

個別検討内容の報告(No.7)

§ 1. 題 目 橋梁高架部周辺の低周波空気振動

§ 2. 日 時 昭和61年 1月16日

§ 3. 発表者 宮崎 正男 <住友重機械工業 平塚研究所>

§ 4. 概 要

- (1) 橋梁は大型車両の通行に伴って橋全体が振動し、低周波空気振動を放射している。
- (2) ジョイント音については、鋼橋はコンクリート橋に比較して音圧レベルが大きい。
- (3) 建具の振動については、建具の固有振動数に一致する低周波空気振動の入射に、より大きく応答する。

§ 5. 意見等

§ 6. 備 考

# 低周波空気振動に関する調査

## ——音圧実態調査及び家屋に対する影響——

交通環境試験室 山 家 祥 三

### A Study on Infrasound Caused by Road Traffic —A Measuring and Study on Sound Pressure Level of Infrasound, and Effects of Infrasound on Houses—

Traffic Environmental Section Shozo Yambe

#### Abstract

We measured the sound pressure level of infrasound under bridges, and tried a model test of the secondary noise caused by vibration of doors. The results are following.

- (1) Every bridge radiates the infrasound independently of superstructure form, etc., when a heavy vehicle passes on it.
- (2) About the sounds of joints, the sound pressure levels of the steel bridge are larger than those of the concrete bridge.
- (3) A door or a window has a proper resonance frequency, and well relates with the infrasound of the same frequency.

#### 概 要

低周波空気振動に関する調査について、橋梁高架部周辺の音圧実態調査及び建具振動による二次騒音の発生に関する室内実験を実施し次の結果を得た。

- (1) 橋梁は上部構造等に関係なく大型車通行時に、低周波空気振動を放射している。
- (2) ジョイント音については、鋼橋はコンクリート橋に比較し、音圧レベルが大きい。
- (3) 建具は固有の共振周波数を持ち、その周波数の低周波空気振動の入射によりよく応答する。

#### 1. まえがき

昭和49年頃から各地の橋梁周辺の住宅で低周波空気振動の問題が発生している。これらの苦情は、車輪がジョイント部を通過する時に発生する衝撃音（ドスンという、いわゆるジョイント音）と、建具等の振動により発生する二次騒音とによるものが多い。しかし、現在まで、2、3の特別箇所を除いては、その実態も調査されていない。

低周波空気振動の調査研究は、発生源である橋梁の振動の調査、音圧分布等伝搬に関する調査、及び家屋

に対する影響の調査の3つに分けられる。これらは、それぞれ発生源対策、音圧分布の予測及び家屋対策につながるものである。そこで、上記の調査の基礎資料とするため、橋梁高架部の音圧実態調査を実施し低周波空気振動の諸特性を解明し、又家屋に対する影響の一部として建具の二次騒音について実験し基本的特性が解明されたので報告します。

なお、低周波空気振動とは、0.1～20Hzの範囲の空気振動（20Hz以上であれば音として耳で聴く事が可能）とされているが、この報告書では100Hz付近までの低周波空気振動としている。単位については明記表示し

る。これは普通の騒音を表示するdB(A)とは違い周波数補正を行わないリニアの値である。

dBの定義は次のとおりである。

$$SPL(dB) = 20 \log(A/A_0) \quad A_0 = 2 \times 10^{-4} \mu\text{bar}$$

∴ 80dBは2μbar、100dBは20μbarに相当する

## 2. 橋梁高架から発生する低周波空気振動の実態調査

### 2-1 調査目的

橋梁高架部周辺における低周波空気振動の実態を調査し、橋梁型式による差、特性を解明し、発生機構の究明又、対策の検討の基礎資料とする。

### 2-2 調査場所

調査場所は、昭和51年2月～7月に表-1に示す様に橋造型式、支間長及び橋高別でグループ分けし、東名高速道路（東京～三ヶ日間）、中央自動車道（八王子～大月間）の中から橋梁高架48ヶ所、盛土2ヶ所の計50ヶ所を選抜調査した。さらに、昭和51年11月～昭和52年2月にジョイント音解析の補足のため、各橋種の代表として東名高速道路及び中央自動車道から5橋選択し調査した。表-2にその一覧表を示す。

表-1 橋造型式、スパン長および橋高別によるグループ

支間別	橋高別	M鋼桁		Mトラス		P.C		R.C	
		単純	連続	単純	連続	単純	連続	単純	連続
30m以下	20m以下	A	B			M	N	P	Q
	20m以上								
30m / 50m	20m以下	C	D			O			
	20m以上		E		G				
50m / 70m	20m以下		F		I				
	20m以上			H	J				
70m以上	20m以下								
	20m以上			K	L				

### 2-3 調査方法

#### (1) 測定箇所

原則として上下車線の支間中央床版下1m 2点及び用地境界の1点、計3点測定。(図-1)

距離減衰測定(5橋) 敷地境界より10m, 20m, 40m, 80m地点の地上から1.2mの4点追加。(図-2)

遮音壁の有無による差の測定(1橋) 遮音壁の有る

箇所と無い箇所では3点ずつ測定。(図-3)

鉛直方向分布測定(1橋) 床版下1m, 中間点, 地上1.2mの3点測定。(図-4)

盛土部(2ヶ所) 側道の外側から0m, 10m, 20mの3点測定。(図-5)

ジョイント音解析の補足測定(5橋) ジョイント音のよく聞える所と聞えない所を選び5点, ジョイント音の距離減衰測定のため敷地境界から0m, 5m, 10m, 20m, 40mの5点, 計10点測定。

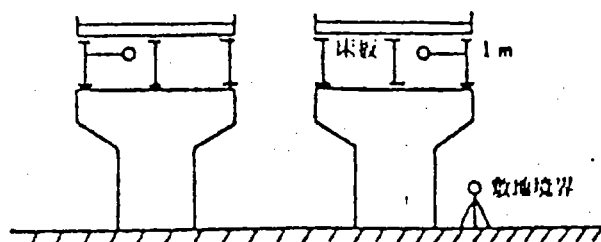


図-1 各橋の測定点

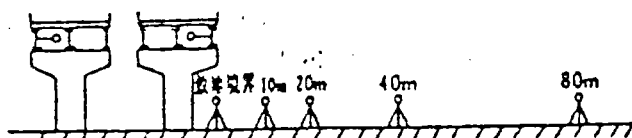


図-2 距離減衰測定

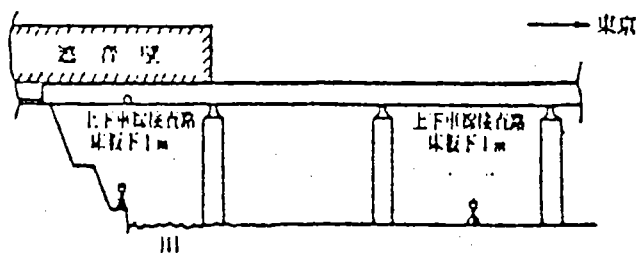


図-3 遮音壁の有無による差

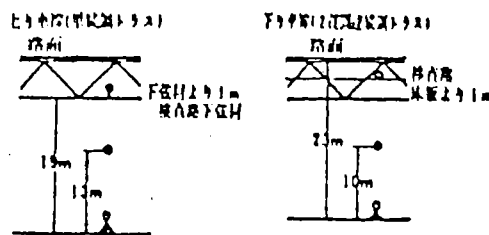


図-4 鉛直方向分布測定

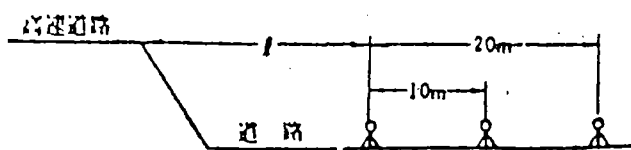


図-5 盛土部

表-2 測定した橋梁

グループ	橋梁名	橋梁構造	位置	支間 (m)	径間	測定点	傾斜
A	1 粟旗高架橋	鋼単純合成桁 (切断)	東名K P 39.3-39.5	29.4	8	ロ	距離測定方向上り側
	2 城山橋	鋼単純合成桁	東名K P 132.1	25.1	7	イ	坂上り側
B	3 坂部高架橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 187.3-188.1	25	8	イ	坂下り側
	4 牛久保川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 199-199.2	28	17.5	イ	坂上り側
	5 泰山川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名 112.6	22	15	イ	坂上り側通行帯あり(3m)
C	6 渡田川橋	鋼単純合成桁	東名K P 40.6	35	10.6	イ	坂下り側
	7 分川橋	鋼単純合成桁	東名K P 42.8	40.8	14	イ	坂下り側
	8 尺里川橋	鋼単純合成桁	東名K P 64-64.1	44	16	イ	坂下り側
D	9 旗原橋	2径間連続鉄筋合成桁	東名K P 59.2	37.2	15	イ	坂上り側
	10 東名玉川橋	4径間連続鉄筋合成桁	東名K P 36.2-36.4	48	9	イ	坂上り側
	11 香の谷高架橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 215-215.3	30	13.4	ロ	距離測定方向下り側
	12 中野橋	3径間連続鉄筋合成桁	中央道K P 61.1-61.4	25.1	16	イ	坂上り側
E	13 高沢(1)橋	4径間連続鉄筋合成桁	東名K P 99.5	42	37	イ	坂下り側
	14 高沢(2)橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 100.1	46	27	イ	坂下り側
	15 下長原橋	4径間連続鉄筋合成桁	東名K P 101.8	39	23	ロ	距離測定方向下り側
F	16 安宿川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 162.3-163.1	47.8	10	イ	坂上り側
	17 大井川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 183.1-184.0	46.7	9.5	イ	坂上り側
	18 天竜川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 227.6-228.3	43	12	イ	坂上り側
	19 多摩川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 1.2	54.7	12	ハ	坂下り側通行帯あり
	20 多摩川橋	3径間連続鉄筋合成桁	東名K P 3.2	54.7	12	ハ	坂下り側
G	21 柳沢(2)橋	2径間連続鋼トラス	東名K P 107.3-107.4	49.5	43.5	(下イ)	坂下り側
	22 根古屋橋	4径間連続鋼トラス	東名K P 108.9-109.1	50.4	44.5	(下イ)	坂下り側
H	23 谷後橋	単純鋼トラス	中央道K P 58.2	58	33	イ	坂下り側
I	24 柳沢(1)橋	2径間連続鋼トラス	東名K P 55.5	60	19	(下イ)	坂上り側
	25 長村橋	3径間連続鋼トラス	中央道K P 68.7-69.0	51	14	イ	坂下り側
J	26 須田川第一橋	3径間連続鋼トラス	東名K P 67.3	65.1	23	(下イ)	坂上り側
	27 須田川第二橋	3径間連続鋼トラス	東名K P 51.5-51.7	64.9	27	(下イ)	坂上り側
	28 中村川橋	4径間連続鋼トラス	東名K P 54.2-54.4	66.7	38	(下イ)	坂下り側
	29 柳沢(1)橋	3径間連続鋼トラス	東名K P 107.2-107.3	59.4	41	(下イ)	距離測定方向上り側
	30 所道橋	下り2径間連続鋼トラス	中央道K P 64.3-64.5	55	23	ニ	
K	31 所道橋	上り単純鋼トラス	中央道K P 64.3-64.5	66	27	ニ	
L	32 小原第一橋	2径間連続鋼トラス	中央道K P 41.3-41.8	55.1	35	(下イ)	坂下り側
	33 中野橋	3径間連続ワーレントラス	中央道K P 45.7-46.1	45.4	46	(下イ)	坂下り側
	34 長野川橋	2径間連続鋼トラス	中央道K P 65.5-65.9	44.4	26	イ	坂上り側
M	35 下須田橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 30.8	17	9	イ	坂下り側通行帯あり(3m)
	36 高塚橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 84.4	22.7	5.5	イ	坂下り側
	37 久保川橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 86.5	29	6	イ	坂下り側
	38 田木橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 92.9	28.4	12	イ	坂下り側
N	39 大谷川橋	PC 3径間連続ポステンT桁	東名K P 158.9	30.5	10.5	イ	坂上り側
	40 岩殿橋	PC 2径間連続ポステンT桁	中央道K P 67.8-68	25	6	ホ	上り車線のみの測定
O	41 砂沢川橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 88.8	39.8	11.3	イ	坂上り側
	42 八坂橋	PC単純桁	東名K P 128	37.3	14.3	イ	坂上り側
	43 大谷川第一橋	PC単純ポステンT桁	東名K P 250.7	34	6.5	イ	坂下り側
P	44 下谷橋	RC単純穴あきスラブ	東名K P 9.15	14.4	9	イ	坂下り側
	45 段の宮橋	RC単純桁	東名K P 23.2	20	6.5	イ	坂下り側
Q	46 元石川橋	RC連続穴あきスラブ	東名K P 9.5-9.9	17	12	ロ	距離測定方向上り側
	47 久保高架橋	RC 6径間連続穴あきスラブ	東名K P 32.1-32.3	17	9	イ	坂下り側
	48 田の原高架橋	RC 2径間連続穴あきスラブ	東名K P 87.0	12	4.8	イ	坂上り側
R	49 土橋		東名K P 39.8			ヘ	坂上り側
	50 土橋		東名K P 42.1			ヘ	坂上り側

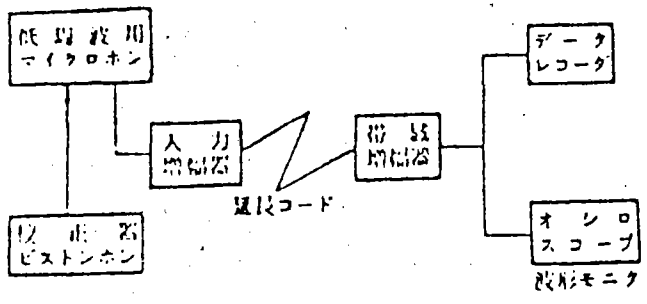


図-6 低周波音測定系列

(2) 測定系列

測定系列は図-6に示す。

(3) 測定方法

大型車の単独走行のものを片側車線 100台以上測定。走行状態、通過車線、車種等を橋梁上から測定地点にトランシーバーにより連絡する。

(4) 解析方法

(イ) 支間中央部の場合

大型車単独走行の波形の大きい順に50台、ジョイントの影響の入らない部分を解析。

○ 音圧

各データのピーク値の平均と最大、最小を求める。

○ 周波数分析

測定波形をデジタル化しコンピューターにより分析する。サンプリングタイムは、スパン30m以上の橋梁の場合1秒間、30m未満の場合0.5秒間とする。各周波数成分について、平均と最大、最小を求める。

○ トータルパワー

32Hz、80Hzおよび128Hzまでの成分の総和を求める。

(ロ) ジョイント音の場合

大型車単独走行について車種が橋梁に入った時に発生する明確なジョイント音を波形上大きい順に15台解析。

○ 音圧

各データのピーク値の平均を求める。

○ 周波数分析

測定波形をデジタル化しコンピューターにより分析する。サンプリングタイムは、ジョイント音を含む1秒間とする。各周波数成分について、15台の平均と最大、最小を求める。トータルレベルは、128Hzまでの成分の総和を求める。

