

動的影響を考慮した鋼道路橋RC床版の設計曲げモーメント

Design Flexural Moment for Steel Highway Bridge RC Slab Considering Dynamic Loading Effect

阿部 忠*・木田哲量**・澤野利章***・星埜正明****・加藤清志**

Tadashi ABE, Tetsukazu KIDA, Toshiaki SWANO, Masaaki HOSHINO and Kiyoshi KATO

* 日本大学助教授 生産工学部土木工学科(〒275-8575 習志野市泉町1-2-1)

** 工博 日本大学教授 生産工学部土木工学科(〒275-8575 習志野市泉町1-2-1)

*** 工博 日本大学助教授 生産工学部土木工学科(〒275-8575 習志野市泉町1-2-1)

**** 工博 日本大学教授 理工学部交通土木工学科(〒274-8501 船橋市習志野台7-24-1)

Reinforced concrete (RC) slabs of a steel highway bridge generally sustain cracking damages near the both support of the bridge. This is mainly caused by variable loads of large type vehicles generated as they cross over the expansion joints with level differences. The aim of the present paper is to identify the dynamic effects due to such loads by using variable loading of ± 10 , 20, and 30% in load amplitude to three types of RC beams. As a result, when the variable load exceeds $\pm 20\%$, the dynamic effect exceeds the impact coefficient provided for Specifications for Highway Bridges, Explanation I. When dynamic effects in variable load reach $\pm 30\%$ and $\pm 40\%$ are applied to the live load flexural moment specified Specifications for Highway Bridges, Explanation II, their extra moments are 9% and 17%, respectively. A new design live load flexural moment equation considering the impact coefficient and the dynamic effects specified by Specifications for Highway Bridges, Explanation I is proposed to cope with this addition.

Keywords: Vibration-load, Impact coefficient, Dynamic effect coefficient, Design flexural moment

キーワード: 振動荷重, 衝撃係数, 動的影響係数, 設計曲げモーメント

1. はじめに

鋼道路橋は建設事業費縮減をテーマに構造の合理化, 省力化が図られている。たとえば, 鋼合成桁橋は, 多数主桁構造から少数主桁構造へと改革が進められている。これによって鋼道路橋床版の支間は長大化することから, 従来以上の過酷な荷重条件を強いられるものと考えられる。

一方, 鋼道路橋鉄筋コンクリート床版(鋼橋RC床版)のひび割れ損傷は, 伸縮継ぎ手の影響や路面の凹凸, 車両の加速・減速などにより発生する大型自動車の走行振動, すなわち変動荷重^{1, 2)}も大きな原因の1つであると考えられる。

そこで, 筆者らは走行振動荷重が作用するRCはりの動的影響についての実験研究を報告してきた。それによると, RCはりにはひび割れ発生に伴う剛性低下により振動荷重が基準荷重に対して $\pm 21\%$ 以上となると, 現行の道路橋示方書(以下, 道示) Iに規定する衝撃係数を上回る結果を得た^{3, 4)}。したがって, 鋼橋梁の長寿命化を図る意味でも, 変動荷重が作用するRC床版の動的影響

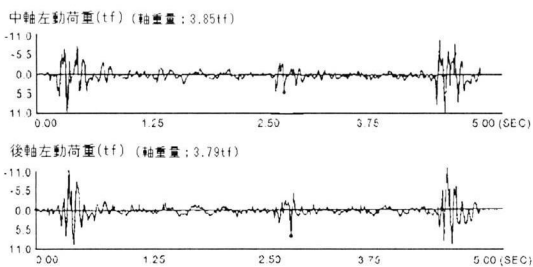
を明確にし, より安全な設計法が望まれる。

そこで本研究は, 道示 II⁵⁾に規定するRC床版の設計活荷重曲げモーメント式に, 走行振動荷重による曲げ試験から得たRCはりの動的影響係数を加味した, 設計活荷重曲げモーメント式を提案するものである。なお, 走行振動荷重による曲げ試験に用いる供試体は, 有効高さの異なるRCはり⁴⁾に幅の影響を考察するため3タイプとした。この供試体に対する実験による動的増幅率から求めた動的影響係数を示すものである。

2. 鋼道路橋の荷重変動および損傷状況

2.1 大型自動車の変動荷重状況

独立行政法人土木研究所では, 大型自動車が伸縮継ぎ手の段差部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関する, 大型車両を用いた実験を行い, その研究成果を報告している¹⁾。それによると, 総重量205.8kNの3軸ダンプトラックが段差量20mmの伸縮継ぎ手部を通過する時に発生する中軸・後軸の荷重変動についての実験結果が図-1のように示されている。図-1に示すように,



図－１ 大型自動車の荷重変動 ¹⁾

3 軸ダンプトラックの変動荷重は橋梁の両支点付近で、軸重量に対して $\pm 40 \sim \pm 50 \%$ 程度生じている。また、支間中央付近では、中軸で $\pm 10 \%$ 、後軸で $\pm 20 \%$ 程度生じている。なお、この時の振動数は中軸で13Hz、後軸で18 Hz程度となっている。荷重変動は、段差部通過後だけでなく、出口側の継ぎ手部を通過後も大きな衝撃力が生じている。また、本田、梶川²⁾らは北陸3県の一般国道に架設されている91橋を調査した結果、最大段差量の平均値は18.3mmであったと報告している。したがって、これらの橋梁では車両が伸縮継ぎ手を通過する時に大きな荷重変動が生じているものと考えられる。

