1=0$ (バウシング振動)の時が生じると式(14)は常に成立しないものと思われる。

4. あとがき 本研究では、運動方程式の解析で誘導される慣性連成項に対する検討を加えた。その結果、式(9)、(10)、(11)の基に、実用上慣性連成項を省略できよう。しかしながら、路面性状、自動車の諸元(特に慣性モーメント)、走行速度などによっては、 A_1, B_1, A_2, B_2 に含まれる c と k による力やモーメント項が時刻と共に変動し、また $|A_1+B_1|=0$ で $|A_2+B_2|>0$ 、あるいは、 $|A_2+B_2|=0$ で $|A_1+B_1|>0$ も生じるため、式(10)、(11)の条件は常に成立するとは言えない場合もある。このことは、自動車に関する運動方程式を一層複雑にする結果となるが、伸縮装置部に生じる自動車の局所的な動的応答問題や自動車の乗心地問題などを検討する場合の自動車モデルに関する基礎的な知見と言えるものと思われる。

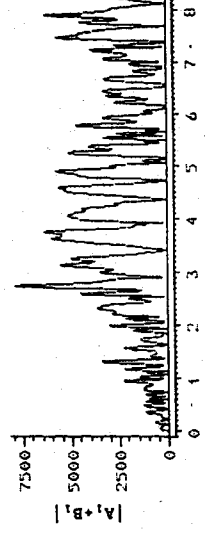
<参考文献> 1) 本田：土論集 第374号/1-6, 1986年。



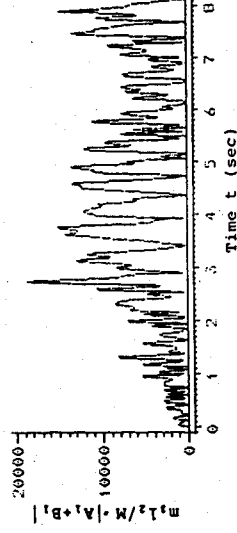
図一2 走行路面凹凸



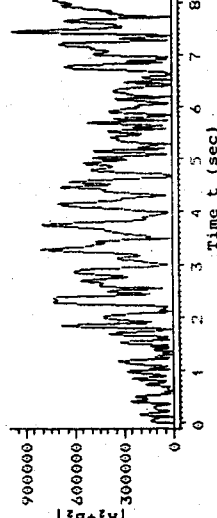
図一3 $m_3 l_2 / J \cdot |A_2 + B_2|$ の応答例



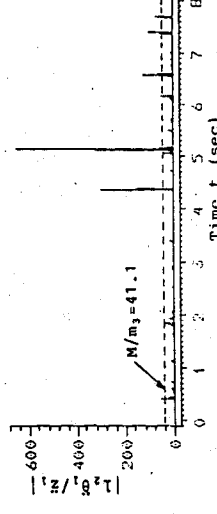
図一4 $|A_1 + B_1|$ の応答例



図一5 $m_3 l_2 / M \cdot |A_1 + B_1|$ の応答例



図一6 $|A_2 + B_2|$ の応答例



図一7 $|l_2 \bar{\theta}_1 / \bar{z}_1|$ の応答例

1. まえがき 連続桁橋の走行荷重下における不規則振動解析を行うに先立って、桁橋の構造諸元（断面2次モーメント、単位長さ当たり重量etc.）調査を行い、これらの値を径間長に対して整理した¹⁾。その結果をもとに桁橋のモデル化を行ったが、構造諸元のばらつきが大きいため、これらの諸元から算出される固有振動数も、径間長に対してばらついた値となる。この固有振動数は動的応答に及ぼす影響が大きく、カナダ・オンタリオ州の基準²⁾では、動荷重増幅率を橋梁の1次固有振動数で与えている。このようなことから、橋の固有振動数の動的応答に与える影響を定量的に調べるために、走行荷重下の非定常達成不規則振動解析を行う。また、減衰定数の動的応答に及ぼす影響についても考察を行う。

2. 解析モデル 構造諸元調査結果によると、断面2

次モーメントおよび単位長さ当たり重量に比べ、固有振動数のばらつきは比較的小かった¹⁾。固有振動数の値を、回帰曲線から $\pm 2\sigma$ (σ : 標準偏差) の範囲で変化させ、それに伴って変化する断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量についても、回帰直線の $\pm 2\sigma$ の範囲で決定した。得られた桁橋モデルおよび車両モデルの構造諸元をそれぞれ表-1、表-2に示す。車両は単一走行とし、また路面凹凸スペクトルについては、 $S_r(\Omega) = \alpha / (\Omega^n + \beta^n)$

($\alpha = 0.003 \text{ cm}^2/(\text{m}/\text{c}), \beta = 0.02 \text{ c}/\text{m}, n = 2.5$) を採用した。

3. 解析結果 ここでは、得られた2乗平均値応答を、静的最大値で除して無次元化している。

(1) 考慮するモード次数 連続桁の振動解析を行う場合、何次モードまで考慮するか、重要となる。そこで、2径間および3径間連続桁について、考慮するモード次数による動的応答の変化について、解析を行った(図-1)。この結果より、2径間連続桁では3次モード、3径間連続桁では5次モードまで考慮すれば、十分に動的応答を評価できると考えられる。

表-1 橋梁モデル

	スパン長	単位長さ 当り重量 (t/m)	断面2次 モーメント (m^4)	固有振動数 (Hz)
単 純 桁	40m	3.446	0.1375	2.813
	60m	5.826	0.3147	1.455
	60m	5.275	0.4425	1.813
	80m	8.206	0.4918	0.862
連2 径間 桁橋	60m:60m	4.760	0.4299	2.943
		5.288	0.2883	2.287
連3 径間 桁橋	48m:60m:48m	6.722	0.3785	3.566
		5.105	0.2454	3.295
		6.722	0.2675	3.000
		6.722	0.1927	2.544

表-2 車両モデル

総重量(t)	20.0
自由度	2
固有振動数(Hz)	3.0
慣性モーメント(m^2)	50.944
走行速度(m/s)	10.0
減衰定数	0.03

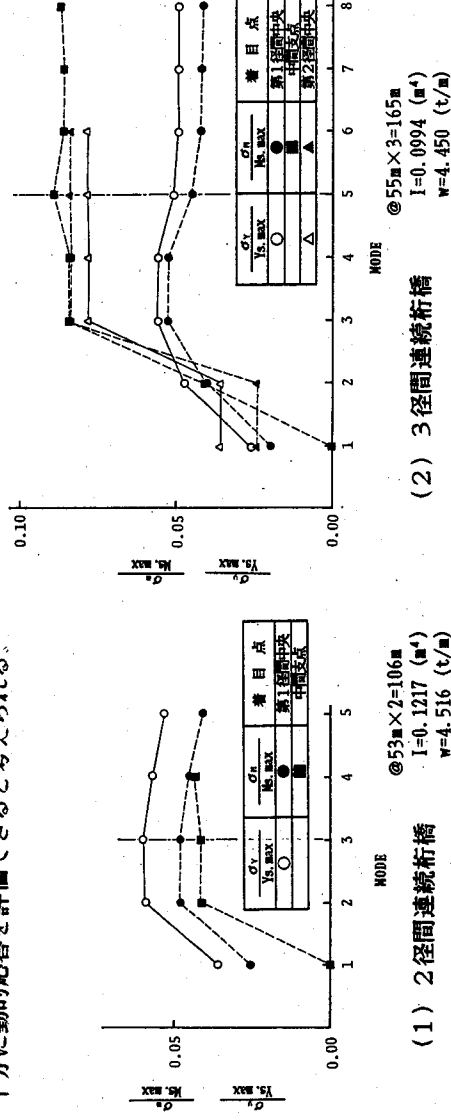


図-1 モード次数と応答値の関係

(2)固有振動数の影響 表-2からわかるように、車両モデルの固有振動数を3Hzとしているため、橋梁の固有振動数が3Hzに近くなると、共振状態となり応答値の大きくなることが予想される。橋梁の固有振動数は、2径間連続桁で2次振動、3径間連続桁で3次振動の場合に3Hzに近い値を有する。

そこで、解析結果を単純桁では1次、2径間および3径間連続桁ではそれぞれ2次、3次の固有振動数により整理した。結果を図-2に示す。橋梁モデルの固有振動数が3Hz以下の範囲では、3Hzに近づくほど直線的に大きくなっていくことが分かる。また、3Hzを越える範囲（3径間連続桁のみ）では、固有振動数の増加に伴い、径間中央部では動的応答が増加する傾向にあるが、中間支点上では減少している。このことより、径間長が等しくても構造諸元の選定により、応答値が大きく変化する事がわかる。単純桁については、支間長40mおよび80mの場合の解析値も併記したが、支間長に関係なく固有振動数の増加に伴い、動的応答値はほぼ直線的に増加していることがわかる。

(2)減衰定数の評価 実橋の減衰定数は約0.02、もしくはこれより小さいと言われている³⁾。また、山田・小堀⁴⁾によると、減衰定数が0~0.02まで変化しても応答値の変化は2割程度であると報告されている。ここで、減衰定数 β を0.0032（対数減衰率0.02）から0.02まで変化させて解析を行った結果を図-3に示す。2乗平均値応答には1割程度の差がみられた。

参考文献

- 1) 川谷・嶋田・蒲原：本ゴロキウム，1987.7.
- 2) BILLING, J. R. : Canadian J. of Civil Engg., Vol. 11, NO. 4, Nov., 1984.
- 3) 伊藤・片山：土木学会論文集，第117号，1965.5.
- 4) 山田・小堀：土木学会論文集，第148号，1967.12.

図-3 対数減衰率と応答値の関係

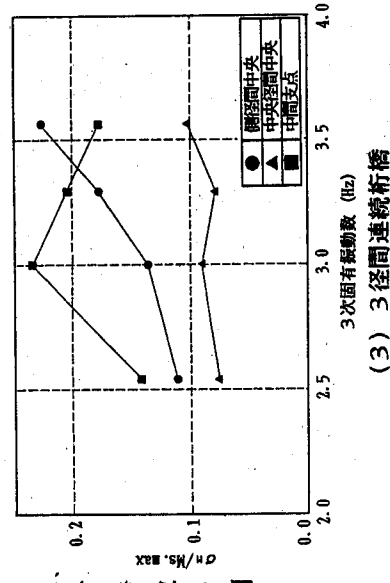
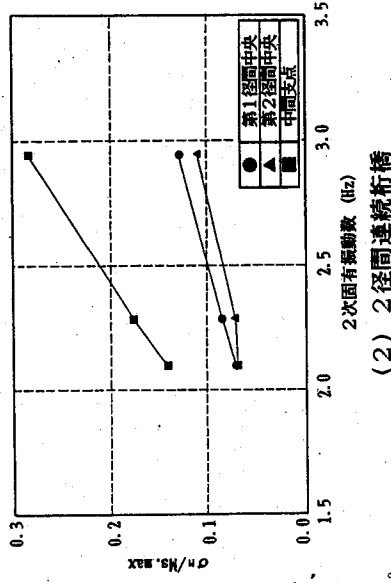
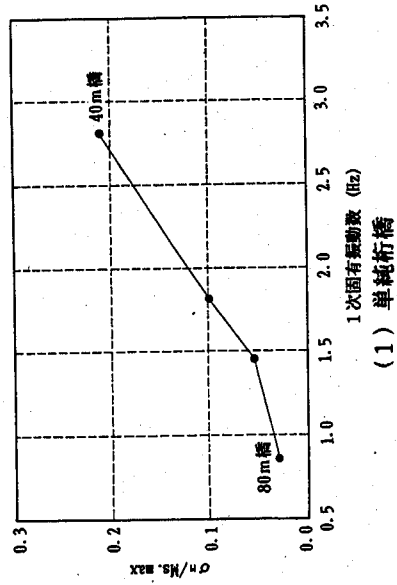
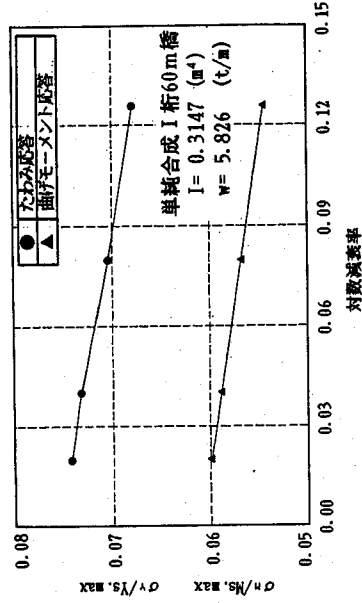


図-2 固有振動数と応答値の関係



1. はじめに

橋梁の動的応答に関する研究は、多く行われてきたが、それらのほとんどは橋梁を梁として取り扱ってきた。しかし、現実の交通状況を考えると、渋滞時には、上下何れか一方の車線のみが渋滞し、もう一方の車線はスムーズに交通が流れることが多く、橋梁にとっては極端な偏載荷重下に置かれるということがしばしば生じる。このような偏載荷重下の橋梁を、幅員方向の影響を考慮できない梁理論を用いて解析することには少なからぬ問題があるように思われる。本報告では、板理論を用いることにより、偏載荷重下の橋梁の幅員方向の挙動を検討するものである。なお、モデル橋梁としては、支間長に対する巾員の比率が比較的大きいスラブ橋を取り上げた。

2. 解析モデル

モデル橋梁はRCスラブ橋で、支間長 $L=10$ or 20 m、幅員 $B=8$ m、スラブ厚さ 0.5 m ($L=10$) or 1.1 m ($L=20$ m) の直交異方性板 ($E_x, E_y=1.0, 2.0, 4.0 \times 10^5$ kgf/cm²) とした。解析における剛性値の組み合わせと解析ケース名を表1に示す。走行および渋滞車両は、ピッチングを含めた4自由度系としてモデル化した総重量20tfの大型車 (縦荷満載) と横荷のみが5tf軽い総重量15tfの大型車を考えた。 $L=20$ の場合には3台、 $L=10$ の場合には1台の渋滞車両があるものとし、反対車線を等速で1台の車両が40, 60または80km/hrで走行するものとした。幅員方向の動的応答の評価には、支間中央で幅員方向に3つの着目点を設定し、この位置における最大静たわみ、最大動たわみおよび動的係数 D_c を用いた。動的係数 D_c は次式で表される。

$$D_c = (w_{dmax} / w_{smax}) - 1, \quad w_{dmax} = \text{最大動たわみ}, \quad w_{smax} = \text{最大静たわみ} \quad \dots\dots\dots (1)$$

解析は、異方性板の基本方程式から橋梁の固有振動数を求めてモード解析を行い、数値積分にはNewmarkの β 法を用いた。なお、解析においては、予備計算の結果から振幅が微小な高次モードを除いた図3に示す3つのモード：(橋軸方向モード次数:m、幅員方向モード次数:n)=(1,0), (1,1), (2,0) を採用した。

3. 解析結果と考察

紙面の制約から、結果を図示出来ないで、以下に総括的に解析結果とその考察を概述する。

まず $E_x=E_y$ として、等方性板としての解析 (ケースA、BおよびC) では、板剛性が大きくなると静たわみ、動たわみとも最大値は小さくなるが、動的係数は大きくなる。また、通過車両速度の増加に伴い、また、および (幅員長/支間長) が小さい程、幅員中央と端部の応答の最大値の差は大きくなるが、板剛性の増加とともに応答値の絶対値は減少する。次に、橋軸方向の剛性 E_x を一定にして、橋軸直角 (幅員) 方向の剛性 E_y を $E_y/E_x = 0.5, 1.0, 2.0$ とした場合 (ケースD、BおよびE) をみると、通過車両の速度が80km/hrの場合に異方性板としてモデル化することによる幅員方向の応答への影響が顕著に現れる。すなわち、幅員方向の剛性が増加に伴って、動的たわみの最大値も増加している。等方性板の場合や異方性板でも通過車両の速度が小さい場合には板剛性の増加に伴って、動的係数は増加しても、動的たわみの最大値は減少する傾向にあり、このことは従来の系の剛性を上げることにより動的応答の減少を図るという概念とも一致した傾向であったが、異方性板としてモデル化し、かつ通過車両速度が大きい場合には、幅員方向の動的応答に関して逆の結果が数値計算の結果とはいえ現れたことになる。

上述の結果は、比較のために行った渋滞車両の無い場合にも同様であったが、渋滞車両のある場合には応答値はより大きくなっており、偏載荷重の影響は無視できないものと考えられる。

ここでの結果は、RCスラブ橋を解析モデルに選んだので、支間長が比較的小さく、また、実情に合わせるために支間長の変化に伴ってスラブ厚を変化させたので、直ちにこの結果を他の橋梁へも外挿して考えることは慎まねばならないが、一般の桁橋を板理論を用いて解析することにより、興味深い結果が得られるので

1. はじめに

振動の計算あるいは実験結果の表示法として、その代表的な形態には 周波数応答曲線、固有振動モード、時刻歴波形などがある。表示の方法にはいろいろあっても 結局のところ平面的表示の域を超えることはできないので、複雑な振動の形態を理解するのは困難である場合が多い。

とくに、振動の専門家以外の人々に理解を求める必要がある場合などには、振動そのものが目にみえないことが多いので 体感あるいは可視化することが必要である。

ここでは、振動現象の把握のひとつの手法としてのモードアニメーションについて述べる。

2. アニメーション手法

固有モードを ϕ とするとき $A \phi \cos \quad (i = 1 \sim 15)$ ごとに16枚の静止画を `file` にもち 順次 `replay` する。このとき 1, 2.....15, 16, 15,2, 1 の順に繰り返すと32コマの動画となる。

一枚の `file` にひとつのモードを表わすのが普通であるが、2種の異なるモード、構造を表示することも可能である。

例えば

1. 計算モードと実験モードの比較
2. n 次モードと $n+1$ 次モード
3. 構造Aモードと構造Bモード
4. Aモードの全体とAモードの部分拡大
5. Aモードの正面とAモードの側面 方向を変える

アニメーションの具体例を図1に示すとともに、ビデオ装置によって説明の予定。

I-6 近接施工された橋梁基礎の地震時挙動に関する研究

日本技術開発(株)

佐藤 恒之

東洋大学

小泉 淳

東京電機大学

松井 邦人

1. はじめに

近年、交通量の増大に伴い老朽橋の架け替えや、新橋の建設が盛んに行われているが、用地難や河川の流
れ、船舶の通航を阻害するなどの状況から既設橋梁に近接して新設橋梁が建設されるケースが多く見られる
ようになってきた。単橋の耐震性に関する研究は数多く行われ一般的な場合について、耐震設計法もほぼ確
立されていると思われるが、近接施工された橋梁基礎の耐震性を扱った研究はほとんど報告されていない。

本研究は、近接施工された2つの橋梁に着目し、それらの基礎の剛性が異なる場合にどのような地震時挙
動を示すかを橋軸直角方向の模型振動実験及び動的応答解析により明らかにしようとしたものである。

2. 実験概要

橋梁基礎は、表1に示すよう

表 1 試験体の種類

試験体 No.	幅×厚さ×長さ (cm)
1	5×0.12×50
2	5×0.23×50
3	5×0.32×50
4	5×0.45×50

に剛性の異なる4種類の鋼製の
帯板で評価した。模型地盤には、
振動締め固めを行った山砂を用
い、砂箱の所定の位置(図1)
に鋼製の帯板を挿入して、これ
に振動を与え、発生する加速度
や帯板のひずみなどを測定した。

3. 実験結果

図2及び3は、帯板に
生じた最大ひずみの分布
を示したものである。図
中の番号は、表1に示し
た試験体番号に対応して
いる。これらの図より、
剛性の異なる試験体を隣
接した場合(図3)は、
互いの試験体に生ずる最

大ひずみの分布が異なるが、同じ剛性の試験体を隣接させた場合(図2)は、両者がほとんど同じであるこ
とがわかる。この実験から2つの試験体に剛性差がある場合には、両者の振動特性がかなり異なり、その差
が大きければ大きい程振動特性の相違も大きくなることがわかった。

4. 実験結果と解析結果の比較

実験結果の解析には、汎用振動解析プログラム「FLUSH」を用いた。図4および5は、帯板のひずみ
から求めた曲げモーメントの実験結果と解析結果とを比較したもので、これらの図をみると解析プログラム
「FLUSH」は、実験値をほぼ説明していることがわかる。また、解析結果を見ると、2つの帯板の剛性
差が大きくなるほど、剛性の高い方の梁に生ずる曲げモーメントが大きくなることがわかった。

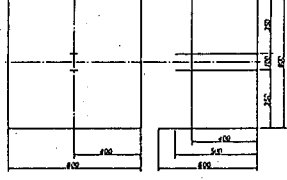


図 1 砂箱の寸法と試験体の位置 (mm)

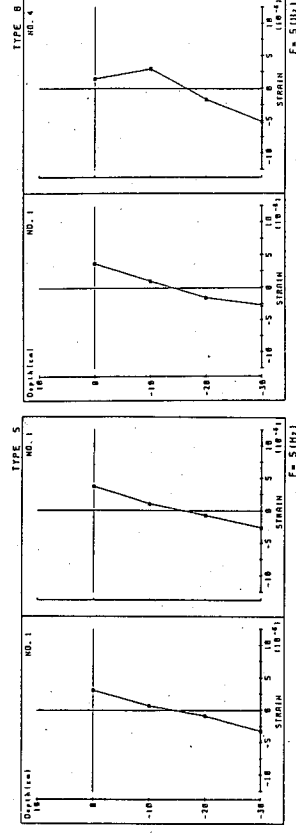


図 2 試験体に発生する最大ひずみ

図 3 試験体に発生する最大ひずみ

5. ケー ス ス タ デ ィ

実際に近接施工された互いに剛性のことなる橋梁基礎をもつ橋脚を例に、その検討を行った。計算に用いた地盤は、沖積砂層、粘性土層、洪積砂層、粘性土層、砂れき層の計5層からなる。各土層の土質定数を表2に示す。また、基礎に入力した地震波は、BL-Centro地震波で得られた波形を最大加速度150galとして用いた。計算結果の一例として、それぞれの橋脚先端における時刻歴加速度応答を示したものが図6及び7である。図6は、同じ剛性をもつ基礎を建設した場合の図で、この場合には、両橋脚の先端に生じる加速度(実線と破線)は、同位相となっていることがわかる。一方、図7は、両者の剛性差が大きい場合の図で、実線は、ケーソン基礎を、破線は、杭基礎をそれぞれ表している。この図をみると、両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、橋脚上端の加速度には、著しい位相のずれが見られ、この場合に両橋脚の上端が互いに近付いたり離れたりする現象が生じる可能性を示している。また、表3および4は、地震前後の地盤のせん断弾性係数の変化率を示したものである。表3は、両橋梁基礎の剛性が等しい場合、表4は剛性差が大きい場合である。これらの表より両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、剛性が等しい場合に比べ両橋梁基礎間の土がかなり乱されていることがわかる。この結果両橋梁基礎間の土は強度の低下が予想され、地震後または、地震最中に両橋梁基礎が偏土圧により内側に倒れ込んだり外側に倒れることも考えられる。

6. 結 論

既設橋梁に近接して新たな橋梁を建設する場合には、地震時の橋脚相互の挙動を考えるとできるだけ同一の剛性をもつ基礎を用いる事が望ましい。しかし、やむを得ず互いに振動特製の異なる橋梁基礎を施工しなければならぬ場合には、施工段階はもとより施工後についても地震時の挙動を充分に検討することが必要と思われる。

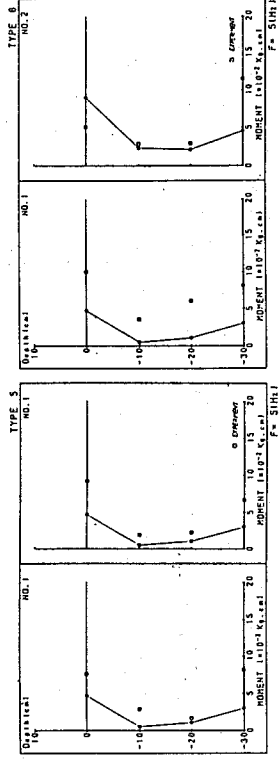


図 4 試験体が発生する最大面げモーメント

土質定数を表2に示す。また、基礎に入力した地震波は、BL-Centro地震波で得られた波形を最大加速度150galとして用いた。計算結果の一例として、それぞれの橋脚先端における時刻歴加速度応答を示したものが図6及び7である。図6は、同じ剛性をもつ基礎を建設した場合の図で、この場合には、両橋脚の先端に生じる加速度(実線と破線)は、同位相となっていることがわかる。一方、図7は、両者の剛性差が大きい場合の図で、実線は、ケーソン基礎を、破線は、杭基礎をそれぞれ表している。この図をみると、両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、橋脚上端の加速度には、著しい位相のずれが見られ、この場合に両橋脚の上端が互いに近付いたり離れたりする現象が生じる可能性を示している。また、表3および4は、地震前後の地盤のせん断弾性係数の変化率を示したものである。表3は、両橋梁基礎の剛性が等しい場合、表4は剛性差が大きい場合である。これらの表より両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、剛性が等しい場合に比べ両橋梁基礎間の土がかなり乱されていることがわかる。この結果両橋梁基礎間の土は強度の低下が予想され、地震後または、地震最中に両橋梁基礎が偏土圧により内側に倒れ込んだり外側に倒れることも考えられる。

表 2 解析地盤モデルと土質定数

土層 No.	土質 No.	密度 ρ (ton/m ³)	縦波速度 V_p (m/sec)	横波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (ton/m ²)
①	1	1.70	150	—	3100
②	2	—	—	—	—
③	3	1.60	100	—	1637
④	4	—	—	—	—
⑤	5	—	—	—	—
⑥	6	1.85	270	—	15870
⑦	7	—	—	—	—
⑧	8	1.80	270	—	8970
⑨	9	2.15	400	—	35102

