

実働活荷重にもとづいた連続桁橋、および斜張橋設計用の 活荷重モデルについて

On Modeling of Live Load for Designing Continuous Girder and Cable-Stayed Bridges Based on Measured Traffic Data

北田俊行*・中井 博**・野口二郎***・岩廣真悟****

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Jirou NOGUCHI and Shingo IWAHIRO

* : 工博 大阪市立大学 助教授 工学部土木工学科 (〒 558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** : 工博 大阪市立大学 教授 工学部土木工学科 (〒 558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

*** : 工修 (株)総合技術コンサルタント 大阪支社 設計第四課 (〒 533 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

**** : 大阪市立大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 前期博士課程 院生
(〒 558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

The absolute maximum stress-resultants due to live load are calculated by using influence lines or influence surfaces in the current design method of bridges in Japan. The probability of occurrence of the live load situation deciding the absolute maximum stress-resultants is, however, thought to be very low in the long span bridges. For this study, the actual absolute maximum stress resultants induced by the live load in four continuous girder bridge models with the center spans of 100, 150, 200 and 250m, as well as one cable-stayed bridge model of multi-cable type with the center span of 700m are simulated through the Monte Carlo Method on the basis of measured traffic data. It is concluded in the continuous girder models that the absolute maximum stress-resultants by the live load model in the current design method are large in comparison with the simulated values in accordance with the span length becomes long. While, a rational live load model for designing continuous girder and cable-stayed bridges is proposed by referring to the results of the simulation.

keyword : modeling of live load, actual live load, cable-stayed bridge, continuous girder bridge, Monte Carlo Method

1. まえがき

わが国の現行の設計法によると、長支間の連続桁橋、あるいは高次不静定構造物である斜張橋などの活荷重による断面力も、一率に影響線や影響面を用いて、最も不利な載荷状態に対して求められている。しかしながら、このような載荷状態が発生する確率は、支間が長くなったり、不静定次数が高くなるのに伴って小さくなると考えられる。また、より合理的な設計法である限界状態設計法へ移行するためにも、実働活荷重によって発生する断面力（曲げモーメント、せん断力、あるいは軸方向力など）の絶対最大値（以下、絶対最大断面力という）の傾向を、活荷重に関する既存の実測データを用いたシミュレーション解析により明らかにしておく必要もある。

これに関連した研究として、文献 1) では、支間長が 60m、80m、および 100m で、2 車線の 2 径間連続箱桁橋に文献 2) ~ 4) の実働活荷重モデルを作用させたシミュレーション解析を行っている。この研究では、

2 年間のシミュレーション解析結果をもとに、べき乗則によって、橋の供用年数 50 年に相当する絶対最大曲げモーメントを推定している。そして、支間中央断面の絶対最大曲げモーメント M_{max} は、設計曲げモーメント M_d を超えるという結果を得ている。また、 M_{max}/M_d の値は、支間長の変化による変動が少ない。そして、中間支点上断面の絶対最大曲げモーメント M_{max} は、設計断面力の 90 ~ 100% であるという結果を得ている。

一方、文献 5) では、支間長が 40m、60m、80m、130m、200m、および 500m で、車線数が 1、2、および 4 レーンの仮定の単純桁橋、および東神戸大橋を対象とした斜張橋モデルに、文献 2) の実働活荷重モデルを作用させたシミュレーション解析を行っている。その結果、2 ~ 4 車線の単純桁橋、および対象とした斜張橋モデルの設計活荷重としては、それぞれ旧道路橋示方書が定める L-20 荷重、および本州四国連絡橋

公団・上部構造設計基準⁶⁾の等価L荷重が概ね妥当であることを示している。

さらに、文献7)では、最大支間長1,480mの4径間吊橋の中央主塔における挙動に着目した活荷重の載荷方法について検討している。シミュレーションには、文献4)の実働活荷重モデル、ならびに文献3)～4)の車長の確率分布モデル、車間距離の測定結果、および渋滞時の測定結果を用いている。その結果、現行の影響線載荷による設計法を4径間吊橋の中央主塔に適用すると、活荷重の偏載により中央主塔の断面設計は、不合理なものとなることを指摘している。