これらのことから、鋼橋床版の長寿命化を図るためにも、伸縮継ぎ手の段差によって発生する荷重変動すなわち振動荷重による動的影響を明確にする必要がある。

2.2 鋼道路橋 R C 床版の損傷状況

鋼道路橋 R C 床版は、大型自動車の走行によってひび割れ損傷が生じている。ここで、図－1 に示した荷重変動の実験と同種の鋼合成桁橋のひび割れ損傷の一例を図－2 に示す。図－2(a) は、走行レーンの入り口付近のひび割れ損傷であり、伸縮継ぎ手を通過する時の走行振動の影響、すなわち、図－1 に示した荷重変動が最も大きい位置である。この場合のひび割れ間隔は15cm $\sim$ 30cm程度である。次に、図－2(b) は、主桁のたわみが最大となる支間中央付近のもので、遊離石灰が少し沈着している。

また、図－2(c) は出口側の橋梁支点付近であり、入り口付近と同等のひび割れが生じ、その間隔も入り口付近

同様に15cm $\sim$ 30cm程度で、主桁のフランジ位置まで発生している。したがって、この床版はすでにはり状化しているものと考えられる。実橋 R C 床版の損傷状況からも橋梁の両支点付近は荷重変動の影響を考慮した設計法が必要である。

3. 道示 I に規定する衝撃係数と設計活荷重曲げモーメント ⁵⁾

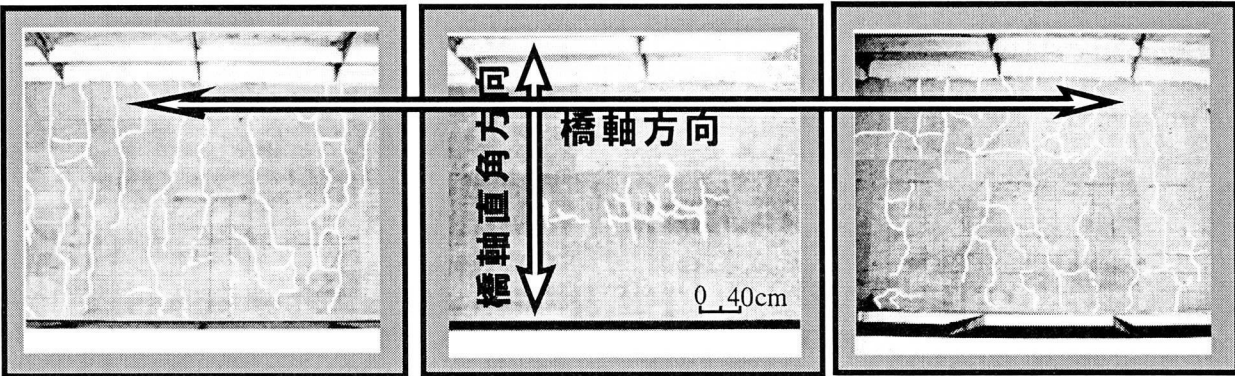
3.1 衝撃係数の変遷

道示 I に規定する衝撃係数に関する変遷を表－1 に示す。

表－1 より、現行道示 I に規定する衝撃係数 (式(1)) は、1939年2月に改訂された鋼道路橋設計示方書の規定が、1972年まで改正されることがなく適用されている。1972年3月に道路橋示方書となり、T 荷重と L 荷重による衝撃係数が適用され、現在に至っている。しかし、R C 床版の衝撃係数に関しては、多くのひび割れ損傷が生

表－1 衝撃係数に関する変遷 ⁵⁾

明治19年8月(1886) 国県道の築造標準 (内務省訓令第13号)	規定なし
大正15年6月(1926) 道路構造に関する細 則案(内務省土木局)	$i=20/(60+L) \leq 0.3$ 群衆荷重、転圧載荷荷重は衝 撃を生ぜしめない
昭和14年2月(1939) 鋼道路橋設計示方書 案(内務省土木局)	$i=20/(50+L)$ 歩道の等分布荷重、転圧載荷荷 重は衝撃を生ぜしめない
昭和31年5月(1956) 鋼道路橋設計示方書 (日本道路協会)	$i=20/(50+L)$ 歩道の群衆荷重は衝撃を生ぜ しめない
昭和47年3月(1972) 道路橋示方書 I 共通 編(日本道路協会) (現在に至る)	鋼 橋 $i=20/(50+L)$ RC 橋 $i=20/(50+L)$ (T 荷重) $i=7/(50+L)$ (L 荷重) PC 橋 $i=20/(50+L)$ (T 荷重) $i=10/(50+L)$ (L 荷重)