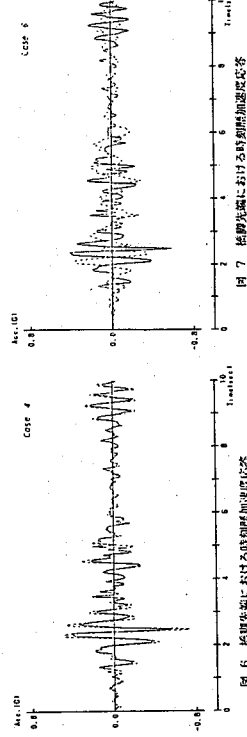


図 6 橋脚先端における時刻歴加速度応答

表 3 地盤強度による地盤のせん断弾性係数の変化率

10.89	10.97	27.75	24.88	10.40	11.09
5.76	7.38	17.92	17.02	7.20	5.76
6.81	10.10	27.49	25.66	9.88	6.49
7.23	12.60	28.72	25.96	12.13	7.10
32.61	29.42	54.88	47.42	20.32	32.12
22.81	21.08	53.74	49.14	21.31	22.46
11.22	25.17	53.72	52.66	23.93	20.28
12.42	20.97	32.38	32.99	19.32	12.95
8.58	52.25	84.33	86.07	62.27	45.08

表 4 地盤強度による地盤のせん断弾性係数の変化率

10.82	10.02	14.37	14.17	10.18	10.78
5.03	7.23	9.10	10.53	7.23	5.57
6.40	10.04	17.25	12.72	9.86	6.42
7.32	12.68	23.72	15.74	12.12	7.04
31.56	29.81	32.12	35.36	30.14	34.12
22.48	21.92	30.52	27.76	21.62	22.89
11.44	35.22	42.47	42.75	34.32	29.91
13.62	20.92	23.50	24.76	19.62	13.16
6.69	64.02	62.72	73.82	62.98	45.82

金沢工業大学 正会員 ○本田 秀行
金沢大学工学部 正会員 小堀 為雄

1. まえがき 最近、橋梁上を走行する自動車の乗心地や伸縮装置部に生じる瞬間的な自動車の衝撃力などが検討され始められており、従来の衝撃問題のような橋梁応答の最大値で動的挙動を評価する方法に加え、時系列による振動波形そのものも検討されるようになってきた。このことから、橋梁のモデル以外に、自動車自体の振動系モデルが解析上の重要な因子となってきた。

そこで、本研究では、実際の大型ダンブトラック車を考慮して、その振動系モデルを前・後軸のバウシニングとピッチング振動、後輪2軸のバウシングおよびトラニオン部でのピッチング振動をもつ6自由度系として解析した。そして、その振動系モデルに対する動的応答の評価や運動方程式の解析で誘導される慣性連成の挙動に関する検討などを試みた。

2. 動的応答解析 図-1に後輪2軸の大型ダンブトラック車を想定した6自由度の振動系モデルを示す。この場合の振動系モデルの運動方程式は、エネルギー法を適用して整理すると、次式のように誘導される。図-1 6自由度系自動車モデル

(m_1+m_3) $\ddot{z}_1-m_3l_2\ddot{z}_1+k_1(z_1+l_1\dot{\theta}_1-z_2)+k_4(z_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-z_5)+k_6(z_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-z_7)$

$$+c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2)+c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5)+c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7)=0 \quad (1)$$

$$+l_1c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2)-l_2[c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5)+k_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-z_7)] \\ J_3\ddot{\theta}_3+l_3[k_4(z_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-z_5)-k_6(z_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-z_7)] \\ +l_3[c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5)-k_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-z_7)]=0 \quad (2)$$

$$m_2\ddot{z}_2-k_1(z_1+l_1\dot{\theta}_1-z_2)+k_2(z_2-y_1)-c_1(\dot{z}_1+l_1\dot{\theta}_1-\dot{z}_2)+c_2(\dot{z}_2-\dot{y}_1)=0 \quad (3)$$

$$m_5\ddot{z}_5-k_4(z_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-z_5)+k_5(z_5-y_2)-c_4(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1+l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_5)+c_5(\dot{z}_2-\dot{y}_2)=0 \quad (4)$$

$$m_7\ddot{z}_7-k_6(z_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-z_7)+k_7(z_7-y_3)-c_6(\dot{z}_1-l_2\dot{\theta}_1-l_3\dot{\theta}_3-\dot{z}_7)+c_7(\dot{z}_7-\dot{y}_3)=0 \quad (5)$$

ここで、上式(1),(2)の右辺第2項には、 $-m_3l_2\ddot{z}_1$ 、 $-m_3l_2\ddot{z}_1$ の慣性連成項が解析結果として含まれているが、既往の研究ではこの項が省略される場合もあることから、この慣性連成項が省略できるか否かに対する基礎的な検討を加える。まず、表-1を基に式(1),(2)を改めると次式を得る。

$$M(1-m_3^2l_2^2/MJ)\ddot{z}_1+(A_1+B_1)+m_3l_2/J(A_2+B_2)=0 \quad (7)$$

$$J(1-m_3^2l_2^2/MJ)\ddot{\theta}_1+(A_2+B_2)+m_3l_2/M(A_1+B_1)=0 \quad (8)$$

ここで、上式(7),(8)に対して、次式(9),(10),(11)に示す近似が成立するならば、式(1),(2)に示した慣性連成項を省略することが可能である。

$$m_3^2l_2^2/MJ \ll 1 \quad (9)$$

$$m_3l_2/JH(A_2+B_2) \ll |A_1+B_1| \quad (10)$$

$$m_3l_2/M|A_1+B_1| \ll |A_2+B_2| \quad (11)$$

する。これら式(12),

$$M\ddot{z}_1(1-m_3/M \cdot l_2\ddot{\theta}_1/\ddot{z}_1)+(A_1+B_1)=0 \quad (12)$$

$$J\ddot{\theta}_1(1-m_3l_2^2/J \cdot \ddot{z}_1/l_2\ddot{\theta}_1)+(A_2+B_2)=0 \quad (13)$$

$$M/m_3 \gg |l_2\ddot{\theta}_1/\ddot{z}_1| \gg m_3l_2^2/J \quad (14)$$

ならば、その慣性連成

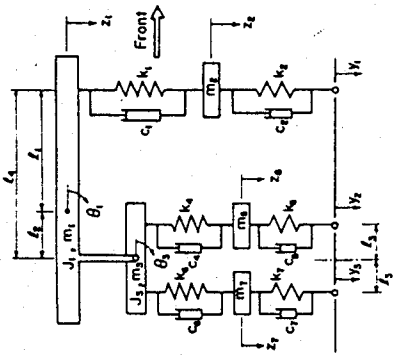


図-1 6自由度系自動車モデル

表-1 記号の対応

記号	対応記号
M	$m_1 + m_3$
J	$J_1 + J_2$
A ₁	ばね定数Kによる力
B ₁	減衰係数Cによる力
A ₂	ばね定数Kによるモーメント
B ₂	減衰係数Cによるモーメント

表-2 自動車諸元と検討

m_1	16.84 (kgf·s ² /cm)
m_2	0.42 (kgf·s ² /cm)
l_2	97.3 (cm)
J_1	5.0 x 10 ⁵ (kgf·s ² ·cm)
$M=m_1+m_3$	17.26 (kgf·s ² /cm)
$J=J_1+m_3l_2^2$	5.04 x 10 ⁵ (kgf·s ² ·cm)
$m_3^2l_2^2/(MJ)$	0.00019
m_3l_2/J	8.11 x 10 ⁻⁵ (cm ⁻¹)
m_3l_2/M	2.37 (cm)
M/m_3	41.10
$m_3l_2^2/J$	0.0079

項は省略することが可能である。

3. 数値計算 以上の慣性連成項に対する検討のために、図一1に示した自動車モデルが単独走行する場合の動的応答解析を行った。運動方程式の数値積分はNewmark のβ法を用い、積分時間間隔を0.005 秒、走行速度は40km/hとした。

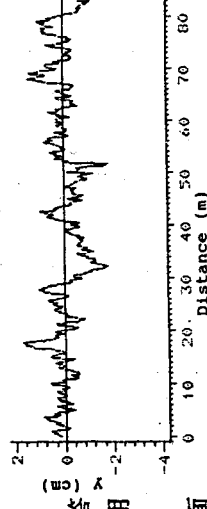
図一2に走行路面を示す。この路面凹凸は、局部的に路面不整が認められるように、路面状態が<普通>と<悪い>の境界スベクトル⁹⁾を用いてサンプリングしたものである。

表一2に数値計算に用いた自動車諸元の一部と検討に対する数値を示す。この表での $m_3 l_2^2 / (MJ)$ 値は0.00019 となり、式(9)の近似は実用上成立するものと思われる。式(10)、(11)、(14)に対する動的応答の一例を示したのが

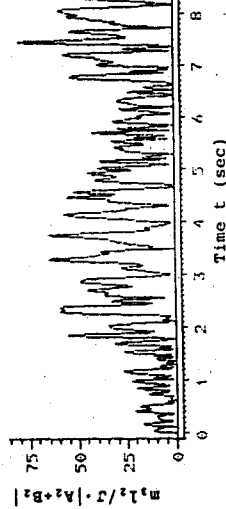
図一3～7である。図一3と4を比較すると、時間的な応答に変動が見られるが、両者の最大値は約1%程度であることから、実用上、式(10)は満足されよう。同様に、図一5と6を比較した場合、最大値的には両者は約2%程度であり、実用上、式(11)も成立するものと思われる。つぎに、式(14)については、表一2の諸元から、その値が0.0079～41.1の範囲内であれば近似が成立する。ところが、図一7を見ると、路面性状が比較的平坦な場合は応答量もその範囲内にあり成立するが、路面不整が顕著な場合にはその範囲を大きく超える傾向がある。したがって、式(14)の成立には路面凹凸の性状が大きく影響しており、その不整の状態によっては近似が成立しない。これは、バウシングとピッチング挙動に関する条件の成立と考えられ、 $\ddot{z}_1=0$ で $\ddot{\theta}_1 \neq 0$ (ピッチング振動)の時、あるいは $\ddot{z}_1 \neq 0$ で $\ddot{\theta}_1=0$ (バウシング振動)の時が生じると式(14)は常に成立しないものと思われる。

4. あとがき 本研究では、運動方程式の解析で誘導される慣性連成項に対する検討を加えた。その結果、式(9)、(10)、(11)の基に、実用上慣性連成項を省略できよう。しかしながら、路面性状、自動車の諸元(特に慣性モーメント)、走行速度などによっては、 A_1, B_1, A_2, B_2 に合まれるcとkによる力やモーメント項が時刻と共に変動し、また $|A_1+B_1|=0$ で $|A_2+B_2|>0$ 、あるいは、 $|A_2+B_2|=0$ で $|A_1+B_1|>0$ も生じるため、式(10)、(11)の条件は常に成立するとは言えない場合もある。このことは、自動車に関する運動方程式を一層複雑にする結果となるが、伸縮装置部に生じる自動車の局所的な動的応答問題や自動車の乗心地問題などを検討する場合の自動車モデルに関する基礎的な見聞と言えるものと思われる。

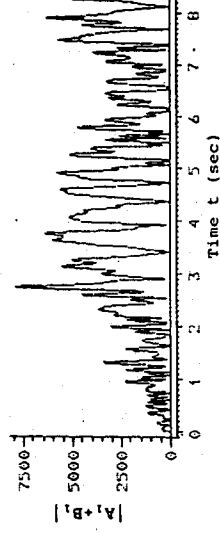
<参考文献> 1) 本田：土論集 第374号/1-6, 1988年。



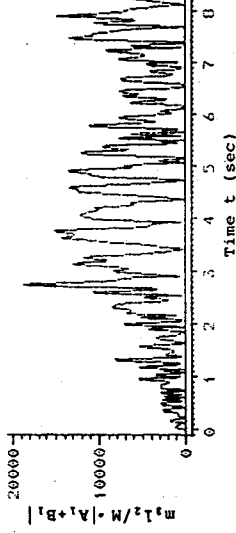
図一2 走行路面凹凸



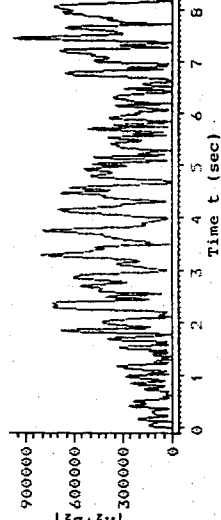
図一3 $m_3 l_2 / J \cdot |A_2 + B_2|$ の応答例



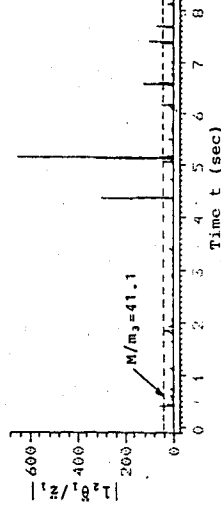
図一4 $|A_1 + B_1|$ の応答例



図一5 $m_3 l_2 / M \cdot |A_1 + B_1|$ の応答例



図一6 $|A_2 + B_2|$ の応答例



図一7 $|l_2 \theta_1 / \ddot{z}_1|$ の応答例

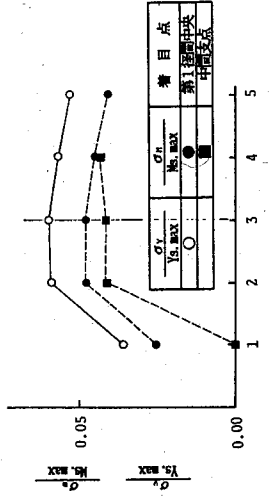
1. まえがき 連続桁橋の走行荷重下における不規則振動解析を行うに先立って、桁橋の構造諸元（断面2次モーメント、単位長さ当たり重量etc.）調査を行い、これらの値を径間長に対して整理した。その結果をもとに桁橋のモデル化を行ったが、構造諸元のばらつきが大きいため、これらの諸元から算出される固有振動数も、径間長に対してばらついた値となる。この固有振動数は動的応答に及ぼす影響が大きく、カナダ、オンタリオ州の基準²⁾では、動荷重増幅率を橋梁の1次固有振動数で与えている。このようなことから、橋の固有振動数の動的応答に与える影響を定量的に調べるために、走行荷重下の非定常連成不規則振動解析を行う。また、減衰定数の動的応答に及ぼす影響についても考察を行う。

2. 解析モデル 構造諸元調査結果によると、断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量に比べ、固有振動数のばらつきは比較的小さかった。固有振動数の値を、回帰曲線から $\pm 2\sigma$ （ σ ：標準偏差）の範囲で変化させ、それに伴って変化する断面2次モーメントおよび単位長さ当たり重量についても、回帰直線の $\pm 2\sigma$ の範囲で決定した。得られた桁橋モデルおよび車両モデルの構造諸元をそれぞれ表-1、表-2に示す。車両は単一走行とし、また路面凹凸スペクトルについては、 $S_r(\Omega) = \alpha / (\Omega^n + \beta^n)$

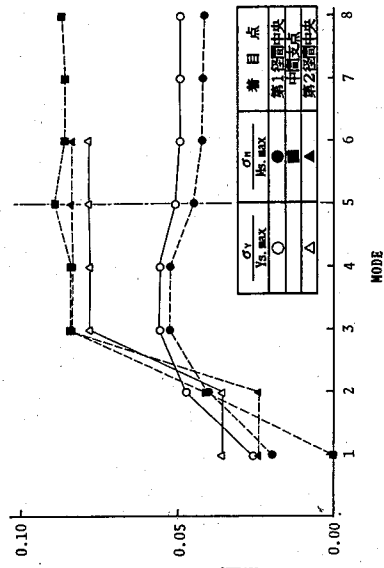
（ $\alpha = 0.003 \text{ cm}^2/(\text{m}/\text{c})$, $\beta = 0.02 \text{ c}/\text{m}$, $n=2.5$ ）を採用した。

3. 解析結果 ここでは、得られた2乗平均値応答を、静的最大値で除して無次元化している。

(1) 考慮するモード次数 連続桁の振動解析を行う場合、何次モードまで考慮するかが、重要となる。そこで、2径間および3径間連続桁について、考慮するモード次数による動的応答の変化について、解析を行った（図-1）。この結果より、2径間連続桁では3次モード、3径間連続桁では5次モードまで考慮すれば、十分に動的応答を評価できると考えられる。



(1) 2径間連続桁橋



(2) 3径間連続桁橋

図-1 モード次数と応答値の関係

表-1 橋梁モデル

	スパン長	単位長さ 当り重量 (t/m)	断面2次 モーメント (m ⁴)	固有振動数 (Hz)
単 純	40m	3.446	0.1375	2.813
	60m	5.826	0.3147	1.455
	80m	5.275	0.4425	1.813
桁 架	40m:60m	8.206	0.4918	0.862
	60m:60m	4.760	0.4299	2.943
	60m:60m	5.288	0.2883	2.287
連 続 橋 間	48m:60m:48m	7.143	0.3283	2.100
		6.722	0.3785	3.566
		5.105	0.2454	3.295
車 両 モ デ ル		6.722	0.2675	3.000
		6.722	0.1927	2.544

表-2 車両モデル

総重量(t)	20.0
自由度	2
固有振動数(Hz)	3.0
慣性モーメント(tm ²)	50.944
走行速度(m/s)	10.0
減衰定数	0.03

(2)固有振動数の影響 表一2からわかるように、車両モデルの固有振動数を3Hzと近くしているため、橋梁の固有振動数が3Hzに近くなると、共振状態となり応答値の大きくなることが予想される。橋梁の固有振動数は、2径間連続桁で2次振動、3径間連続桁で3次振動の場合に3Hzに近い値を有する。

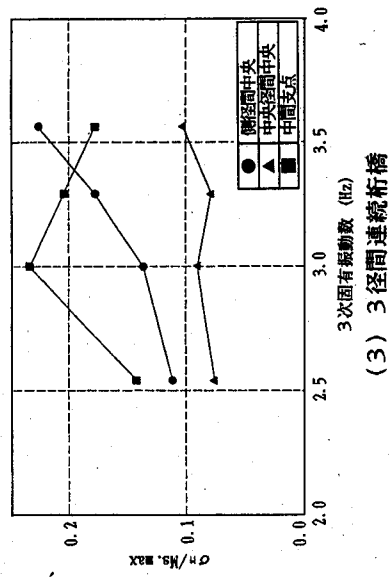
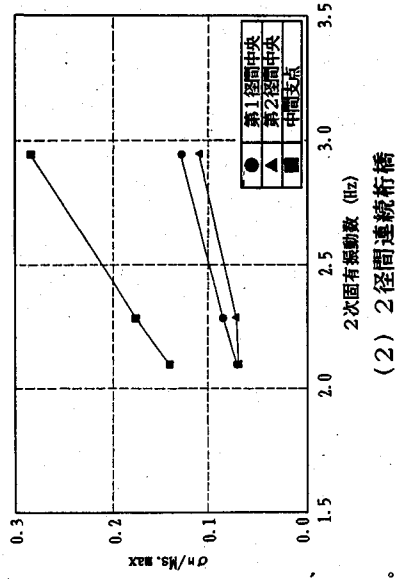
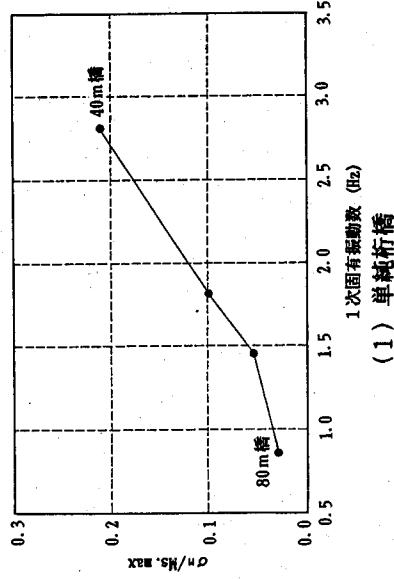
そこで、解析結果を単純桁では1次、2径間および3径間連続桁ではそれぞれ2次、3次の固有振動数により整理した。結果を図一2に示す。橋梁モデルの固有振動数が3Hz以下の範囲では、3Hzに近づくほど直線的に大きくなっていくことが分かる。また、3Hzを越える範囲(3径間連続桁のみ)では、固有振動数の増加に伴い、径間中央部では動的応答が増加する傾向にあるが、中間支点上では減少している。このことより、径間長が等しくても構造諸元の選択により、応答値が大きく変化する事がわかる。単純桁については、支間長40mおよび80mの場合の解析値も併記したが、支間長に関係なく固有振動数の増加に伴い、動的応答値はほぼ直線的に増加していることがわかる。

(2)減衰定数の評価 実橋の減衰定数は約0.02、もしくはこれより小さいと言われている³⁾。また、山田・小堀⁴⁾によると、減衰定数が0~0.02まで変化しても応答値の変化は2割程度であると報告されている。ここで、減衰定数 β を0.0032(対数減衰率0.02)から0.02まで変化させて解析を行った結果を図一3に示す。2乗平均値応答には1割程度の差がみられた。

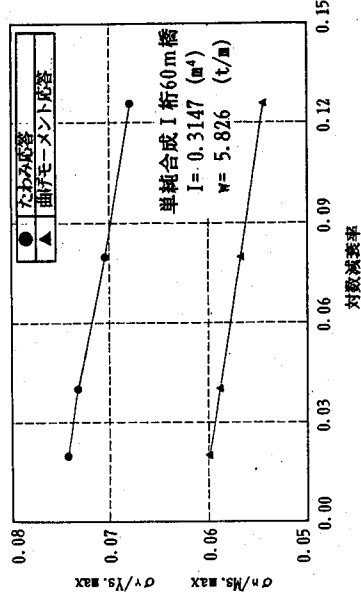
参考文献

- 1) 川谷・嶋田・蒲原：本コロキウム，1987.7.
- 2) BILLING, J. R. : Canadian J. of Civil Engg., Vol. 11, NO. 4, Nov., 1984.
- 3) 伊藤・片山：土木学会論文集，第117号，1965.5.
- 4) 山田・小堀：土木学会論文集，第148号，1967.12.

図一3 対数減衰率と応答値の関係



図一2 固有振動数と応答値の関係



1 はじめに

橋梁の動的応答に関する研究は、多く行われてきたが、それらのほとんどは橋梁を梁として取り扱ってきた。しかし、現実の交通状況を考えると、渋滞時には、上下何れか一方の車線のみが渋滞し、もう一方の車線はスムーズに交通が流れることが多く、橋梁にとっては極端な偏載荷重下に置かれるということがしばしば生じる。このような偏載荷重下の橋梁を、幅員方向の影響を考慮できない梁理論を用いて解析することには少なからぬ問題があるように思われる。本報告では、板理論を用いることにより、偏載荷重下の橋梁の幅員方向の挙動を検討するものである。なお、モデル橋梁としては、支間長に対する巾員の比率が比較的大きいスラブ橋を取り上げた。

2. 解析モデル

モデル橋梁はRCスラブ橋で、支間長 $L=10$ or 20 m、幅員 $B=8$ m、スラブ厚さ 0.5 m ($L=10$) or 1.1 m ($L=20$) mの直交異方性板($E_x, E_y=1.0, 2.0, 4.0 \times 10^5$ kgf/cm²)とした。解析における剛性値の組み合わせと解析ケース名を表1に示す。走行および渋滞車両は、ピッチングを含めた4自由度系としてモデル化した総重量20tfの大型車(積荷満載)と積荷のみが5tf軽い総重量15tfの大型車を考えた。 $L=20$ の場合は3台、 $L=10$ の場合は1台の渋滞車両があるものとし、反対車線を等速で1台の車両が40, 60または80km/hrで走行するものとした。幅員方向の動的応答の評価には、支間中央で幅員方向に3つの着目点を設定し、この位置における最大静たわみ、最大動たわみおよび動的係数 D_c を用いた。動的係数 D_c は次式で表される。

$$D_c = (w_{\max} / w_{s\max}) - 1, \quad w_{\max} = \text{最大動たわみ}, \quad w_{s\max} = \text{最大静たわみ} \quad \dots\dots\dots (1)$$

解析は、異方性板の基本方程式から橋梁の固有振動数を求めてモード解析を行い、数値積分にはNewmarkの β 法を用いた。なお、解析においては、予備計算の結果から振幅が微小な高次モードを除いた図3に示す3つのモード:(橋軸方向モード次数:m、幅員方向モード次数:n)=(1,0), (1,1), (2,0)を採用した。

3. 解析結果と考察

紙面の制約から、結果を図示出来ないもので、以下に総括的に解析結果とその考察を概述する。

まず $E_x=E_y$ として、等方性板としての解析(ケースA、BおよびC)では、板剛性が大きくなると静たわみ、動たわみとも最大値は小さくなるが、動的係数は大きくなる。また、通過車両速度の増加に伴い、また、および(幅員長/支間長)が小さい程、幅員中央と端部の応答の最大値の差は大きくなるが、板剛性の増加とともに応答値の絶対値は減少する。次に、橋軸方向の剛性 E_x を一定にして、橋軸直角(幅員)方向の剛性 E_y を $E_y/E_x = 0.5, 1.0, 2.0$ とした場合(ケースD、BおよびE)をみると、通過車両の速度が80km/hrの場合に異方性板としてモデル化することによる幅員方向の応答への影響が顕著に現れる。すなわち、幅員方向の剛性が増加に伴って、動的たわみの最大値も増加している。等方性板の場合や異方性板でも通過車両の速度が小さい場合には板剛性の増加に伴って、動的係数は増加しても、動的たわみの最大値は減少する傾向にあり、このことは従来の系の剛性を上げることにより動的応答の減少を図るという概念とも一致した傾向であったが、異方性板としてモデル化し、かつ通過車両速度が大きい場合には、幅員方向の動的応答に関して逆の結果が数値計算の結果とはいえ現れたことになる。

上述の結果は、比較のために行った渋滞車両の無い場合にも同様であったが、渋滞車両のある場合には応答値はより大きくなっており、偏載荷重の影響は無視できないものと考えられる。

ここでの結果は、RCスラブ橋を解析モデルに選んだので、支間長が比較的小さく、また、実情に合わせるために支間長の変化に伴ってスラブ厚を変化させたので、直ちにこの結果を他の橋梁へも外挿して考えることは慎まねばならないが、一般の桁橋を板理論を用いて解析することにより、興味深い結果が得られるので

はないかと考えられる。なお、桁橋を等方性板としてモデル化した場合の解析が文献1)に報告されている。

4. 結言

RCスラブ橋を直交異方性板としてモデル化することにより、幅員方向の剛性の増加によって幅員端部の動的応答が増加することが数値解析の結果ではあるが示され、橋梁の動的応答解析における幅員方向の考慮の必要性が示されたと言えるよう。

5. 謝辞

本報告の数値解析において服部治君（現積水ハウス）の協力を得た。記して感謝の意を表す次第である。また、数値計算には、金沢大学情報処理センター設置のFACOM M-360AP システムを使用した。<参考文献>1) T. KOBORI et al : Dynamic response of the isotropic slab bridge under traffic jam, Memoirs of the faculty of technology, Kanazawa Univ., vol.18, No.2, pp.1-9, 1985.