2-4 調査結果及考察

(1) 支間中央部走行の場合

測定波形及び周波数分析結果の各種の代表的なものを図-7～図-16に示す。又敷地境界での測定データの周波数分析結果を、上部構造、支間長及び橋高別のグループ(表-1参照)でまとめたものを図-17に

示す。床版下の測定結果は、卓越している周波数とレベルの関係を図-18に示す。

以上の結果よりそれぞれの項目で次に示す事がいえるであろう。

(イ) 上部構造と支間長について

周波数分析結果より一次振動数と考えられる卓越周

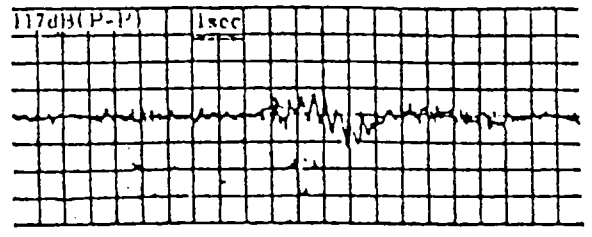


図-7 測定波形(鋼鉄桁橋)

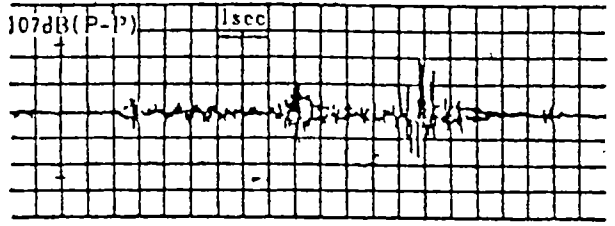


図-8 測定波形(トラス橋)

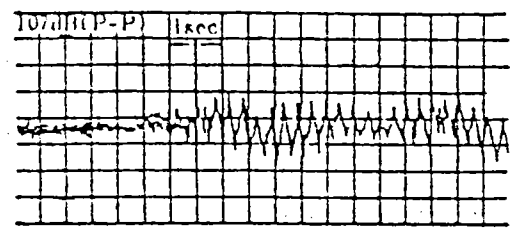


図-9 測定波形(PC橋)

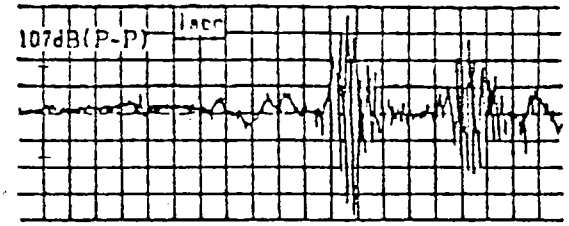


図-10 測定波形(RC橋)

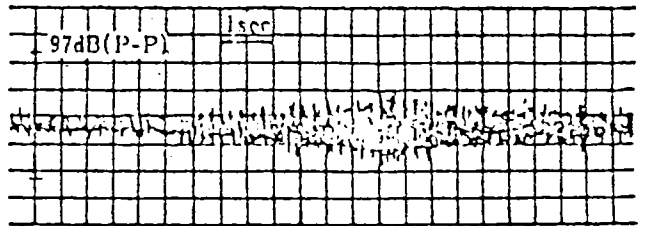


図-11 測定波形(盛土橋)

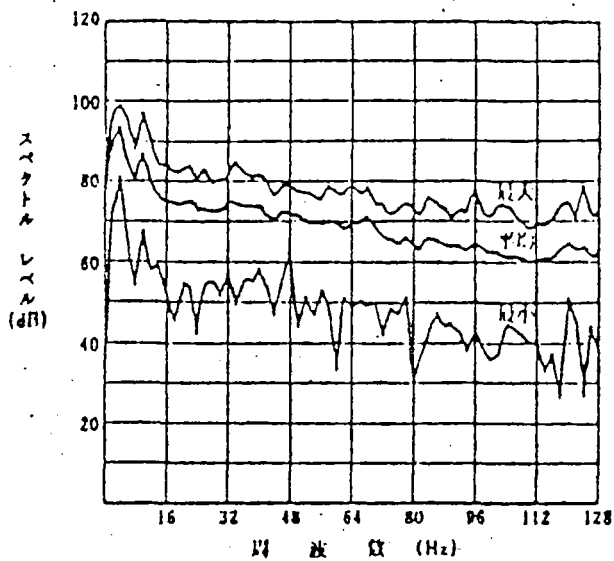


図-12 周波数分析結果 (鋼板接合)

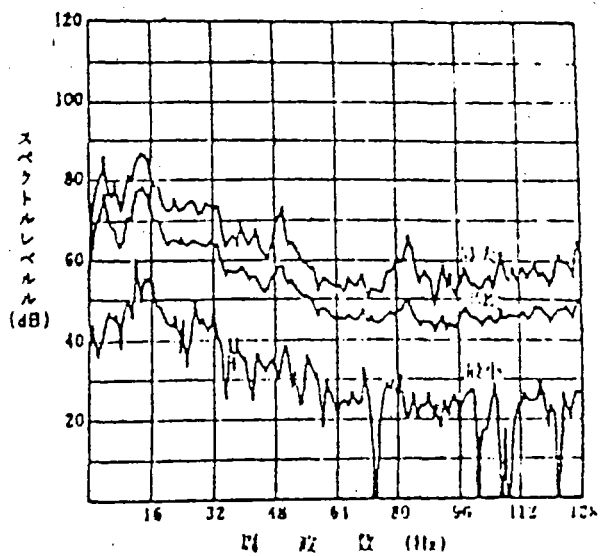


図-13 周波数分析結果 (トラス接)

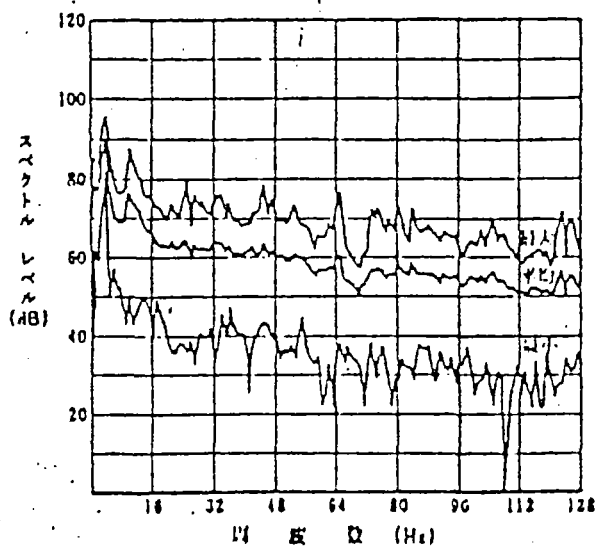


図-14 周波数分析結果 (PC接)

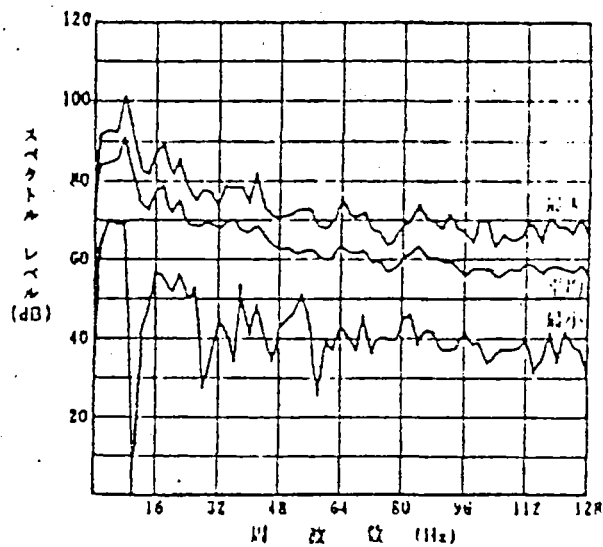


図-15 周波数分析結果 (RC接)

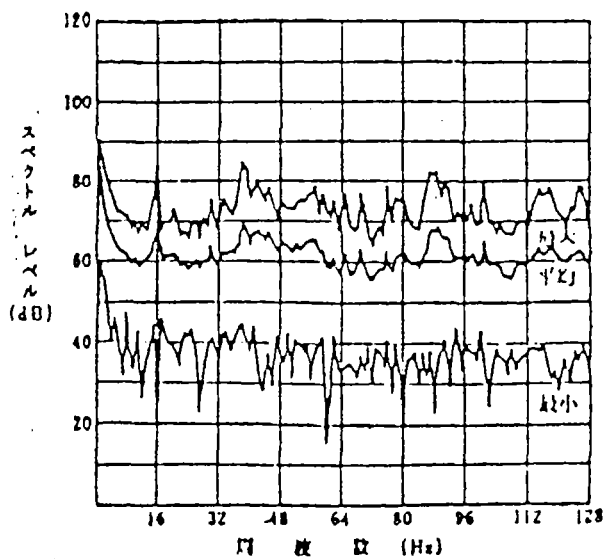
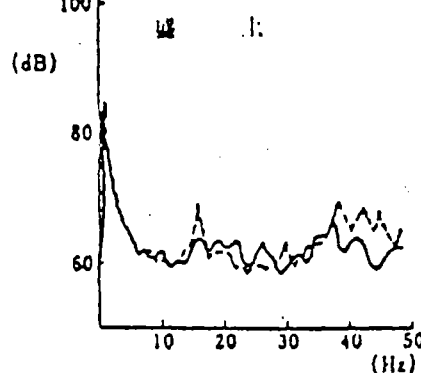
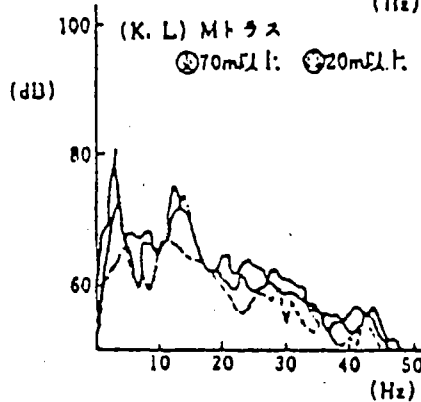
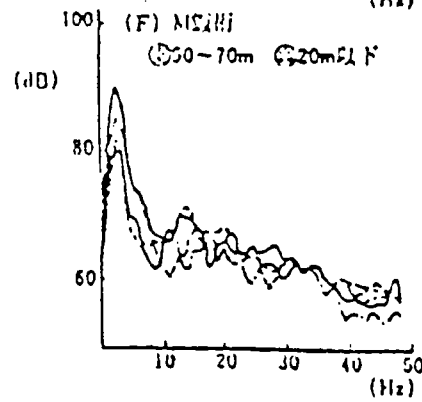
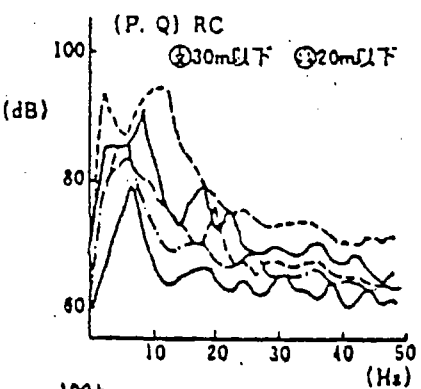
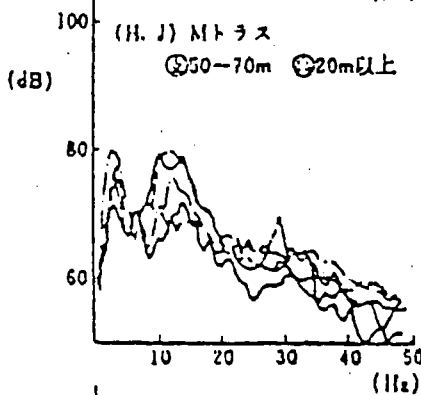
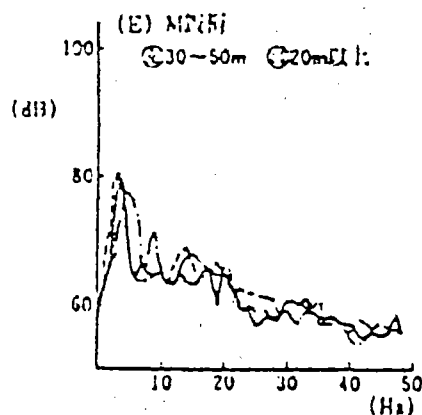
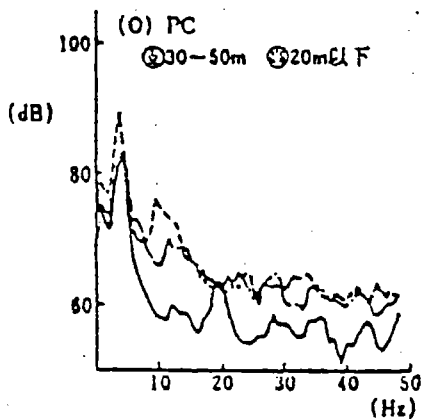
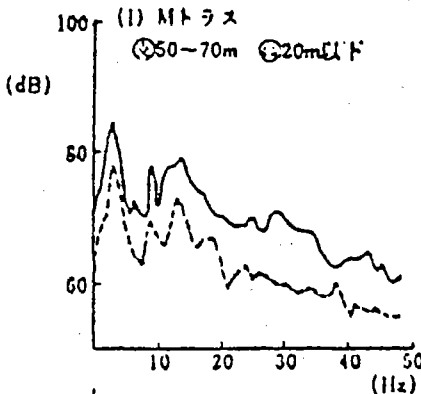
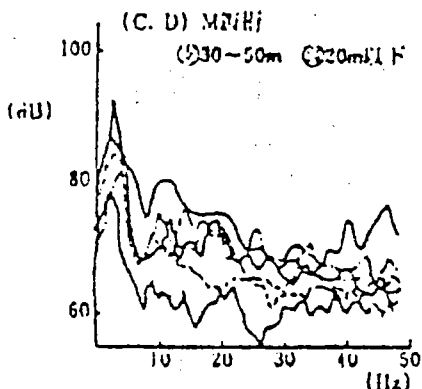
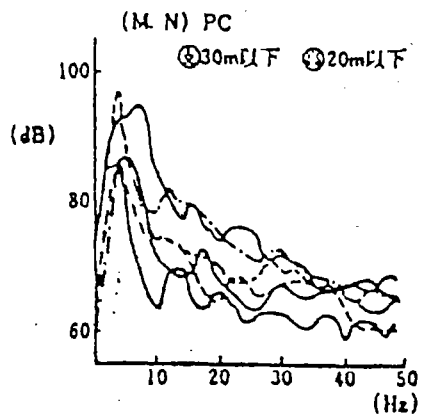
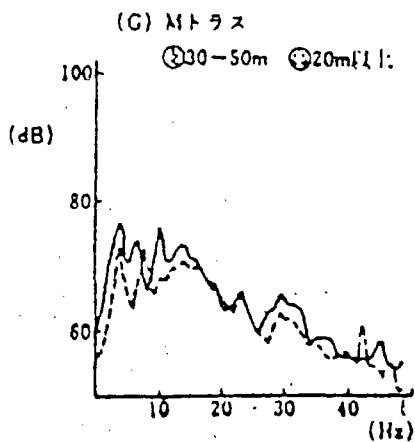
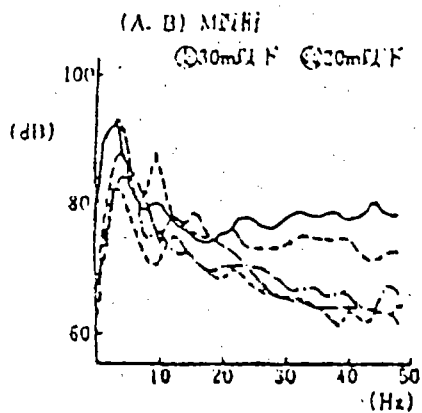