このように、実働活荷重が橋梁に作用した場合の絶対最大断面力をできるだけ合理的に推定しようとする研究は、鋭意、行われてきている。しかしながら、道路橋示方書の活荷重による設計断面力と実際の活荷重による断面力との差異を明らかにするには、まだ研究が不十分であるといえる。

そこで、実働活荷重によって発生する絶対最大断面力を精度よく設計に反映できるように、本研究においては、支間長をパラメータとした4つの3径間連続鋼床版箱桁橋、および長大支間を有する1つの斜張橋に着目した。そして、それらの橋梁に、実測データにもとづく活荷重モデルを作用させたモンテカルロ・シミュレーション解析を行い、また得られた絶対最大断面力と設計断面力とを比較・検討した。さらに、それらの解析結果より、この種の橋梁構造物の設計に用いるべきより合理的な活荷重の強度、および、その載荷方法について検討を加える。

2. 対象としたモデル橋

今回、解析の対象としたモデル橋は、3径間連続桁橋、および長大斜張橋とした。連続桁橋の場合、多径間連続桁橋の断面力が、その影響線形状より、着目断面を含む径間とその両隣の径間に載荷される活荷重の影響を評価しておけば十分な精度で算出できることから、径間数は、3径間とした。そして、連続桁橋においては、支間長をパラメータとした比較・検討を行うため、4つのモデル橋を選定した。また、斜張橋の場合、上述したように文献5)でも検討されているが、主桁がトラス形式であり、桁剛度が大きいため、断面力の影響線形状は、連続桁に近いものとなっている。そこで、本研究では、主桁剛度が小さく、断面力の影響線形状が連続桁のそれとは、著しく異なる桁形式の斜張橋⁸⁾を検討対象として選定した。

2.1 3径間連続箱桁橋

対象とした3径間連続箱桁橋は、都市高速道路橋とし、道路橋示方書⁹⁾にしたがって、設計されたものとした。それらの桁形式は、4モデルとも鋼床版箱桁形式とした。箱桁数は、必要桁高との関係から、中央径

間長 l_c が100m、および150mの連続桁橋には図-1に示すような2箱桁を、また中央径間長 l_c が200m、および250mの連続桁橋には図-2に示すような1箱桁を採用した。幅員構成は、図-1、および図-2に示すように、4車線(車幅3.25m)の標準的な構成とした。4つのモデル橋Ⅰ～Ⅳの構造諸元とそれらの設計条件とを、表-1に示す。なお、スパン比は、4モデルとも、1:1.25とした。

表-1 対象とした連続桁橋の構造諸元と設計条件

支間長	Ⅰ橋	80m + 100m + 80m = 260m
	Ⅱ橋	120m + 150m + 120m = 390m
	Ⅲ橋	160m + 200m + 160m = 520m
	Ⅳ橋	200m + 250m + 200m = 650m
桁形式	Ⅰ、およびⅡ橋	3径間連続鋼床版2箱桁形式
	Ⅲ、およびⅣ橋	3径間連続鋼床版1箱桁形式
幅員	有効幅員 18.2m	
設計活荷重	B活荷重	