(a) 左支点付近 (入口) (b) 支間中央付近 (c) 右支点付近 (出口)

図－2 鋼道路橋 R C 床版のひび割れ損傷

表-1に示すように、RC床版の設計に用いる衝撃係数は支間Lの低減関数として定められ、活荷重の動的応答分の割り増しとして規定されている。したがって、道示ⅡにおけるT荷重による衝撃を含む活荷重曲げモーメントの算定は、式(1)で求めることになっている。

ここに、 L ：床版支間長(m)

以上より、鋼橋床版の長寿命化を図るためにも伸縮装置の段差および路面の凹凸によって発生する動的影響を考慮した衝撃係数を適用した設計法が望まれる。

衝撃係数の算定法においては、振動荷重が作用した場合の衝撃係数はたわみ応答による動的増幅率とし、DAF (Dynamic Amplification Factor)、あるいは DIF (Dynamic Increment Factor) とした2手法により評価されている。なお、単純げたに走行荷重が作用した場合の支間中央における動的増幅率を図-3に示す。



動的増幅率 DAF は、最大静的たわみ値を基準に、その値と最大動的たわみ値の差の比として定義し、式(2)として与えている。なお、道路橋での DAF による衝撃係数は、走行実験による動的増幅率から 1 引いた値と定義し、式(3)として与えられる。

$$\mathbf{I} = \mathbf{DAF} - \mathbf{1} \quad (3)$$

ここに、DAF：動的増幅率、 $y_{d\max}$ ：最大動的たわみ、 $y_{s\max}$ ：最大静的たわみ、 I ：衝撃係数、

動的増幅率 **DIF** は、動的応答の最大値が静的最大応答よりも小さくなり、負となる場合を考慮したものである。すなわち、最大動的たわみが生じる1サイクル区間

$$\text{DIF} = 1 + \frac{y_{l,d,\max}}{y_{s,\max}} \quad (4)$$

ただし、

$$y_{I,d \cdot \max} = |y_{d \cdot \max} - y_{s \cdot \max}|$$

ここに、 DIF ：動的増幅率、 $y_{l,d,max}$ ：図-3に示す $y_{s,max}$ を含む1サイクル区間の $y_{l,d}$ の最大値、 $y_{s,max}$ ：最大静的たわみ

単純版、固定版の曲げモーメントの一般解は、輪荷重をフーリエ級数展開し、それぞれの境界条件を考慮した等方性版のたわみに関する4次のつりあい偏微分方程式(6)から得るとしている。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (6)$$

ここに, w : たわみ, $p(x, y)$: 輪荷重強度, D : 版剛度 ($= Eh^3/12(1-\nu^2)$), E : ヤング率, h : 版厚, ν : ポアソン比

道示Ⅱに規定するＲＣ床版の設計活荷重曲げモーメントは、等方性無限単純版を対象とした偏微分方程式（式（６））に三角級数を用いて解析し、支間中央の曲げモーメントを求めたものである。したがって、ＲＣ床版の主鉄筋方向の支間曲げモーメント（衝撃も含む）は、式（７）、（８）として与えられている。

(1) 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単位幅当たりの曲げモーメント： $M_{L(1+p)}(tf \cdot m)$

$0 < L \leq 4 \text{ m}$

$$\mathbf{M}_{L(1+i)} = (0.12L + 0.07)P \times K_{\alpha} \quad (7)$$

ただし、

$$L \leq 2.5 ; K_{\alpha} = 1.0$$

$$2.5 < L \leq 4.0 ; K_{\alpha} = 1.0 + (L - 2.5)/12 \quad (7, a)$$

ここに、 L ; T荷重に対する床版支間(m), P ; T荷重の片側荷重(tf), K_{α} ; 主鉄筋方向の曲げモーメント割り増し係数

(2) 床版の支間方向が車両進行方向に平行な場合の単位幅当たりの曲げモーメント： $M_{L(1+i)}$ (tf・m)

$$0 < L \leq 4 \text{ m}$$

$$M_{L(1+i)} = (0.22L + 0.08)P \quad (8)$$

なお、園田、島田⁸⁾らは、設計支間が12mまでの床版に対応する設計曲げモーメント式を検討した結果、橋軸直角方向の場合は式(7)、(8)と同様の結果を得ている。

4. 供試体寸法および計測方法

本実験の供試体は、複鉄筋長方形断面のはり部材とする。供試体は有効高および幅の異なる3タイプとし、断面方向のモデルを図-4に示す。

4.1 使用材料

実験供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと最大寸法20mmの粗骨材を、また鉄筋はSD295A、D16を使用した。なお、コンクリートの圧縮強度および鉄筋の降伏・引張強度を表-2に示す。

4.2 供試体寸法

供試体の支間は200cmとし、その張り出し部は鉄筋D16を使用することから、定着長を考慮した40cmとし、全長280cmとした。供試体寸法および鉄筋の配置を図-5に示す。