表1 板剛性と解析ケース

$L=10, 20 \text{ m}, B=8 \text{ m}$

E_y	1.0	2.0	4.0
E_x			
1.0	A	D	
2.0		B	
4.0		E	C

$(\times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$

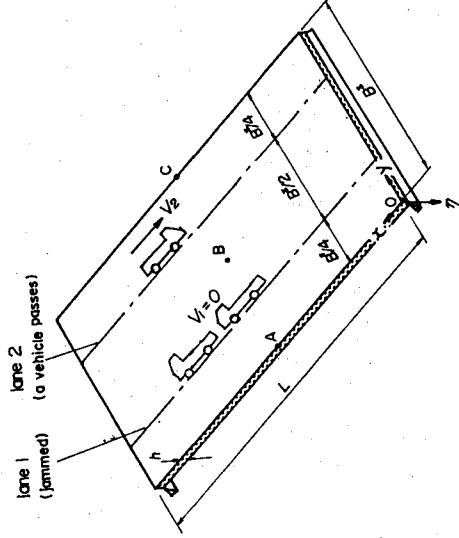


図1 解析モデル

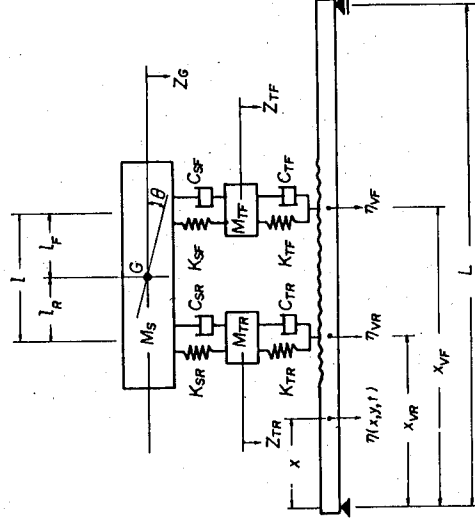


図2 4自由度車両モデル

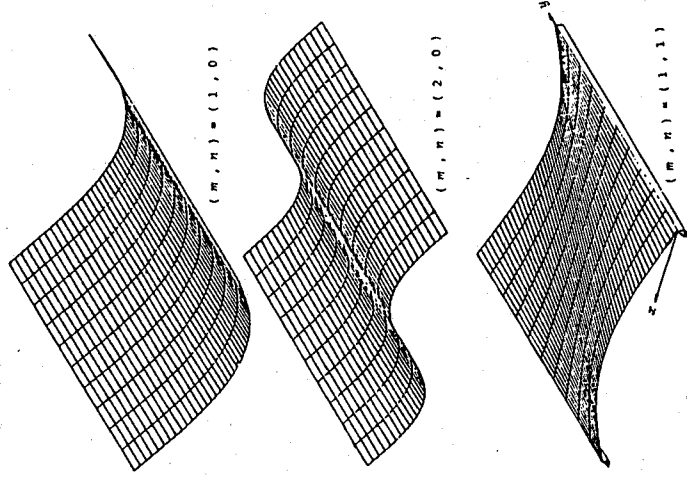


図3 解析に採用したモード

1. はじめに

走行車両による道路橋の振動については、過去半世紀にわたり理論的あるいは実験的な研究が進められてきた。走行車両による動的応答解析は、道路橋の衝撃係数を理論的に予測するために、多くの研究がなされてきた(1),(2),(3)。様々な橋梁の動的応答解析に関する研究の紹介が、文献(4)でされており、さらに、種々の車両による橋梁の応答解析が文献(5)でなされている。

近年、路面凹凸や伸縮継手などの路面不整の橋梁振動に及ぼす影響が大きいことが明らかになり、路面不整の実測・研究が進められてきており、道路橋の動的応答解析では、実測した路面凹凸あるいは確率的に合成した路面波形を入力とする解析が一般的になってきた。さらに、不規則振動論による解析理論も提案され、車両走行による非定常性を考慮した解析も可能になっている。このような道路橋の最近の応答解析の論文は、文献(6)に紹介されている。ここでは、走行車両による道路橋の動的応答解析を、解析モデルと解析手法の視点から要約した。

2. 走行車両による道路橋の動的応答解析のためのモデル化

走行車両による道路橋の動的応答解析を行うためには、橋梁の解析モデル、車両のモデルおよび路面凹凸のモデルを決定する必要がある。

- a) 橋梁の解析モデル 一般的な振動解析手法が基礎となるが、橋梁上を車両が走行するために、荷重の作用点が連続的に移動し、さらに、橋梁振動と車両の振動が連成することを考慮しなければならぬ。橋梁の解析モデルは、はりあるいは板理論に基づいた連統系モデル(7),(8),(9)と、有限要素法による離散系モデル(10),(11)に大別できる。連統系モデルは、応答解析のための数値解析には都合が良いが、複雑な橋梁のモデル化には適していない。
- b) 走行車両のモデル化 走行車両のモデルとして、集中質量の1自由度系または2自由度系、剛体運動を考えた2自由度系および多自由度系が考えられる。車両モデルは、橋梁の全体振動を問題にするか、あるいは局所的振動を問題にするかによって、選択される。なお、剛体2自由度モデルは文献(12)、多自由度モデルは文献(9)に示されている。
- c) 路面不整のモデル化 路面不整としては、路面凹凸と伸縮継手が考えられる。これは、橋梁によって変動が激しいために、確率的な取り扱いがなされている(13)。応答解析では、路面不整として実測波形を用いる場合と、シミュレーション波形を用いる場合がある。

3. 不規則振動論による道路橋の応答解析

不規則路面凹凸上を走行する車両による道路橋の振動は、車両が橋梁に進入する際の車両の初期値が不確定であること、車両の走行による非定常性、さらに橋梁と車両との連成により、強い非定常性を示す不規則振動となる。このような道路橋の応答解析について、つぎのような手法が提案されている。

- a) 定常応答理論による解法・スペクトル理論――文献(14)
- b) グリーン関数による解法・非定常理論(橋梁と車両の連成を無視)――文献(15)
- c) フーリエ級数による解法・非定常理論――文献(16)
- d) 確率微分方程式による解法・非定常理論――文献(17)

a) の定常応答理論は、車両走行による非定常性を無視した解法であるが、車両と橋梁の連成は考えたものである。車両と橋梁の固有振動数が接近する近傍では、車両と橋梁の連成により、著しく大きな応答にはならない。なお、非定常の最大分散応答を近似的に推定することは、定常応答理論を利用して求めることもできる(文献17)。

4. 走行車両による道路橋応答解析の目的

従来の走行車両による道路橋応答解析の主要な目的は、衝撃係数の評価であった。しかし、近年、都市内の道路の建設に伴って、橋梁環境を取巻くつぎのような多様な問題の解決に迫られている。

- a) 衝撃係数（信頼性理論による評価）
- b) 疲労強度および疲労解析手法の開発
- c) 振動感覚
- d) 橋梁環境問題（騒音、低周波空気振動、地盤振動）およびアセスメント手法の開発
- e) 防振対策・低振動構造形式の提案

5. おわりに

車両による道路橋の動的応答解析は、路面凹凸や伸縮継手部の段差を考慮することにより、現実的な評価が可能になった。しかし、実際の橋梁では、車両台数・車頭間隔・車種・走行速度などの不確定な要因が多い。これらの車両走行のモデル化と、このような車両配列を考えた橋梁の効果的な解析手法の提案が求められている。

【参考文献】

- (1) 山田善一：橋梁の衝撃、土木建造物の振動と安全性、土木学会関西支部、pp.91-102, 1966.
- (2) 土木学会編：道路橋の衝撃、構造物の安全性・信頼性、土木学会、pp.86-92, 1976.
- (3) 小西一郎編：衝撃、鋼橋・基礎編、丸善、pp.25-29, 1977.
- (4) Huang, T.: Vibration of Bridges, Shock and Vibration Digest, Vol.8, No.3, pp.61-76, 1976.
- (5) Fryba, L.: Vibration of Soils and Structures under Moving Load, Noordhoff International Publishing, Groningen, The Netherlands, 1972.
- (6) 土木学会編：道路橋の振動・衝撃、振動便覧、pp.467-473, 1985.
- (7) 吉村・平井：ランガナー桁橋の動的解析、土木学会論文集、No.101, pp.1-14, 1964.
- (8) Gupta, R.K.: Dynamic Loading of Highway Bridge, Proc. of ASCE, Vol.106, No.EM2, pp.377-394, 1980.
- (9) 松村・梶川・山内・酒井・中平：広幅員多径間連続桁橋に対する振動照査について、
構造工学論文集、Vol.33A, pp.495-502, 1987.
- (10) 小松・川谷：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、
土木学会論文報告集、No.275, pp.13-28, 1978.
- (11) Hutton, S.G. and Y.K.Cheung: Dynamic Response of Single Span Highway Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.7, pp.543-553, 1979.
- (12) 川谷・小松・腐田：偏心荷重による道路橋の動的応答に関する理論的および実験的研究、
土木学会第35回年次学術講演会講演概要集、pp.323-324, 1980.
- (13) 本田・城戸・梶川・小堀：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査、
土木学会論文報告集、No.315, pp.149-155, 1981.
- (14) 山田・小堀：活荷重に対する道路橋の動的応答－衝撃係数－に関する考察、
土木学会論文集、No.148, pp.40-50, 1967.
- (15) 小堀・梶川：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚、土木学会論文報告集、No.248, pp.11-23, 1976.
- (16) 吉村・彦坂・内谷：単一走行荷重による道路橋の非定常ランダム応答解析、
土木学会論文報告集、No.258, pp.35-44, 1977.
- (17) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析、土木学会論文報告集、
No.286, pp.15-27, 1979.

II-1 橋梁の固有振動に関する二、三の考察

日本鋼管(株) 応用技術研究所

津村 直宜

同上

堀内 博

1. まえがき

橋梁の振動計測では、あらかじめFEMなどによって固有値(固有振動数と振動モード)を求めておき、試験計画を立案する際の資料にすると共に、結果の考察において測定値と比較することが常となっている。そのため、橋梁の固有値について測定値と解析値を比較した結果は数多く報告されているが、これらの結果をモデル化にフィードバックして、解析精度を高めようという試みは、計測と解析の担当者が異なるせい、必ずしも十分に行われていないように思われる。そこで本稿では、まずその手始めとして、筆者らがこれまでに行った橋梁の振動計測のうち、おもに測定値と解析値があまり一致しなかった実例を紹介して、今後の固有値解析の参考に供する。

2. 測定例

表1は、2重螺旋構造の箱桁とラーメン橋脚から成るループ橋の例である。この橋梁は、構造の特殊性を反映してモード形状が複雑であるだけでなく、各次の固有振動数が極めて近接している。従って、梁の1次振動のように自明な基本振動は元々存在しないのであるが、測定値において工学的に重要な低次振動が認められなかったのは特徴的であった。このような結果となった原因は、図1に示すようなループ橋の端橋脚にかかるアプローチ部の桁を、支承がフリーであることを理由に解析モデルで無視したことにある。実際には計測時の振動が微小なため可動支承も摩擦の存在によって固定状態に近く、アプローチ部の桁が結果的に端橋脚を拘束して、その点のモード振幅が大きい1、2次振動が測定されなかったものと考えられる。

表2は3径間連続鋼箱桁橋のデータであるが、この例では、鉛直振動において測定値と解析値が良く一致している反面、水平振動(橋軸直角方向)については、図2のモード図からもわかるように、両者の違いが大きい。これは解析モデルを作成する際に、橋脚等の下部工をモデルに含めなかったことによるものと考えられる。橋梁の橋軸直角方向振動を扱う場合、下部工をモデル化は一般に避けて通れない問題であるが、計算コストの上昇につながることもあって、根拠無く省略されることも皆無ではない。

表3は、マルチケープル形式3径間連続鋼斜張橋の面外振動(橋軸直角方向変位と捩り)についての結果である。この橋梁は可撓性に富む構造であるため、重根の存在など極めて複雑な振動特性を示したが、解析に当って下部工を含めかなり精密なモデル化を行ったので、測定値と解析値はかなりの高次振動に至るまで良く一致している。しかし、主桁についての捩り剛性と極慣性の評価は、曲げ剛性や重量ほどの精度を持たないため、捩りが連成する7、8次の固有振動は他の次数に比べて両者の違いが大きくなっている。また、表4は連続トラス橋の張り出し架設時の振動であるが、この例でも捩り振動について比較的大きな違いが認められる。これは、立体トラスをモデル化する際に全質量を主構格点のみに振分けたため、結果的に極慣性が過大に評価された結果であるが、これらのことから、橋梁の固有値解析において捩り振動に関する評価が甘いという状況が一般的にあることは否めないであろう。

3. まとめ

以上の例から、測定値と解析値が一致しなかった原因をまとめると、次の3点が挙げられる。

(1) 可動支承の取り扱い、(2) 下部工のモデル化、(3) 捩り剛性と極慣性の評価

両者が一致しない原因はこれらに限られるものではなく、例えばこの研究会で両者を比較した事例を収集したとすれば、モデル化における誤差の原因をかなり特定できるのではないかと考えられるが、FEMによる固有値解析がマイコンレベルで可能になりつつある現状では、今後それらのマニユアル化を計ることも橋梁振動に関する技術を高める上で重要ではないかと考える。

表1 測定例1 (2重ループ橋)

次数	固有振動数 (Hz)		振動モード
	解析値	測定値	
1	1.12		ループ部の振り変形
2	1.19		橋脚の面外変形
3	1.29	1.18	ループ部のせん断変形
4	1.51	1.49	ループ部のオバリング
5	1.85	1.97	オバリングと振り

表2 測定例2 (3径間連続箱桁橋)

次数	固有振動数 (Hz)		振動モード
	解析値	測定値	
1	0.87	0.96	鉛直1次 (対称)
2	1.14	1.20	鉛直2次 (逆対称)
3	1.66	1.64	鉛直3次 (対称)
4	1.97	2.26	水平1次 (対称)
5	2.55	3.92	水平2次 (逆対称)

表3 測定例3 (マルチケープル斜張橋、面外振動)

次数	固有振動数 (Hz)		振動モード
	解析値	測定値	
1	0.233	0.258	主桁の対称1次
2	0.661	0.716	〃 逆対称1次
3	0.823	0.786	主塔と側径間の変形に関する重根 (図3参照)
4	0.826	0.792	
5	0.979	1.000	対称2次
6	1.072	1.069	逆対称2次
7	1.403	1.294	対称3次に振りが連成 (図4参照)
8	1.531	1.431	

表4 測定例4 (連続トラス橋、架設時)

次数	固有振動数 (Hz)		振動モード
	解析値	測定値	
1	0.612	0.625	鉛直1次 (逆対称)
2	0.701	0.709	水平1次 (逆対称)
3	0.970	1.015	水平2次 (対称)
4	1.435	1.550	鉛直2次 (対称)
5	1.648	2.163	側径間振り
6	1.792	2.250	中央径間振り

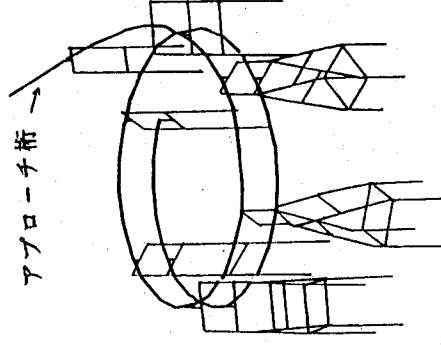


図1 ループ橋の骨組図

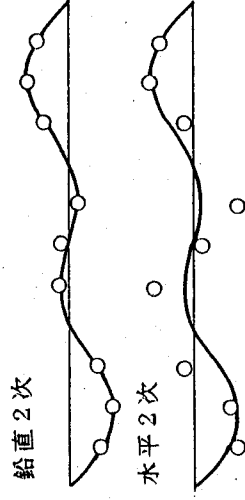


図2 連続桁の振動モード

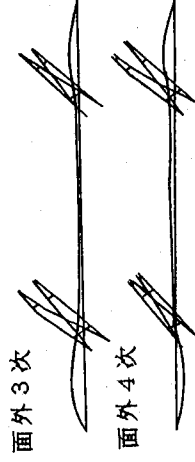


図3 斜張橋における重根

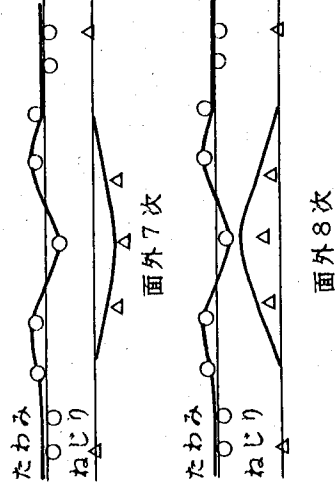


図4 斜張橋の振り振動モード

II-2 道路橋の動的応答解析に対する

橋面凹凸調査とそのデータベース

金沢工業大学 正会員 本田秀行

1. まえがき 道路橋の橋面性状の定量的な把握は、道路橋の衝撃係数、振動軽減、疲労強度および歩行者の振動感覚などの動的応答問題、低周波空気振動や騒音などの環境問題、自動車の走行性や乗心地の問題、道路橋の健全度や橋面の維持管理の問題など多岐にわたる研究分野で重要な因子となっている。特に、道路橋の動的応答問題では金沢大学の小堀先生が解析的に路面凹凸を含めたスペクトル解析法を明示して以来、橋面凹凸一走行車両一橋梁構造物の全体系としての解析法が展開されてきた。そして、橋面凹凸の性状が橋梁の動的応答に大きく影響を及ぼすことも一般的に認識され、その影響評価も検討されている。

本文では、道路橋の動的応答解析に対する橋面凹凸性状の取り扱い法への若干の考察、および蓄積された橋面凹凸の測定データを基に作成した数値データベースBINSのシステムなどについて以下に報告する。

2. 橋面凹凸の調査法と評価法 橋面の縦断方向凹凸、局所的な伸縮装置部凹凸の測定について、プロファイルメーター、レベル測量など各種の測定法が開発されている。また、最近では計測センサーの先端技術と高速測定を目的に、レーザ光線やマイクロ波非接触変位計を用いた測定器がGMM社、大阪大学の川谷先生、いすゞ自動車社（いすゞ技報77号）などで考案されている。他の方法として、EKG-I法を適用して橋面凹凸を逆算推定する法（武蔵工大の星谷先生）や一般路面での自動車乗心地問題を対象に確率過程として凹凸を推定する法（ミュンヘン工科大学のSchiehlen 先生）など解析的手法も様々行なわれている。

橋面凹凸の性状評価については、プロファイルメーターを用いた凹凸標準偏差による評価法を除き、橋面凹凸を平均値零の定常ランダム・ガウス過程としたスペクトル解析によるパワースペクトル密度の特性値でもってその性状評価を行うのが一般的に認識されている。スペクトル解析法もFFTやMEMが多く適用されている。この評価法は、一般路面の場合と同様に、ISOの評価基準に相当する方法である。しかしながら、ISOの評価基準であるVery good, Good, Average, Poor, Very poor の各評価カテゴリーは、道路橋の動的応答に及ぼす路面性状の影響を考慮した結果として平滑度パラメーターを基準化したものでなく、車両の乗心地問題から作成されたものであることに注意を要する。

橋面凹凸を入力した道路橋の動的応答解析において、動的応答量が橋面スペクトルの平滑度パラメーターの平方根に比例することが報告されているが、解析結果として、橋面性状が鋭敏に影響して過大な振動が生じるなど動的応答量を左右するようである。実際の橋面走行で、橋面性状の影響は大いなのであるうか。タイヤの接地長を考慮した橋面凹凸の平滑化以外にも、解析的に橋面一車両一橋梁系に橋面性状に関する何らかのフィルターが必要であるものと思われる。この点、一般路面を 表-1 BINSの主プログラム フィルタードポアソン過程とする解析法（東京大学の中桐先生）も、

```
/******BINS: BRIDGES INFORMATION******/
/* BINS: BRIDGES INFORMATION */
/* NETWORK SYSTEM */
/******BINS: BRIDGES INFORMATION******/
/* DATA BASE ON ROAD SURFACE ROUGHNESS */
/* DATA BASE ON HIGHWAY BRIDGES */
/******BINS: BRIDGES INFORMATION******/
KAZU=0
```

この種の分野で検討を要する一つの方法と思われる。

3. データベースBINSの作成 著者らによる橋面凹凸性状の実態調査^{1)~3)}で蓄積したデータを基に、その性状評価に関する数

値データベースBINS^{4)~6)}を作成した。BINSは、縦断方向部凹凸のBINS1と伸縮装置部凹凸のBINS2から構成されている。パソコンと同様、IBM3090の端末器を対話形式で各処理が行われるようにREXX言語（再構造化拡張実行プログラム言語）を基本としている。表-1はそのBINSの主プログラムである。表-2はBINS1の検索情報のパラメーターであり、単独あるいは様々な組合せ検索が可能である。BINS1処理部の基本的な面

```
'CLEAR'
DO UNTIL(KAZU=0)
  SAY '1.BINS1'
  SAY '2.BINS2'
  SAY '3.EXIT'
  SAY: SAY; SAY; 'HIT NUMBER'
  PULL KAZU
  SELECT
    WHEN KAZU=1 THEN EXEC BINS1
    WHEN KAZU=2 THEN DO; EXEC BINS2; EXIT; END
    WHEN KAZU=3 THEN EXIT
  OTHERWISE EXIT
END
END
RETURN
```

面表示を図-1に示す。図-2はBINS1の全体システムで、図-3は検索処理部のルーチンである。図-4はBINS2の全体システムである。このBINSには検索や各種の統計処理が用意されており、また REXX言語を基本としているため、システムの拡張や他の応用プログラムとのリンクも容易である。

表-2 BINS1の検索パラメーター

検索パラメーター	備 考
1 図名	
2 構築形式	1. ガーダー系 (鋼) 2) RC, PC桁 (RC, PC) 1) プレートガーダー (鋼) 4) 連続桁 (RC, PC) 3) 連続桁 (鋼) 6) 全体 (RC, PC) 5) 全体 (鋼) 7) 全体 2. 非ガーダー系 (鋼) 2) トラス (RC, PC) 1) トラス 4) 連続トラス (RC, PC) 3) 連続トラス (鋼) 6) 斜張橋 (RC, PC) 7) 吊橋 (鋼) 9) アーチ橋 (RC, PC) 8) アーチ橋 (鋼) 11) 複脚アーチ系 (RC, PC) 10) 複脚アーチ系 (鋼) 13) ラーメン (RC, PC) 12) ラーメン (鋼) 15) 全体 (RC, PC) 14) 全体 (鋼) 16) 全体 3. 全体 (鋼) 2) 全体 (RC, PC) 1) 全体 3) 全体
3 橋 格	1. 一等橋 2. 二等橋
4 陸 床	a (m ~ a)
5 指定位置	1. 0.5 a 2. 2.0 a
6 鋪装種別	1. アスファルト 2. コンクリート
7 交通種	1. 大 2. 中 3. 小
8 平均度パラメーター α の値	$cm^2/c/m$
9 指数 n の値	
10 $\Omega = 0.05 \text{ c/m}$ のスペクトル値	$cm^2/c/m$

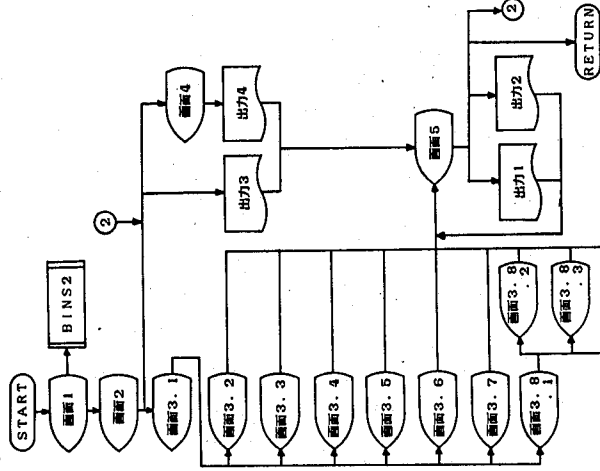


図-1 BINS1の基本的な画面表示

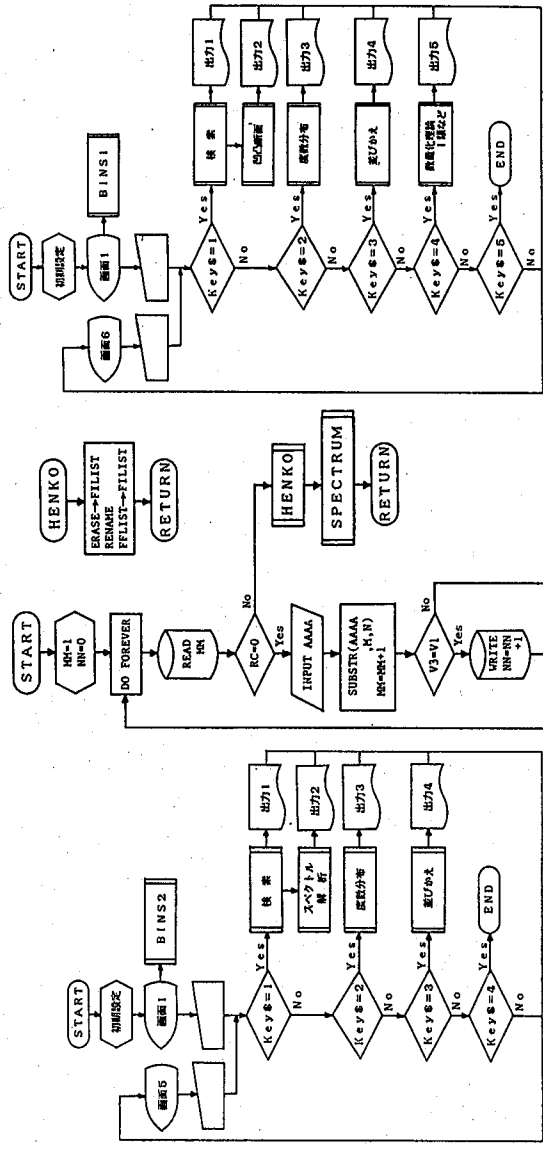


図-2 BINS1システムの全体図 図-3 検索ルーチン 図-4 BINS2システムの全体図

<参考文献> 1) 本田他：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，第315号，昭和56年。2) 本田他：道路橋の伸縮装置部の凹凸性状，土木学会論文報告集，第324号，昭和57年。3) Honda, H. et al: Spectra of Road Surface Roughness on Bridges, ASCE, Vol.108, No. ST9, 1983. 4) 本田他：パソコンを用いた数値データベースの作成—道路橋の路面性状を事例に—，橋梁，22巻4号，昭和61年。5) 本田他：REXX言語を用いた道路橋の路面性状に関する数値データベースの作成，第10回電算機利用に関するシンポジウム，昭和60年。6) 本田他：REXX言語を用いた道路橋の伸縮装置部凹凸性状に関する数値データベースBINS2の作成，第11回電算機利用に関するシンポジウム，昭和61年。