着目断面は、図-3に示す死荷重、および活荷重による正の曲げモーメントが卓越する中央径間中央断面、および負の曲げモーメントが卓越する中間支点上断面とした。

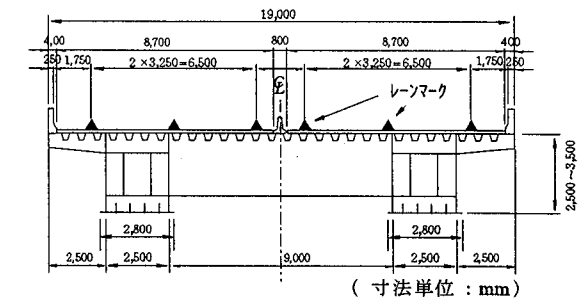


図-1 2箱桁形式の主桁断面

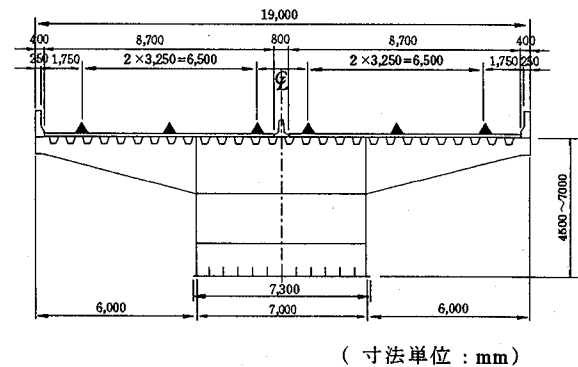


図-2 1箱桁形式の主桁断面

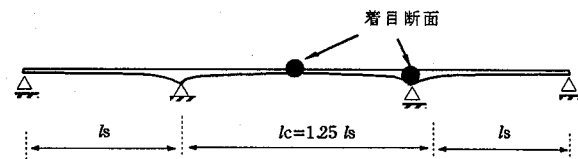


図-3 連続桁橋の側面図、および着目断面の位置

2.2 長大斜張橋

上記以外のもう1つの対象モデル橋としては、高次不静定構造物の代表例である斜張橋とした。斜張橋は、近年、その長支間化が著しく、現在建設中の多々羅大橋は、中央径間長が890mにも及んでいる。そのよう

な現状を踏まえ、本研究のために対象とした斜張橋は、側径間長が325m、および中央径間長が700mで、また橋長が1,350mの長大斜張橋である。幅員構成については、交通量の多い路線を想定し、幅員3.5mの6車線とした。ケーブルは、2面吊りで、19段のファン形式とした。その構造諸元と設計条件とを、表-2に示す。さらに、図-4、および図-5には、それぞれ対象とした斜張橋の側面図、および主桁断面を示す。

表-2 対象とした斜張橋の構造諸元と設計条件

橋梁形式	斜張橋
支間長	325m + 700m + 325m = 1,350m
桁形式	扁平多室箱桁形式
ケーブル形式	2面吊り、ファン形式
幅員	有効幅員 25.75m
設計活荷重	等価L荷重

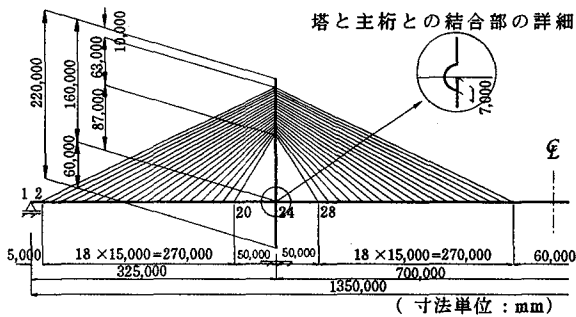


図-4 対象とした斜張橋の側面図

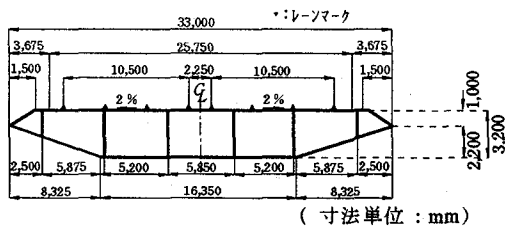


図-5 対象とした斜張橋の主桁断面

また、着目部材としては、曲げモーメントと軸方向力が卓越する塔柱とした。その中でも、図-6に示されるように、着目断面は、塔設計時に考慮する荷重の中で活荷重が占める割合が高い2断面とした。すなわち、同図に示す塔柱の曲げモーメント分布より、ケーブル定着部の断面114番、および下段水平梁近傍の断面124番を、着目断面と設定した。