(1) Aタイプの供試体

支間200cmで、幅30cm、高さ21cmとし、鉄筋は引張側にD16を3本、圧縮側にD16を2本配置し、引張鉄筋の有効高さを17.2cmとする。

(2) Bタイプの供試体

支間長、幅はAタイプ同様に200cm、30cmとし、鉄筋の配置法もAタイプ同様に引張側にD16を3本、圧縮側にD16を2本配置する。はりの高さは25cmとし、引張鉄筋の有効高さを21.2cmとする。

(3) Cタイプの供試体

支間200cmで、幅40cm、高さ21cmとし、引張側にD16を4本、圧縮側にD16を3本配置し、引張鉄筋の有効高さを17.2cmとする。

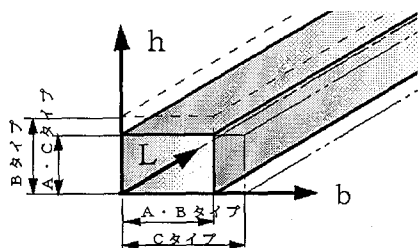


図-4 断面方向のモデル

表-2 材料試験結果

供試体	コンクリート鉄筋 (SD295A、D16)			
	圧縮強度 N/mm ²	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²
Aタイプ	38.5	368	568	195.5
Bタイプ	41.5			
Cタイプ	30.0	373	544	200.0

4.3 計測方法および測定位置

本実験においては、左支点から40cm、70cm、100cm、130cm、160cmの各点で、走行開始から走行終了までに生じるたわみを動的に測定する。なお、測定位置は図-5に併記した。

5. 実験概要

5.1 実験方法および荷重載荷状態

(1) 振動荷重による走行実験

振動荷重による走行実験方法を図-6(a)に示す。本実験の荷重振幅は、図-1に示したタンデム式のダンブトラックが伸縮継ぎ手を通過した後に発生する変動荷重の振幅を考慮して、基準荷重に対して±10%、±20%、±30%とした。また、荷重の走行方法は図-6(a)に示すように、供試体の左支点Aから右支点Bを折り返すまでを1往復とし、1往復を18sec(平均走行速度22cm/sec)で走行させる。次に、本実験の振動数は変動荷重を与える実橋の波数を本供試体の支間長に換算し、荷重の走行時間との関係から2.0Hzとし、正弦波波形による片振り荷重載荷とする。

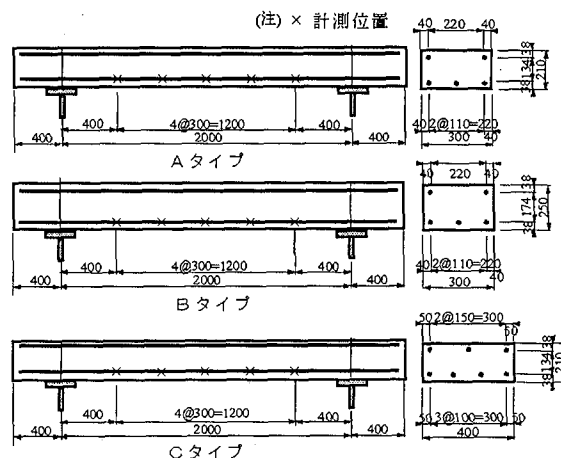
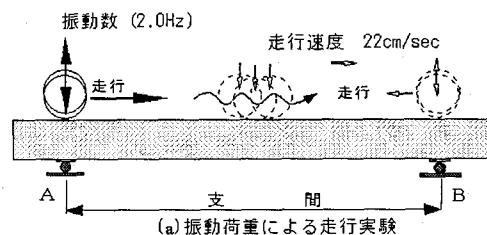
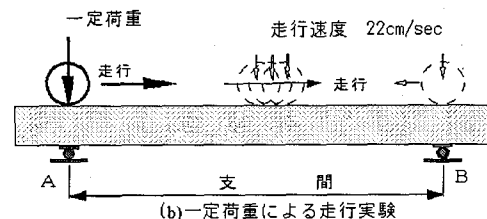


図-5 試験体寸法 (mm)



(a) 振動荷重による走行実験



(b) 一定荷重による走行実験

図-6 実験方法

了までの往復を動的に行うものである。

本実験の振動荷重が及ぼす動的影響は、振動荷重の場合の最大たわみを最大動的たわみ ($y_{d,max}$) とし、一定荷重の場合の最大たわみを最大静的たわみ ($y_{s,max}$) とし、解析する。この場合の一定荷重での走行実験 (図-6 (b)) は振動荷重による走行実験の過程で、弾性域の荷重のうち2点 (Aタイプ; 30.0kN, 40.0kN, B, Cタイプ; 40.0kN, 50.0kN) を設定した。

振動荷重 $\pm 20\%$ および一定荷重による荷重状態を、図-7に示す。

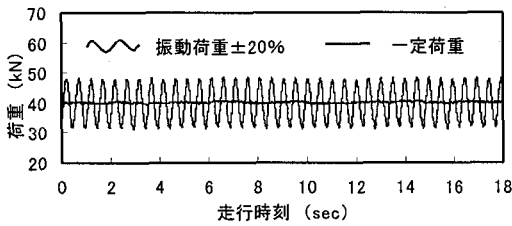


図-7 振動荷重と一定荷重での載荷状態

6. 実験結果および考察

6.1 RCはりの動的影響

本実験の動的増幅率は、走行荷重が供試体の支点Aから支点Bを折り返すまでの1往復のたわみ応答値とする。ここで、供試体Aタイプのはりに振動荷重 $\pm 20\%$ で走行した場合の動的増幅率の一例を、図-8に示す。