II-3 走行車両による実橋の振動応答特性に及ぼす伸縮継手部の段差と路面凹凸の影響

川田工業 ㈱ 前田 研 一
川田工業 ㈱ 米田 昌 弘
川田工業 ㈱ 作田 孝 行

1. まえがき

走行車両による橋梁の振動応答は、伸縮継手部の段差や路面凹凸性状によって変化することが知られている。それゆえ、走行車両による橋梁の振動やそれに起因した諸問題を事前に検討する必要がある場合には、伸縮継手部の段差や路面凹凸性状を考慮したシミュレーション解析を実施することが多い。シミュレーション解析は有用な手法ではあるが、解析結果の信頼性をより向上させるためには、実橋における実際の挙動や実測データの蓄積を図ることも重要であると考えられる。そこで、本文では、実橋で得られた伸縮継手部の段差と路面凹凸が変化した場合の実測振動データを提示し、若干の考察を行う。

2. 対象橋梁

対象とした橋梁は、橋長60mの2径間連続非合成板桁橋であり、その一般図を図-1に示す。本橋の舗装（アスファルト舗装）には、車両の通行によって発生する比較的大きな鉛直たわみに起因したと考えられる、規則的な橋軸直角方向の大きなワレが発生していた。また、伸縮継手部には段差が生じており、その量はA1上で約10mm、A2上で約15mm（両者とも取付け道路側が低い）であった。なお、舗装は、橋面排水機能上の問題（雨天時に滞水）から、全面打換えを行う予定になっていたことから、舗装打換え前後のそれぞれにおいて、走行車両による実橋の振動を測定した。

3. 走行試験要領

試験は、総重量約5tのトラック1台（全試験に同じ車両を使用）を走行させて主桁の振動を誘起させることによった。そして、前出の図-1に示したように、支間中央点と1/4点の2ヶ所において、主桁下フランジより鉛直にピアノ線を張り、地面を固定点とし、リングに歪ゲージを貼付したリング型変位計をこれに取付けて、それぞれの位置で動たわみを測定した。また、得られた動たわみ波形から、図-2に示す方法によって動的増幅率を算出した。

伸縮継手部の段差は、今回の舗装打換え工事の前後では変化したなかったことから、A2伸縮継手上に高さ25mmの足場板を設置した場合（段差の合計量約40mm）と設置しない場合（段差量約15mm）のそれぞれについて、舗装打換え後に上述の方法で動たわみを測定した。

また、路面凹凸の影響については、舗装打換え前後において、橋軸方向の路面凹凸を長さ3mの直定規で測定した後、足場板を設置しない状態で、同様の方法に従い動たわみを測定した。

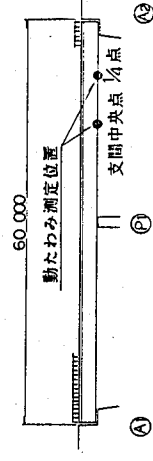


図-1 一般図と動たわみ測定位置

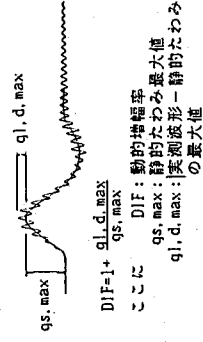


図-2 動的増幅率算出法

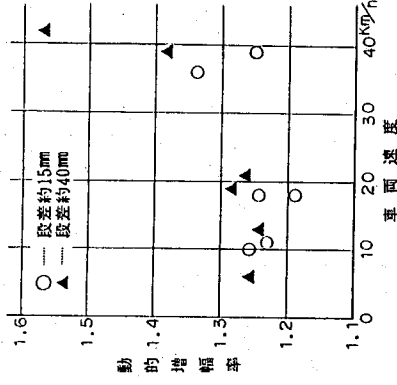


図-3 段差高による動的増幅率の比較

4. 測定結果と若干の考察

(1) 伸縮継手部の段差の影響

段差が約15mmと約40mmのそれぞれの場合について得られた動的増幅率を比較して図-3に示す。この図より、両者の動的増幅率は、車両速度が30km/h程度以下の範囲では大きな差異を見られないが、40km/h付近では段差約40mmの方がかなり大きい値を示していることがわかる。そこで、顕著な差異が認められた40km/h走行時の、段差約15mmと約40mmのそれぞれの場合における文間中央点のたわみ振動波形の一例を図-4に示す。この図からも、段差が40mm程度の場合におけるたわみ振動波形では、段差が15mm程度の場合に比べ、車両進入直後付近の動的効果がかなり大きいことがわかる。以上より、伸縮継手部における段差の影響を検討する際には、車両の走行速度も重要なファクターになると考えられる。

(2) 路面凹凸の影響

舗装打換え前後で同一の荷重車（約5 t）を40km/hで走行させた場合に得られたたわみ振動波形の一例と、これらの振動波形から算出した動的増幅率をそれぞれ図-5、図-6に示す。これらの図より、舗装打換え後の動的増幅率は打換え前に比べて若干大きい傾向にあることがわかる。参考までに、舗装打換え前後のそれぞれにおいて測定した橋軸方向路面凹凸状態を図-7に示す。この図より、打換え後の橋軸方向路面凹凸は打換え前の値に比べ若干大きくなっており、前述の結果はこれに起因したものと考えられる。すなわち、舗装打換えは、わだち掘れ等の橋軸直角方向の路面凹凸の改善を主目的としていることもあり、走行車両による橋梁の振動に大きな影響を及ぼすと思われる橋軸方向の路面凹凸の改善に関しては、常に効果を期待できるとはいえないことがわかり、注意を要するものと思われる。

5. まとめ

以上の結果、今回対象とした橋梁においては、車両速度が30km/h程度以下の範囲に比べ、40km/h程度の通常の走行速度において、動的増幅率に対する伸縮継手部の段差の影響が顕著であり、ゆえに、この段差の影響を検討する際には、車両の走行速度も重要なファクターになると考えられ

た。また、舗装の打換えは、橋軸方向の路面凹凸の改善に関しては、常に効果を期待できるとはいえず、動的増幅率は打換え以前に比べかえって大きくなるという事例を提示することができた。

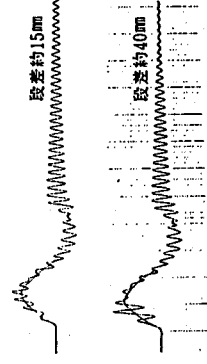


図-4 たわみ振動波形の例
段差約15mmと約40mm

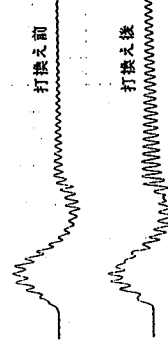


図-5 舗装打換え前と打換え後のたわみ振動波形の例

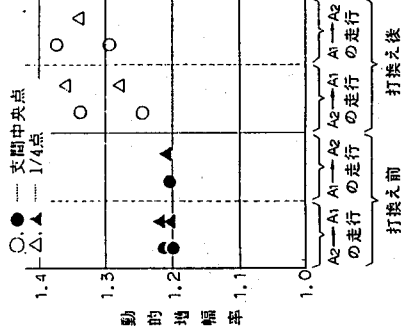


図-6 舗装打換え前と打換え後の動的増幅率の比較

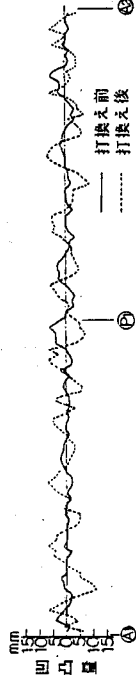


図-7 舗装打換え前と打換え後の路面凹凸状態の比較

1. まえがき 橋梁上を通過する荷重により生ずる橋梁振動、または、橋梁上を通過中の荷重に生ずる振動について、いままでに実測した幾つかについて試験方法をピックアップし若干の考察を述べるものである。

2. 測定方法

測定対象の荷重は大型車を対象とするが、動的走行試験時に試験車として主に採用されるダンプトラックの振動測定を示す。測定方法は、加速度計を荷台または懸架部などに取付けて車両に載せた測定器でデータを収録し、記録を後に再生する方法をとっている。

橋梁振動の測定は計測目的によって加速度計、鉛直振動計、動たわみ計またはストレーンゲージを主要な測点に設置するなどとして、測定器によりデータを収録している。

3. 計測目的と動的試験方法

計測目的として、車両振動の測定は橋梁上を通過中の車両振動の状態を把握することと、

振動の大きさを求めて車両の動的負荷荷重を推定すること、そして発生する振動数の把握である。橋梁振動の場合は、目的によって種々であるが、一般に動的係数、固有振動数、減衰定数や振動モードの推定などのために行うことが多い。そのため、基本的な車両走行モードについての計測が行われる。一般に一台の大型車がある一定の走行速度で橋梁上を通過していく過程について記録する。その他、連行して走行する方法や並列で走行させる方法、または橋梁上で交差させる方法、発進させる方法、停止させる方法、低い踏み台から後輪を落下させて衝撃力を与える方法、そして一般の交通状況についてモニターする方法など種々な方法が考えられる。

4. 測定例と一考察

(a) 車両振動の例

橋梁上を通過中のダンプトラックに生ずる振動についてサンプルを図1に示す。走行速度と発生した最大加速度との関係についてみると、必ずしも荷台は速度とともに増えるとはいえず、ある程度の速さの時に大きくなるようである。しかし、バネ下部において漸増傾向がみられる。波形をみるとやはり伸縮装置上を通過する時の振動が顕著な例である¹⁾。

(b) 橋梁振動の例(ワーレントラス橋の補強効果の確認)

従来、載荷試験としてよく静的載荷試験が行われるが、この例では動的走行試験のみを行い、補強前後の比較検討を行って補強効果を確認する方法を試みている。図2に記録波形の一例を示す。比較

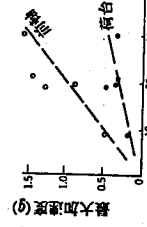
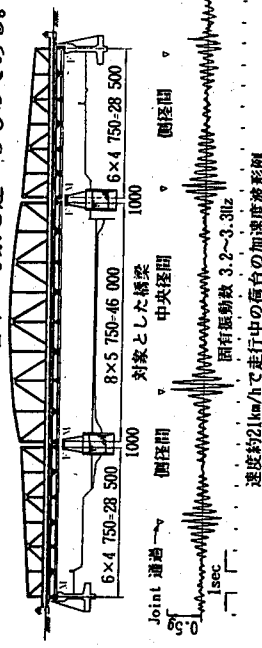


図1 Joint 通過時の最大加速度の結果

図1 ダンプトラックの振動

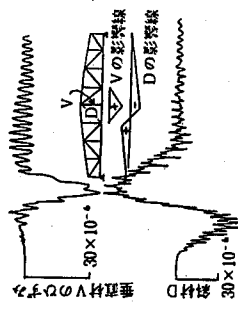


図2 ワーレントラス橋の動的走行試験による波形の例

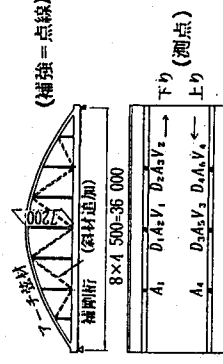
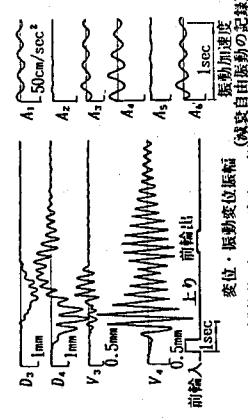
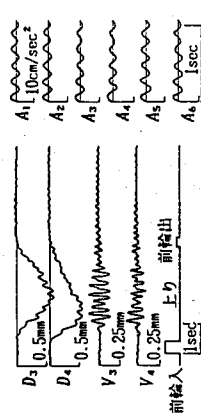


図3 ローゼ桁橋の補強に伴う調査



(a) 補強前 (ローゼ桁) の例 (減衰自由振動の記録)



(b) 補強後 (補強ローゼ桁) の例 (減衰自由振動の記録)

図4 ローゼ桁と補強ローゼ桁との記録波形の比較

検討は補強前後はば同じ試験を行い、

波形の静的成分の評価、動的係数、固有振動数、減衰定数などの比較検討を行った。試験車はダンブトラック2台を用いた。

(c)橋梁振動の例(ローゼ桁橋の補強効果の確認)

図3に示すように、ローゼ桁形式を補修によって補強し補強ローゼ桁に変更した場合の動的計測による例をあげる。荷重は一般の交通状況下においてダンブトラックなどの単独走行時を対象として計測を行ったものである。加速度およびたわみについて測定し、図4のような波形を得た。補修前はたわみ波形でわかるように支間1/4点のたわみがローゼ桁の特徴を示しており、また振動振幅も大きい。これが、補強ローゼ桁となった場合にはこの特徴が変わっている。加速度波形の位相を比較してわかるように、補修前では逆対象1次の振動モード(3.7Hz)が卓越していたものが、補強ローゼ桁となった場合には対称1次の振動モード(4.7Hz)で自由振動していると推定された。これは補強することによって、たわみのモード、固有振動モード、および固有振動数を変えることによって、結果的に橋梁の耐荷力が増し、また、車両の通過によって生ずる橋梁の振動の大きさが小さくなり、歩道併用橋のため、歩行者に与える振動の軽減が図られた例である²⁾。

(d)橋梁振動の例(RCゲルバー桁橋の健全性調査)

RCゲルバー桁橋の健全性を調査するために静的載荷試験と動的走行試験および点検調査を行った例である。図5に波形の一例を示す。ゲルバー桁としてのたわみ性状であるかどうか、また、振動状態の良否を調べた³⁾。

(e)橋梁振動の例(特殊大型車の通過に伴う調査試験)

特殊大型車が通行することになった合成桁の補強とともに、補強効果の確認ならびに特殊大型車の通過に対する条件を検討するために静的載荷試験と低速で走行する動的走行試験を行った例である。図6に測定結果の例を示す。試験の結果より、特殊大型車の通過は極低速で停止することなく通過していくことが必要と考えられた⁴⁾。

(f)その他の測定例

文献5)の内容および現在検討している課題を示す。

図6 低速でのトラックレーンによる動的走行試験の結果

1)ワレントラス橋補強後の動的性状調査例、土木学会中部支部発表会 I-5, 1986-3. 2)中島大橋の補強に関する調査、橋梁と基礎, 1979-9. 3)RCゲルバー桁橋の健全性調査の一例、2)と同1985-12. 4)特殊大型車通過に関する橋の耐荷性検討例、1)と同 I-12. 5)美交通下における桁橋のたわみ応答の調査例、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, I-190, 1986-11.

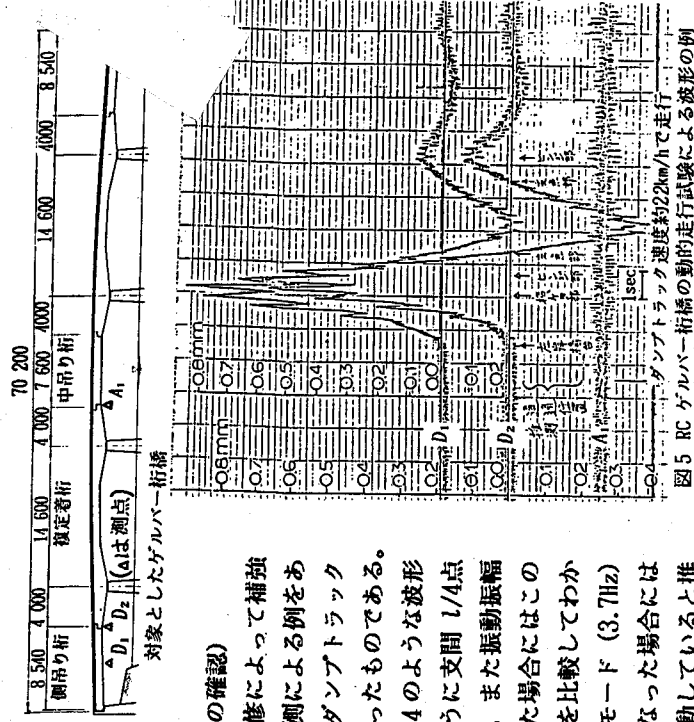
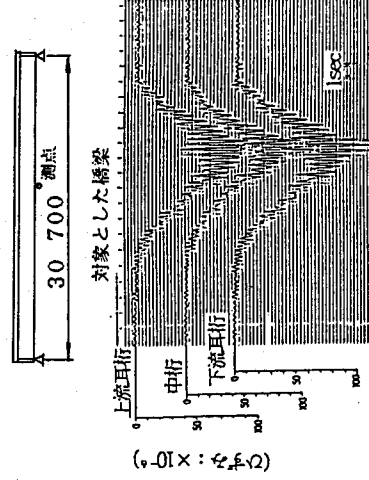
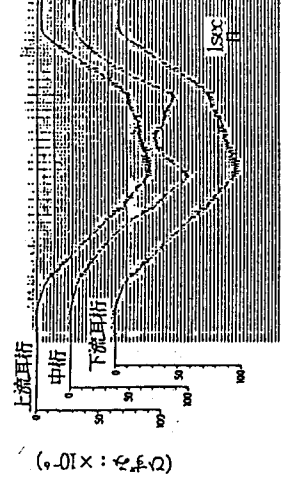


図5 RCゲルバー桁橋の動的走行試験による波形の例



(a) 走行速度約11km/hで1台走行した結果



(b) 走行速度約5km/hで2台連行した結果

II-5 気仙沼大橋（宮城県気仙沼市）の振動特性（たわみ、加速度）について

東北工業大学 山田俊次
東北工業大学 高橋龍夫

近年交通量の増大とともに、道路橋の損傷等が多々報告されている。特に床版等においては願じるしく、その原因の一つと考えられる伸縮継手部との関連性や、二次部材ではあるが補剛材等の疲労と思われる損傷も報告されている。特に合成桁におけるの床版の損傷は橋梁全体の剛度の低下につながるものであり、橋梁の振動制状にも微妙な影響を与えることになる。橋梁が振動すると、橋上を通過する車両は強く揺れることがあり、人間がその揺れを不安感や不快感として感じることもある。この気仙沼大橋も、市民が「よく揺れるけど大丈夫か」という、いわゆる揺れがよく感じられる橋である。気仙沼大橋の耐荷力調査を行なうにあたり、たわみ振動、振動加速度の記録をも得ているので、ここに報告するものである。

気仙沼大橋は、昭和42年に架設された、活荷重合成坂桁4連（支間長26.78m）からなる1等橋であり、車道部7.5m歩道部1.5m $\times$ 2である。図-1に断面を示す。架設地点は、港と国道45号線を結ぶ中間に位置し、冷凍車や、タンクローリー等大型の特殊車両の通行が多い。又、近くに信号機が設置されているため、橋上での制動がよく行なわれている。

走行試験には、20トンダンブトラック2台を使い、1台ずつの往復走行、2台連行での往復走行、制動、そして中央1台停車で反対車線の走行の4種走行を行なった。測定対象スパンは右岸側1径間目を行なったためか、データにその傾向が以下の通り現われている。右岸から走行する時は、対象スパン上に荷重車が載った時応答を示すが、左岸側より走行する時は、左岸側3径間分の走行時の振動が対象スパンに応答しており、その結果動的増分も若干大きく表われているようである。

図-2は、走行時に得られたたわみと加速度の時間軸を合わせて表示したものである。

(1)は1台走行で、左岸から右岸側へ50km/hで走行、たわみの増分が大きくなり車両が抜け出たあとの自由振動が長く続いている。50km/h前後のスピードでの走行にこのような傾向がみられた。
(2)は中央1台停車で反対車線を右岸から左岸側へ11km/hで走行、これは橋上で信号待ちを想定したもので

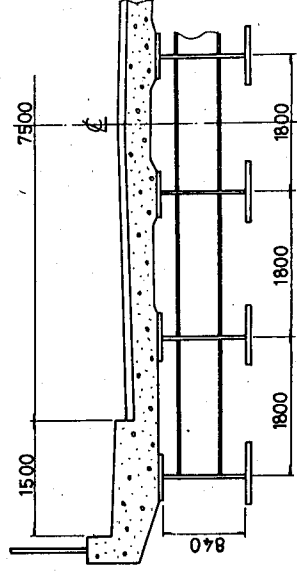


図-1

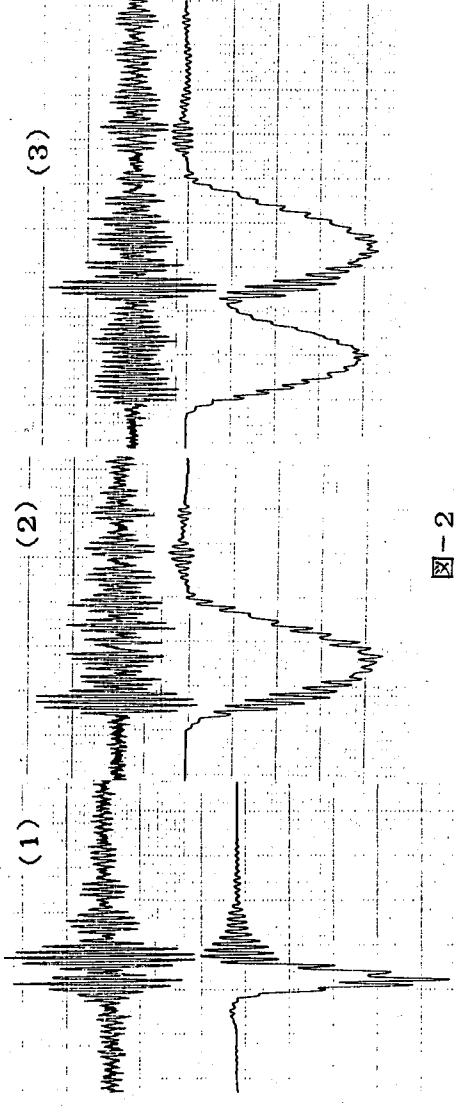


図-2

あるが、停車中の車両が走行車両と共振した形となりよく揺れていると思われる。

(3) は2台連行走行で右岸側へ14km/hで走行、架設場所の関係上、大型車両の連行走行は、頻繁に行なわれるところであり、連行走行の影響を調べた。2台目の車両が特に揺れを大きくしている傾向がみられた。

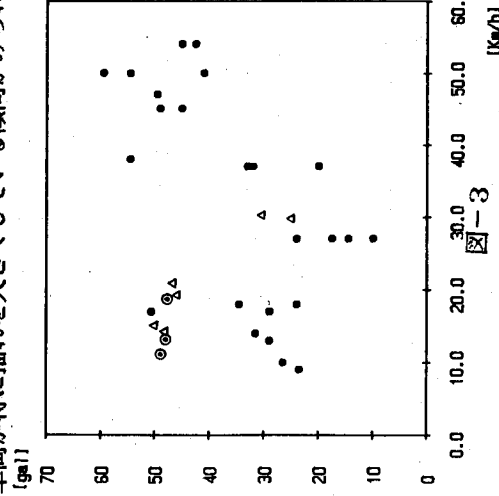


図-3

最大加速度が得られるのは、必ずしもたわみ振幅が最大の時だけではなく、車両の走行速度によって状況は変わるが、得られたデータからは車両が径間中央に近づく時、あるいは中央を過ぎたあたりで振幅が大きくなる時の方がよく揺れているようである。

一般的に、橋梁の振動は走行車両の複雑な衝撃によって引き起こされるが、なかでも低次の固有振動数が卓越しており、変位計などで確かめることができる。車両の走行時に得られた加速度より振動速度・振動振幅をもとめたのが図-3、4、5である。車両の走行中、橋梁が一定の卓越振動数で振動しているものとすれば、最大振動速度 $V_{max} = \alpha / \omega$ 、最大振動振幅 $D_{max} = \alpha / \omega^2$ で求まる (α = 最大振動加速度 ω = 円振動数)。梶川らの研究* によれば振動数と振動振幅が人体にどのように感ずるかを詳しくまとめている。その資料により今回のデータを考察すると、

1、加速度は走行速度20km/hと50km/h前後に大きな値が得られており低次の固有振動数に共振したためと思われる。最大加速度で60gal程度であった。

2、速度としての揺れを感じるのは、歩行状態で、1.5cm/sec 程度以上との研究* より、大部分はその値を超えている。最大速度で、3.2cm/sec である。

3、振幅は、振動数が3.02Hzにおいて0.5mm 以上の「歩行中でも揺れを感じる」から1mm 以上の「不快である」の振幅が多く、だいたい揺れが気になる橋であることがわかる。特に連行走行時(図-2(3))においては、1台目が入って2台目が通過するまで約12秒間も大きな揺れが続いていることになり継続時間の影響も大きいと思われる。図中の記号は◎2台連行走行 ●1台走行 △1台停車である