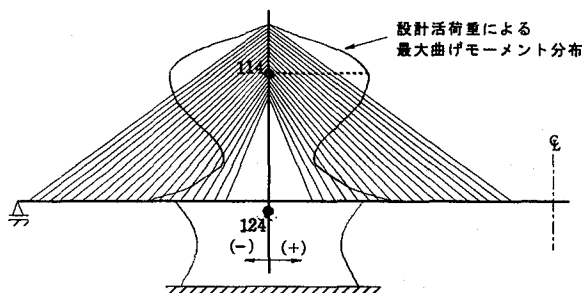


図-6 活荷重による塔柱の曲げモーメント分布

なお、塔は、2塔柱を有する門形構造とした。その塔の一般図を、図-7に示す。

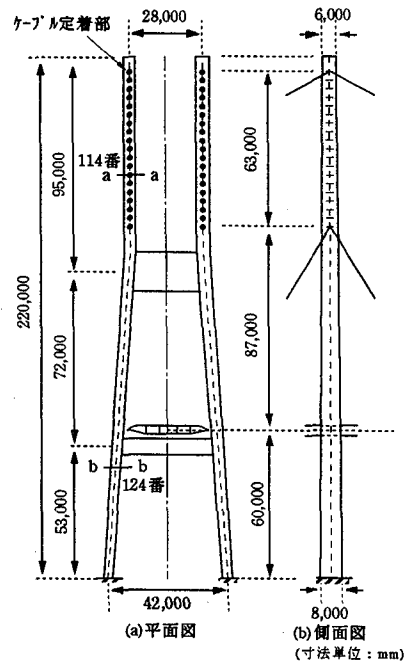


図-7 塔の一般図

それらの着目断面114番、および124番の断面を、図-8に示す。

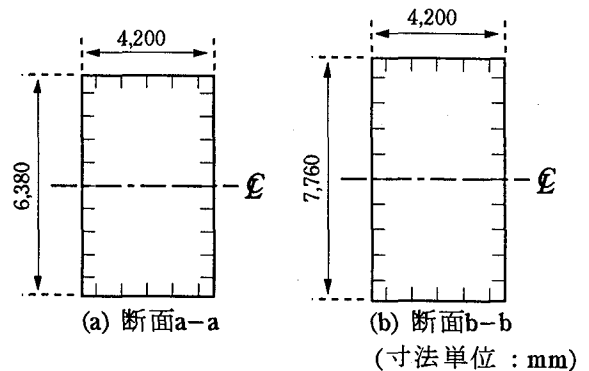


図-8 塔柱の断面

3. ダイレクト・シミュレーション

3.1 シミュレーションの概要

本研究で用いられたシミュレーション解析プログラム¹⁰⁾では、実測データで得られた車種、車重量、軸重量、および車間距離などを確率モデルとし、乱数を用いて活荷重列を発生させている。そして、発生させた活荷重列と、着目断面における着目断面力の影響線とから、絶対最大断面力を求めている。

以下では、シミュレーション解析を行う上での実測データのモデル化、車輛走行モードの決定方法、載荷計算法、および解析の効率化についての詳細を示す。

3.2 実測データのモデル化

実測データをモデル化した活荷重モデルは、実測データの差異による絶対最大断面力の比較を行うため、2種類を設定した。そのうちの1つは、都市高速道路を代表するモデルとして、阪神高速道路の芦屋、住之江、および尼崎集約料金所で測定されたデータをもとに阪神高速道路公団 HDL 委員会で作成された活荷重モデル²⁾を用いた。他の1つの実測データは、一般国道を代表するモデルとして、建設省がまとめた測定値⁴⁾を用いた。

表-3、および表-4には、それぞれ都市高速道路を代表する活荷重モデル、および一般国道を代表する活荷重モデルを示す。なお、これらの表において、 μ は平均値を、 σ は標準偏差を、また W は車輛総重量を意味するものとする。

表-3 都市高速道路を代表する活荷重モデル²⁾

車種	総重量特性値【注】					軸数	軸重比			
	μ (tf)	σ (tf)	上限値(tf)	下限値(tf)	分布形		第1軸	第2軸	第3軸	第4軸
1 乗用車	1.3	0.36	2	0.8	LN	2	0.527	0.473		
2 中型車	3.6	1.35	8	1	LN	2	0.419	0.581		
3 大型車2軸 空車	7.64	2.2	14	3.5	N	2	0.489	0.511		
4 積載車	14.18	2.11	20	7.6	LN	2	0.313	0.687		
5 過積載車	22.2	3.37	40	20	EXP	2	0.238	0.762		
6 大型車タンデム軸 空車	11.51	2.29	17.8	5.8	N	3	0.436	0.206	0.358	
7 積載車	20.3	2.97	30	11.5	LN	3	0.262	0.27	0.468	
8 過積載車	32.29	10.67	57	30	EXP	3	0.18	0.3	0.52	
9 トレーラー車 空車	13.67	2.99	22.6	5.2	N	4	0.359	0.3	0.155	0.186
10 積載車	25.6	0.37	80	13.7	LN	4	0.189	0.325	0.221	0.265