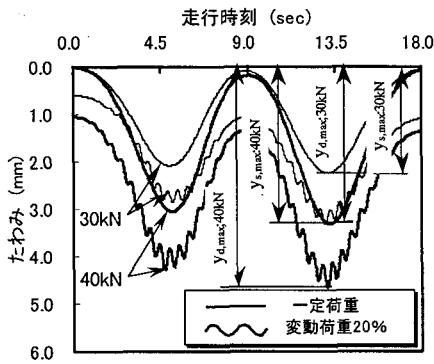


図-8 動的たわみの一例 (MIA20-1)

本供試体では、振動荷重による最大動的たわみが生じる1サイクル区間の最小値が、一定荷重走行の場合の最大静的たわみより上回る結果となった。そこで、本供試体の場合は、DAF(式(2), (3))による動的増幅率から衝撃係数を解析した。

6.2 耐力と衝撃係数

振動荷重が作用した場合の各供試体の曲げ耐力および衝撃係数を、表-3に示す。

(1) 曲げ耐力

はりの曲げ耐力は、はりが破壊する寸前のたわみ20mm

を維持した最大荷重とする。これによると、振動荷重10, 20, 30%の場合で、各タイプともに荷重振幅の上限値とほぼ近似した結果が得られた。

(2) 衝撃係数

表-3に示した衝撃係数は図-5に示す各測定点の衝撃係数を平均した結果である。なお、A, Bタイプは文献4)に示した結果であり、本報告は幅の影響も合わせて評価することから、Cタイプも含めて表示した。

実験による衝撃係数は、表-3に示すように、いずれの場合も与えた荷重振幅以上の数値を得た。そこで、

表-3 耐力と衝撃係数

供試体	実験耐力 (kN)	荷重	実験衝撃係数	
			計測点の平均	平均値
MIA10-1	75.0-61.7	30kN	0.229	0.243
		40kN	0.253	
MIA10-2	74.1-62.7	30kN	0.242	0.249
		40kN	0.249	
MIA20-1	72.2-50.7	30kN	0.382	0.379
		40kN	0.375	
MIA20-2	75.3-50.3	30kN	0.381	0.378
		40kN	0.378	
MIA30-1	70.1-40.9	30kN	0.501	0.496
		40kN	0.492	
MIA30-2	75.4-44.5	30kN	0.491	0.501
		40kN	0.501	
MIB10-1	93.5-74.4	40kN	0.225	0.234
		50kN	0.238	
MIB10-2	94.0-73.2	40kN	0.233	0.239
		50kN	0.239	
MIB20-1	92.8-63.2	40kN	0.355	0.368
		50kN	0.373	
MIB20-2	94.6-66.7	40kN	0.361	0.384
		50kN	0.384	
MIB30-1	95.2-54.0	40kN	0.463	0.482
		50kN	0.480	
MIB30-2	93.8-52.6	40kN	0.488	0.496
		50kN	0.496	
MIC10-1	98.3-80.1	40kN	0.222	0.224
		50kN	0.222	
MIC10-2	93.9-76.5	40kN	0.225	0.226
		50kN	0.226	
MIC20-1	96.2-64.0	40kN	0.358	0.370
		50kN	0.371	
MIC20-2	95.4-63.2	40kN	0.361	0.388
		50kN	0.388	
MIC30-1	95.7-51.1	40kN	0.470	0.483
		50kN	0.483	
MIC30-2	96.8-52.5	40kN	0.485	0.493
		50kN	0.493	

(注) MIA10-1: A→タイプ, 10→ $\pm 10\%$ 振動, 1→No.

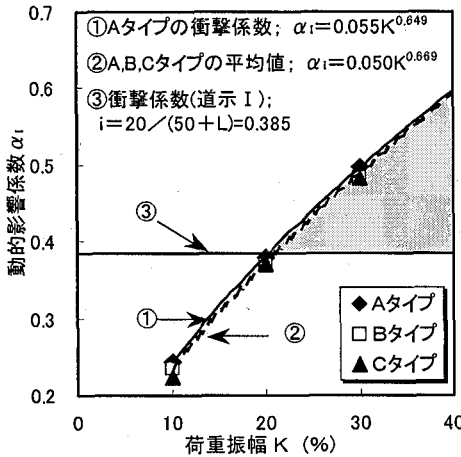


図-9 動的影響係数と荷重振幅

Aタイプの場合と、A、B、Cタイプの平均値の衝撃係数を動的影響係数 α_I として、荷重振幅 K の関数を図-9に示す。また、本供試体の支間2.0mに対する道示Iの衝撃係数 i も併せて図-9に併記した。図-9より実験による衝撃係数、すなわち動的影響係数 α_I は荷重振幅 K の関数とした式(9)で与えられる。