図-16 周波数分析結果 (盛土部)

図-17 敷地境界における周波数分析結果



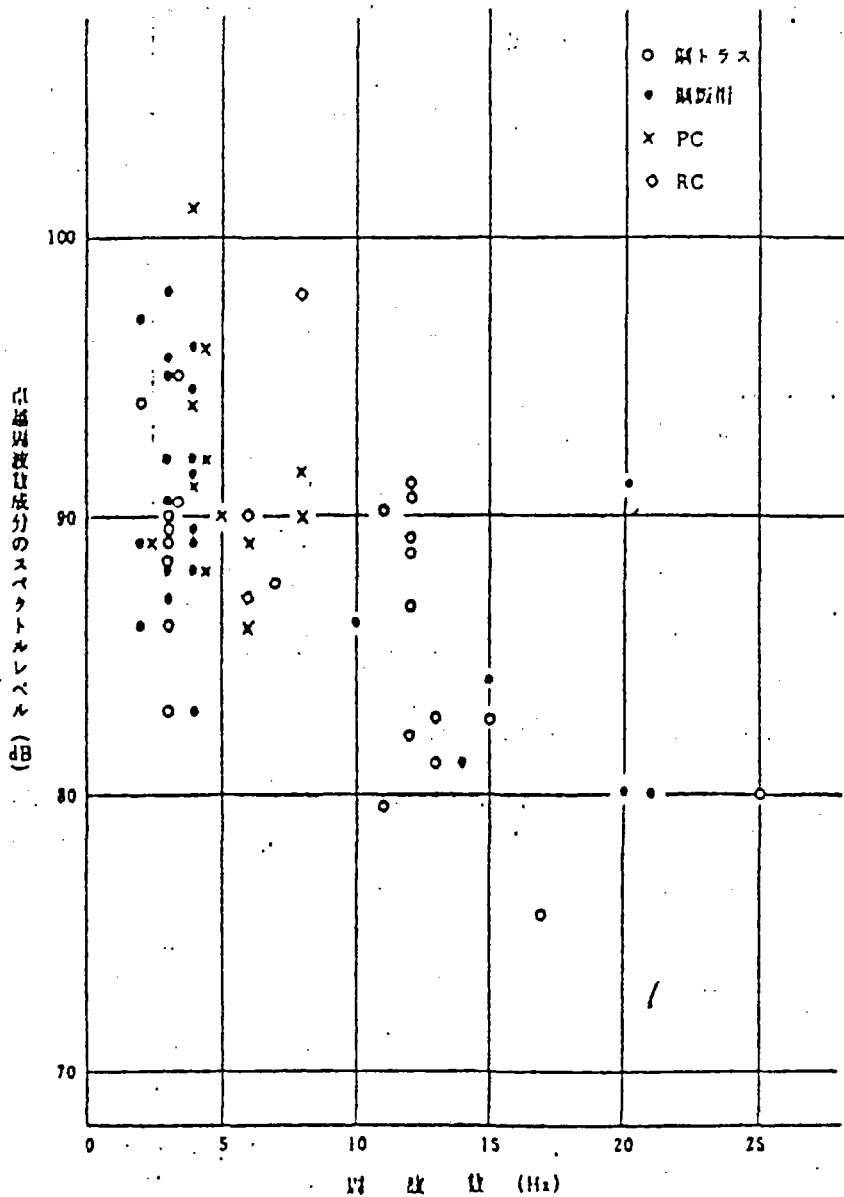


図-18 橋梁上部構造の違いによる卓越周波数成分と周波数の関係(上り車線床版下)

波数と支間長との関係を上部構造別にまとめると、図-19のようになる。これより、25m以上の支間では上部構造及び支間長に関係なく、2~4 Hzに分布している。

(ロ) 表-1のグループ別の周波数分析結果

図-17から上部構造別に、トラス橋、鋼板桁橋及びPC・RCの3グループに分けられ、それぞれ次の特徴がある。

○ トラス橋

一次振動数の3~4 Hzの他に、二次振動数と考えられる10~14 Hzが他の橋種に比べよく出現している。この周波数域は後述するとうり家屋に対する影響が大きく問題となる。

○ 鋼板桁橋

一次振動数はトラス橋と同じく3~4 Hzであるが、二次振動数以下は比較的小さい。しかし10~18 Hz付近でレベルが大きい橋梁もあり問題がないとはいえない。

○ PC・RC

比較的レベルが大きい。特にRCは、支間が短いため分析波形にジョイントの影響が入ったと考えられる。

橋梁から発生する低周波空気振動は支間中央部走行の場合とジョイント部通過の場合との2つに分けられるが、RC橋のように支間が短い橋梁はこれらを区別することは困難であり、又区別する必要もないであろう。

(イ) 上部構造と卓越周波数及びそのレベルの関係

床版下での測定の実験結果(図-18)について見ると、非常にバラツキが大きい。これは、ジョイント及び支承構造さらにジョイント前後の路面の状態による影響が大きいものと考えられる。

(ニ) 距離減衰

距離減衰は、5橋測定した。結果は図-20に示す。距離を敷地境界からの水平距離とすると、各橋とも約3 dB/倍で減衰している。

(ホ) 鉛直方向の音圧分布

鉛直方向の音圧分布については、1橋の上下線でそれぞれ3点測定した。結果は図-21に示す。0~128 Hzのノータルパワーでは、約

3 dB/倍距離で減衰している。1橋のみの測定であり、地形も急な斜面であるので一般的な事はいえない。

(ハ) 遮音壁と低周波空気振動との関係

遮音壁の有無による差については、中間まで遮音壁が設置されている橋梁で測定した。周波数分析結果を図-22に示す。この結果より敷地境界では、遮音壁の有無による差はほとんどない。しかし、遮音壁の二次放射を考えた場合、橋軸直角方向に多点測定を行わなければ、結論は出せない。

(ト) 盛土部と低周波空気振動

盛土の測定波形及び周波数分析結果の代表例は図-11と図-16に示す。車の走行による風圧の影響が道路境界から10mの点まで受けている。それは周波数分析結果の1 Hzに影響がでている。又周波数分析結果から16 Hzにピークがあり、盛土部では低周波空気振動が発生していないとはいえない。



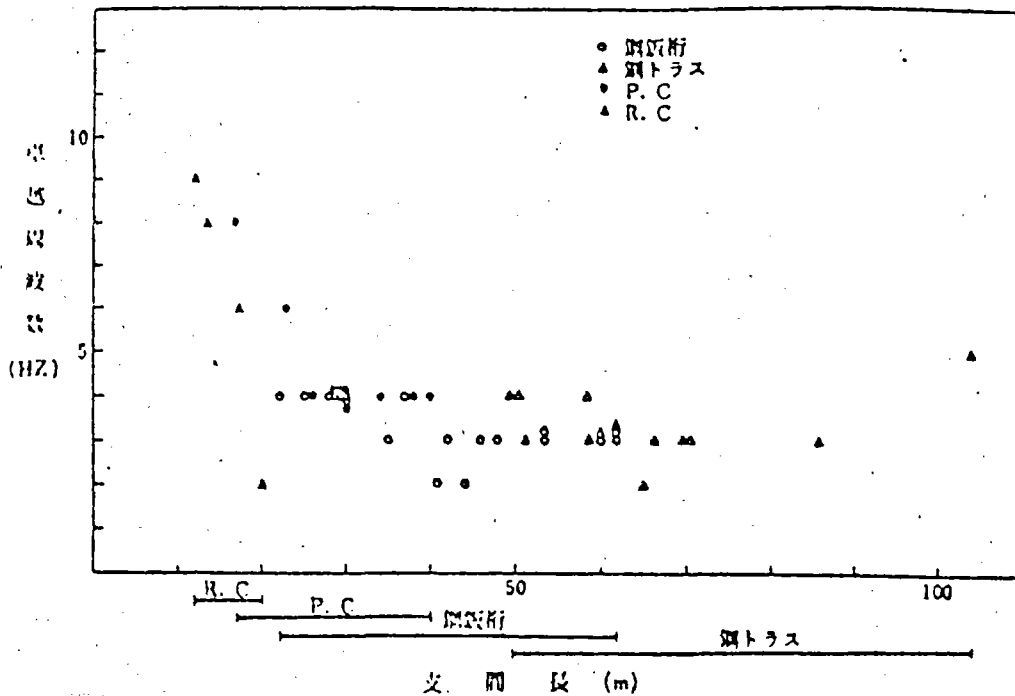


図-19 橋梁上部構造と支間長および卓越周波数の関係

(2) ジョイント部通過の場合

各種の代表的測定波形及び周波数分析結果を図一

卓越周波数(10~50Hz)の音圧レベル(15台平均)

を橋種ごとに整理した結果を図-28に示す。これより

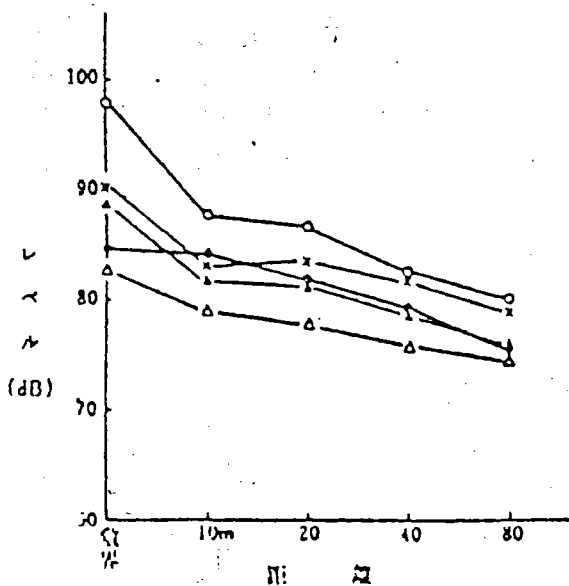


図-20 距離減衰

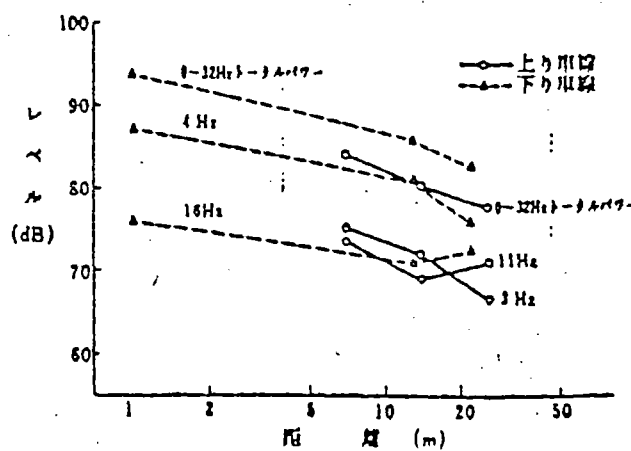


図-21 橋梁軸直方向の音圧分布

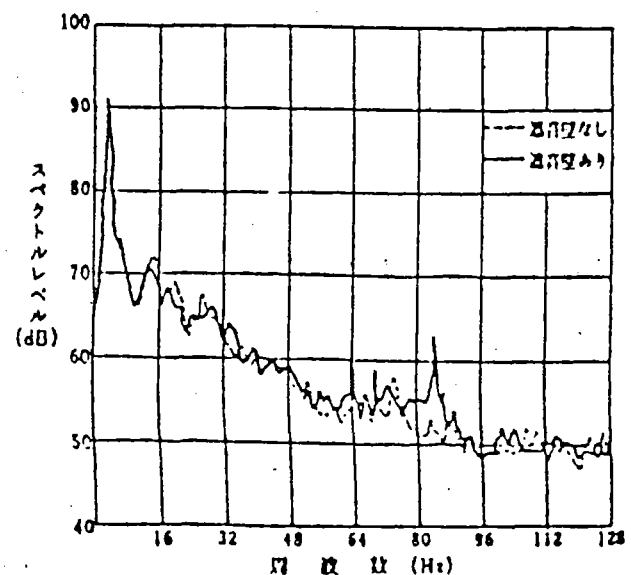


図-22 近音騒音の有無によるスペクトル変化

23~図-26に示す。この結果より、ジョイント部通過時に発生する衝撃音、いわゆるジョイント音について次の事が解明された。

(イ) ジョイント音の卓越周波数

敷地境界でのジョイント音の周波数分析結果より卓越周波数を図-27にまとめた。10Hz以下の卓越周波数は、橋の基本振動数との関係が強く、波形は定常的である。10Hz以上の成分は、波形的に衝撃性でありレベルも大きい。従ってジョイント音の特徴を現わす卓越周波数範囲としては10~50Hzと考えられる。

(ロ) 橋種による音圧差

トラス橋、鋼板桁橋、PC、RCの順にレベルが低下している。トラス橋と鋼板桁橋の鋼橋はほぼ同程度であり、PC、RCのコンクリート橋との差は約10dBである。

(イ) 人体感覚と合致した測定単位

普通の騒音はdB(A)で測定するが、ジョイント音は上記のごとく周波数帯は10~50Hzであり、音圧は80dB以上あるので、両耳等聴感曲線の約40phonの曲線に合わせたA特性とは合致せず、平坦な特性の方が体感とよく合致する。