【注】 LN: 対数正規分布、N: 正規分布、EXP: 指数分布

表-4 一般国道を代表する活荷重モデル⁴⁾

車種	総重量特性値【注】				軸数	軸重比		
	μ (tf)	σ (tf)	分布形			第1軸	第2軸	第3軸
1 乗用車	1.3	0.36	LN	2	0.501W + 0.03	0.499W - 0.03		
2 小型トラック類	3.6	1.35	LN	2	0.231W + 0.76	0.769W - 0.76		
3 中型トラック類	6.2	2.5	LN	2	0.182W + 1.36	0.818W - 1.36		
4 大型トラック類	17	6.3	LN	3	0.109W + 3.22	0.891W - 3.22		
5 大型ダンプ、ミキサ類	20	9.8	LN	3	0.081W + 3.6	0.919W - 3.6		
6 タンクローリー類	16	7	LN	2	0.107W + 3.01	0.893W - 3.01		
7 セミトレーラー類	30	12	LN	4	0.024W + 4.19	0.360W + 0.7	0.616W - 4.89	
8 大型バス	13.8	2.4	LN	2	0.376W - 0.464	0.624W + 0.464		

【注】 LN: 対数正規分布

3.3 車輛の走行モード、および活荷重載荷方法

まず、車輛の走行モードとしては、通常走行時と渋滞時とが想定できる。しかしながら、対象橋梁が長支間を有することから、渋滞時の走行モードの方が、着目断面に大きな影響を与える。また、渋滞時の走行モードは、早朝、あるいは夕方に発生する自然渋滞と夜間工事や、事故などで発生する突発的な渋滞とに区別することができる。とくに、夜間に発生する突発的な渋滞がある場合、トレーラーなどの大型車の混入率が高くなり、それらが橋梁に与える影響は、自然渋滞と比較しても、かなり大きいものと考えられる。

そこで、本研究においては、表-5に示す2種類の走行モードを用いた。そして、対象橋梁モデルの車線数の半分には突発的な渋滞モードを、また残りの車線には通常時の走行モードを実働活荷重として作用させた。なお、残りの車線を通常時の走行と定めたのは、突発

渋滞が夜間を想定した走行モードであるので、全車線で突発渋滞となる確率が小さいと判断したためである。

表-5 走行モードの種類とその概要

項目	①突発渋滞	②通常走行
走行状態	夜間に行われる補修作業や事故などによって生じる渋滞。大型車の混入率が高い。	通常時の走行状態
大型車混入率	60%	20%
発生頻度	50回/年	12時間/日
車間距離	一定 (2.71m)	ランダム

一例として、連続桁橋に発生させた走行モードを、図-9に示す。なお、2箱桁形式の橋梁の場合、1箱桁

当たりの断面力をシミュレートしているため、同図に示すように、荷重の横分配を考慮して、その影響の大きい車線において突発的な渋滞を発生させている。

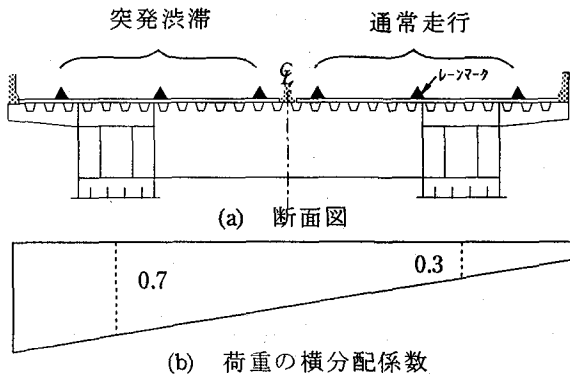


図-9 走行モードの組合せと2箱桁形式の橋梁における荷重横分配係数

つぎに、車輛重量は、荷重の横分配を直線分布で考えていることから、橋軸方向については、軸重載荷とした。また、橋軸直角方向については、車輪幅の中央で、その軸重 W を代表させた。