道路橋には、人間が通行するための歩道部が設けられており、通行する人間は少なからず走行車両によっておこされる橋梁の振動を感じている。構造物の安全性からみればこの程度の振動の影響はほとんど無視できるものもあるが、通行人には不快感および不安感としてとらえる人も多い。

1~2mm程度の振幅を制振させるような装置を設置することも一つの対策として考えられる。尚、本橋の実験にあたり、気仙沼市役所の協力を得た。付記して感謝する。

参考文献 小堀・梶川：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集 第222号 1974

梶川・岡田・小堀：振動と人間(上・下)、橋梁と基礎 1979, 6, 9

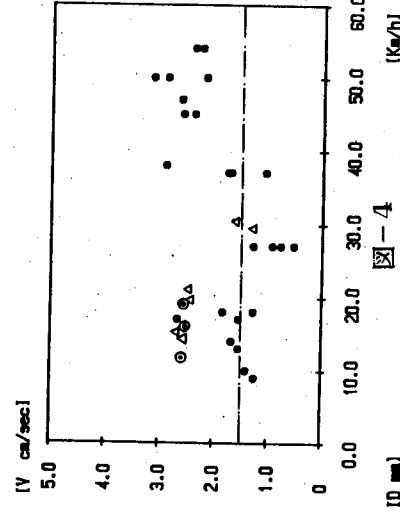


図-4

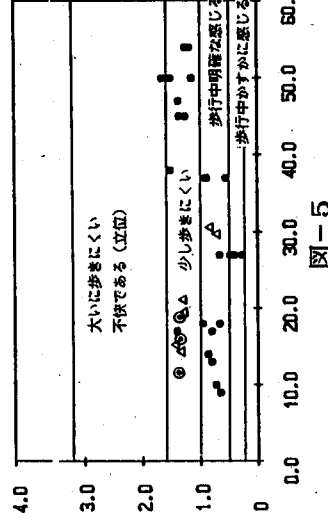


図-5

II-6 振動法によるケーブル張力測定

(株)日本計測エンジニアリング 針田 啓
(株)日本計測エンジニアリング 大平俊明

1. まえがき

斜張橋・ニールセン橋などのケーブルの張力測定方法として振動法が広く用いられるようになってきた。振動法による張力測定は簡便で精度もよく、費用も安く現場向き等の利点が多い。当社でも振動法による張力測定システム(CFFT81)を開発し数例の実橋で使用しいずれも満足すべき結果を得たので以下に報告する。

2. 張力測定

振動法には常時微動法と強制振動法とがあるが加振を必要としない点から常時微動法を採用した。これはケーブルの常時微動をパソコンでスペクトル分析することによって得られる固有振動数から張力を求めるもので、張力算定式には新家らが提案した実用算定式¹⁾を用いた。

振動検出器(サーボ型加速度計)は当初ケーブル全長の $1/4 \cdot 2/4 \cdot 3/4$ 及び桁上 $2 \cdot 0 \text{ m}$ の位置に取付けたが、いずれも固有振動数が顕著に生じたため以後の測定は手がとどく程度の高さに取付けた。

本ケーブル張力システムは、ケーブル6本まで同時計測が可能で、10個のファンクションキーとカーソルだけで操作できる等、計測に不慣れな者でも容易に操作できるよう設計されている。またケーブルの諸元はあらかじめディスクに記憶しており計測後ただちに張力値を得ることができる。周波数分解能は $\Delta f = 0.005 \sim 1.0 \text{ Hz}$ までの6レンジ有し任意に選択可能である。

3. 測定結果例

淀川橋梁(3径間連続斜長橋+他2連)における測定結果を示す。表-1はケーブル引込み時のジャッキ反力と振動法から求めた張力値との比較²⁾である。この表から振動法の測定誤差はジャッキ反力の4%以下におさまることが確認できたが、さらに精度の高い張力値が得られるようこの比率を補正係数として導入した。表-2に完成時における設計張力と計測張力の比較を、図-2はスペクトル分析出力例を示した。

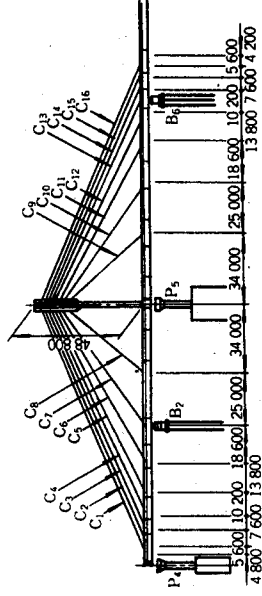


図-1 ケーブル配置図

表-1 引込み時ジャッキ反力と振動法による張力計測結果²⁾

ケーブルNO.	延長(m)	断面積(cm^2)	ジャッキ反力(t)	計測張力(t)	比率
1	128.2	0.016	485.0	504.8	0.961
2	123.0	0.016	586.4	610.8	0.960
3	117.9	0.015	548.0	562.7	0.974
4	110.4	0.015	597.0	615.0	0.970
5	100.4	0.015	598.0	607.0	0.985
6	87.2	0.015	626.0	632.3	0.990
7	70.3	0.015	654.0	652.5	1.002
8	49.7	0.015	652.5	644.7	1.012
9	49.7	0.016	666.8	655.2	1.018
10	70.3	0.016	607.0	601.7	1.009
11	87.2	0.015	638.0	640.9	0.995
12	100.4	0.015	678.5	687.4	0.987
13	110.4	0.015	687.0	714.6	0.975
14	117.9	0.015	604.5	625.0	0.967
15	123.0	0.015	612.8	635.8	0.967
16	128.2	0.015	550.6	569.3	0.967

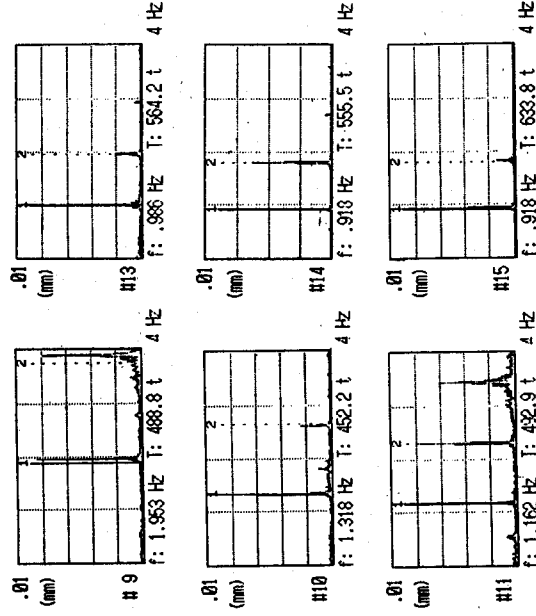


図-2 スペクトル分析例

表-2 完成時におけるケーブル張力測定結果²⁾

ケーブル番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
設計値	658	675	626	656	665	642	672	646	631	659	637	668	661	630	670	639
計測値	632	675	625	644	666	651	677	650	640	663	643	656	660	634	652	654
誤差比率	0.96	1.00	1.00	0.98	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.98	1.00	1.01	0.97	1.02

4. あとがき

本報告書は当社が開発した振動法による張力測定システムについて現場での測定データを混じえて簡単に紹介したものである。 常時微動による張力計測法は当初その簡便さ故に測定精度に懸念をいだく向きもあったが他橋の実測結果を含めてみて実際の測定誤差は4%以下という高い精度で張力が測定でき、ケーブル張力管理の有効な手段として今後も広く活用されるものと思われる。

【参考文献】

- 1) 新家・広中・頭井・西村：振動法によるケーブル張力の実用算定式について
土木学会論文報告集 NO.294 (昭55)
- 2) 淀川橋梁 松尾・三井・横河・共同企業体提供資料
- 3) 牧野・桑田・柴田・花岡：淀川橋梁(太谷ケーブル斜張橋)の架設。
橋梁と基礎 (昭和62.5)

II-7 複合円板部材中を伝播する 応力波に関する実験的研究

北見工業大学

北見工業大学

日本大学生産工学部

北海道開発コンサルタント

大島俊之

三上修一

能町純雄

重清浩司

1. はじめに

実構造物の老朽度や損傷の程度を判定し、その残存寿命を評価するためには、各構造要素についてひび割れ形状の把握や、材料劣化度の判定などいくつかの因子に対する損傷度を総合化する評価法の確立が必要である。また残存寿命の支配的な因子については損傷の現況にもとづきさらに詳細な解析が必要な場合もある。以上のような理由により、構造物の内部で発生した損傷の程度を知ることが、構造物の健全度を診断し、適切な維持・補修の時期、規模を決定する上で重要な要素である。著者らは、これまでにモルタル円柱供試体および円板供試体を用いた応力波速度による内部構造の同定実験を行い、応力波を用いた内部構造同定はある程度の精度が得られることを明らかにしてきた。^{1), 2)} 本研究では、これまでの超音波探傷システムの受信システムを3系統にし、同時に3点で受信波形を観測できるように改良を行い、モルタル円板供試体にこのシステムを用いて、そこで観測された波形に関する解析結果からモルタル内部の構造が観測波にどのような影響を与えるかを考察した。

2. 実験概要

実験は、図1に示すようなブロックダイアグラムの超音波探傷システムを用いて行った。このシステムは、TransmitterにAE-901S（共振周波数140kHz）を、ReceiverにAE-906S（共振周波数1500kHz）を用い、センサは図1に示すようにTransmitterに対して反対側に受信位置1、中間に受信位置2、3として配置した。Transmitterへの入力Pulse Generatorより電圧10V、継続時間 $10\mu s$ の方形波を加えて供試体に応力波を伝えた。サンプリング間隔は250nsecとした。

供試体は、 $\phi 300 \times 30$ mmのモルタル円板中に表1に示すような種類の部材を入れて作成した。内部部材は材質比較4種類、直径による寸法比較3種類、形状比較のため、楕円板の短軸（表中の寸法は長軸 $\times$ 短軸）の長さを変えた、また特殊な形状として正三角板、スリット、鉄筋の付着不良モデルの供試体も作成した。同時にモルタル角柱供試体を作成しモルタルの応力波伝播速度を決定した。伝播速度は4.3km/sec、密度は2.133g/cm³であった。

図1 ブロックダイアグラム

表1 円板供試体の種類

番号	材質	形状	寸法 (mm)
No 1	モルタル	基準供試体	
No 2			
No 3		小 円板	$\phi 50$
No 4		中 円板	$\phi 75$
No 5	スタイロフォーム	大 円板	$\phi 100$
No 6		楕 円板	100×50
No 7		楕 円板	100×75
No 8		楕 円板	100×10
No 9		正三角板	一辺100
No10		小 円板	$\phi 50$
No11	軟 石	中 円板	$\phi 75$
No12		大 円板	$\phi 100$
No13		小 円板	$\phi 50$
No14	空洞	中 円板	$\phi 75$
No15		大 円板	$\phi 100$
No16		小 円板	$\phi 50$
No17		中 円板	$\phi 75$
No18	鉄筋	大 円板	$\phi 100$
No19		大 円板	$\phi 100$
No20	紙		(付着面半分) 100×3

3. 実験結果

ここでは、材質と直径について着目して考察を行うことにする。図2は受信位置1におけるP波到達時間を、内部部材の材質、直径について比較したものである。図中縦軸は、モルタルのみの供試体（供試体1、2）で行った実験の受信位置1でのP波到達時間 t_m ($t_m=70\mu\text{sec}$)で、P波到達時間を割ったものである。また横軸は、内部部材の直径である。これによると、内部部材の径が大きくなると一様に到達時間も大きくなる傾向がある。またその傾向は、鉄筋、空洞、スタイロフォーム、軟石の順で大きくなった。鉄筋のように弾性係数の大きい部材が内部にある場合には受信位置1における観測波の到達時間は早くなることが考えられる、実際には鉄筋の径が大きくなるほど到達時間は遅くなっている、これは応力波の伝播経路における散乱の影響が原因と考えられる。受信位置2、3におけるP波到達時間は全ての供試体でP波速度 4.3km/sec より求めた到達時間と一致している。

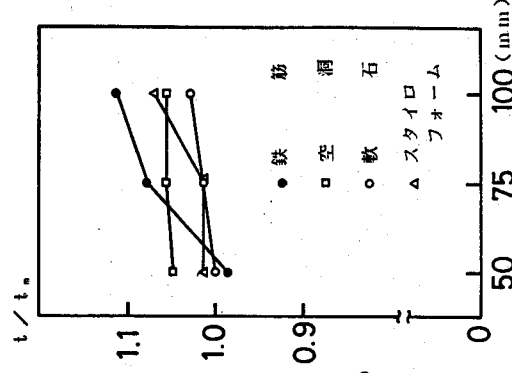


図2 P波到達時間の比較

がある。またその傾向は、鉄筋、空洞、スタイロフォーム、軟石の順で大きくなった。鉄筋のように弾性係数の大きい部材が内部にある場合には受信位置1における観測波の到達時間は早くなることが考えられる、実際には鉄筋の径が大きくなるほど到達時間は遅くなっている、これは応力波の伝播経路における散乱の影響が原因と考えられる。受信位置2、3におけるP波到達時間は全ての供試体でP波速度 4.3km/sec より求めた到達時間と一致している。

図3、図4は各供試体ごとに行った周波数解析の結果を縦方向に並べてまとめたものである。横軸に周波数 (kHz) をとり、縦軸は最大パワースペクトルで基準化している。図3は、受信位置1での波形の解析結果で、モルタルのみにときに現れていた140kHzのピークは、120~160kHzまでに数多くのピークがみられるようになる。また境界の影響と考えられる小さなピークが40~80kHzにみられる。図4は受信位置3での波形の解析結果で、境界の影響を強く受けていると考えられる15kHz、40~50kHzのピークがみられる。図3で見られる120~130kHzの内部部材の影響と考えられる周波数は見られない。

4. おわりに

今回の解析では周波数、到達時間に関する内部構造の特性が概略明かとなった。今後はこの結果と波形の比較、波動散乱問題に関する理論的解析を併せて行う必要がある。この研究は、文部省科学研究費補助金（奨励研究（A））の交付を受けて行った研究であります。

参考文献

- 1) 三上、大島、重清、能町：応力波速度による建造物の健全度評価、土木学会北海道支部論文報告集、第42号、P137-P140、1986。

- 2) 三上、大島、重清、能町：応力波速度による内部構造の探査に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集、第43号、P139-P142、1987。

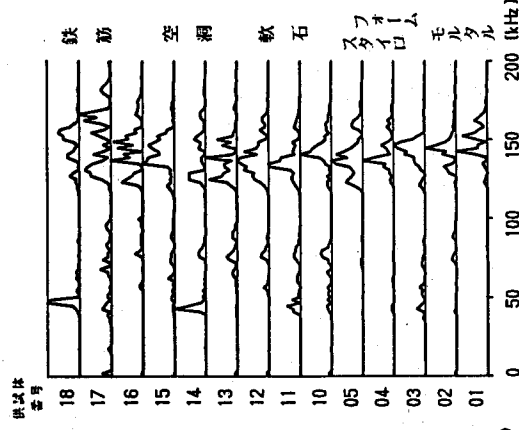


図3 周波数解析（受信位置1）

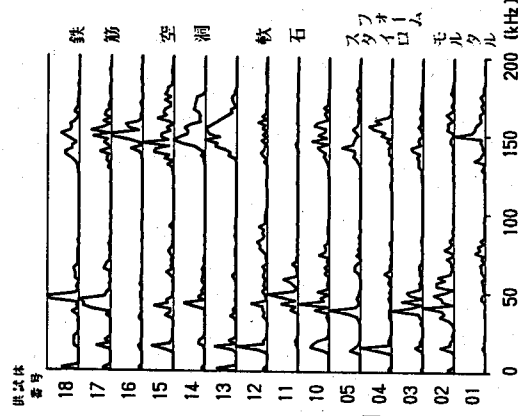


図4 周波数解析（受信位置3）

II-8 実橋RC-T桁の破壊試験における振動特性の変化

神戸大学大学院○堀 浩之
神戸大学工学部 宮本文徳
神戸大学工学部 西村 昭

1. まえがき 橋梁の損傷評価法のひとつとして、実橋試験から得られた種々の振動特性に基づき評価法が提案されているが、それらを破壊試験等で実際に検証した例は少ない。本研究では、過去に兵庫県内の2橋において実施された各種試験のうち、主桁単独の耐力評価試験と並行して行われた重錘落下振動試験より得られる主桁の振動特性に着目し、それらに基づいて両橋の主桁の損傷度を比較すると共に、主桁の破壊過程における各振動特性の変化の傾向を明らかにする事を試みた。

2. 試験対象桁及び試験方法の概要 試験の対象とした「桜橋」及び「前野橋」について説明する。「桜橋」は昭和8年に、「前野橋」は昭和6年に架設されたRC-T単純桁橋で、「桜橋」は5本、「前野橋」は4本の主桁を有している。これら両橋において主桁(中桁)を2本ずつ縁切しRC-T桁として独立させた。「桜橋」の主桁はスパン長が10.60mで断面積が約7119cm²、「前野橋」の主桁はスパン長が8.32mで断面積は約6638cm²であった。目視の結果、「桜橋」の主桁には全体に渡ってかなりの幅のひびわれが多数生じていたのに対し、「前野橋」の主桁には、ひびわれの本数も多くはなく、その幅も小さかった。従って、ひびわれの発生状況からみれば、「桜橋」の方が損傷が進んでいるものと考えられた。

重錘落下振動試験は、主桁の耐力評価試験において静的載荷により主桁を段階的に破壊に至らせ、各荷重段階ごとに主桁スパン中央に質量300kgfの重錘を高さ約30cmから10回程度落下させる事により行い、重錘の入力加速度及び桁のL/4、L/2、3L/4点(L:スパン長)の応答加速度をアンプを通してデーターレコーダに記録した。測定データーの解析にはモーター解析を適用し¹⁾、固有振動数(以下、振動数と略記)、減衰定数、振動モード(振幅比)、位相差といったモーターパラメータとしての振動特性を得た。

3. 試験結果及び考察 主桁の破壊過程を静的載荷試験における荷重～中央たわみ曲線から得られる“ばね定数k”の変化で表すことにし、以下に各振動特性について試験結果を示し、考察を述べる。なお、振動次数は対称1次振動を対象とし、主桁は「桜橋」「前野橋」とも上流側から主桁1、主桁2とした。

3.1 振動数

図1(a)に、破壊過程における振動数の変化を、荷重～中央たわみ曲線から得られる“ばね定数k [t/mm]”の変化と対応させて示す。試験開始時(供用時)の振動数は、「桜橋」「前野橋」とも主桁1の方が主桁2よりも低く、両橋において主桁1の方が損傷が進行していたと思われる。振動数は、スパン長や桁の単位長さ当りの質量、剛性、桁の支持条件などにより変化するものであり、異なる橋梁間で振動数を単純に比較することはできないが、損傷の進行に伴い、4本の主桁とも振動数は減少傾向にある。図1(b)は、これらの関係を変化率(低下率)で表したもので、4本の主桁ともほぼ同様の変化の傾向を示している。すなわち、初期の段階では、ばね定数の変化率と振動数の変化率の間にはほぼ線形関係がみられるが、破壊直前あるいは破壊後には振動数の変化率が急激に大きくなっていく。また、各桁

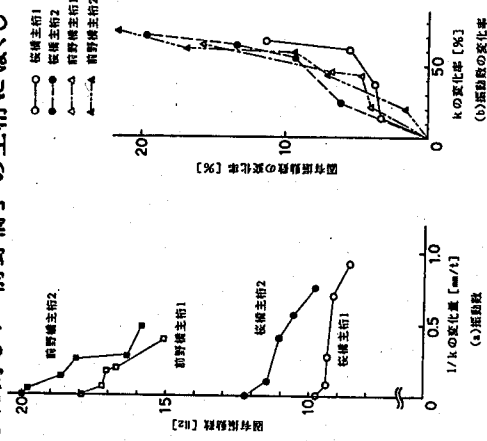


図1 破壊過程における固有振動数の変化

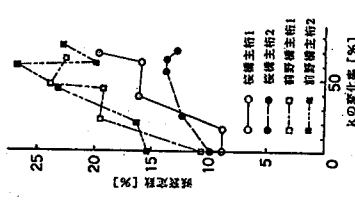


図2 破壊過程における減衰定数の変化

とも試験開始時の“ばね定数”が60～80%、振動数が10～20%低下した時点で破壊に至っており、さらに初期の損傷が大きいたく思われた桁ほど破壊時の変化率が小さくなっている。この様に、振動数はコンクリート桁の損傷状態や破壊過程に正確に対応していると言える。

3.2 減衰定数

図2に破壊過程における減衰定数の変化を示す。4本の主桁とも損傷の進行に伴い、減衰定数は増加する傾向にある。また、図より、両橋とも主桁1の減衰定数が初期段階から大きく増加しているのがわかる。減衰定数は、損傷がある程度進行した状態から変化することより、両橋とも主桁1の方が初期の損傷が大きかったと言える。これは、振動数による評価結果と一致している。しかし、データにはばらつきがあり、また初期の損傷が比較的軽微であると思われた「前野橋」の減衰定数が「桜橋」の減衰定数を上回るなどの矛盾も生じている。

3.3 振動モード(振幅比)

図3(a)(b)に試験開始時と破壊後の、重錘落下位置の振幅を1.0とした振動モードを示す。試験開始時の「前野橋」の2本の主桁の振動モードがほぼ左右対称であるのに対し、「桜橋」では主桁1のL/4点付近に、また主桁2のL/4点からL/2点にかけて発生していたひびわれなどが原因で、振動モードが左右非対称になったものと思われる。また、破壊後の振動モードを見ると、「桜橋」の主桁1と「前野橋」の主桁2ではL/4点付近で、また「前野橋」の主桁1では3L/4点付近で振幅が大きくなっており、載荷試験によって新たに局所的な損傷が発生したと推察される。「桜橋」の主桁2は破壊後も振動モードに大きな変化がみられないことから、卓越した損傷の発生位置の判定に有効であり、さらに測点数を増して行けば、より細かい判定が可能であると思われる。振動モードが左右対称にはならない点に拘束などの支承部の損傷により、桁が健全であっても振動モードが左右対称にはならない点に注意する必要がある。

3.4 位相差

図4(a)(b)に、破壊過程における、桁のL/2点を基準とするL/4点及び3L/4点の位相差の変化を示す。初期の位相差を見ると、「桜橋」「前野橋」ともに主桁1の位相差が主桁2の位相差より大きく、振動数や減衰定数と同様、両橋とも主桁1の方が損傷程度が大きかったと言える。さらに「桜橋」の主桁1の初期の位相差が主桁2を大きく上回っており、主桁1の初期の損傷程度が主桁2よりかなり大きかったと推察できる。「前野橋」の2本の主桁の位相差は遅れて変化しており、初期の損傷は軽微であったと思われる。

4.まとめ 実橋破壊試験から得られた種々の振動特性の変化に基づき損傷評価への適用を検討した。本研究の範囲内で得られた主な結果は次のようになる。すなわち、測定される振動特性は橋梁規模等の影響を受け、橋梁間で異なる事が考えられるが、振動数については変化率で表示することにより、減衰定数や振動モードについてはそのままで各橋梁間の損傷程度を比較できる事が明かとなった。また、各振動特性は、破壊過程において特有の変化を示し、これらを橋梁の損傷評価に適用することが可能である。

参考文献

- 1) 西村 他：橋梁の損傷評価へのモーダル解析の適用に関する研究，第16回日本道路会議特設論文集，1985.10

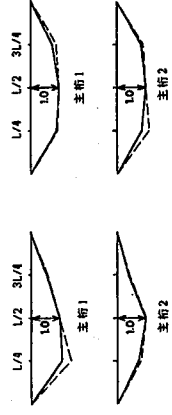


図3 試験開始時と破壊後の振動モード

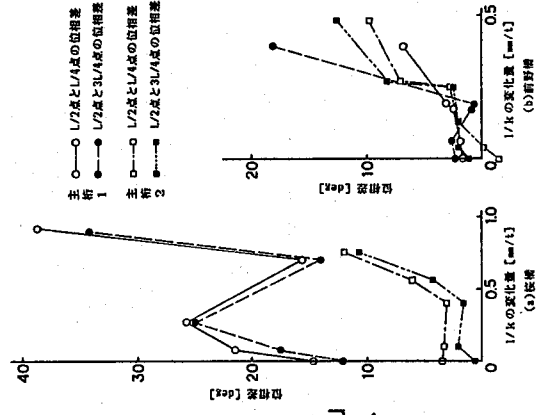


図4 破壊過程における位相差の変化

II-9 衝撃加振による斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動測定

金沢大学工学部 正会員 梶 川 康 男

1. まえがき

金沢の犀川下流に自動車歩行者専用橋として、斜張橋形式の歩道橋「雪吊橋」が建設された。計画当初、積雪地帯における小規模斜張橋の耐風安定性や歩行者による振動などの問題が考えられた。そこで、完成後、種々の振動実験が行われた。今回、その加振入力を把握した衝撃実験により振動特性を求めたので、その概要を報告する。

2. 入力による衝撃加振実験

本橋の実験が開通日直前であったため種々の制約があり、入力による加振方法を採用した。測定計器の配置を図-1のようにした。衝撃入力は荷重測定装置(ロードセル4台とH形鋼・鋼板で組み立てたもの)にて測定した。この装置の横に机を置き、さらにその上にイスを置き(鋼板からの高さ69cm)、4名の人(体重の合計333kgf)が同時に飛び降りることによって、衝撃を1回加えたときの動的応答を測定した。図-2に測点9に加わった衝撃波形と応答波形を示し、図-3にそのフーリエスペクトルと測点3・9・11での伝達関数を示した。衝撃力は体重の約5倍の1600kgfに達し、その結果、振動加速度振幅は約30cm/s²に達した。波形は衝撃後、約1秒程度で高い周波数成分は減衰し、その後最低次の振動波形がゆっくりと減衰しながら続いている。なお、図-4には、各測点間の周波数別の位相角を示した。