(ロ) 距離減衰

ジョイントからの実距離で卓越周波数の音圧レベル

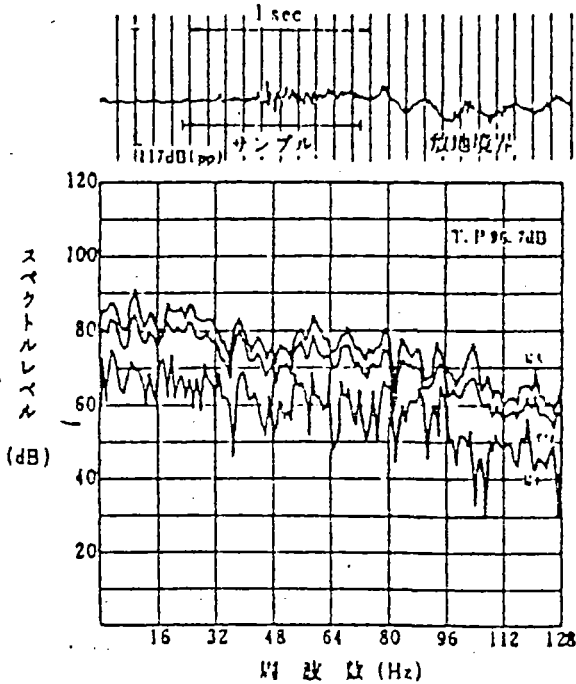


図-23 測定波形及び周波数分析結果(鋼板桁橋・ジョイント部)

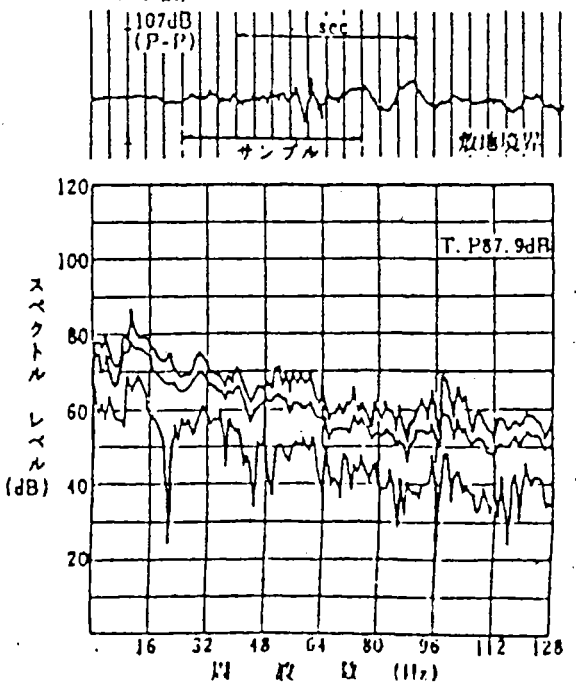


図-25 測定波形及び周波数分析結果(PC・RC・ジョイント部)

を整理すると(図-29)非常にばらつきがある。距離を敷地境界から水平距離でとると約3dB/倍距離の減衰を示した。(図-30)

以上現在供用中の橋梁・高架部で低周波空気振動の実態を測定し、支間中央部走行とジョイント部通過とに分けて解析した結果を考察した。供用中の橋梁のため路面状態、走行している車輻の重量・速度等非常にバラツキが大きく、定量的な数値は得にくい。定性的な傾向は得られたと考える。特に支間中央部走行の場合上部構造、支間長、橋高による差はほとんどないが、ジョイント部通過の場合の衝撃音については、上部構造による差があるといえる。

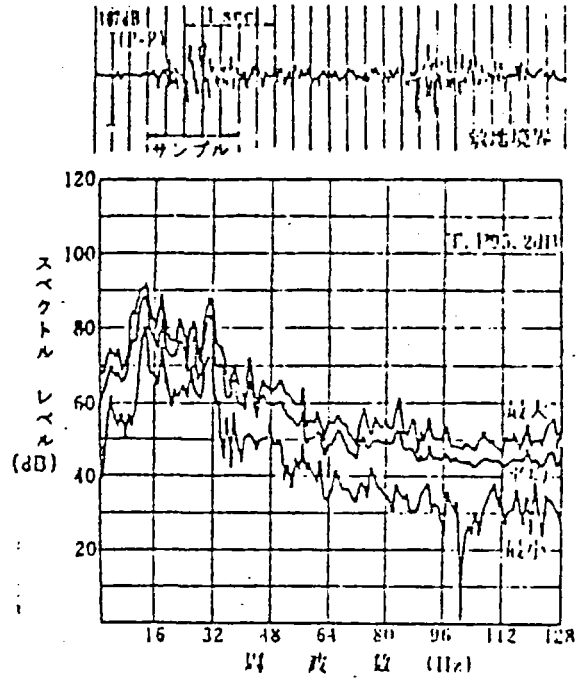


図-24 測定波形及び周波数分析結果(トラス橋・ジョイント部)

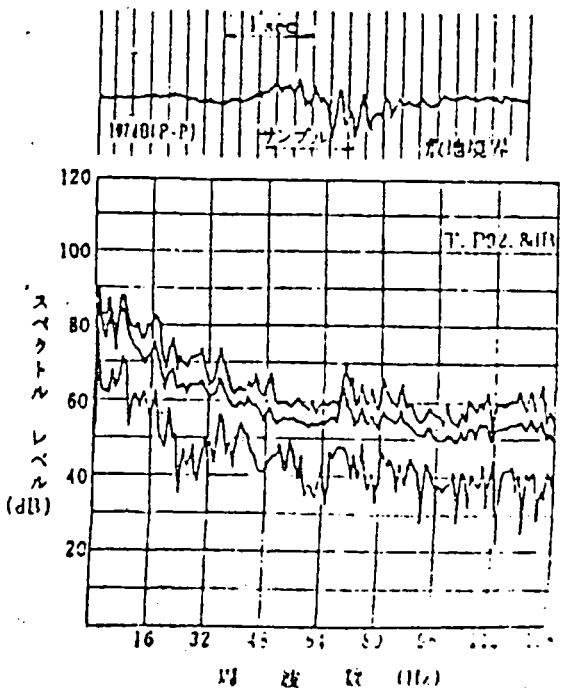


図-26 測定波形及び周波数分析結果(RC橋・ジョイント部)

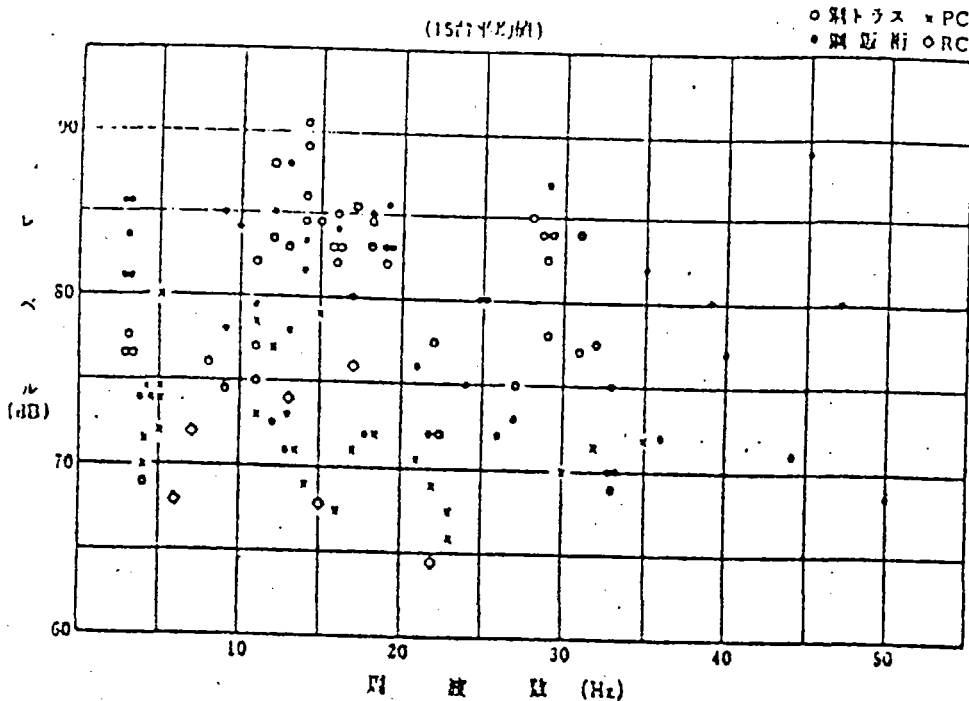


図-27 上部構造とツョイント音の卓越周波数成分

### 3-2 調査方法

一般に使用されている建具を選び、実験室内に施工し低周波空気振動を入射し、入射音圧と建具の振動及び二次音発生との関係进行调查する。

#### (1) 実験用ガラス戸

一般の家屋で使用されているガラス戸を5種類選んだ。木製ガラス戸(1枚ガラス),同(2枚ガラス),同(3枚ガラス),鉄サッシ,アルミサッシの5種類。各寸法,重量等は図-31に示す。

#### (2) 実験用音源

普通のスピーカーで数Hzの低周波音を実験に必要な音圧レベルで得ることは困難なので図-32に示すような音源を使用した。1~20Hzの周波数帯域で最大100dB(SPL)を得られる。

#### (3) 測定位置及び測定系列

##### ○ 測定位置

音圧測定は入射する低周波音1点,二次音の測定1点の計2点測定。振動測定は窓ガラスと枠にそれぞれ1点ずつ計2点測定。

##### ○ 測定系列

測定系列は図-33に示す。

#### (4) 実験項目

- ① 低周波空気振動の周波数と建具振動,二次音との関係
- ② 低周波空気振動の音圧レベルと建具振動,二次音との関係

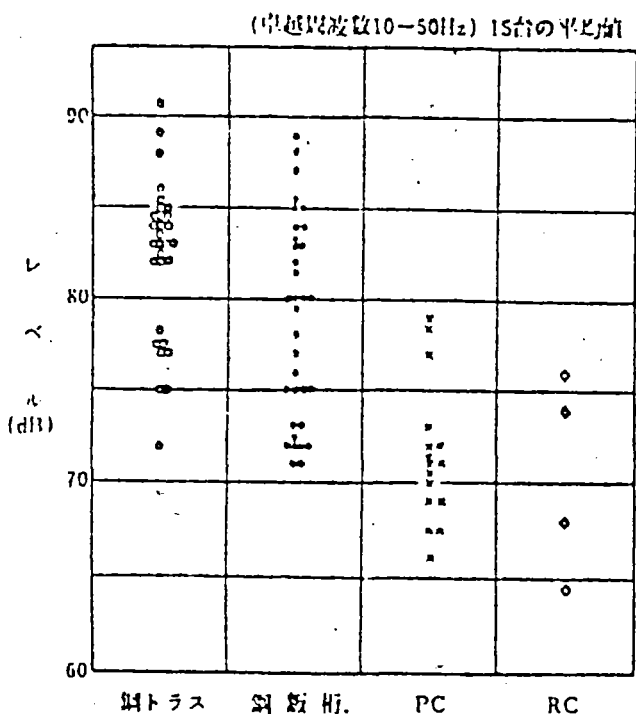


図-28 上部構造とレベルの関係

## 3. 低周波空気振動の家屋に対する影響調査

### 3-1 調査目的

低周波空気振動を放射している橋梁高架周辺の家屋で,建具類の振動により二次騒音が発生する場合がある。低周波音場内での建具の応答に関する基礎的特性を解明する事を目的とする。

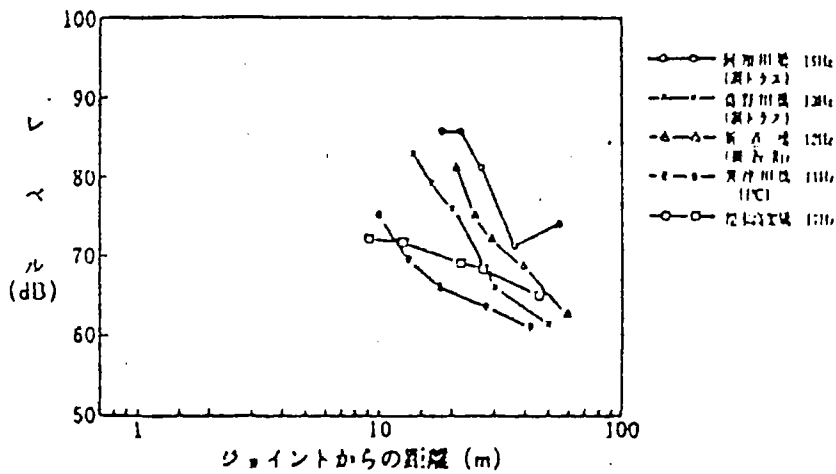


図-29 距離減衰 (卓越周波数)

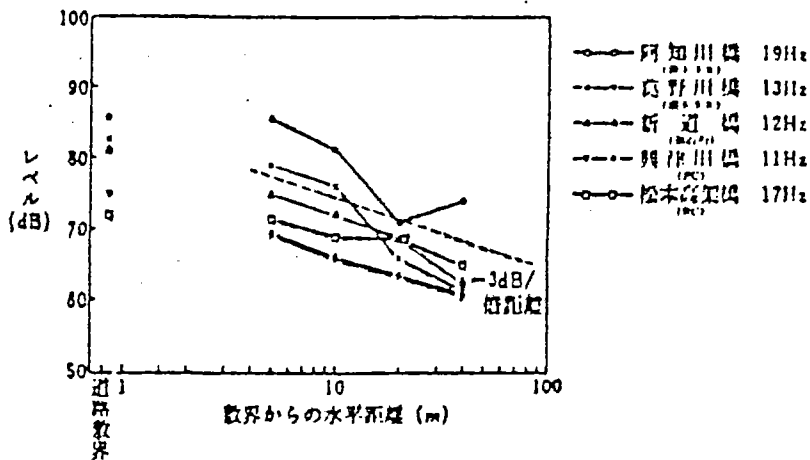
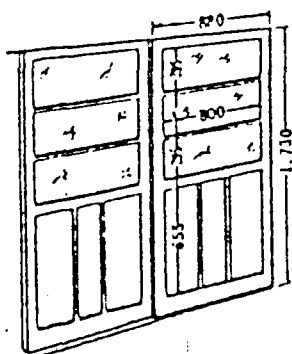
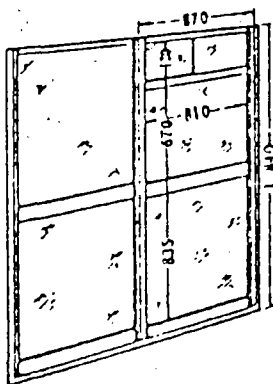


図-30 距離減衰 (卓越周波数)



木製ガラス戸 (3枚ガラス)



アルミサッシ

単位mm

種類	重量
木製ガラス戸 (1枚ガラス)	9.2kg
木製ガラス戸 (2枚ガラス)	8.5kg
木製ガラス戸 (3枚ガラス)	7.7kg
ガラス厚	2mm
鉄製サッシ	19.5kg
ガラス厚	3mm
アルミサッシ	22.5kg
ガラス厚	5mm