一例として、大型車タンデム軸類の載荷方法を、図-10に示す。

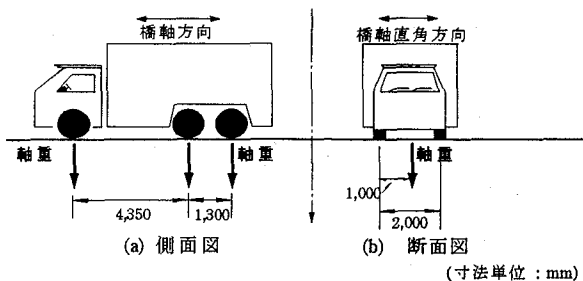


図-10 活荷重の載荷方法

このようにして発生させた図-11(a)に例示する自動車荷重列を、図-11(b)のように、対象としたモデル橋に載荷した。その詳細については、3.4で述べる。

さらに、期間 j 年の活荷重列においては、図-11(c)に示すように、着目断面に関する曲げモーメントの影響線の縦距 η と各車輛軸重 W とから絶対最大断面力を算出した。以下では、曲げモーメントの絶対最大値を $M_{lj,max}$ 、軸力の絶対最大値を $N_{lj,max}$ と称する。そして、これらの $M_{lj,max}$ (あるいは $N_{lj,max}$) に対する確率密度分布曲線が十分な精度で設定できるように、 j 年間のシミュレーションを、50 回繰り返すこととした。なお、通常走行では、道路橋示方書の規定による衝撃係数を考慮している。しかしながら、渋滞走行モードでは、車輛の走行速度が遅いため、衝撃係数を考慮していない。

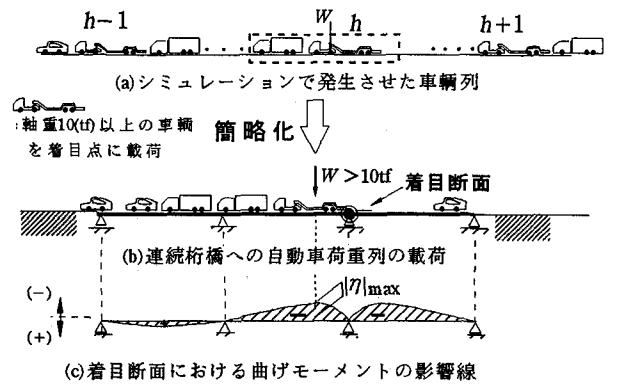


図-11 シミュレーションの効率化の概念図

3.4 シミュレーションの効率化²⁾

橋梁の供用期間を 50 年としたとき、期間 50 年にわたる絶対最大断面力を求めるには、コンピュータの膨大な記憶容量と演算時間とが必要である。そこで、文献 2) にしたがって、期間 j 年の絶対最大断面力を手際よくかつ、相当な高精度で求めるために、以下の効率化を実施した。上述の図-11を参照にして、その考え方を示すと、以下のとおりである。

- i) $W=10tf$ 以上の軸重を持つ車輛のみを、着目断面の影響線の絶対最大縦距 $|\eta|_{max}$ に対応する位置に載荷する。
- ii) その時、橋梁上を走行するすべての車輛の軸重と影響線縦距とを用い、着目断面の断面力を算出する。
- iii) シミュレーション期間 j 年におけるこれらの断面力の中の絶対最大値を、絶対最大断面力 ($M_{lj,max}$ 、あるいは $N_{lj,max}$) とする。

さらに、50 年間のシミュレーション解析は、著しい長時間を要する。そこで、2 年間のシミュレーション解析値を用いて、べき乗則にしたがって、50 年間のシミュレーション解析による絶対最大断面力を推定することを、試みた。すなわち、橋の耐用年数を 50 年とみなし、文献 2) を参照にして、絶対最大断面力の再現期間を、500 年と定めた。