3. 衝撃加振装置による振動実験

入力による衝撃加振は手軽で機動性に富む方法ではあるが、大きな衝撃力が得られないことやその大きさ・衝撃作用時間が一定ではなく、ばらつきが大きくなる欠点をもつ。そこで、安定した大きな衝撃を得るために、写真-1に示すような衝撃加振装置を開発・製作した。一回のインパルスが得られるように重錘には2度打ち防止機構を有している。また、この装置は組立式であるので20数個の部品に解体ができ、小さな車で運ぶことができる。この衝撃装置を用いて衝撃を与えたときの動的応答を測定した。図-5にその衝撃波形と応答波形を示し、図-6に衝撃力のフーリエスペクトルと測点3・9・11での伝達関数を、図-7に各測点間の周波数別の位相角を示した。大きな衝撃力(30kgfの重錘、落下高さ約60cm、1cm厚のゴム2枚の条件で、8tf)や安定した平坦なスペクトルが得られ、応答加速度として約180cm/s²が得られた。

4. 測定結果 図-2~7や固有値解析結果から以下のような振動モードについての情報を得ることができる。1次の振動(1.17Hz)が基本の曲げ1次モードであり、2次の振動(2.52Hz)では桁が全体に下方に動くとき、塔が短径側側に倒れる傾向にある曲げの2次モードである。つぎに、3次の振動(3.52Hz)は図-2~7においては顕著ではないが、塔での加速度に顕著であることから塔の面外モードであろう。4次の振動(4.30Hz)では、測点1と3の位相が、また測点9と11の位相が逆であり、しかも、測点1と9とが同位相であることから径間に節の1つある曲げの3次振動モードである。同様の考察により、5次(6.2Hz)が曲げの4次モード、6次(7.28Hz)は塔の面内モード、7次(8.6Hz)は曲げの5次モードであり、また、8次(9.18Hz)は9と9の位相が逆で 表-1 固有振動数と振動モード

	実測固有振動数	計算固有振動数	振動モード
1次	1.17Hz	1.05Hz	
2次	2.54Hz	2.34Hz	
3次	3.52Hz	3.71Hz	
4次	4.30Hz	3.99Hz	
5次	6.20Hz	5.71Hz	
6次	7.28Hz	7.10Hz	
7次	8.60Hz	6.22Hz	
8次	9.18Hz	5.84Hz	

あることからねじれの1次振動である。以上のように、モードに関する考察ができるが、重錘落下加振ではスペクトルが平坦であり真のピークのみが現れるため、判断が容易となる。

5. あとがき

衝撃入力を把握し、スペクトル解析を応用すれば、伝達関数が求められることを確認することができた。また、モード解析法により伝達関数から減衰定数をも求めることが可能である。

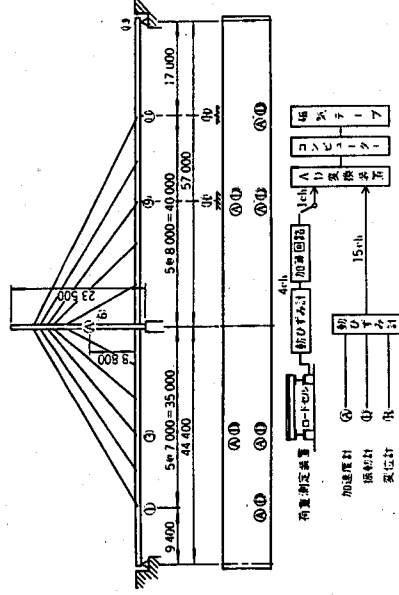


図-1 測定計器の配置図

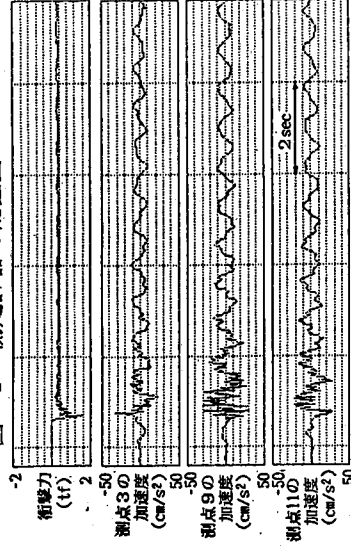


図-2 衝撃力と加速度波形（人力加振時）

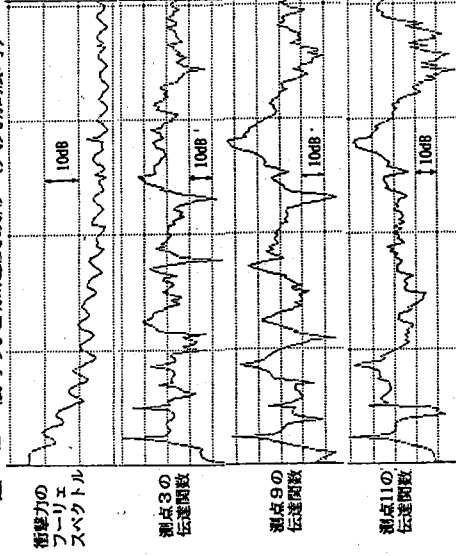


図-3 衝撃力のスペクトルと伝達関数

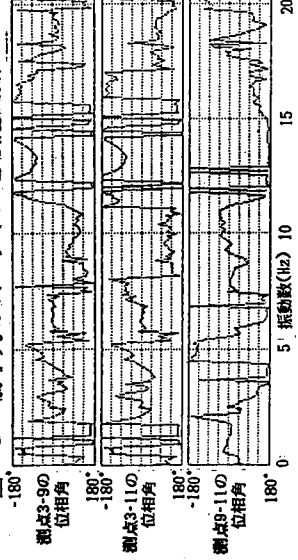


図-4 各測点間の位相角（人力加振時）

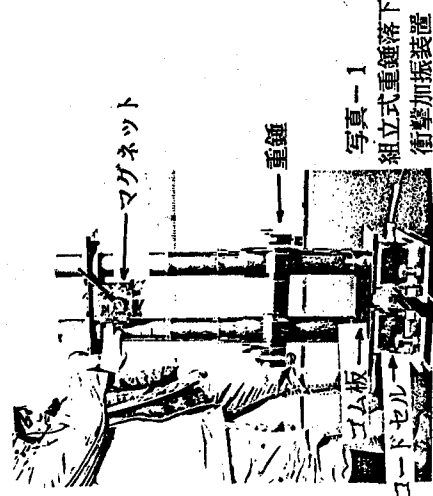


図-5 衝撃力と加速度波形（重錘加振時）

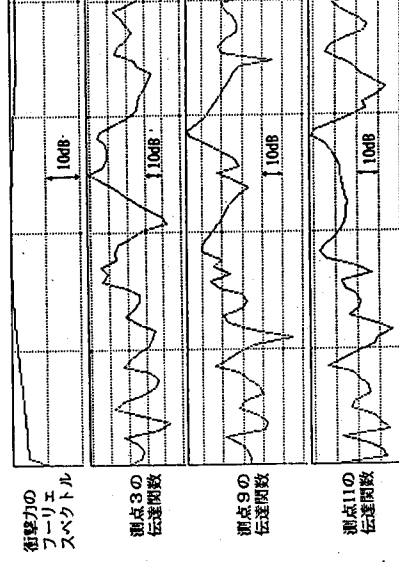


図-6 衝撃力のスペクトルと伝達関数

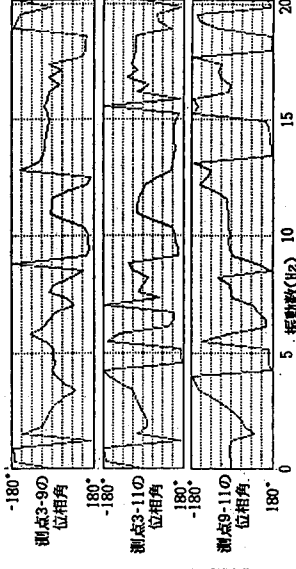


図-7 各測点間の位相角（重錘加振時）

1. はじめに
小型機械や自動車の振動測定法として、衝撃加振法が実用化されている。著者は、この手法を大規模構造物である道路橋に適用し、いくつかの実橋実験を行ってきた。道路橋の振動測定では従来の他の構造物と比較して、推定する振動数が極めて低い点、高いレベルの観測雑音が混在するなどの問題があり、振動特性推定理論の開発、データ処理の改善、さらに雑音除去対策などの課題を解決する必要がある。ここでは、衝撃加振法の概要を紹介し、この方法の有利な点と問題点を報告する。

2. 道路橋の振動測定法

道路橋の振動測定の方法には、起振機による試験、走行車両による試験、常時微動測定による方法、クレーンによる方法がある。これらの手法は、振動特性が大振幅のものであるか、また測定する振動の周波数の範囲などの、実験の目的によって、使い分けられている。このような状況の概要を、図-1に示した。

衝撃試験法による振幅は、一般に、常時微動より大きいが、微小振幅の範囲である。また、測定する周波数範囲は、加振機の改善の余地はあるが、0.5 Hz 以上であり、比較的高い領域20 Hz 以上の測定が可能である。

3. 衝撃加振法の考え方

図-2のように、橋梁の上に荷重計を置き、その上から橋梁に衝撃力を加え、橋に加えた力と同時に橋梁の振動を加速度計等によって記録する。橋に加えた入力力が既知であるので、入出力をフーリエ変換することにより、橋梁の伝達関数を推定することができる。橋梁を線形の多自由度系でモデル化すると、理論的な伝達関数が与えられ、これと実測結果より、曲線適合の理論により最小二乗法を用いて、モーダルパラメータを推定、しようとするものである。図-3に現在用いられている曲線適合の分類を示した。また、参考文献の(3)~(7)に、この手法の解説書を挙げた。

この手法には、周波数領域で曲線適合を考える方法と、時間領域の方法がある。前者は、多自由度系のコンブライアンスのパラメータを求めるものである。

$$G(\omega) = \sum_{r=1}^N \left\{ \frac{j^2 \Omega_r^2 / (2k_r \omega_{dr})}{j(\omega + \omega_{dr}) + \phi_r} - \frac{j^2 \Omega_r^2 / (2k_r \omega_{dr})}{j(\omega - \omega_{dr}) + \phi_r} \right\} \quad (2)$$

$K_r = k_r / (\phi_{r1} \phi_{r2})$ であり、 ω_{dr} は減衰固有振動

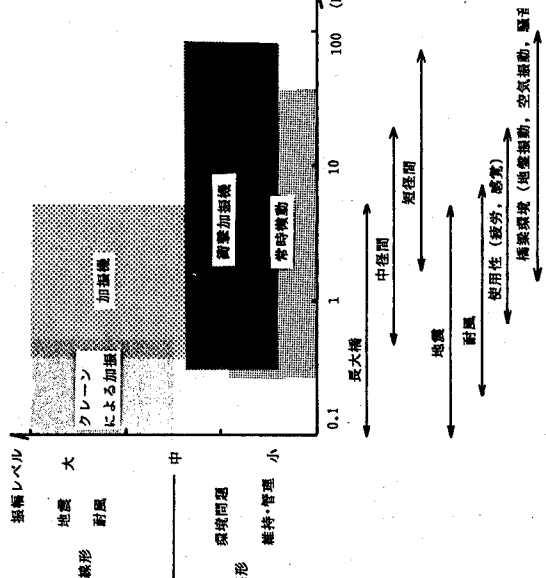


図-1 各種の橋梁試験法の比較

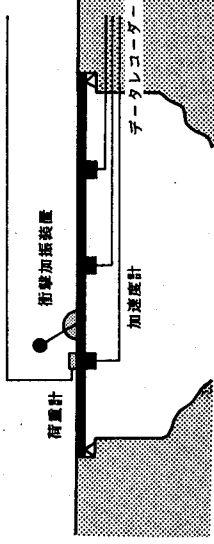


図-2 衝撃加振試験

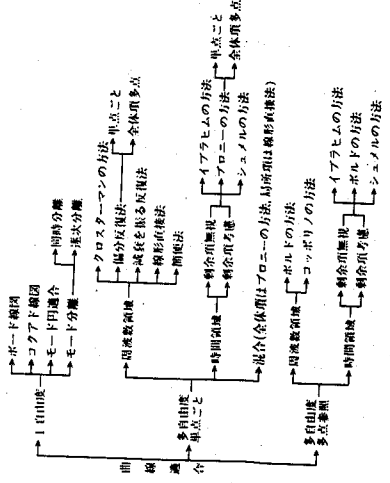


図-3 曲線適合の分類

数、 σ_r はモード減衰率である。

時間領域法は、単位衝撃応答関数のパラメータを推定するものである。

$$h(t) = \sum_{r=1}^N \frac{\Omega_r^2}{k_r \omega_{dr}} e^{-\sigma_r t}$$

$$\sin \omega_{dr} t \quad \text{--- (2)}$$

4. シミュレーションによる

各手法の推定精度の比較

表-1の3自由度の系に、図-5

(a) の半正弦波の衝撃力を加え、応答を求めたものが、(c) である。観測雑音を付加するために、0~10Hz のパワースペクトルが平坦な雑音を加えた。図-4にこの状況を示した。SN比で、20%の雑音を付加したときの、伝達関数のコクアド線図を図-6に示した。

1~3次までの固有振動数、減衰定数の推定誤差を、SN比を変化させて示したものが、図-7である。雑音の増加によって、推定誤差には変化は表れていない。シミュレーションでは、良い結果が得られるが、実測データの場合には、様々な工夫が必要になる。

5. おわりに

これまで開発されてきた衝撃加振法を単純に橋梁振動に適用することはできない。低周波数領域の精度、FFTの分解能の改善、雑音に強い推定理論の開発が必要である。しかし、極めて短い時間に実験ができる本手法は、維持・管理等の点で必要な手法であると考えている。

〔参考文献〕

- (1) 星谷勝・斎藤悦郎：拡張カルマン・フィルターを用いた同定問題の各種振動系への応用、土論集、No.339, pp.59~67, 1982
- (2) 岡林・西村・他：衝撃加振による道路橋の振動測定法、土木学会第41回年次講演会。
- (3) 大久保信行：機械のモーダル・アナリシス、1982, 中央大学出版
- (4) 田中基八郎・三枝省三：振動モデルとシミュレーション、1984、応用技術出版
- (5) Ewins, D. J. :Modal Testing :Theory and Practice , 1984, Reserch Studies Press Ltd.
- (6) 長松昭男：モード解析、1985, 培風館。
- (7) 日本機械学会編：t-f解析の基礎と応用、1986, 丸善

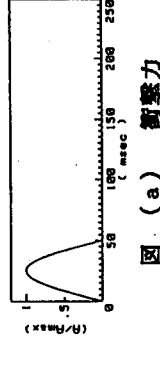


図 (a) 観測雑音

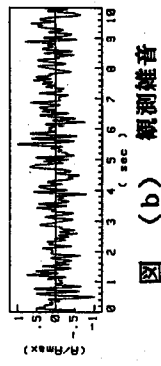


図 (b) 観測雑音

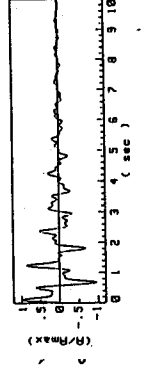


図 (c) 応答波形

図-5 加振力と応答

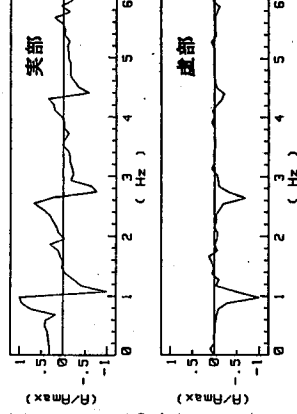


図-6 コクアド線図

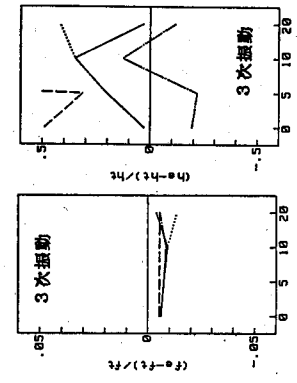
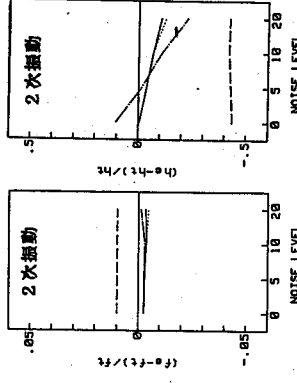
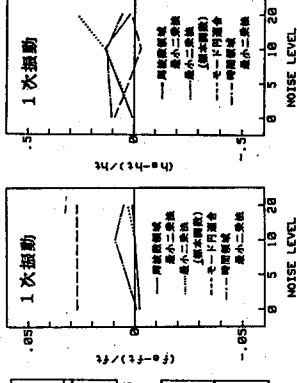


図-7 各種手法によるモーダルパラメータの推定

図-4 シミュレーションの方法

表-1 構造物の動特性

	1次振動	2次振動	3次振動
f_r	1.000	2.656	4.367
h_r	0.05	0.03	0.01

II-II 橋梁の現地振動試験に係わる課題

名古屋大学 加藤 雅史

1. はじめに

橋梁の現地振動試験は、19世紀終わり頃から始められ、20世紀に入ってから世界各国で大規模な現地振動試験が行われるようになった。そして現在に至るまで、世界各国で、また我が国においても種々の目的で非常に多くの振動試験が実施され、成果が上げられている。

このように多くの振動試験が実施され、実際の橋梁の振動性状がある程度明らかとなってきた現在、①合理的な耐震設計手法の見直し、②環境問題を含めた防振・制振の必要性、③橋梁診断手法開発の必要性、等という社会的要求を受けて、橋梁の現地振動試験は1つの転換期を迎えていると考えられる。

そこで、以下に現地振動試験に係わる問題点・課題を述べる。

2. 何のために振動試験を行うのか

現地振動試験の目的は、当初、衝撃係数の計測、完成時試験として振動特性の把握および設計へのフィードバックが主であった。その後、前述したような社会的要求等により、現在実施されている振動試験あるいは実施する必要がある振動試験の主な目的は次のようであると考えられる。

① 設計時動的解析結果の検証

固有振動数、振動モード
減衰定数 (対数減衰率)

② 地盤と基礎の間の動的復元力特性の検討

地盤パネ
減衰定数

③ 防振・制振の検討

・対策検討のための現況把握
・対策効果の確認

振動振幅 (変位、速度、加速度)

固有振動数、振動モード

減衰定数 (対数減衰率)

④ 橋梁の診断調査

・現況診断
・補修・補強効果の確認

<直接的>振動特性

<間接的>耐力、余寿命

①②は橋梁の施工時・完成時に実施するもので、③④は供用時に実施するものである。もちろん、これ以外にも研究的目的や特殊な目的で実施することはある。

①は従来からよく行われているものであるが、現在では長大橋や新しい形式の橋梁あるいは特殊な形式の橋梁で行われる。②は耐震設計の面から、現在最も不確実なパラメータの1つと考えられ、多くの振動試験による実証的検討が必要であり、また今後多く建設されると考えられる連続ラーメン橋においてもこの面の検討が必要であると考えられる。③は耐風安定性の面からのみならず、環境問題の面からも今後大きな検討課題の1つとなっていくものと考えられる。④については次項で述べる。

3. 橋梁診断にどう使えるか

橋梁の診断、それに基づく点検と補修・補強が現在橋梁の分野における大きな課題となっている事実から、これに現地振動試験が適用できれば非常に有益なものとなると考えられる。

橋梁診断には、防振・制振の検討のように橋梁の振動そのものが直接的に問題となる場合と、振動調査によって間接的に診断を行おうとする場合がある。前者の場合には、技術的に検討を要する点も多くあるが振動試験の適用はしやすい。しかし後者の場合には、振動試験が有効な手段であるかどうか、種々のケースについて検討していく必要がある。

橋梁診断への適用の方法として、①どのような欠陥があるか、またどこに損傷箇所があるかを概略把握することとを目的とした一次調査、②特定の要素を対象とした詳細調査、の2種が考えられる。これまで、各所で実施された調査・研究に加え、さらに多くの振動試験を他の方法の調査と並行して実施し、実測データを蓄積する必要がある。

4. 局部振動はどう計測したらよいか

これまでの橋梁の現地振動試験は、主として上部工全体、下部工全体あるいは上下部工全体系を対象として実施することが多かった。しかし、橋梁診断への適用などからも、今後は局部振動や部分振動を対象とすることも検討していく必要があると考えられる。

橋梁の局部振動を計測しようとしてその点に振動計を設置しても、当然のことながらその点の振動データには対象とする局部振動の他に全体系の振動や他の局部振動が入ってくる可能性が高い。

したがって、対象とする局部振動をどのようにに測定し、データ処理したらいかが、また対象とする構成要素によって局部振動を他の振動と構造系として分離して考えて良いか否か、等検討する必要があると考えられる。

5. 計測機器の開発

現在、現地振動試験によく用いられている振動計のセンサーには、次のようなものがあるが、①のサーボ型加速度計が最も広く使用されている。

①サーボ型加速度計

②動電型速度計

③ひずみゲージ型加速度計

振動計のセンサーは以前に比べ高感度になり、周波数特性もかなり改善されてきているが、振動そのものは、振動数が高ければ変位量は少なく、加速度は大きく、振動数が低ければ変位量は大きくても加速度は小さくなるという性質を有している。したがって、信号/雑音比 (S/N 比) から考えれば、高振動数は加速度計、中振動数は速度計、低振動数は変位計で測定することが本来望ましいものと言えよう。しかしながら、現在、小型で高精度の変位計がないため、1 Hz以下の低振動数の計測にも①のサーボ型加速度計がよく用いられている。

振動試験によって得たい振動データは、その目的によって変位であったり速度であったり加速度であったりする。こうしたことから、振動試験がいろいろな目的で使われるためには、センサーのみならず変換器(増幅器)も含めて新しい振動計の開発が必要であると考えられる。

6. 減衰特性の定量化

橋梁の減衰特性は耐震耐風性、防振・制振などの面からも非常に重要なファクターであるにもかかわらず、相変わらず『永遠の課題である』と言われ続けている。

個別には、いろいろな減衰特性の定量化の研究がなされているが、さらに大きな努力がなされなければならない。

7. 振動試験法、計測結果の整理・体系化

現在、耐震設計手法の見直し等、今後の設計へのフィードバック資料を得るために、橋梁の振動試験結果の整理・体系化が一部で行われている。

しかし、橋梁の現地振動試験全体を網羅して計測結果を体系化し、振動試験法も含めた資料集やマニュアルを作成する時期に来ているのではないかと考えられる。

8. あとがき

以上、橋梁の現地振動試験に係わる問題点・課題について私見を述べた。また今後は、振動試験と解析とを別々なものとして考えるのではなく、いろいろな問題において両者をドッキングさせた考え方も必要になってくるものと思われる。ここでは欠落した重要な問題点・課題もあると思われるので、それらも含め各課題に対する御意見をいただければ幸いである。

III-1 桁橋の構造諸元実態調査と解析モデル

大阪大学工学部 川谷 充郎
大阪大学大学院 嶋田 玲志
広島県 蒲原 幹生

1. まえがき 橋梁の走行荷重下の動的応答に関する既往の研究では、単純桁橋を対象としている場合が多い。連続桁橋については、Hayashikawa & Watanabe¹⁾が理想化された解析モデルを用いて動的応答解析法について研究し、本田・小堀・山田²⁾が実際の現象をシミュレーション法により数値解析しているのみである。また、解析対象となる連続桁橋の構造諸元に関する有用なデータはほとんど見あたらない。ここでは桁橋の振動解析を行うに先立ち、桁橋の構造諸元調査を行い、橋梁モデルの作成を試みる。

2. 構造諸元調査 阪神高速道路公団を通じて入手した実橋資料をもとに、桁橋の構造諸元（断面2次モーメント、単位長さ当り重量 etc.）を調査した。固有振動数については、それらの構造諸元から算出した。得られた諸元を、径間数、橋種（単純桁、合成桁、非合成桁、鋼床版桁、2径間および3径間連続桁については非合成桁）、また連続桁橋では径間長比に分類した。これらの諸元は、一車線当たりに換算している。図中の●、■印は本実橋調査に基づいて決定した解析モデルの構造諸元を表す。

(1) 断面2次モーメント、単位長さ当り重量 ここでは断面2次モーメントは、橋軸方向に変化する断面2次モーメントを長さの重みをつけて平均化した値である。非合成桁橋についてはコンクリートの合成効果を無視できないため、鋼とコンクリートのヤング係数比を7として断面2次モーメントを算出した。単位長さ当り重量は、鋼重ならびに床版、舗装、地覆高欄、分離帯、添加物の重量の合計である。得られた結果のうち単純桁橋（合成桁）および3径間連続桁橋に関する結果について図-1～図-4に示す。図中の破線は回帰直線を表す。単純桁橋に関する図には、文献3), 4)に挙げられている構造諸元および阪神高速道路公団標準設計計算書⁵⁾から概算したデータを併せて記す。参考データのうち、文献4)の限界状態設計法分科会報告書に用いられた諸元が最近のデータであり、今回の調査結果に比べ断面2次モーメント、単位長さ当り重量の両方とも少し大きめの値となっているが、調査データのばらつきの範囲内にあることがわかる。

(2) 固有振動数 上で得られた断面2次モーメントおよび単位長さ当り重量を用いて、桁橋の基本固有振動数を算出し、図-5に示す。回帰曲線は $(-1/2)$ 次関数を用いた。図中に文献6), 7)に示されている近似関数および文献3)～5)のデータを併記した。得られた固有振動数は、文献6), 7)の関係式より小さい値となっているが、

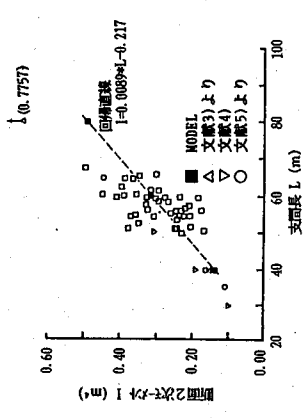


図-1 断面2次モーメントと支間長の関係 (単純桁)

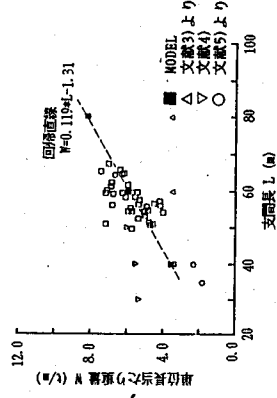


図-2 単位長さ当り重量と支間長の関係 (単位桁)