Aタイプの場合

$$\alpha_I = 0.055K^{0.649} \quad (\text{図-9, ①}) \quad (9, a)$$

A、B、Cタイプの平均値の場合

$$\alpha_I = 0.050K^{0.669} \quad (\text{図-9, ②}) \quad (9, b)$$

なお、有効高さの異なるA、Bタイプの動的影響係数は $\alpha_I = 0.053K^{0.682}$ である⁴⁾。本報告は、幅と有効高さの異なるRCはりの結果であり、文献4)とほぼ近似している。これを荷重振幅 K で検討すると、道示Iの衝撃係数 i を上回る荷重振幅はAタイプで $\pm 20\%$ 、A、B、Cタイプの平均値で $\pm 21\%$ であり、高さの変化および幅の変化は動的影響係数に大きな影響を与えないことを示した。

次に、図-9に示した動的影響係数 α_I と道示Iに規定する衝撃係数 i を床版支間2.0m~4.0mまで算定した結果を図-10に示す。図-10より、動的影響係数 α_I が道示の衝撃係数 i を上回る領域においては、RC床版の設計曲げモーメントを割り増しする必要がある。その場合の領域の境界点、すなわち基準荷重振幅 K_i は支間長 L を関数とした式(10)として与えられる。

Aタイプの場合

$$K_i = -0.52L + 21.3 \quad (\text{図-9, ①}) \quad (10, a)$$

A、B、Cタイプの平均値の場合

$$K_i = -0.52L + 22.1 \quad (\text{図-9, ②}) \quad (10, b)$$

式(10)より、基準荷重振幅 K_i 以上となる場合の衝撃係数 i に動的影響係数 α_I を適用する。

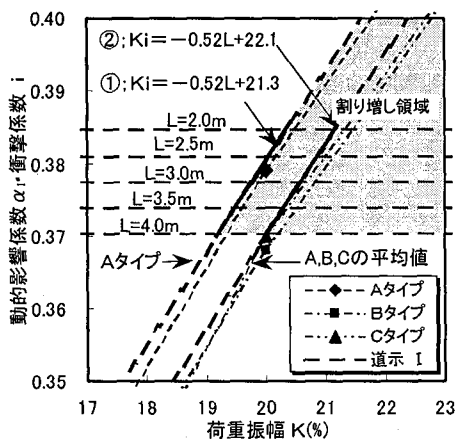


図-10 動的影響係数 α_I ・衝撃係数 i と荷重振幅 K

(1)振動荷重が作用した場合の動的影響係数； α_I

振動荷重が作用した場合の動的影響係数 α_I は各タイプともに近似した結果が得られたことから、その中で最も厳しい動的影響係数を示したAタイプ、すなわち式(9, a), (10, a)で評価する。したがって、道示Iに規定する衝撃係数 i を包括した動的影響係数 α_I は、式(11)として与えられる。

$$K < K_i; \alpha_I = i$$

$$K_i \leq K; \alpha_I = 0.055K^{0.649} \quad (11)$$

ただし、

$$K_i = -0.52L + 21.3$$

$$i = 20 / (50 + L)$$

ここに、 α_I :動的影響係数、 K :荷重振幅(%), K_i :基準荷重振幅、 i :道示Iの規定によるRCはりの衝撃係数(式(1)), L :支間長(m)

7. 単純版の曲げモーメント

7.1 解析条件

本解析では、道示IIに示す活荷重曲げモーメント式に、動的影響係数(式(11))を適用して、荷重振幅を考慮した場合の設計活荷重曲げモーメント式を提案するものである。したがって、道示I、IIの規定に基づいて、以下の条件より解析する。

床版の区分；単純版

床版の支間；2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0m

荷重；T荷重(=10tf)

動的影響係数；荷重振幅 $\pm 20, \pm 30, \pm 40\%$

なお、本解析における床版の設計支間長は、道示IIの規定にもとずいて4.0mまでとした。また、変動荷重による荷重振幅 K は段差量によって異なることから明確にされていない。したがって、本解析では図-1に示す荷重変動の荷重振幅を基準に、荷重振幅を $\pm 20\%, \pm 30\%, \pm 40\%$ とした。

道示IIに示す等方性単純版における衝撃係数を含む活荷重曲げモーメント $M_{L(1+i)}$ から、衝撃を含まない活荷重曲げモーメント M_L を各設計支間ごとに算出し、支間 L を関数とした近似式を得た後に、動的影響を考慮した場合の活荷重曲げモーメントを求めることとする。

7.2 衝撃を含まない活荷重曲げモーメント

衝撃を含まない活荷重曲げモーメント M_L は、衝撃を含む活荷重曲げモーメント $M_{L(1+i)}$ (式(7), (8))を衝撃係数による割り増し分 $(1+i)$ で除することにより算出される。よって、衝撃を含まない活荷重曲げモーメントは式(12)として与えられる。

$$M_L = M_{L(1+i)} / (1+i) \quad (12)$$

ここに、 M_L ：衝撃を含まない活荷重曲げモーメント、
 $M_{L(1+i)}$ ：衝撃を含む活荷重曲げモーメント（式(7)、(8)）、
 i ：道示Ⅰに規定する衝撃係数