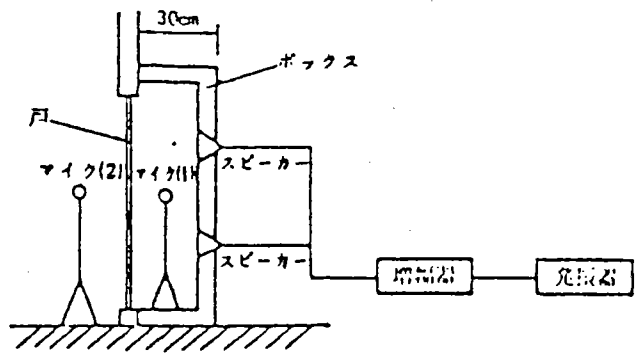


図-32 低周波音源

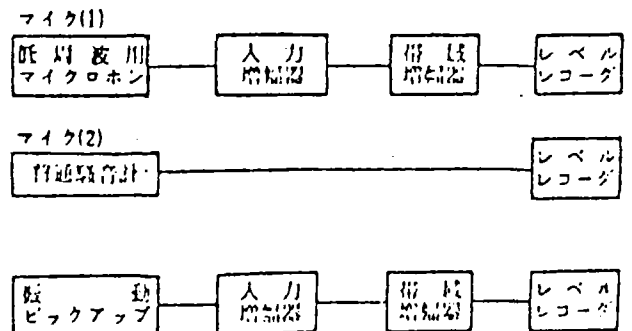


図-33 測定系列

### 3-3 実験結果及び考察

実験の結果振動については、ガラス部と枠部はほぼ同じ傾向を示すのでガラス部の振動を代表とした。

木製ガラス戸については、1枚ガラス、2枚ガラス、3枚ガラスとも同様な傾向を示したので3枚ガラスのものを木製ガラス戸の代表とした。以下各項目の結果及び考察をのべる。

(1) 低周波音の周波数と建具の振動、二次音との関係

入射する低周波空気振動の音圧レベルを90dBに統一し周波数を変化させたところ、各種建具は図-34のような振動レベル、二次音の音圧レベルを示した。木製では7Hz、鉄サッシでは11Hz、アルミサッシでは13Hzが共振周波数と見られる。

(2) 低周波音の音圧レベルと建具振動と二次音との関係

各建具について、それぞれの共振周波数の低周波空

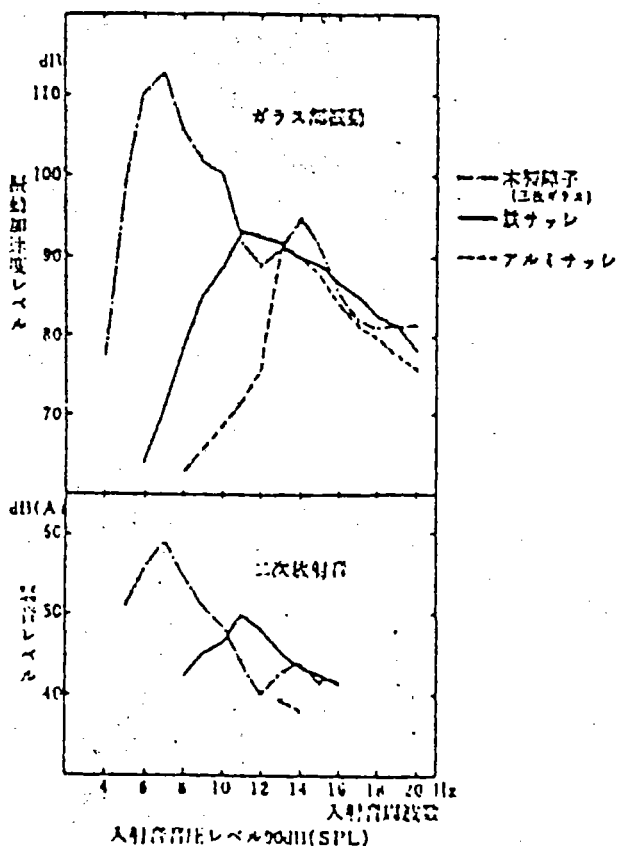


図-34 低周波の周波数と二次放射音、建具振動との関係 (音圧一定)

表-3

戸の種類	共振周波数	二次音を発生する最低音圧レベル
木製(1枚ガラス)	7Hz	75 dB
〃(2枚ガラス)	7Hz	72.5dB
〃(3枚ガラス)	7Hz	75 dB
鉄サッシ	11Hz	82.5dB
アルミサッシ	13Hz	88 dB

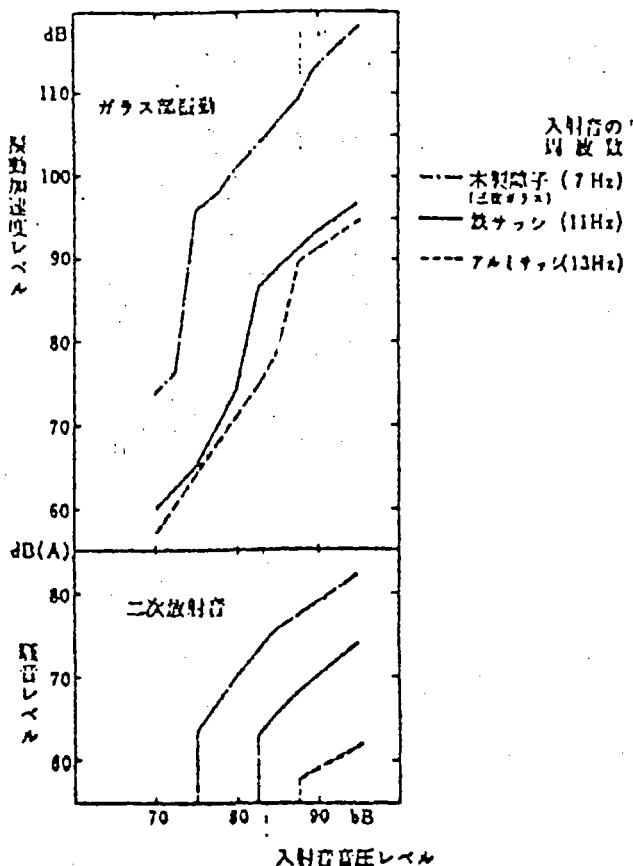


図-35 低周波の音圧レベルと二次放射音、建具振動との関係 (共振周波数)  
 気振動を入射し、低周波空気振動の音圧レベルを変化させたところ、図-35のような結果となった。入射する低周波空気振動の音圧レベル上昇に伴いガラス部の振動レベルは上昇するが、その関係は直線的ではない。二次音が発生するのは非線形応答を示す音圧レベルより高いレベルの範囲である。そのレベル以下ではガラスや枠が振動しても二次音の発生はない。

実験に使用した各種の建具の共振周波数と、その周波数の低周波空気振動の入射により二次音を発生する最低音圧レベルを表-3に示す。

(3) 二次音が発生する最低入射音圧レベル

入射する低周波空気振動の周波数と、建具が二次音を発生する最低入射音圧レベルとの関係を図-36に示す。各建具ともそれぞれの共振周波数で二次音を発生しやすい。木製ガラス戸は、他の戸と異なり7Hz、14Hz……と複数ヶ所で二次音を発生しやすい性状になっているこれは、木製ガラス戸が鉄サッシ、アルミサッシに比べ各部材が複雑に組合わされ多数の共振系を持つからであろう。

(4) 二次音の周波数構成

木製ガラス戸をその共振周波数7Hzの入射音で振動させ、発生した二次音を戸から1mの距離で測定し1/3オクターブバンド周波数分析した結果を図-37に示す。

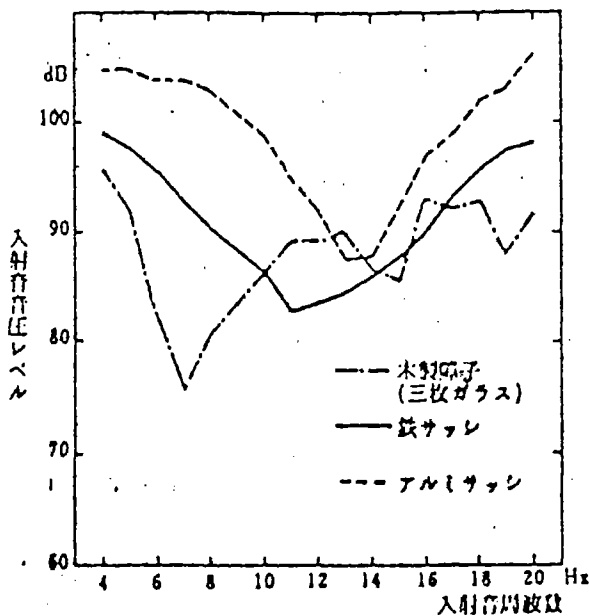


図-36 二次音が発生する最低入射音圧レベル

入射音圧レベルの上昇に対応し、二次音の各周波数は上昇している。250Hz以下の範囲ではその傾向は少く、高周波数帯ほど音圧レベルの上昇傾向は大きい。入射音圧レベルが75dBと87.5dBとでは、周波数成分が異なり、音色的にも違っている。

以上は極めて単純化された条件での実験の結果である。例えば戸の背後には室がなく、入射する低周波空気振動は純音でまた定常的な音であり、現実の家屋と橋梁が放射する低周波空気振動とは異なるものである。しかし、建具の基本的特性は解明できたので一応のめやすとはなろう。

#### 4. あとがき

以上低周波空気振動に関して、橋梁周辺の実態調査及び建具振動による二次騒音発生についての実験結果を報告したものである。それぞれの調査の問題点さらに今後の課題について次に述べる。

実態調査については、前述してあるが供用中の橋梁であり路面状態、ジョイントの状況、走行車の重量・速度等により測定データにバラツキが大きく、上部構造等の違いによる差は明確に現われなかった。上部構造等による違いを解明するには、未供用の橋梁での起

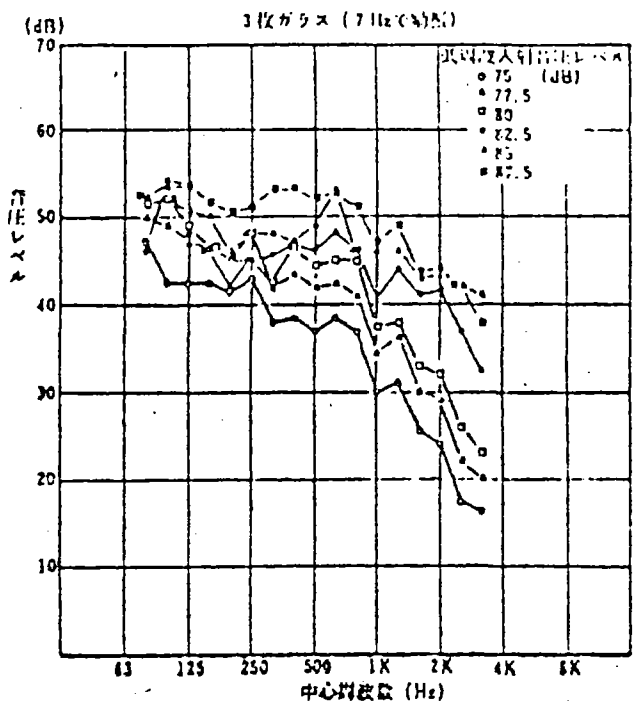


図-37 二次騒音の周波数構成

振機又は試験車走行による振動実験が必要となる。橋梁の振動実験等については現在構造試験室で実施されその結果が期待される。又中央道阿知川橋においては桁端部の剛度を増す等の対策工を施工中でありその結果については、注目に値する。

建具振動による二次騒音については、入射音として純音の定常的な音を使用し理想化した実験である。実際の橋梁から放射される低周波空気振動との対応は不明であり、一応のめやすと考えるべきである。今後は現地で測定した生の波形による応答に関する実験が必要である。

今後、現在まだ解明されていない音圧分布の予測に関しては、地形を含めた縮尺模型実験手法の開発が必要となろう。

最後に、現地測定で協力していただいた各局、各事務所の皆様へ謝意を表します。

## 首都高速道路公団 662 工区高架橋の振動特性

小 松 三 男\*  
 宮 崎 正 男\*\*  
 北 原 俊 男\*\*

## Dynamic Behaviour of No. 662 Elevated Highway Bridge for Metropolitan Expressway Public Corporation

Mitsuo Komatsu  
 Masao Miyazaki  
 Toshio Kitahara

Recently, the curved continuous girder bridges have often been built, because they suit environmental restrictions while ensuring car driving stability and economy.

An 8-span continuous and sharply curved high-level bridge was constructed on Metropolitan Expressway at Kosuge in Tokyo. The properties of dynamic behaviour of this bridge on the soft ground, were measured by the dump truck driving and sudden stopping tests, and by observation of the microtremor response of the structure and the ground.

This paper presents the results of these testings compared to the solution of analysis from the viewpoint of appropriateness of natural frequency, vibration modes and damping factors, and safety of design impact coefficients.

## 1. まえがき

曲線連続桁橋は、架設地点の地理的な制約条件に対応できるとともに、走行性、経済性に優れるなどの長所を持つ構造として、構造解析手法や製作架設技術の進歩発展に伴って数多く建設されてきた。しかしながら、その設計にはいくつかの未解決の問題点が残されており、その一つに動的荷重による影響が挙げられる<sup>(1)</sup>。設計に際しては、耐震性、走行荷重下の振動性状に関して十分な配慮を払う必要があるが、これら諸問題を考えるとき、対象とする橋梁の固有振動数、振動モード、減衰定数などといった動的特性を把握しておかねばならないことは言うまでもない<sup>(2)~(4)</sup>。

本橋は、軟弱地盤上に架設された、8径間連続曲線立体ラーメン鋼床版箱桁橋で、この種の橋梁の施工例は少なく、その動的特性についての報告は皆無に近いと言えよう。そこで、本橋の架設を機にその動的性状について調査し、供用開始直前に現地振動実験を実施した。

車両走行試験及び常時微動観測では、共振々動数、共振々動モードを求めて理論値と比較検討し、車両急停試験では、減衰定数について設計採用値との比較を行った。また、自動車走行による動的応答から主桁の鉛直たわみに関する動的増幅率を求め、設計衝撃係数と比較した。

## 2. 橋梁の特徴と実験の目的

本実験の対象は、東京都葛飾区小菅2丁目に架設された首都高速6号線小菅オンランプ高架橋で、その仕様を表1に示す。概要図(図1)に示すように、平面線形は、高速道路と都市計画街路とのアクセス及び周辺の地理的条件とから、複雑で急激な変化が要求されている。また、構造については、橋脚が都市計画街路の中央分離帯部に設置されるため、その位置及び断面形状が制約されるとともに、橋梁中央部路面上には料金所が設けられている。一方、本橋架設地点における地盤は、N値0から15の軟弱な粘性土と砂質土が

約30mの深さまで成層構造をなしており、道路橋示方書の4種地盤に相当する。これらの制約条件を持つ本橋にとって、耐震面での照査が特に重要と考えられ、当初から、種々の角度より比較検討を加えながら設計が進められた。検討内容については、その一部を文献<sup>(5)</sup>で既に報告しているが、本橋の特徴としては、以下の諸点が挙げられる。