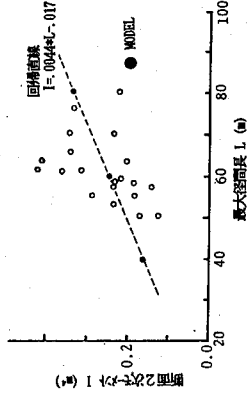


図-3 断面2次モーメントと最大径間長の関係 (3径間連続桁)

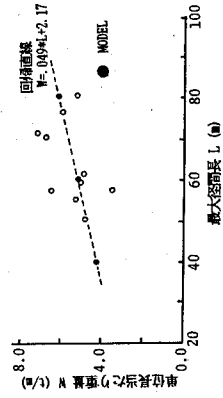


図-4 単位長さ当り重量と最大径間長の関係 (3径間連続桁)

文献4)の最近のデータは、
 回帰曲線と良い一致を示している。

3. 橋梁モデル 構造諸元

調査に基づいて、実橋を等断面と仮定した場合および断面変化を考慮した場合の橋梁モデルを作成した。橋梁モデルは、断面2次モーメントと単位長さ当たり重量

量に関する回帰直線を用いた。変断面モデルについては、実橋の断面変化位置および断面2次モーメントを別途調査し、これに基づいて橋梁モデルを作成した。得られた解析モデルの構造諸元およびモデルの概略図をそれぞれ表1、図-6に示す。

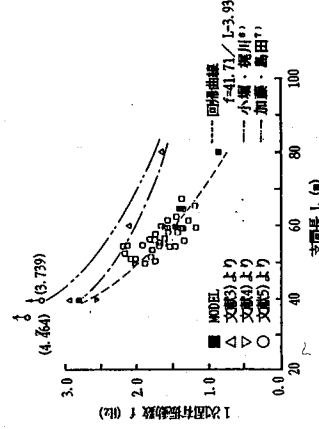
これらのモデルを、別途調査した桁高と径間長の関係を用いて、死荷重および活荷重（衝撃を含む）載荷時の応力照査を行うと、径間中央部および中間支点上での最大応力は600～2500 kg/cm²となり、解析モデルとして妥当であると判断した。

4. あとがき 桁橋の構造諸元調査を行い、橋梁モデルを作成した。しかし、実橋の構造諸元はばらつきが大きいので、今後、振動解析図-5を行っていくうえで作成した橋梁モデルだけでなく構造諸元のばらつきによる応答値の変化についての考察が必要であると考えられる。

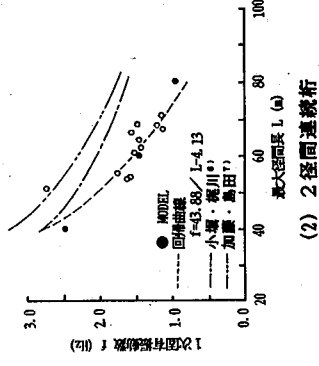
最後に、実橋構造諸元の資料収集に際して、阪神高速道路公団の吉川紀氏に御協力頂いたことに対し、感謝の意を表する。

参考文献

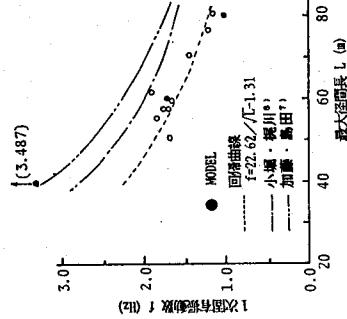
- 1) Hayashikawa, T. and Watanabe, N.: J. of Engg. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 107, No. EM1, Feb., 1981.
- 2) 本田・小堀・山田：土木学会論文報告集，第331号，1983.3.
- 3) 山田・小堀：土木学会論文集，第148号，1967.12.
- 4) (社)日本道路協会 etc.: 限界状態設計法分科会荷重検討班第一次報告書，昭和61年11月。
- 5) 例えば、阪神高速道路公団：鋼単純桁合成I桁標準設計計算書，昭和55年3月。
- 6) 小堀・堀川：道路，1974.7.
- 7) 加藤・島田：土木学会論文報告集，第311号，1981.3.



(1) 単純桁



(2) 2径間連続桁

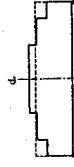


(3) 3径間連続桁

図-5 1次固有振動数と最大径間長の関係

表-1 橋梁モデル

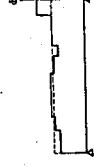
スパン長		単位重量 (T/m) (一車線当り)	断面2次モーメント (m ⁴) 等断面	受断面	断面変化数 (変断面)
単	合 40m	3.4460	0.1375	I _{max} = 1620 I _{min} = 0950	5
	成 60m	5.8260	0.3147	I _{max} = 3707 I _{min} = 2173	5
	桁 80m	8.2060	0.4918	I _{max} = 5793 I _{min} = 3396	5
純	非合 60m	5.8760	0.3725	I _{max} = 4336 I _{min} = 2627	5
	成桁 60m	3.0520	0.1947	I _{max} = 2420 I _{min} = 1280	5
	桁 40m:40m	4.6520	0.1458	I _{max} = 2031 I _{min} = 1159	13
2	60m:60m	5.2880	0.2883	I _{max} = 4016 I _{min} = 2293	13
	60m:48m	5.9380	0.2883	I _{max} = 4016 I _{min} = 1975	13
	80m:80m	5.9240	0.4308	I _{max} = 6001 I _{min} = 3426	13
3	32m:40m:32m	4.1260	0.1578	I _{max} = 2178 I _{min} = 1149	19
	60m:60m:60m	5.8980	0.2454	I _{max} = 3227 I _{min} = 1961	19
	48m:60m:48m	5.1050	0.2454	I _{max} = 3367 I _{min} = 1788	19
	36m:60m:36m	4.2200	0.2454	I _{max} = 3475 I _{min} = 1979	19
桁	64m:80m:64m	6.0890	0.3329	I _{max} = 4594 I _{min} = 2426	19



(a) 単純桁



(b) 2径間連続桁



(c) 3径間連続桁

----- 等断面モデル
 ———— 変断面モデル

図-6 橋梁モデル

1. まえがき 走行自動車によって生じる応答の動的影響は、鉄道橋の慣習から、総て“衝撃”として包括され、設計活荷重を割増しする、いわゆる実質的な荷重係数としての衝撃係数でもってその動的影響を設計の中に考慮されている。わが国の場合、多くの研究者によって衝撃係数が検討されてきたが、昭和14年制定の規定はそのまま踏襲されてきた。設計示方書での衝撃係数は、走行自動車による橋梁の動的影響を全て包括したものであり、単に橋梁の衝撃問題のみから論じられるものではないが、各国の現行規定、提案されている衝撃係数、最近の動向などを考察することは、今後の衝撃係数を検討する上で重要なことと思われる。

2. 各国の衝撃係数 各国の衝撃係数を比較したのが表-1である。各国とも交通事情や自動車荷重の載荷方法も異なるため、衝撃係数の算定式の表現形式や値そのものもかなり違っている。例えば、BSグループは荷重規定値にすでに25%の割増しを認めながら、衝撃係数は表面に出てこない。衝撃係数の算定式も、西ドイツは直線式、イタリアは2次曲線で、ベルギーは自動車の速度効果も含めている。オーストリアやノールウェーは衝撃係数の速減関数を用いずに、具体的な数値で規定しているなどである。しかし、わが国を含め多くの国では、工学の目的に沿った設計に便利でしかも簡単な表現として、衝撃係数を支間長（あるいは活荷重の載荷長）に対する速減関数として規定している。しかも、わが国ではT、L荷重に区別なく、同じ衝撃係数の算定式が用いられている。最近の動向としては、図-1に示したのが、オントリオ州（カナダ国）のコードに採用されたDynamic Load Allowanceである。例えば、単線や単輪重荷重に対しては0.40、車線荷重（等分布荷重）は0.10、支間長が22m以上の2軸荷重以上では図のように0.40～0.20の関数で規定している。この規定で特に注目すべき点は、従来の支間長に変わり、横軸に橋梁の一次曲げ振動数を取り入れたことである。この規定は、総重量が28トン車が単独に走行した時の橋梁の動的影響に関する実態調査を基に設定されたものである。2.5～4.5Hzで特に高い値を示しているのは、自動車と橋梁の固有振動数の接近による共振を考慮した理由であろう。そのために、大型車両の有している固有振動数域ではかなり高い値が採用されている。また、図-2(a),(b)のように、スイスでも橋梁の固有振動数を用いて走行自動車による動的影響を評価する方法を検討している（R.Cantieni: IABSE Proceedings, P-75/84）。

3. 衝撃係数への検討事項 走行自動車による道路橋の振動は、車両の特性、走行速度、単独か連行車か、連行車の車間距離、路面凹凸（アローチランニングや伸縮装置部の段差を含む）、橋梁の構造特性など幾多の要因が影響し、複雑な振動性状を呈するため、それら要因のモデル化も困難な分野であり、またその振動、いわゆる動的影響をいかに設計に用いる形に評価するかも困難な問題の一つである。設計規定としての衝撃係数を検討する場合には、次のような様々な事項が指摘できよう。

- (1) 上述した動的影響におよぼす各要因の解析モデルの検討。車両モデルによっても橋梁の動的応答量は顕著に異なる。
- (2) 長支間長をもった長大橋梁と中小支間橋梁の検討。つまり、長大橋梁は死荷重応力に比べて活荷重応力が小さいことから橋梁の動的応答も短支間橋梁と異なった性状を呈する。自動車が1台か2台で満載になるような短支間橋梁は自動車荷重に非常に敏感であり、またそのような橋梁では疲労強度も問題となる。
- (3) 橋梁の動的影響は自動車の載荷方法と密接な関係があるため、自動車荷重の実態把握と同時に設計法としての荷重載荷法の検討。活荷重の載荷法は部材断面に最大応力が生じるような、いわゆる影響線載荷法が用いられているが、このため活荷重載荷長は構造形式によって変わるため衝撃係数の算出方法も異なり、設計衝撃係数の取り扱いを一層複雑にしている。
- (4) T荷重、L荷重に対する動的影響。T、L荷重は本質的にその性質が異なるものであり、T、L荷重

による動的影響を同じ衝撃係数の算定式で評価することに疑問の余地がある。最近の床版破損や修繕を鑑み、T荷重が路面に与える衝撃力評価の検討は急務である。

(5) 動的影響の明確な定義。各国とも動的影響は静的応答の最大値に対する動的応答の最大値の比に定義されているが、荷重レベルによっては動的応答よりも静的応答値が大きく変動する。このような定義においては、衝撃係数の値そのものの大小を論じても収権は少ない。また、応答量の評価尺度として、曲げモーメントか、断面量の総てを包括した形のたわみに着目するかも検討事項である。

(6) 新設計法における衝撃係数の取り扱い問題。一つは、道路橋に生じる動的影響は衝撃なのか、衝撃係数の表現が適切なのかである。二つは、通常の交通量において、L荷重のような満載状態になる確率は小さく、従って荷重レベルも小さい。衝撃係数は部材強度の終局限界状態で取り扱われるのか、あるいは過大な振動チエックの意味から、使用性限界状態で取り扱われるのかである。

以上のような項目は確率・統計的手法を用いて現象説明すべき事項であり、研究者によっていくつかの提案式が明示されている。設計用としての衝撃係数は、荷重規定、載荷法、それに強度の安全性などを含め同時に論議されるべきもので、橋梁の動的応答がら一概に決まるものではない。しかし、実質的に荷重係数設計法を取り入れた米国でも衝撃係数の算定式を従来の式そのまゝを踏襲したり、また英国のように強度の安全性照査を行う以前に衝撃を含む荷重係数が任意に決められたなど、単独に評価される場合が多い。わが国の場合、確率論的適用に供するデータが不足している現状では、安全性評価のレベルの一つである荷重係数設計法において、既往に発せられている提案を合理的に取り入れて行く方向が実用的であると思われる。

表-1 各国衝撃係数の規定 (TRRL Report 135Uより)

AASHTO (米国, オーストラリア, ニュージーランド, バングラデシュ, カナダ, エジプト, フィリピン, トルコ):	
Dynamic allowance = $50 / (L + 125) \leq 0.3$, Lは支間長 (feet). トルコは $15 / (L + 37)$, L(m). オーストラリアは下限値10%. ニュージーランドは上限値なし。	
BS (英国, マレーシア, スリランカ, ケニア, ローデシア):	
HA荷重では荷重値の中に25%の割増しを含んでいる。ただし、載荷長30m以上は考慮しない。	
HB荷重でのImpact allowanceはない。	
IRC (インド, パキスタン): 鋼橋の場合:	
70-R荷重とAA荷重を除き, Impact allowance = $9 / (18.5 + L)$, L (m), 15.4~54.5%.	
(i) $L \leq 9$ m	
等分布荷重は支間長5 mまで25%, 9 m	
で10%の減少, 軸荷重は25%.	
フランス:	
システムAA荷重は衝撃が含まれている。システムB荷重のImpact factorは、次式による。	
$\phi = 1 + 0.4 / (1 + 0.2 L) + 0.6 / (1 + 4 G / S)$, Lは支間長。	
Gは死荷重のパラメーター, Sは最大自動車荷重。	
西ドイツ (Impact factor):	
$\phi = 1.4 - 0.008 L \leq 1.0$, Lは支間長 (m).	
P軸荷重では40%. 等分布荷重と100トン単軸車荷重は無視。	
オーストリア (Impact factor):	
支間長 (m)	2 6 10 20 40 60 80 100
車線 (I)	1.64 1.41 1.30 1.18 1.10 1.07 1.05 1.04
車線 (II)	1.32 1.20 1.15 1.08 1.05 1.03 1.02 1.02
ベルギー (Impact factor):	
$\phi = 1 + 0.377 V / \sqrt{L}$, Vは走行速度で60km/hrより大きい値, Lは支間長 (m)	
$\alpha = L / f s$, fsは死荷重によるたわみ (m), Qは走行荷重, Pは橋梁の死荷重。	
イタリア (Impact factor):	
$\phi = 1 + (100 - L^2) / (100 (250 - L))$, 支間長 $L \leq 100$ mで, 100m以上の場合は一定。	
オランダ (Impact factor):	
$S = 1 + 40 / (100 - L)$, Lは支間長。	
ノルウェー:	
最大軸荷重 (A, IN-2) の場合は38.5%で, 決着軸荷重 (A, IN.1) の等分布荷重と軸荷重は無視。	

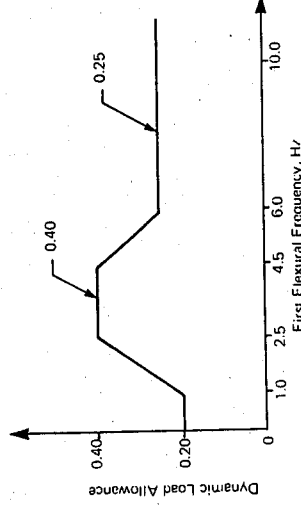


図-1 オンタリオ州の基準 (1983年)

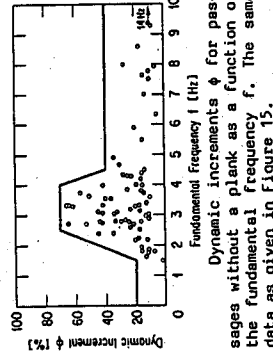


図-2 (a) 段差なし

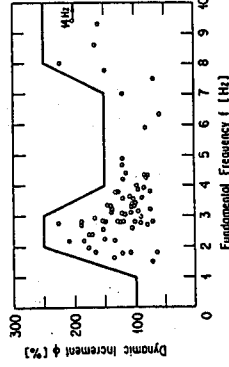


図-2 (b) 段差あり

設計変数 : b_1, t_1, b_2, t_2, h

以上の最小重量設計問題を、はり構造のための最小重量設計法³⁾を用いて解いた。

Table 1 に示されているように、振動感覚に関する制約条件は限られた振動数の範囲しか考慮されない。その結果、制約条件式の g_4, g_5, g_6 は、1 次の微係数はもとより関数値も不連続になる可能性がある。そのままでは、最適化計算の収束性が悪くなるので、少なくとも関数値は連続になるような工夫がなされている。

4. 計算例
幅員は1.5m、床版形式はデッキプレートと鋼床版、制約条件式は振動感覚を考慮しない従来の設計法⁵⁾ ($g_1 \sim g_3$) と考慮する梶川の方法 ($g_1 \sim g_6$) のそれぞれの計算を行った。鋼種はSS41であり、死荷重は文献2) の結果を用いた。

結果の一部を、Fig. 3 (a)~(c) に示した。図はすべて総容積と支間長の関係を表している。

(a) はデッキプレート、(b) は鋼床版の結果である。標準設計²⁾ (standard design) のある支間長12m~30mの範囲を比較すると、振動感覚の照査を梶川の方法で行なう最小重量設計 (Kajikawa's method)、振動感覚の照査を行わずにたわみ制限を $L/600$ とする最小重量設計 (usual design) と標準設計の3者はほとんど差がない。また、支間長が30m以上の範囲でも、前2者はあまり差がない。これは、従来の設計が妥当であることを示すと同時に、必ずしも意味が明確でないたわみ制限を課すよりは、振動感覚を定量化して設計条件とする方が合理性を増すことを示している。

(c) は、デッキプレートと鋼床版の結果を比較した図である。デッキプレートの方が若干総容積は多いが、両者にはほとんど差がない。

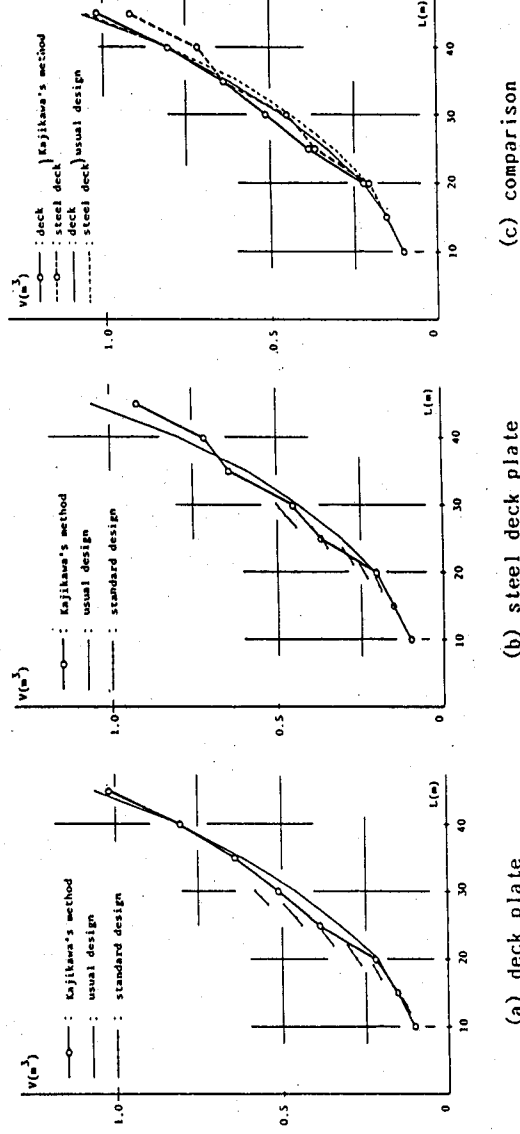


Fig. 3 V-L relationship of optimal results.

5. あとがき
振動感覚を考慮した歩道橋の設計に、最小重量設計法を応用し、結果に若干の考察を加えた。単純桁であるので、最小重量設計法を応用する利点は少なく、常識的な結果が多かったが、今後これらの基礎的な事項及び景観等を考慮して、連続桁あるいはラーメン形式の歩道橋の振動問題に考察を加えていく予定である。

参考文献

- 1) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察、土木学会論文報告集、第352号、pp. 23-33、1982。
- 2) 建設省：土木構造物標準設計 第5巻 立体横断施設 横断歩道橋、全日本建設技術協会、1985。
- 3) 杉本博之：格子構造の効率的最小重量設計について、第10回構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、1986。
- 4) 吉岡修治・杉本博之：はり構造の最小重量設計に関する一考察、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、1986。
- 5) 日本道路協会：立体横断施設技術基準、1979。

III-4 広幅員多径間連続桁橋の振動に対する検討

阪神高速道路公団 正員 山内幸裕 金沢大学工学部 正員 梶川康男
同 上 正員 松村駿一郎 日本橋梁 正員 酒井 徹
鋼片山 鉄工所 正員 中平進夫

1. まえがき

阪神高速道路大阪府道高速湾岸線（南伸部）高砂工区において図-1に示すような最大幅約52mという広幅員の、支間長約36mの6径間連続鉄桁橋が建設中である。本橋の下部工はすべてπ型鋼製橋脚であり、一般街路との関係から橋脚横ばりの張出し量が大きく、最大約15mにも達し、たわみの生じやすい構造となっている。しかも本橋の上には料金所が設けられ、その料金所で働く人々の仮眠施設が設置されることになった。そこで、本橋を設計するに際して、料金所で働く人々に対する振動の影響を配慮し、その快適性について検討を行い、その結果を設計に反映させたので報告する。

2. 高架橋のモデル化と固有振動

本橋は図-1に示したように6径間連続鉄桁橋で17本主桁（3.4径間は19本）であり、計算容量の点から主桁剛性や自重等を数本分まとめて6本桁（3.4径間7本）の連続格子構造とした。格間の剛度については変断面のそれぞれの剛度の加重平均とした。横桁については各支間中央点に1本配置し、橋脚線上の部材には橋脚の横ばりと支点上対傾構を単純に加算した値とした。また、橋脚の柱については柱の曲げ剛性に相当する回転ばねを考慮し、鉛直方向は剛支店とした。なお、振動の影響を小さくする対策として、今回広幅員で長い張出し部を有することからトラス型中間対傾構を充腹構造に変更することを考え、仮眠施設や料金所が設けられる第3.4径間の中間対傾構のみを変更した構造（改良構造Ⅰ）と全径間分を変更した構造（改良構造Ⅱ）について比較検討した。これら充腹構造の中間対傾構の剛性は標準構造の横桁剛性に加算して考慮した。このようにして求めた格子モデルに対し固有剛性マトリックス法¹⁾を適用して固有振動解析を行った。非常に多くの固有値が存在するので応答計算には30次まで（標準構造 1.576~4.872Hz, 改良構造Ⅰ 1.576~5.012Hz, 改良構造Ⅱ 1.576~5.613Hz）を考慮ことにした。

3. 動的応答解析

上記で求められた平面格子モデルを対象に、守口線で実測された路面凹凸から伸縮継手部の段差と長周期

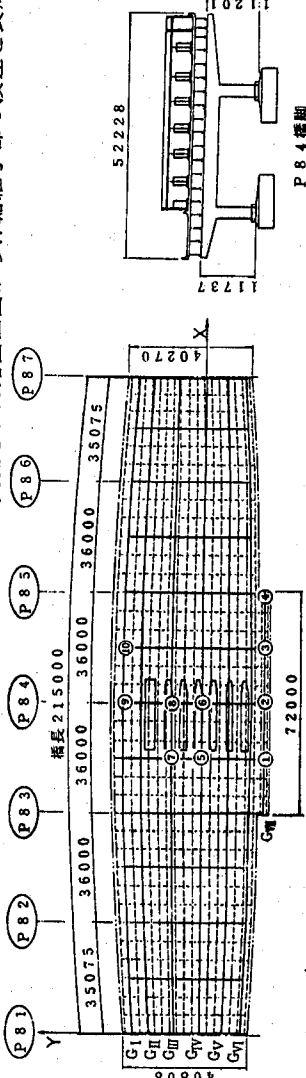
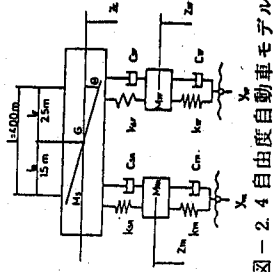


図-1. 対象とした6径間連続桁の一般図

表-1. 自動車モデルの諸定数

自動車諸荷重 ばね上荷重	20t (10t, 40t) 18t (8t, 38t)		ばね下・前輪 0.4t ばね下・後輪 1.6t	
	ばね定数 K _{sf} = 1200 kg/cm K _{st} = 4800 kg/cm K _{sf} = 2400 kg/cm K _{st} = 9600 kg/cm		減衰定数 C _{sf} = 5 kg/cm/s C _{st} = 20 kg/cm/s C _{sf} = 6 kg/cm/s C _{st} = 24 kg/cm/s	
懸架部 タイヤ部				



成分を取り除き除いた路面凹凸を考え、4自由度にモデル化(表-1、図-2参照)された大型車が下り線(G_1 桁上)を定常走行($v=20\text{ m/s}$)したときの動的応答をニューマーク β 法で求めた。橋梁の減衰定数については振動次数に関係なく一定として扱ったが、連続桁橋の実測値を参考にして、 $h=0.010$ と 0.015 の2通りを考えた。動的応答解析の一例を図-3に示した。

4. 振動の影響に対する考察

大型車の重量として20tを考えたが、その車が空車時(10tf)と過積時(40tf)が定常走行した場合も検討した。今回の検討対象が料金所で働く人々の労働作業上の快適性であるのでISOの振動ばく露基準に従って振動の影響を評価することにした。図-4は大型車が定常走行した場合の加速度(実効値の最大)とその卓越振動数を示したものである。図中の実線はISOの水平振動(睡眠中の身体の前・後・左右方向)に対する快適限界線であり、破線は垂直振動(料金所での作業中)に対する快適限界線である。料金所での勤務時間は24時間(平均的に16時間は料金徴収、8時間は休憩・仮眠)であり、その振動の影響を考える場合には点①と③については実線の8hを、点⑤と⑦については破線の16hを考えるのが妥当であろう。減衰定数によって多少異なるが、仮眠施設(点③)、料金所(点⑤)の振動がばく露基準を越えている。ところが、第3・4径間の対傾構を充腹構造に変更(改良構造I)するとほぼ基準内に入ることがわかる。全径間分を変更(改良構造II)すればさらに影響は小さくなるが、その程度は大きくはない。これらの結果により、改良構造Iで設計することによって料金所職員の労働環境を改善するには十分であると判断した。

なお、本橋においては、橋脚横ばり部の弾性変形を考慮して主桁等を設計し、また橋脚横ばりの張出し部の疲労対策として桁来、張出し部先端をロッキングピアで支えることが可能なようにも設計上配慮してあることを付記しておく。

最後に、本検討で御協力していただいた阪神高速道路公団並びに日橋片山館榎崎JVの各位に感謝いたします。

<参考文献>

- 1) Hayashikawa & Watanabe : Dynamic Behavior of Continuous Beams with Moving Loads, Proc. of ASCE, Vol. 107, No.EMI, 1981.
- 2) ISO-2631 : Guide for the Evaluation on Human Exposure to Whole-Body Vibration, 1974.