そこで、衝撃を含まない活荷重曲げモーメント M_L を各支間長ごとに計算して、支間方向が車両進行方向に直角な場合を図-11（図中；◇），平行な場合を図-12（図中；◇）に示す。

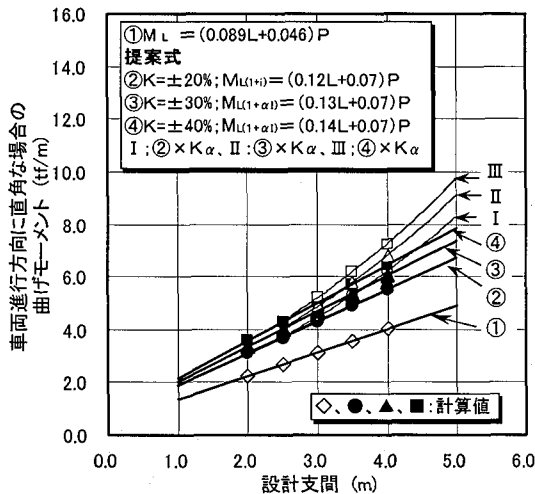


図-11 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合

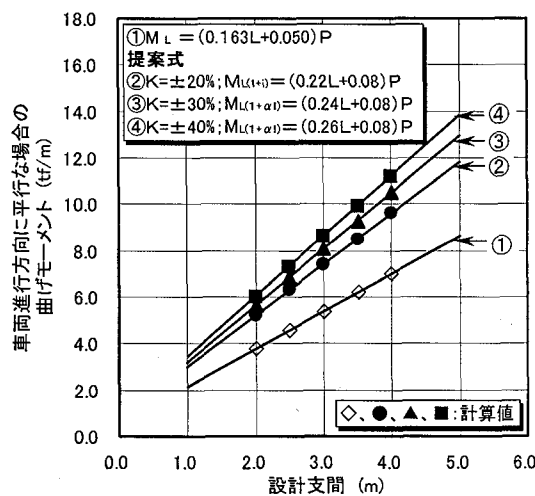


図-12 床版の支間方向が車両進行方向に平行な場合

次に、この値を用いて衝撃を含まない活荷重曲げモーメント M_L を設計支間 L の関数とした近似式(13)、(14)を求めた。

(1) 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の活荷重曲げモーメント： $M_L(\text{tf} \cdot \text{m})$

$$M_L = (0.089L + 0.046)P \quad (\text{図-11, ①}) \quad (13)$$

(2) 床版の支間方向が車両進行方向に平行な場合の活荷重曲げモーメント： $M_L(\text{tf} \cdot \text{m})$

$$M_L = (0.163L + 0.050)P \quad (\text{図-12, ①}) \quad (14)$$

ここで、 L ：設計支間、 P ：T荷重(10tf)

7.3 動的影響を考慮した場合の曲げモーメント式の提案

変動荷重の動的影響である動的影響係数(α_I ；式(11))を考慮した活荷重曲げモーメント($M_{L(1+i)}$)は式(15)として与えられる。

$$M_{L(1+i)} = M_L \cdot (1 + \alpha_I) \quad (15)$$

そこで、変動荷重 $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ 、 $\pm 40\%$ の動的影響係数 α_I ごとに、支間 L に対する活荷重曲げモーメントを算定して、これらの活荷重モーメントを支間 L と荷重 P の関係を表す式を求め図-11、12に示した。すなわち、図-11の②、③、④は支間方向が車両進行方向に直角な場合であり、図-12の②、③、④は支間方向が車両進行方向に平行な場合である。

なお、この活荷重曲げモーメント $M_{L(1+i)}$ に主鉄筋方向の曲げモーメントの割り増し係数 $K\alpha$ (式(7, a))を乗じたものを図-11中のⅠ、Ⅱ、Ⅲとして併記した。したがって、走行荷重の動的影響を考慮した場合の活荷重曲げモーメント $M_{L(1+i)}$ は荷重振幅 K (%) ごとに支間方向が車両進行方向に直角な場合に式(16)、支間方向が平行な場合に式(17)として得られた。なお、本解析による近似式の相関係数はいずれも $r = 0.99 \sim 1.00$ となり極めて良好な結果を示した。

(1) 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単位幅当たりの曲げモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$)

$$K \leq \pm 20\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.12L + 0.07)P \cdot K\alpha \quad (16, a)$$

$$\pm 20\% < K \leq \pm 30\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.13L + 0.07)P \cdot K\alpha \quad (16, b)$$

$$\pm 30\% < K \leq \pm 40\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.14L + 0.07)P \cdot K\alpha \quad (16, c)$$