かくして、次式より、50 年間のシミュレーションによる絶対最大断面力の確率分布の 10% 超過確率値は、2 年間のシミュレーションから得られる絶対最大断面力の 0.4% 超過確率値に対応する。

$$\text{再現期間(年)} = \frac{j}{P_i} \quad \dots(1)$$

ここに、 j : シミュレーション期間

P_{ij} : j 期間のシミュレーションによる最大値分布の超過確率

この方法の妥当性を検討するために、文献 11) では、2 車線を有する長支間 3 径間連続箱桁橋 (170m+250m+160m) を対象として、シミュレーション

解析が行われた。その検討結果を、図-12に示す。この図において、 X_j は、 j 年間のシミュレーションによる最大曲げモーメント $M_{Lj,max}$ の設計曲げモーメント M_d に対する比である。

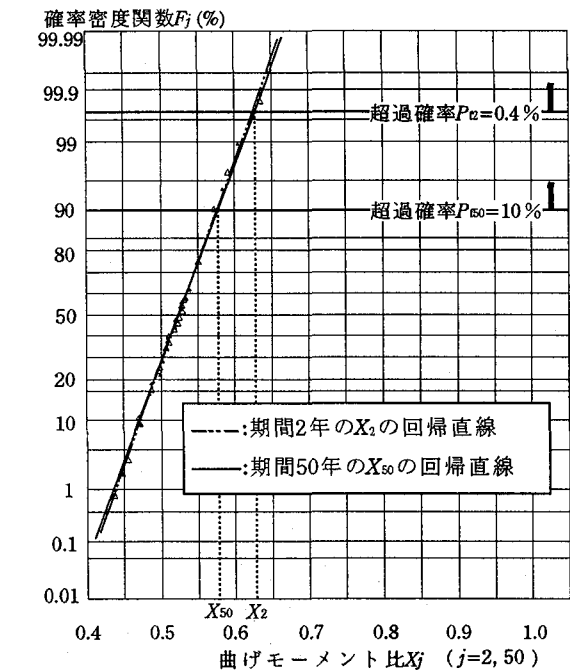


図-12 2年間、および50年間のシミュレーション解析結果¹⁾

その結果、長支間の橋梁の場合、以下のことが、明らかとなった。

- i) 2年間、および50年間のシミュレーションによる解析結果は、ほとんど変化がなかった。
- ii) したがって、2年間のシミュレーション解析結果にべき乗則を適用すると、50年間のシミュレーション解析を、安全側に推定することになる。

これらの検討結果は、中小橋梁を対象とした文献2)の結果と、若干、異なるようである。この相違は、本研究の場合、長支間の橋梁を対象としており、数台の連行する車輛重量の総重量が絶対最大断面力の対象となることに起因しているためである。

そこで、上記の検討結果にしたがって、本研究では、2年間のシミュレーション解析結果の10%超過確率値を50年間の10%超過確率値と同一であると仮定し、それを再現期間500年に相当する値とした。そして、すべてのモデル橋に対して、計算の効率化のために、2年間のシミュレーション解析を行う。

3.5 取り扱った特性値

シミュレーション解析により得られた50個の $M_{Lj,max}$ ($N_{Lj,max}$) の分布は、絶対最大値のみを集めた分布である。そのような分布形状としては、極値I形分布が精度よく合致する²⁾。そこで、文献2)に準拠

して、得られた度数分布を極値I形分布に当てはめる。そして、超過確率が10%に相当する断面力（以降、 M_{max90} 、および N_{max90} と称する）を、求めた。

一例として、モデルI橋の中間支点上断面における $M_{Lj,max}$ の50個のシミュレーション解析値が極値I形分布を表す直線に良好に適合している状況を、図-13に示す。