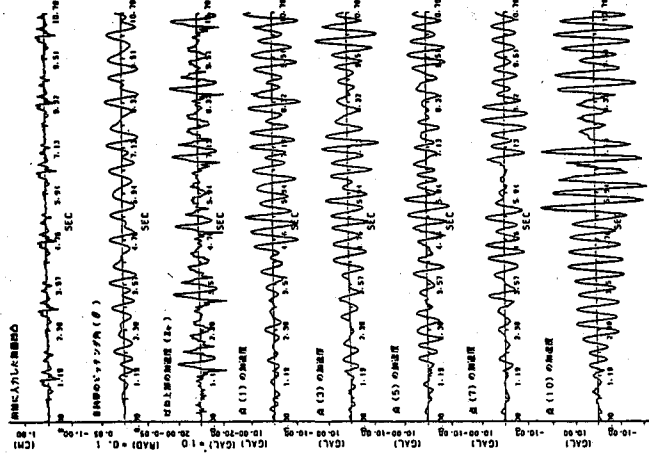


図-3. 動的応答解析例

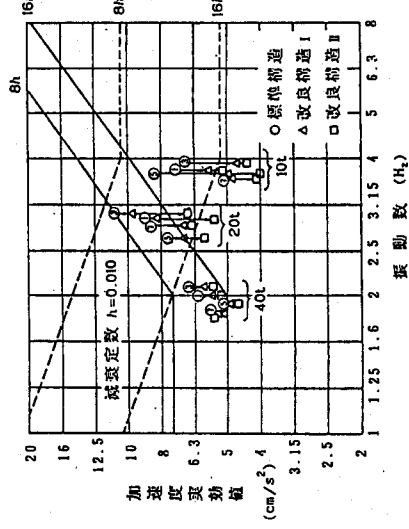
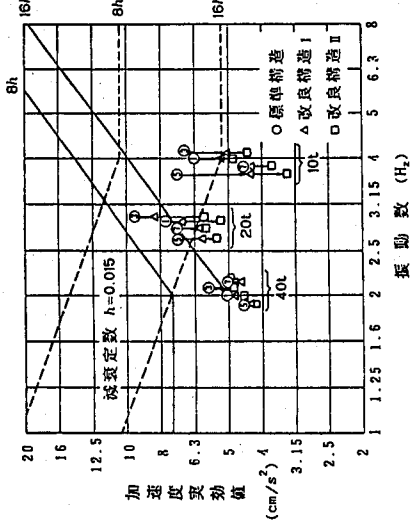


図-4. 加速度実効値と卓越振動数

III-5 高架橋への防振対策と周辺地盤上での防振効果

㈸フジエンジニアリング 秋 本 正 信
 金 沢 大 学 工 学 部 梶 川 康 男
 ㈸道路環境研究所 吉 川 実

1. まえがき

高架橋の振動が原因で周辺地盤が振動する問題^①に対して、高架橋の面内と面外の振動を達成させ、同時に周辺地盤の振動についての解析方法は、昨年発表した^②。実際の挙動により近い解析が可能となったので、さまざまな走行状態や防振対策の効果の試算を行い、その概要と結果について報告する。

2. 動的応答解析法の概要

対象とした高架橋は図-1に示すような阪神高速道路の最も標準的な区間（支間長27mの単純合成桁5連、約10mの高さをもつT型単柱式橋脚4本、杭基礎）とし、主桁5本と分配横桁1本の格子構造を考えた。また、基礎杭と地盤については弾性バネで置換し、フーチング部分が6個のバネで支持されているものとした。このようなモデル橋に対して固有周性マトリックス法^③を用いて固有モードを求め、4自由度にモデル化（図-2、表-1参照）された自動車が行ったときの動的応答を、ニューマークβ法で求めた。そして、フーチング底面に働く反力（鋼柱部材の部材端力、6成分）を地盤への入力とした。周辺地盤は半無限弾性体であると考え、ある地表面に点加振力が作用したときの解析解^④を用いて、次のようにして地盤振動を解析した。①フーチング底面を細分割し、各分割要素に働くX、Y、Zの各方向の反力を求め、その反力は地盤に対して点加振であるとする。②ある要素の各反力をフーリエ変換する。

③解析解^⑤から得られる伝達関数を掛け合わせて、ある着目点のフーリエスペクトルをX、Y、Zの各方向について求める。④各種脚と各要素によるフーリエスペクトルをすべて加え合わせる。⑤加算されたスペクトルをフーリエ逆変換することによって、変位や加速度の応答を求める。⑥なお、振動レベル計のもつ補正回路に相当するフィルターをスペクトルに掛けた後にフーリエ逆変換し、振動レベル計のslow特性（時定数0.63秒）に合わせて加速度の実効値を求め、その対数表示によって振動レベル(dB)を求めた。

3. 防振対策とその効果

図-3に各対策項目ごとに振動レベルの比較を示した。

(1)路面性状 路面凹凸を平滑にした場合、通常の路面にくらべて各成分とも5dB以上低下する。また、すべての方向で伸縮継手の段差の影響がでており、路面性状を改良することは有効な方法であろう。

(2)走行位置 車両の追越車

縦走行は走行車線走行にくらべ、すべてのケースでレベル低下が見られ、大型車の車線規制は有効な方法であろう。

(3)上部構造 減衰器や吸振

器の取付けでは、桁での応答は低下するが、地盤振動の

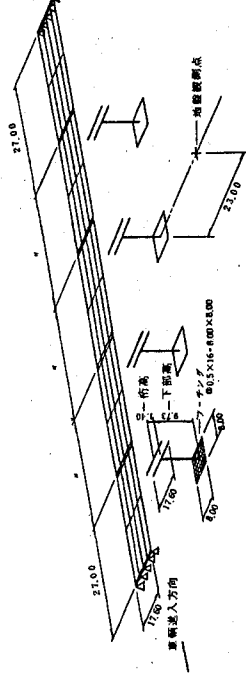


図-1 計算に用いたモデル高架橋

表-1 自動車モデルの諸定数

自動車総荷重	20t (10t, 40t)	バネ定数	
バネ上荷重	18t (8t, 38t)	K	=200kg/cm =4800kg/cm =2400kg/cm =9600kg/cm
バネ下・前輪	0.4t	K	=5kg/cm/s =20kg/cm/s =5kg/cm/s =24kg/cm/s
バネ下・後輪	1.6t	K	
		減衰定数	C
			C
			C
			C

図-2 4自由度自動車モデル

低下はほとんど見られない。一方、主桁の剛性を高めた場合には、上下方向で10dB程度のレベル低減が見られる。しかし、橋脚直角方向については上下方向ほど効果はなく、2dB程度の低下である。また、橋桁の剛性増により上部構造のねじれを低減することで剛性3倍では直角方向において5dBの低減が見られ、上下方向でも十分な低減が見られることから、橋桁の剛性増は有効な方法であることが確認された。

(4)下部構造 橋脚の剛性を高めることやフーチングを含む下部構造の質量を増やすことにより、レベル低下を期待したが、どの方向も十分なレベル低下は見られない。しかし、剛性増と質量増を同時に実施した場合には2dB程度のレベル低減が見られる。一方、基礎杭のばねを大きくすることで振動低減を期待したが、むしろ逆効果の結果となり、有効な方法とは言えない結果となった。これらのケースについては、実際の挙動の傾向と異なる点もあり、さらにモデルを検討する必要がある。今後の課題であろう。

(5)地盤改良 地盤の悪い地点では振動レベルは大きくなり、良い地点ではレベル低減は明らかである。妥当な結果であるが、実際にN値を2倍に改良することとは困難とも思われるが、施工法の検討の余地はある。

(6)構造形式 PC桁化では標準モデルとした鋼橋造にくらべて全ての方向でレベルが小さくなっていく。また、門型橋脚では橋軸方向のレベル増が見られる。また、門型橋脚では低減されている。一方、支間を途中で支える短スパン化は主桁の上下方向の振動を減少するのが目的であるが、橋脚が9本になるために、橋軸直角方向で振動レベルの増加が見られる。また、橋軸直角方向では5dB、橋軸方向では2dBのレベルが、上下方向では5dB、橋軸方向では2dBのレベルの減少が認められる。

4. 今後の課題 今回の検討では、高架橋を境界条件を考慮した3つの平面構造に展開して仮定的な立体構造を考え、しかも地盤の振動伝播にも着目して解析を行ったが、今後は仮以立体モデルではなく、完全な立体構造モデルを考えることや基礎構造(フーチングや杭)をバネで換することの是非などの問題点を解決する必要がある。今後さらに検討を続ける予定である。

＜参考文献＞

- 1) 堀川・大嶋：周辺への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法，土木学会論文報告集第341号，1984年
- 2) 堀川・吉川・秋本：走行荷重による高架橋と周辺地盤の動的応答解析について土木学会第40回年次学術講演会I-253，1985年
- 3) Hayashikawa, Watanabe: Dynamic Behavior of Continuous Beams with Moving Loads, Proc. of ASCE, No. ENI, 1981
- 4) 北村・桜井：剛基礎底面の板素剛性に関する一解析法，土木学会論文報告集第290号，1978年

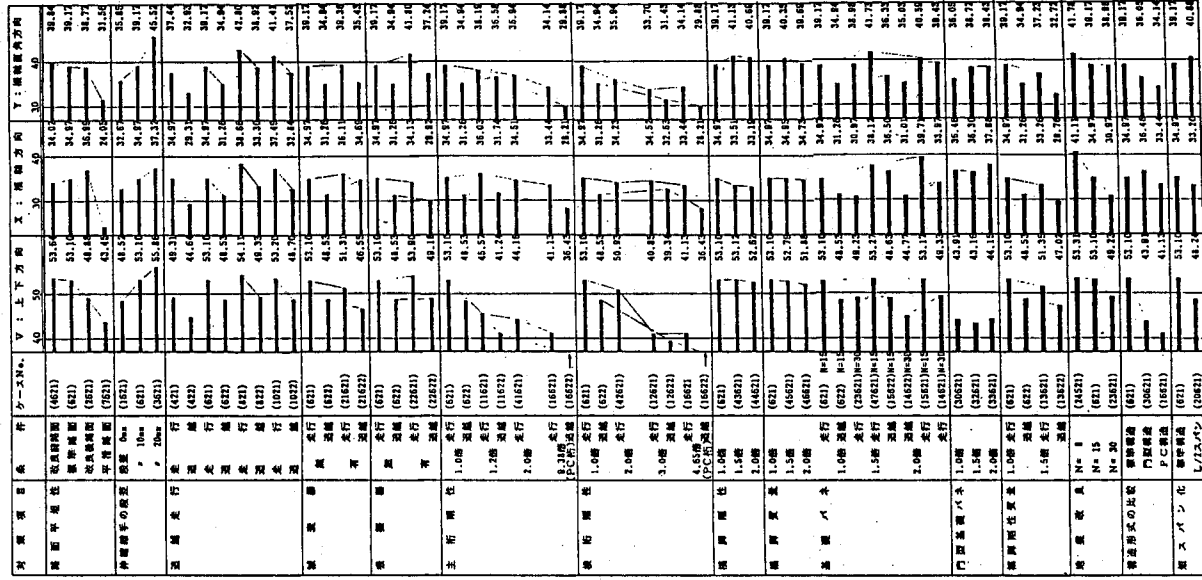


図-3 検討項目における振動レベル比較

1. まえがき

今日、都市内高速度路をはじめとする高架道路橋において、その安全性と機能性を保持するだけでなく、交通振動に対する健全な環境を維持することが大きな課題となっている。その結果、交通振動軽減対策としていろいろなる対策工法が提案され、すでに実橋に施工されたものもあるが、必ずしも有効な成果を得ていない。本研究では、既設単純桁の上部工の振動に着目し、その低次振動と高次振動を軽減するために、弾性支承を併用した単純桁の連続化を提案するもので、連結板を用いて連続化した単純桁をばね支点上の連続桁にモデル化し、直接法により動的解析を行って振動軽減効果を検討した。

2. 弾性支承を併用した単純桁の連続化

交通荷重による高架道路橋の振動としては、橋桁全体が振動する低次振動と床版の一部や対傾構等の部材が振動する高次振動とに大別されるが、振動対策においてはこれらを同時に取り扱うのが望ましい。しかも既設橋においては、高架道路橋が供用中であることから、長期にわたる車両の通行止めや複雑な工事を必要とするような大規模な改修は難しい。特に、鉄筋コンクリート床版をはつる工事や、主桁を完全に連続桁とするような工事は、現在の交通条件下では非常に難しい状況にある。

本研究で取り上げる既設単純桁の連続化は、図-1に示すように隣接する主桁の端部を簡単な連結板を用いて連結するとともに、支承を弾性支承とし、さらに舗装のみを連続化するものである。この工法の主な特徴をまとめると、次のようになる。

- (1) 隣接する主桁端部を連結することにより、桁端におけるたわみ角を低減すると同時に荷重を隣接する主桁に分配し、振動性状を連続桁に近づけて低次振動を軽減する。
- (2) 連結部の舗装を連続化することにより、路面の不平をなくし、高次振動を軽減する。
- (3) 支承を弾性支承にすることにより、連結板の疲労破壊を防ぐと共に、隣り合う2つの支承が一体となつて、連続桁の支点として機能する。

この工法の利点は、工事が比較的小規模で施工性に優れ、低次振動、高次振動の両方の軽減を図れることにある。しかし、地震時や温度変化に対する新たな対策が必要となり、たとえば水平方向の粘性減衰器の設置等について検討する必要がある。

3. 動的解析による振動特性の予測

本研究では、直接法により動的解析を行った。この解析法は、はり部材の曲げ振動における固有関数の積分定数を未知数において連立方程式を組み立てるもので、解析手法が簡明であり、直接、振動モードを算出することができるという利点をもっている。

まず、隣接する単純桁の桁端部について、連結板と弾性支承を用いて連続化する計算モデルを図-2に示す。単純桁の剛性 EI と連結部の剛性 EI をもつ連続桁とし、弾性支承はばね定数 k_v の鉛直ばねにモデル化し

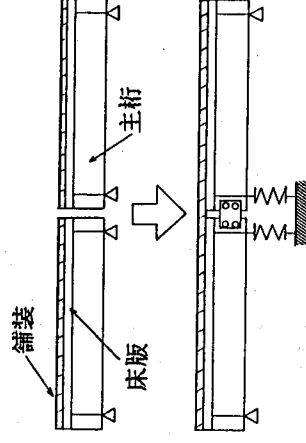


図-1 単純桁の連続化

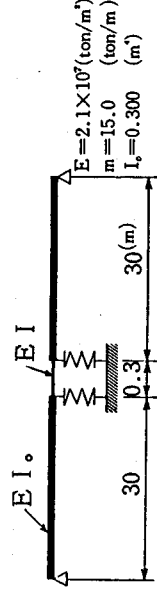


図-2 計算モデル

た。そこで、連結板の剛性EIを主桁の剛性EI₀と同等にし、ばね定数を変化させた場合の解析結果を図-3に示す。ばね定数が小さいときは、橋梁全体が単純桁に近い振動モードとなり、ばね定数が大きくなるにつれて、二径間連続桁の振動モードに近づいている。図中斜線部は、一般的な弾性支承のばね定数の範囲を示しており、この範囲内であれば十分に二径間連続桁に近い動的特性となる。次に、ばね定数を一定にし、連結板の剛性を変化させた場合の解析結果を図-4に示す。図中の破線は、連結板の剛性の変化による振動モードの変化を示している。連結板の剛性が大きくなるにつれて、二径間連続桁の振動モードに近づいている。ここで、連結板の剛性が主桁の10%程度であれば、十分に二径間連続桁に近い動的特性となることを示している。

4. まとめ

本研究では、既設単純桁の振動対策としてその連結化を提案し、その振動軽減効果を解析的に検討した。得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) 直接法により弾性支承を持つ連続桁の動的解析を行った。この方法により任意のばね定数の値に対して容易に解析できる。
- (2) 解析結果より、弾性支承を用いて単純桁を連続化することにより、十分連続桁に近い振動性状を示すことからある程度の低次振動軽減効果が期待できる。また路面の不陸をなくすことにより高次振動に対する振動軽減効果も期待できる。
- (3) 荷重の載荷状態によっては、連結部に応力が集中することが考えられる。しかし、本研究では振動モードの算出のみにとどまっており、連結部の応力状態については応答解析をすることが今後の課題と考えられる。
- (4) 高次振動の軽減効果および連結部の応力状態等を明らかにするため、この解析法を發展させ、いろいろな載荷状態における各部の応力、変位等の算出を行うことが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 小堀為雄・久保雅邦：弾性節点・弾性支点を有する連続桁橋の汎用的な動的解析法，土木学会論文集，第356号1-3，1985年4月。
- 2) 久保雅邦・坂野俊一：弾性節点・弾性支点を有する連続ばりの固有振動解析，第37回土木学会年次学術講演会講演概要集，1-56，昭和57年10月。
- 3) 梶川康男・大嶋信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋への防振効果に関する一解析法，土木学会論文報告集，第341号，1984年1月。

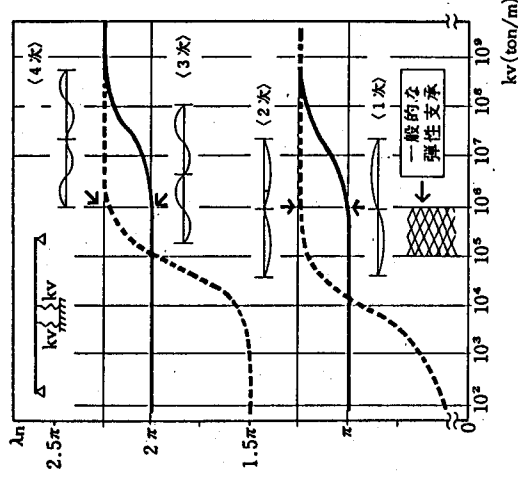


図-3 連続化モデルの動的解析
結果(1) (連結板EI一定)

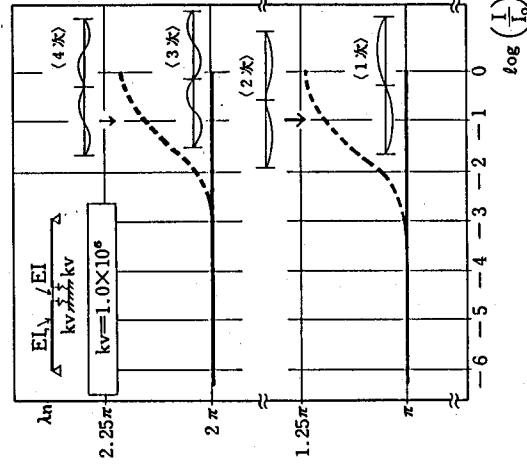


図-4 連続化モデルの動的解析
結果(2) (ばね定数kv一定)

III-7 橋梁の環境振動問題について

金沢大学 工学部

梶川 康男

(財) 道路環境研究所

吉川 実

1. はじめに

人が Social-well being (社会的健康) に生きねばならないように、構造物も Social-well structure (社会的に健全な構造物) でなくてはならない。ところが、社会的健全さは時とともに変化するのを常とする。したがって、長期間の供用を目的とする土木構造物の計画設計は永い展望をもって行われねばならないとともに、その構造物も変化に対応できる構造としておくのが望ましい。また、社会的健全さを失った既設構造物に対しては何らかの形で、その健全さを取り戻すべき努力が必要となろう。構造物に要求される健全さの内容を、いくつかの限界状態に分けた設計法が限界状態設計法である。それらは破壊に関する終局限界状態と疲労限界状態、ならびに日常の供用状況に関する使用限界状態とに大別され、前者で安全性を、後者で使用性を考えることになった。これらを人間にたとえれば、終局限界は「致命的な病氣・傷害」に対応し、使用限界は「軽い病氣あるいはケガ」に対応しているように思われる。病氣や傷害も詳細にその内容を知ることによって初めて適切な治療や予防が可能となるであろう。

構造物の場合、使用限界状態としては現在、変形や変位、たわみ、ひびわれ、振動、腐食や風化などによる損傷などが考えられている。これらの状態の発生確率と荷重レベルの概略を図-1に示した。ここで、振動について考えてみると、その限界状態は振動が過大で正常な状態で使用できないか、あるいは人心に不安の念を抱かせるようになる状態であるとされている。

振動限界に関する問題として、

- (1) 歩道橋での歩行者の不快感・不安感
- (2) 走行車両の走行安定性
- (3) 橋梁上での作業性・労働安全性
- (4) 周辺環境への影響
- (5) 構造部材の疲労
- (6) 衝撃作用による構造部材の動的安全性

などが挙げられる。ここでは、(4)のうち高架橋の走行自動車による交通振動が周辺地盤を通して沿道の家屋に伝達し、住民の生活に支障をきたしている問題について、問題点と課題を整理した。

2. 橋が揺れるとなぜ家屋が揺れるのか? (振動発生と伝播)

道路交通振動は図-2のような経路で伝達していると言われている。特に、連続高架橋における振動発生の様相は、次のような特性があるとされている。

(1) 走行車両のタイヤが伸縮装置段差に乗り上げ、続く路面に落下する。この時、床版や端横桁がたわみながら比較的高い振動数成分の振動が発生する。この振動は、橋脚の梁を通してフーチングおよび地盤に伝播する。しかし、これらの振動は、伝播に要するエネルギーの消費量が多いため高架橋から20-30m程度離れると減衰してしまう。

(2) 一方、車両はスパン中央に進み主桁がたわむ。大型車

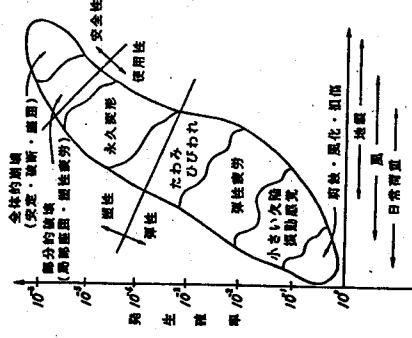


図-1 限界状態と荷重レベル

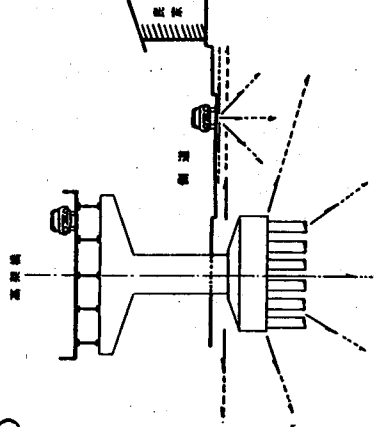


図-2 高架橋振動の伝播

両のバネ上振動数と主桁の固有1次振動数が接近しているため主桁のたわみ振動が励起され、比較的低い振動数成分の振動が発生する。この振動は支承を介して橋脚に伝播し、梁と柱の曲げ振動を起こし、ロッキング振動やスウェーイ振動が発生させる。これらの振動は、伝播に要するエネルギーの消費が少なく高架橋から遠く離れた地点まで伝播する。

(3) 地表面での地盤振動が家屋の基礎から伝播し、家屋の構造によつては、共振により2階・3階で数dB-10dB程度増幅されて振動レベルが高くなる。このため限度値を上まわる場合には住民からの苦情につながる場合がある。

3. われわれは何をしてきたか？(防振対策の現状)

高架橋の走行車両による交通振動を軽減するため

に、これまで行われた各種の調査研究に関する資料を表-1にまとめた。

4. 明日の Social-well structureのために、

何をすべきか？(今後の課題)

(1) 防振・制振材料の開発と

構造材料としての適用性

(2) 防振対策手法とその効果判定手法の開発

(3) フーチング・基礎構造からの

振動伝播の解明

(4) 上部構造-下部構造-基礎構造-地盤の

3次元解析手法の開発

(5) 振動レベルの評価方法の再検討

(6) 通過交通荷重列の正確な把握

(測定システムの開発)

(7) 定点観測データの収集と交通振動の

予測式の再検討

(8) 交通振動アセスメント手法の開発

以上、環境振動問題に対する課題について私見を述べた。今後、この問題はさらに重要なものとなることが予想され、早急にしかも大がかりな研究推進が望まれている。

<参考文献>

1) 阪神高速道路公団：道路交通振動技術ノート、1982年。

2) 梶川・大嶋：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する解析法、土木学会論文報告集 第345号、1984年。

3) 阪神高速道路公団・奥村組技術研究所：高架橋脚および地盤の模型振動実験業務報告書、1984年。

4) 阪神高速道路公団・(株)パシフィック：高架橋の交通振動応答解析業務報告書、1985年。

5) 阪神高速道路公団：高架橋単独道路から発生する交通振動の予測式、1986年。

6) 建設省土木研究所：高架橋交通振動実測調査報告書、土木研究所資料第2428号、1987年。

7) 阪神高速道路公団・(財)道路環境研究所：道路交通振動対策に関する研究業務報告書、1987年。

表-1-1 低次振動対策法とその件数

対策法	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ノージョイント化									
地盤の剛性増加									
TMDの設置									
主桁・橋脚の補強									
主桁通筋									
アタチブコントロール									
主桁の斜張強化									
地盤剛性の調整									
粘性ダンパの採用									
防振材の打設									

表-1-2 低次振動対策法とその件数

対策法	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ノージョイント化									
地盤の剛性増加									
地盤補強法									
地盤掘削追加									
橋脚補強									
絶対剛性RC巻き立て									
床版支持									
ジョイント部設け補強									
支床の改良									
ゴムジョイントの採用									
中部防振補強法									