表1 仕様  
 Specification  
 of the bridge

形式	曲線立体ラーメン橋
橋長	261 m
支間長	30~40 m
幅員	4.75~9.75 m (車道)
規格	一等橋(TL-20)
竣工	昭和55年5月

- (1) 平面線形は、2つの円(半径50.5, 130 m)とクロソイド及び直線により構成される。
- (2) 構造上の特徴として、
  - (a) 8径間連続桁である。
  - (b) 鋼床版箱桁である。
  - (c) 箱桁とP1からP7の橋脚を一体としたラーメン構造である。
  - (d) 桁構造は1箱桁部と2箱桁部により構成される。
  - (e) 橋脚の細長比が大きい。
- (3) トップヘビー荷重が作用する。
- (4) 美観上の配慮から、2箱桁部には、化粧板を設けた。
- (5) 地盤条件から、基礎工は、場所打ち杭(径1.5 m長さ33~39 m)とした。

本橋は、前述したような特徴を持つため、従来の曲線連続桁とは幾分異なった動的特性を有するものと予想される。本実験の目的は、設計時に用いられた動的性状に関する諸量の仮定値を検証し、この種の橋梁の動的特性に関する資料蓄積を図ることである。

\* 橋梁鉄構事業部橋梁部 \*\* 橋梁鉄構事業部プロジェクト室

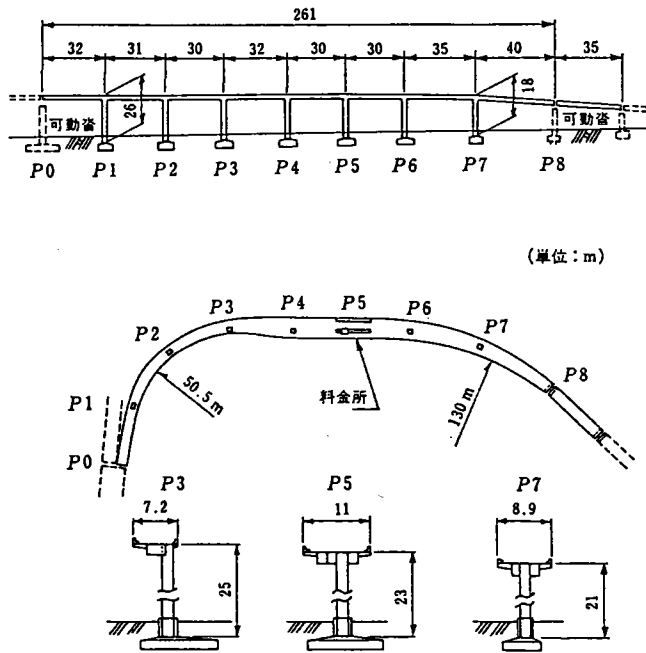


図1 概要図 General view

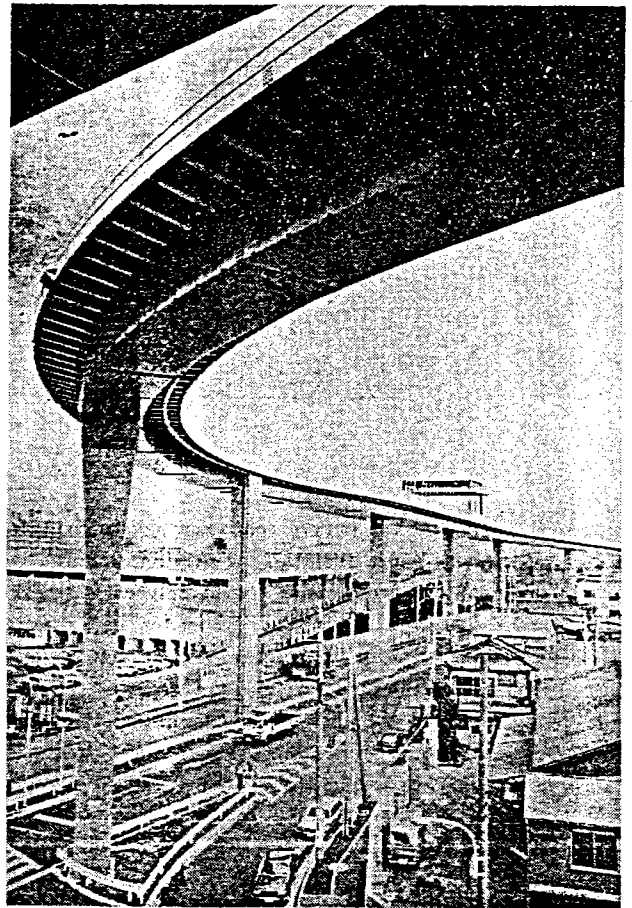


図4 測定車 Measuring car

有振動数が0.8 Hz と小さく、応答振幅も微小であると予想されることから、振動計には高感度の電磁式長周期形振動計を使用した(図3参照)。振動計の速度出力モードでの周波数特性は0.7~50 Hz で平坦、分解能は10 $\mu$  kine、最大速度30 kine である。本実験で用いた増幅器には微積分回路が備えられており、出力を加速度、変位に変換できる。記録はFM式アナログデータレコーダに収録し、データを集中的にモニターできるように各種測器を整理して測定車に配置した。(図4)

3.1 車両走行及び急停試験

実験に使用した車両は総重量20 tのダンプトラック2台で、実験に先立って、その重量、主要寸法及び動特性を測定した。重量は運輸省認可の検量計により、前輪、後輪及び総重量のそれぞれを計測した。また、車輪を高

3. 実験方法

既往の報告にもみられるように、橋梁の振動実験には、起振方法などにより多くの手法が採用されているが、計測しようとする振動現象の特性に着目して実験法を分類すれば図2のようになろう。

本実験では、架設地点が住宅密集地であること、実験を供用開始直前に行うこと、及び経済性を考慮して、起振方法としては、車両走行法と車両急停法を採用し、併せて夜間に常時微動観測を実施することとした。また、固有値解析結果から、本橋の最低次固有

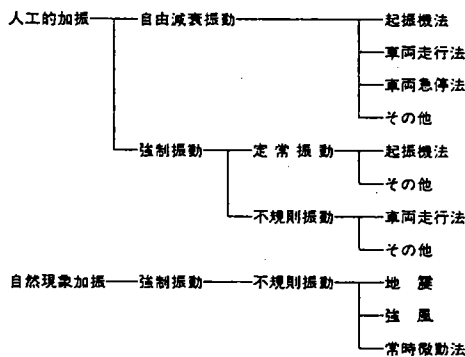


図2 現地振動実験方法 Methods of on-the-spot vibration test

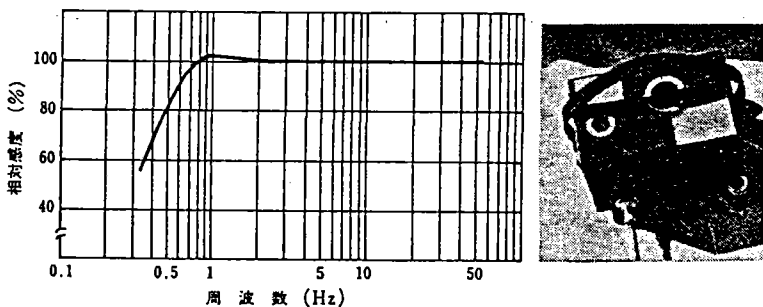


図3 振動計とその周波数特性 Vibroscope and its frequency characteristic



さ20 cmの踏台から落下させ、そのときの自由減衰振動を測定し、その加速度波形より固有振動数、対数減衰率及びバネ定数を求めた。

図5に示すように、実験用車両は寸法、動特性とも、他の振動実験で求められた通常のダンプトラックの場合とほぼ同じ値となっている<sup>(6)</sup>。

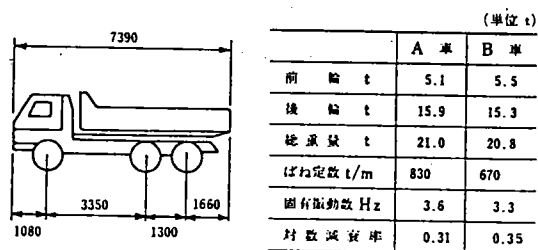


図5 実験用車両の諸元 Description of dump truck for testing

車両走行位置は、車両中心を道路の幅員中心に合わせて設定したが、P5脚付近では料金所があるために、走行位置を偏心させている。急停止位置は、質量が他の点に比べて大きく、最低次モードの腹となるP5脚付近とした。また、進行方向は、P8からP0へ向う方向を上りとし、反対方向を下りと呼ぶが、本橋はオンランプ高架橋の名称の示すとおり、供用開始後車両は上り方向のみに走行することになる(図6参照)。

実験ケースは、表2に示すように、走行形式、走行方向及び走行速度を変化させた24ケースを設定した。走行形式は単独、連行、急停の3種とし、方向については使用状態を考慮して上りを主とし、比較のために下りも計測の対象とした。速度は、設計速度が30 km/hであることより、10 km/h から40 km/h まで、10 km/h 刻みで設定した。

測定位置は設計時に求めた振動モード形状と現地の状況などにより決定した。その位置を図7に示す。水平方向は、P1, P3, P5及びP7の各橋脚の路面上にてXY 2方向の成分を測定することとし、鉛直方向は、P2, P3とP7, P8の各支間中央の左右両端にて測定することとした。したがって、測点は水平方向4点で各2成分、鉛直方向は1成分4点である。

一方、車両走行速度及び車頭間隔の計測は図7に示す位置でストップウォッチとパルス入力にて行った。平均速度の測定結果を表2に示すとともに実験風景を図8に示す。

3.2 常時微動観測

常時微動については、電磁式振動計の専用増幅器に備えられてい



図8 実験風景 View of experiment

表2 車両走行及び急停試験ケース Cases of truck testings

番号	走行形式	方向	使用車	間隔	目標速度	実速度	
1	単独走行	上り	A 車		10km/h	16.2km/h	
2					20	21.0	
3					30	27.7	
4					40	31.0	
5		B 車	10		13.3		
6			20		21.5		
7			30		29.2		
8			40		32.7		
9	下り		A 車	10	16.0		
10			B 車	20	19.9		
11			A 車	30	31.0		
12			B 車	40	39.4		
13	連行走行	上り	A・B 車	15 m	10	12.3	
14					20	20.8	
15					30	28.5	
16					10	12.4	
17		30 m		20	20.6		
18				30	29.5		
19				下り	30 m	20	20.3
20						30	30.5
21	急停止	上り	A 車	10	11.8		
22			B 車	20	18.8		
23			A 車	30	27.1		
24			B 車	40	27.8		

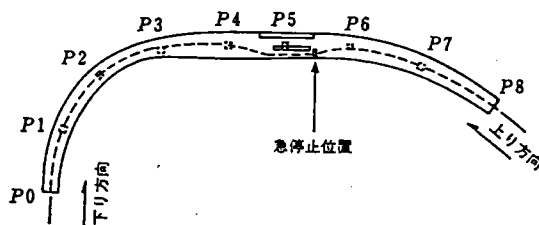


図6 走行及び急停止位置 Driving lane and sudden stopped location

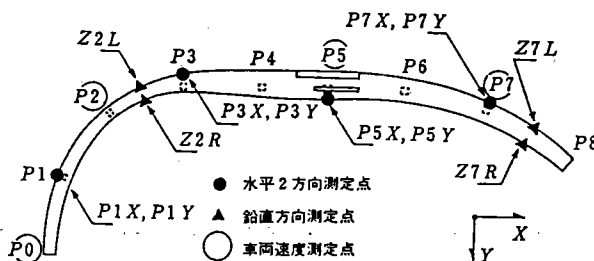


図7 計測位置 Measurement points

るアナログ微積分機能を利用し、出力モードを加速度、速度、変位と変化させ観測した。また、測定位置は、上部構造の振動を対象とする測点配置Aと、P3脚基部と路面上での振動の相関関係を測定対象とする測点配置Bの2通りとした。測定ケースを表3に、測点位置図を図9に示す。

表 3 常動微動観測ケース  
Cases of microtremor observation

番号	測定時間	測定応答特性	測定位置図
1	22.45~	変位	A
2	23.05~	速度	A
3	23.24~	速度	A
4	23.37~	変位	A
5	1.42~	速度	A
6	1.54~	速度	A
7	2.09~	変位	A
8	2.21~	速度	A
9	2.33~	加速度	A
10	2.45~	速度	A
11	2.57~	変位	A
12	4.16~	速度	B
13	4.29~	速度	B
14	4.44~	加速度	B

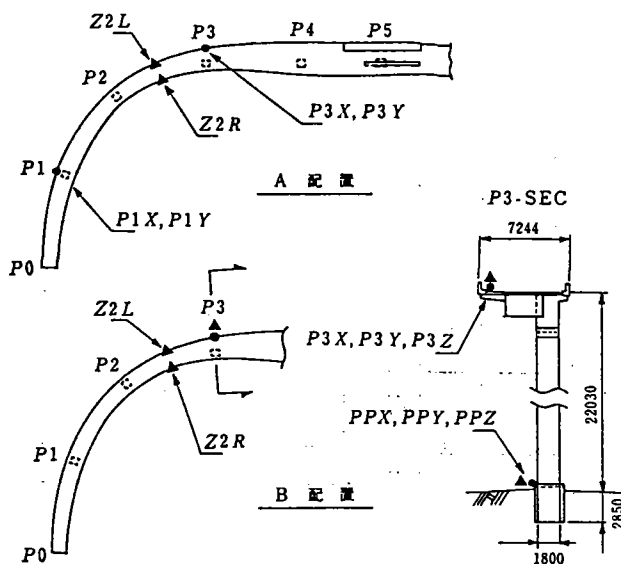


図 9 常時微動観測位置 Observation points for microtremor

4. 理論解析

4.1 計算モデル

図10に示す立体骨組モデルを用いて固有値解析を行い、固有振動数、固有振動モードを計算した。また、モード重畳法を用いて強制加振し、有効質量も求めた。計算にはSAPVプログラムを使用した。曲げ剛性の評価については、

- (1) 箱桁部について全断面有効とした場合
- (2) 道路橋示方書の規定による有効幅の概念を採用した場合
- (3) 脚基部に打設された中埋コンクリートの剛性を考慮した場合の3とおりを考えた。

また、境界条件については、脚基部の支持条件として、脚柱基部を固定としたケースと、橋軸方向及び橋軸直角方向の移動と回転をバネで置換したバネ支持ケースの2種類を考えた。本橋の両端のP0脚とP8脚には可動支承が設けられているが、支点条件として両支承を可動とした場合と、微小振動時の摩擦力を考慮して固定とした場合も考慮している。