ここで、 $K\alpha$ ：主鉄筋方向の曲げモーメント割り増し係数(式(7, a))、

(2) 床版の支間方向が車両進行方向に平行な場合の単位幅当たりの曲げモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$)

$$K \leq \pm 20\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.22L + 0.08)P \quad (17, a)$$

$$\pm 20\% < K \leq \pm 30\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.24L + 0.08)P \quad (17, b)$$

$$\pm 30\% < K \leq \pm 40\%$$

$$M_{L(1+i)} = (0.26L + 0.08)P \quad (17, c)$$

以上のように、道示Ⅱに示す衝撃を含む活荷重曲げモ

ーメントを、本実験により得られた動的影響係数を適用した活荷重曲げモーメント式として求めることができた。なお、床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の活荷重曲げモーメントは、荷重振幅 $\pm 20\%$ では道示Ⅰに規定する衝撃係数 i を適用することから、道示Ⅱの活荷重曲げモーメントと同様である。したがって、荷重振幅 $\pm 20\%$ 以下の場合には動的影響係数を考慮する必要はない。荷重振幅 $\pm 30\%$ 、 $\pm 40\%$ の荷重の場合には動的影響係数が道示の衝撃係数 i を上回ることから、動的影響係数を考慮した活荷重曲げモーメントを算出すると、荷重振幅 $\pm 30\%$ で 9.0% 、 $\pm 40\%$ で 17% の割り増しが必要となる。また、床版の支間方向が車両進行方向に平行な場合も支間方向が車両進行方向に直角な場合と同様の結果となった。

なお、橋軸方向（配力筋方向）の活荷重曲げモーメントについては、等方性版から直交異方性版へ移行されることを考慮した解析が必要である。したがって、RC床版のひび割れ発生による直交異方性度を実験および理論両面から解析する必要がある。これは、鋼橋梁構造の合理化を目的とした少数主桁構造への対応と合わせて、さらなる実験研究が必要であり、今後の課題となっている。

8. まとめ

変動荷重の作用によるRC床版のひび割れ損傷が著しいことから、現行示方書に規定する衝撃係数に着目し、変動荷重による基礎的実験を行った結果、次のことが判明した。

- ①変動荷重 $\pm 10\%$ 、 $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ の場合の曲げ耐力は、各試験体ともに荷重振幅の上限値でほぼ近似している。したがって、耐力には変動荷重の影響は及ぼさない。
- ②変動荷重の動的影響については、実験による衝撃係数は各タイプともに近似している。したがって、本実験の範囲内では、衝撃係数には有効高さおよび幅の違いはほとんど影響しない。
- ③変動荷重による衝撃係数は、支間 2.0m の場合で、荷重振幅が $\pm 20\%$ を超えると、道示Ⅰに規定する衝撃係数を上回る結果となった。
- ④活荷重モーメントには、荷重振幅が $\pm 20\%$ 以下の荷重変動が生じる場合は道示Ⅰに規定する衝撃係数を適用し、荷重振幅が $\pm 20\%$ 以上の荷重変動が生じる場合は、本実験結果による動的影響係数を適用する。なお、荷重変動の異なる領域ごとの影響についての検討は、引き続き必要とする。

⑤本実験結果による動的影響係数を考慮した活荷重曲げモーメントは、道示Ⅱに示す活荷重曲げモーメントに対して、荷重振幅が $\pm 30\%$ の場合で 9% 、 $\pm 40\%$ の場合 17% 増加する結果を示した。

⑥伸縮継ぎ手の段差部により発生する荷重振幅を明確にし、本提案式を適用することにより耐久性のある床版の設計が可能である。また、伸縮継ぎ手の段差量を或る制限値以内とするような維持がライフサイクルの軽減に寄与するものと思われる。

⑦鋼橋梁構造の合理化を目的とした少数主桁構造への対応には、床版厚の増厚あるいは伸縮装置の段差量を最小限にするなどの検討が必要である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造研究室：橋梁設計動荷重に関する試験調査報告書（Ⅷ－1985），土木研究所資料，No.2258，1985
- 2) 本田秀行，城戸隆良，梶川康男，小堀為雄：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.149-155，1981.11.
- 3) T. Abe, T. Sawano, T. Kida, M. Hoshino and K. Kato,: Flexural Load-Carrying Capacity and Dynamic Effect of RC Beam due to Running Vibration Load, Materials Science Research International, Vol. 6, No.2, pp. 96-103, 2000.6
- 4) 阿部 忠，木田哲量，澤野利章，星埜正明，加藤清志：走行荷重および変動荷重を受けるRCはりの耐力と動的影響，構造工学論文集，Vol.47A，pp.313～320，2001.4
- 5) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1997.12
- 6) Bakht, B. and Pinjarkar, S.G. : Review of Dynamic Testing of Highway Bridges, the Research and Development Branch, Ministry of Transportation of Ontario (OTM), TRB 880532, SPR-89-01, January 1989
- 7) 川谷充朗，小松定夫，佐々木 孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No. 392/I-9，pp.351～358，1988
- 8) 宮崎平和，中野晴之，糟谷恭啓，島田 功，加藤暢彦，園田恵一郎：道路橋長支間床版の設計曲げモーメント式の検討，第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.71～76，1998.11

(2001年9月14日受付)