4.2 解析結果

固有振動数について、4.1で示した各ケースの計算結果の一部を表4に示す。水平方向の面外振動については、表5に示した有効質量比からも

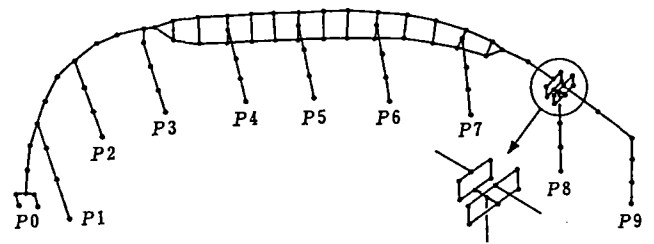


図 10 動的解析モデル Model for dynamic analysis

明らかなように、卓越すると考えられるモードは、高々4次程度までの範囲の低次モードである。一方、面内振動である鉛直方向の振動については、本橋が短支間で細長比の大きい高橋脚ラーメン構造であることから、面外振動より高次のモードであろうことは容易に推定できるところであるが、計算結果も高次モードで面内振動が存在することを示している。表4では、これらのことを踏まえて面外振動については、1次から4次までを、面内振動については、モード寄与率の大きい場合であるP2~P3及びP7~P8間でモードの卓越するものを、それぞれ示した。

表 5 有効質量比 (モデル8)  
Effective mass ratio

次数	有効質量比 (%)		
	X 方向	Y 方向	Z 方向
1	64.1	0.0	0.1
2	0.2	31.7	0.0
3	0.8	54.2	0.0
4	6.7	4.0	0.1
5	0.1	0.1	1.6
6	0.0	0.1	4.8
7	0.0	0.5	2.0
8	0.7	1.1	0.0
9	3.7	0.0	1.9
10	0.4	0.0	0.0
11	0.0	0.0	2.6
12	0.1	0.0	2.1
13	0.6	0.7	0.2
14	0.6	0.0	0.3
15	0.9	1.6	0.0
16	0.4	0.0	5.3
17	3.4	0.0	8.6
18	0.8	0.1	0.3
19	0.0	0.0	9.8
20	1.2	0.1	5.3

表 4 固有振動数 Natural frequency

モデル	有効幅を考慮				全幅を考慮				中埋めコンクリート	
	ばねに置換		固定		ばねに置換		固定			
	可動	固定	可動	固定	可動	固定	可動	固定		
ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	
水平方向	1次	0.75	0.80	0.80	0.87	0.75	0.80	0.81	0.87	0.99
	2次	0.89	1.04	1.17	1.14	0.90	1.06	1.21	1.15	1.27
	3次	1.07	1.13	1.22	1.23	1.10	1.15	1.25	1.26	1.41
	4次	1.09	1.55	1.25	1.66	1.12	1.55	1.29	1.66	1.73
鉛直方向	P7.8	(9次) 2.37	(7次) 2.35	(9次) 2.38	(7次) 2.38	(9次) 2.40	(7次) 2.39	(9次) 2.42	(7次) 2.42	(7次) 2.43
	P2.3	(16次) 4.01	(16次) 4.71	(15次) 4.04	(16次) 4.84	(16次) 4.04	(16次) 4.72	(16次) 4.48	(16次) 4.87	(16次) 4.90

表4の固有振動数が示すように、剛性や境界条件の相異は、予想したほどには、低次の固有振動数を変化させてはいないと言えよう。また、当然のことながら、拘束度の高い固定支承モデルの方が可動支承の場合より振動数は高くなっている。

中埋コンクリートの影響は、他の条件の変化に比べるとやや大きな変化を示しているが、全体的に見れば、今回使用した解析モデルで十分と考えられよう。

図11に表4のケース番号⑧の場合の水平方向の固有振動モードを、図12に鉛直方向のそれを示す。水平方向の場合、有効質量比はX及びY方向について独立に示してあるが、モード形状は橋梁全体が馬蹄形となっているために複雑で、3次元的な挙動を示す。一方、鉛直方向については、スパンの一部分のみに振動が卓越するという特性が認められた。図12に示したケースはP6~P8間が振動する場合であり、このことは、車両走行試験時の鉛直方向振動成分用の測器の配置位置を決定する際に考慮されている。

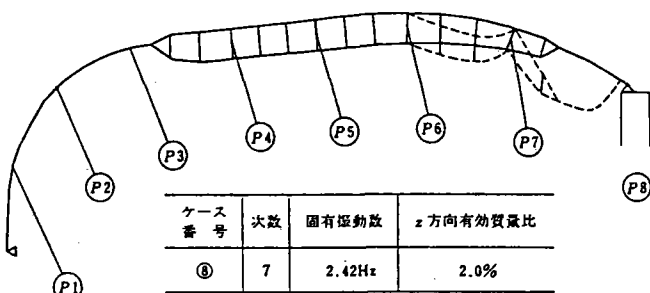


図12 固有振動モード (鉛直方向)  
Vibration mode (Vertical)

## 5. 実験結果と考察

### 5.1 車両走行試験

図13にデータ処理手順を示す。車両走行試験での振動応答データは、サンプリング間隔12.5msでA-D変換した後、種々の解析を行った。図14は、A-D変換した値をプロッタで作画したもので、A車上り方向走行16km/hの場合の各測点における振動応答の速度波形である。図中の矢印は、車両が各測点を通じた時刻を示しているが、測点ごとに最大値で正規化しているため、測点相互の波形の大小は、この図からは比較できない。図より水平方向の振動波形では、P1で車両通過前後の狭い時間内で前後の時間とは異なる周波数が認められるが、ほかの測点では、全時間域で特定の周波数が卓越していることが読みとれよう。鉛直方向については、測点のある径間とその隣接径間を車両が通過する際にのみ振動が卓越しており、理論解析で求めた面内振動のモード形状の特性をよく説明していると言えよう。

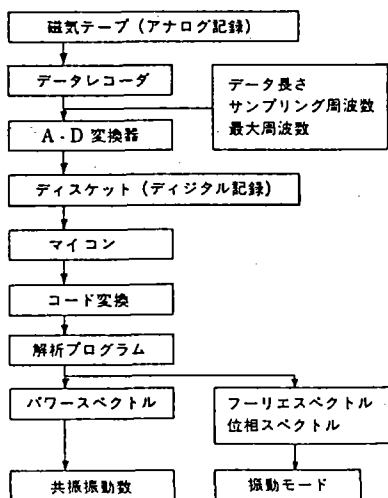


図13 データの処理要領  
Data analysis system

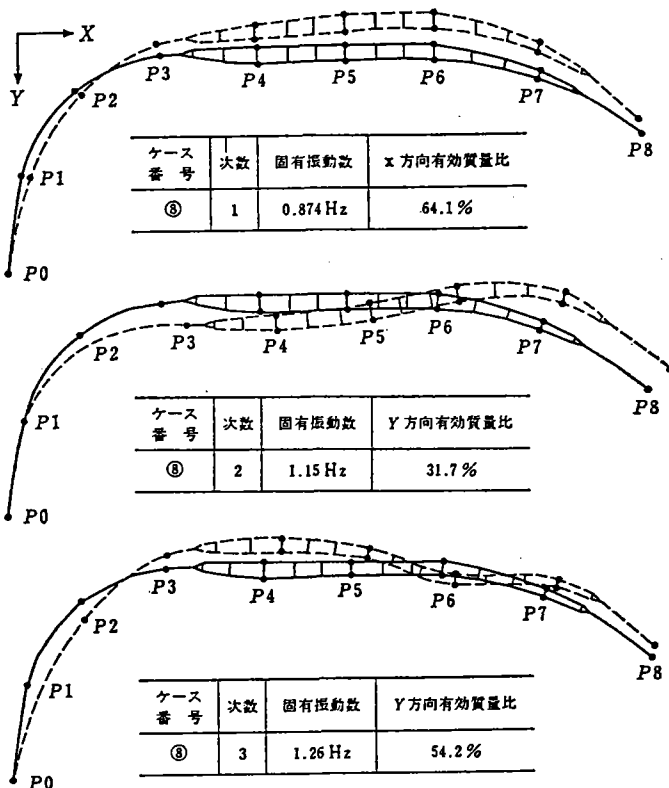


図11 固有振動モード (水平方向) Vibration mode (Horizontal)

#### 5.1.1 応答のRMS値

図15には、P1~P7の各点での加速度応答のRMS値と走行速度の関係を示す。図16では、速行速度と変位の関係を示す。どちらの場合も上り方向1台単独走行のケースであるが、2台連行走行との有

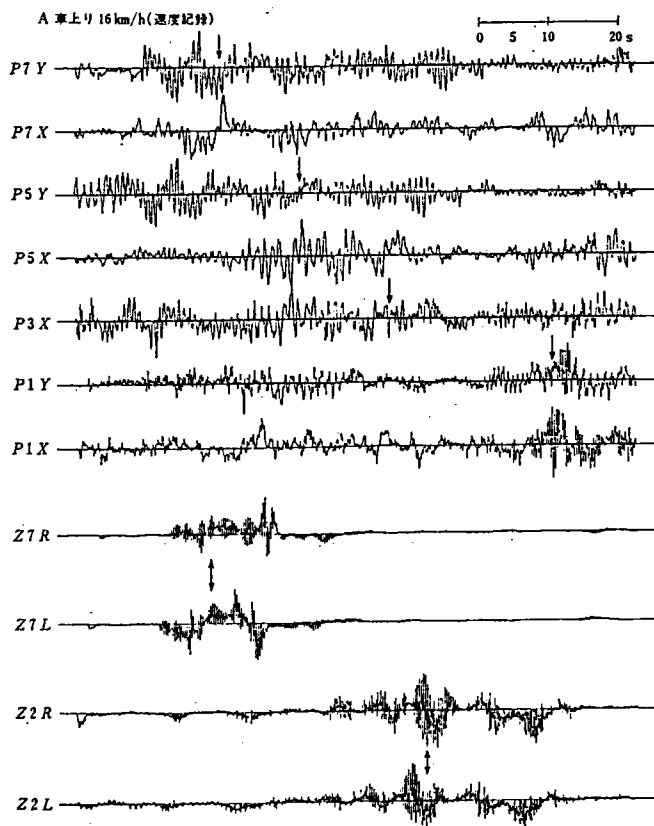


図14 振動応答 (速度波形) Time history of velocity response

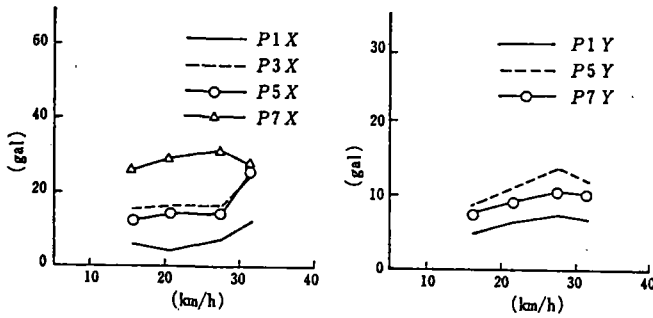


図 15 車速と加速度のRMS値  
RMS value of acceleration V-S driving speed

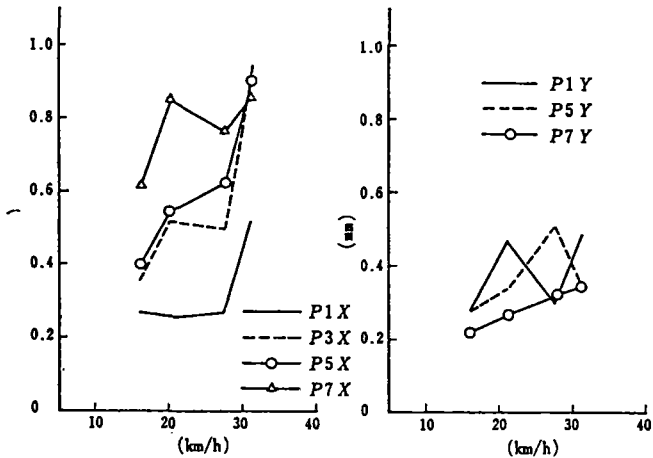


図 16 車速と変位のRMS値  
RMS value of displacement vs driving speed

意な差は認められない。走行速度が増加するにつれ、加速度、変位のいずれのRMS値も増加する傾向にあるが、このことは、既往の実橋振動実験で報告されている鉛直方向の振動応答に関するものと同様であり<sup>(7)</sup>、面外振動応答も走行速度の増加とともに大きくなることを示している。

5.1.2 応答スペクトル

本橋は特殊な構造であり、固有値解析のところでも示したように複雑なモード形状をとり、低次モードに面外方向の振動が卓越し、面内振動はかなり高次に存在するという特性を有している。

各測点で得られた記録のうち、代表的なものとして、振動変位の橋軸方向成分(X方向)のパワースペクトルを図17に、橋軸直角方向成分(Y方向)については図18に、鉛直方向成分(Z方向)については図19にそれぞれ示す。各図とも横軸に周波数を取り、縦軸は分散で除して正規化してある。全体的な傾向としては、図からも明らかのように卓越するピークが接近して数多く存在しており、本橋の構造系としての複雑さが現れていると言えよう。面外振動に着目すれば、X方向とY方向で、最も卓越するピーク位置が異なっていることが分かる。即ちX方向0.96 Hz、Y方向1.26 Hzである。一方、面内振動では、図6のZ2R点とZ7R点でのものを比較すると、パワーの大きい部分の周波数域が異なっており、Z2Rでは4~5 Hz、Z7Rでは2.5~4 Hz付近にパワーが集中していることが読みとれよう。これらの諸傾向は、ここに示していないほかのケース、ほかの測点についてもほぼ同様であった。

5.2 常時微動観測結果

常時微動の観測結果についても車両走行時の振動応答データと同様に変位モードでのパワースペクトルを求めた。ここでは、そのうち特にP3脚上の測点P3と、その直下の脚基部PP点で得られた各3成分を図20に示す。脚基部(フーチング)上でのスペクトル波形(入力波形)は、軟弱地盤の特性である周期2~5sに卓越ピー

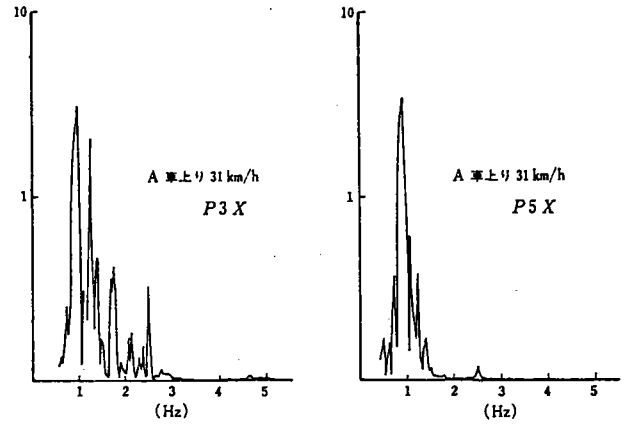


図 17 パワースペクトル (X方向)  
Power spectrum (X direction)

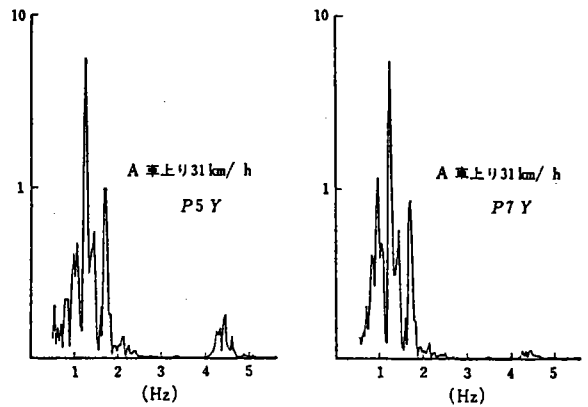


図 18 パワースペクトル (Y方向)  
Power spectrum (Y direction)

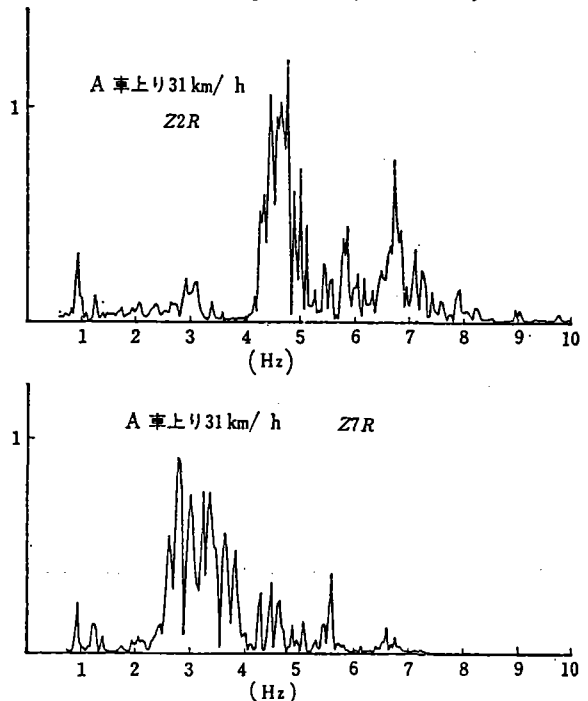


図 19 パワースペクトル (Z方向)  
Power spectrum (Z direction)

クが存在している。上部構造はこれにより選択的に入力を吸収しているようであるが、固有振動数に対応する周波数での入力がほとんどないことから、アドミッタンスは、固有振動数のところでのみ極めてシャープに立ちあがったものとなる。

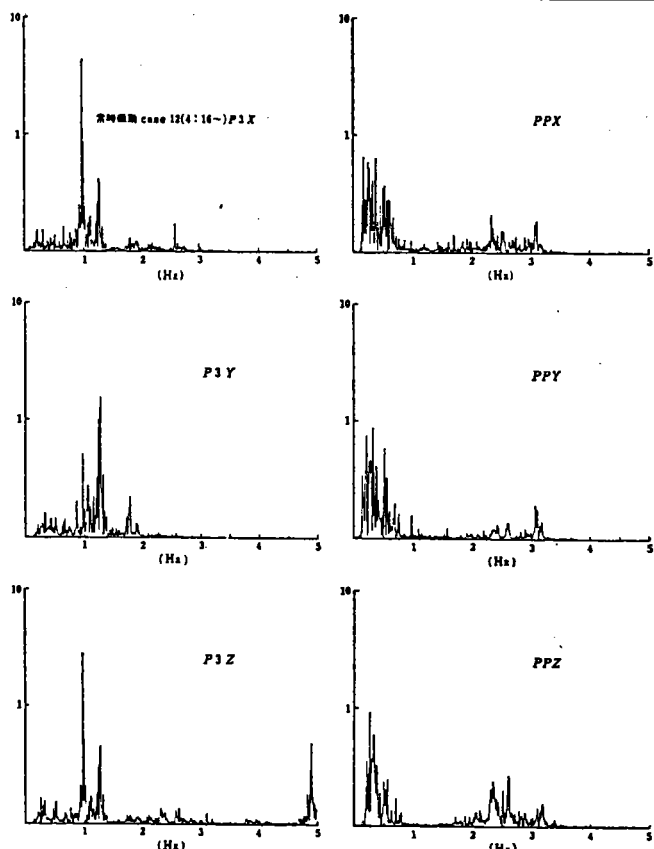


図 20 パワースペクトル (常時微動)  
Power spectrum (microtremors)

5.3 振動数と振動モード

車両走行試験と常時微動観測で得られた本橋の固有振動数特性を表 6 及び表 7 に示す。表 6 では、上り方向 1 台走行時の走行速度に対する面外振動の振動数の変化のようすと、周辺道路の車両通行がまだ頻繁である夜間と、通行の途絶えた深夜の常時微動観測結果から求められた振動数をそれぞれ示してある。表からも明らかなように、低次の面外振動数は走行速度によらないこと、常時微動観測の振動数の方が車両走行実験の結果より、わずかに上まわっていることが読み取れるが、有意な差ではない。

表 7 には、これら観測値の各平均値と理論計算値との比較を示したが、表 4 に示した計算モデルでは、全幅有効、脚基部固定、両端固定支承としたモデルが、実験値に最も近い結果を与えていると言えよう。面内振動、面外振動を問わず、いずれの場合も実

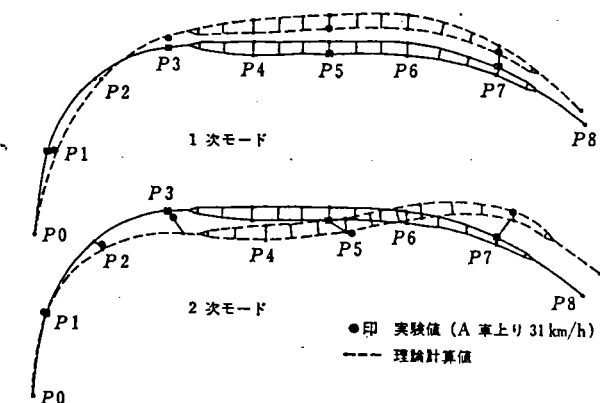


図 21 振動モードの測定値と計算値の比較  
Comparison of vibration mode between measurement and calculation

表 6 固有振動数  
Natural frequency

次 数		1	2	3
車両走行	速度 16 km/h	0.94	1.23	1.40
	21	0.93	1.25	1.39
	27	0.94	1.24	1.40
	31	0.96	1.24	1.42
常時微動	夜 間	0.97	1.25	—
	深 夜	0.96	1.27	—

表 7 固有振動数の比較  
Comparison of natural frequency

水平方向 (単位: Hz)			
次 数	1	2	3
実験値の平均	0.95	1.25	1.40
理論値 (1)	0.75	0.89	1.07
理論値 (2)	0.87	1.15	1.26
実験値/理論値 (1)	1.27	1.40	1.31
実験値/理論値 (2)	1.09	1.09	1.11

鉛直方向

次 数		7次(P7, P8間)	16次(P2, P3間)
実験値	車両走行	2.8 Hz	4.9 Hz
	常時微動	—	4.9 Hz
理論値 (2)		2.42 Hz	4.87 Hz
実験値/理論値 (2)		1.16	1.01

理論値 (1)…剛度(有効幅)、脚下端(ばね)、可動支承(可動)  
# (2)…剛度(全 幅)、脚下端(固定)、可動支承(固定)

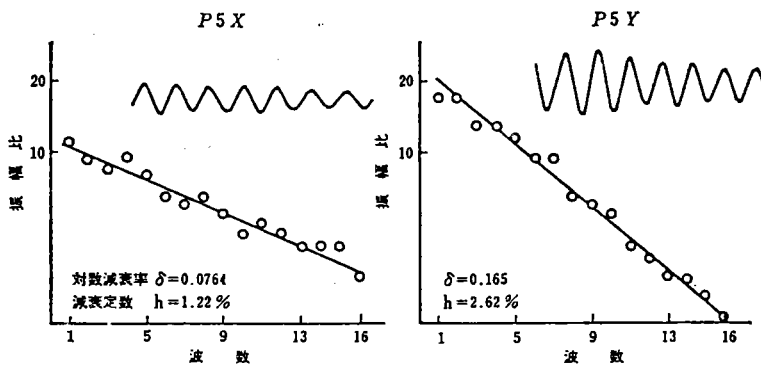


図 22 減衰自由振動 Damped free vibration

験値が計算値を上回っているが、この傾向は、既往の実橋振動試験の報告と同様である。このことは、計算の仮定で評価していない 2 次部材などの剛性が、実機の微小変位では剛性に関与してくるためと考えられるが、本橋の場合のように鉛直方向やねじれの振動より面外の水平振動が低次に卓越するような構造にとつては、解析モデルで土かぶりを考慮した解析の必要性も考えられる。いずれにしても、2 次部材の剛性評価問題、構造や材料などの非線形問題など、多くの未解決の部分はあるが、本橋のような特殊な構造であっても、本解析モデルで十分対応できると言えよう。

図 21 に計算モデル (a) による振動モードの解析結果と実験結果を示す。両者は、モードの傾向のみならず、その相対的な大きさまで、極めてよく一致している。

5.4 減衰定数

減衰定数を求める方法には種々のものがあるが、パワースペクトルから求めるいわゆる 1/2 パワー法では固有振動数が近接しているため十分な精度が得られないと判断し、車両の急停止試験の結果から求めた。図 22 は、急停止後の P5 点における X 方向及び Y 方向の減衰自由振動の波形を片対数にプロットしたものを示す。観測され

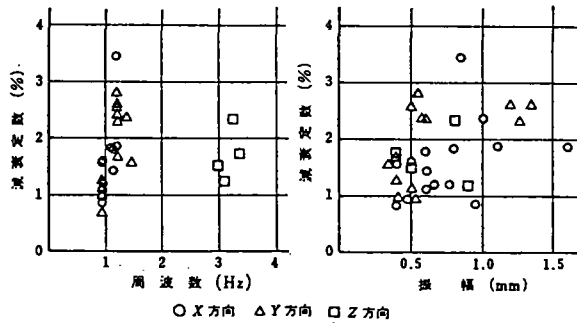


図 23 減衰定数 Damping factor

た振幅範囲で減衰率は振幅によらずほぼ一定値となっている。

各モードに対する減衰定数を図23左に、これらをまとめて振幅に対して示したのが図23右である。本橋の場合、観測された減衰定数は1~3%間に分布しており、特に最低次モードでは1~2%と小さな値である。これは本橋が軟弱地盤上にあるためではなく、上部構造のみで決まってきたものであることを示している。

5.5 衝撃係数

衝撃係数は通常静荷重に対する動学的影響の比を応力レベルで評価したものであるが、ここでは、一般にこの値に近い値を示すとされる静たわみに対する動たわみの比、すなわち動的たわみ増幅率を求め、設計で使用した衝撃係数と比較した。結果を図24に示す。

図より、車両走行形式や走行速度により若干のバラツキが認められるが、全体的な傾向としては、設計値は十分安全側の値と言えよう。

6. むすび

軟弱地盤上に架設された箱桁鋼床版形式の8径間連続曲線高架橋である小菅オンランプ高架橋について、車両走行試験、同急停試験及び常時微動観測により振動応答特性を調査し、理論解析値との比較検討を行うとともに、減衰定数、衝撃係数についても考察し、設計時仮定値の妥当性や安全性を検証した。結果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 固有値解析の結果から本橋の振動特性は、その複雑な構造を反映して各固有値が互いに極めて接近しているとともに、低次モードに面外方向の振動が卓越し、高次に面内方向の振動が卓越するという特徴を示しているが、実験結果からもこの傾向は裏付けられた。
- (2) 実験により得られた固有値は解析値よりやや大きくなったが、これは、脚の土かぶり厚さをはじめ、2次部材などの影響によるものと考えられる。
- (3) 境界条件の相異は、当初予想したほどには低次の固有振動数を変化させず、本橋のような特殊な構造であっても、本解析で使用したモデルで十分対応可能と考えられる。
- (4) 脚基部上でのスペクトル波形は軟弱地盤の特性を示しており、上部構造はこれより選択的に入力を吸収しているようである。したがって、アドミッタンスは固有振動数のところでのみ極めてシャープに立ち上ったものとなる。

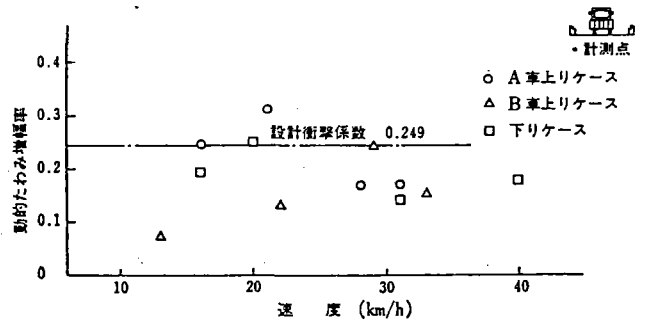


図 24 動的たわみ増幅率 Dynamic amplification factor

(5) 減衰定数は1~3%とやや低めであったが、これは軟弱地盤上に本橋が位置するためではなく、上部構造のみで決ってきたものと考えられる。また、この値の平均値は、動的応答解析で使用した減衰定数の小さい方の値とほぼ一致している。

(6) 衝撃係数として設計時に採用した値は、十分安全側の値であることが確認された。

最後に、本実験の実施にあたり、機会を与えていただいた首都高速道路公団第3建設部及び綾瀬工事々務所の関係各位をはじめ、実験方法や解析について有益な助言をいただいた東京大学生産技術研究所の片山研究室並びに横浜国立大学の宮田研究室の各位に対し、深く感謝の意を表します。

(参考文献)

- (1) 小松定夫, 中井博, 事口寿男, "曲線桁橋の自動車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, 第192号, 1971年8月 p.55~p.68
- (2) 伊藤学, 片山恒雄, "橋梁構造の振動減衰", 土木学会論文報告集, 第117号, 1965年5月, p.12~p.22
- (3) 中川誠志, "多径間連続高架橋とその動特性", 橋梁と基礎, Vol 14 No. 6, 1980年6月, p.35~p.41
- (4) 小堀為雄, 山田満, 北浦勝, 北之園宏, 城戸隆良, "平面的に折ったトラス橋の振動特性", 橋梁と基礎, Vol 14, No. 12, 1980年12月, p.19~25
- (5) 小林好雄, 幕田泰弘, 谷本健, "首都高速6号線[II]期小菅オンランプ立体高架橋の動的検討", 住友重機械技報, Vol 27, No. 80, 1979年8月, p.75~79
- (6) 小松定夫, 岡田重豊, 川谷充郎, "六甲大橋(トラス形式斜張橋)の現地振動実験", 橋梁と基礎, Vol 13, No. 5, 1979年5月, p.20~27
- (7) 村上憲司, "大三島橋載荷試験", 本四技報, No. 10, 1979年10月, p.26~34