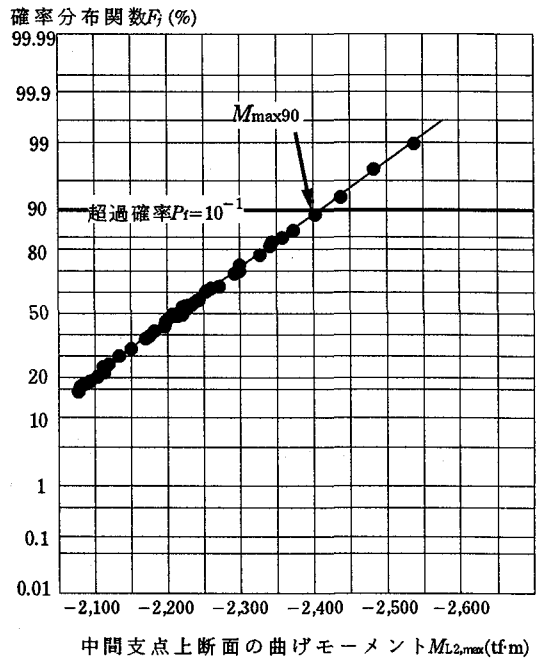


図-13 極値I型分布図（モデルI橋）

以下、実働活荷重が橋梁に及ぼす影響を表すものとして、この特性値（ M_{max90} 、および N_{max90} ）をもって、種々な考察を行う。

4. 解析結果

4.1 設計断面力との比較

(1) 連続桁橋

シミュレーション解析で得られた結果として、中間支点上断面における特性値 M_{max90} と設計断面力 M_d との比較を、表-6に示す。同様に、中央径間中央断面における M_{max90} と設計断面力との比較を、表-7に示す。

表-6 中間支点上断面における設計断面力との比較

項目	中央径間長			
	$l_c=100$	$l_c=150$	$l_c=200$	$l_c=250$
① M_d 全幅載荷	-3,383	-6,380	-19,467	-28,263
② M_{lane} レーン載荷	-2,347	-4,424	-13,552	-19,677
設計比②/①	0.69	0.69	0.70	0.70
③ M_{max90} 阪神高速	-2,408	-4,979	-15,062	-21,934
設計比③/①	0.71	0.78	0.77	0.78
④ M_{max90} 建設省	-2,315	-4,687	-13,670	-20,080
設計比④/①	0.68	0.73	0.70	0.71
⑤ 死荷重設計断面力	-6,928	-17,493	-70,643	-121,967

表-7 中央径間中央断面における設計断面力との比較

項目	中央径間長			
	$l_c=100$	$l_c=150$	$l_c=200$	$l_c=250$
① M_d 全幅載荷	2,678	4,737	13,602	20,267
② M_{lmc} レーン載荷	1,869	3,305	9,519	14,181
設計比②/①	0.70	0.70	0.70	0.70
③ M_{max90} 阪神高速	1,473	2,840	7,770	11,590
設計比③/①	0.55	0.60	0.57	0.57
④ M_{max90} 建設省	1,717	3,091	7,836	11,590
設計比④/①	0.64	0.65	0.58	0.57
⑤死荷重設計断面力	2,601	6,252	23,797	45,501

これらの表中で、「全幅載荷」とは、通常の活荷重載荷方法にしたがって算出した断面力を示している。また、「レーン載荷」と示されている項目は、図-14に示す載荷方法にしたがい、B活荷重強度を各車線につき、最小車線幅2.75mにだけ載荷して、算出した断面力である。それらの値は、着目断面、および支間長に関係なく、全幅載荷の M_d と比較して、0.7倍程度となっている。さらに、「阪神高速」、および「建設省」は、それぞれ文献2)、および4)の活荷重モデルを用いたシミュレーション解析値を表している。

まず、表-6によると、中間支点上断面におけるシミュレーション解析値(③、および④)と設計値との比は、0.7前後となっていることがわかる。同様に、表-7によると、中央径間中央断面のそれらの比は、0.6前後となっている。そして、中間支点上断面よりも、活荷重に対しては、若干、安全側の設計となっていることがわかる。この差異は、着目断面の影響線形状の相違によるものである。中間支点上断面の影響線は、図-15(a)に示すように全橋にわたりほぼ負の領域になっている。これに対し、中央径間中央断面の影響線は、図-15(b)に示すように負の領域が正の領域の約50%となっている。したがって、渋滞走行モードのように活荷重列が全橋にわたり載荷するような場合、中間支点上断面の方が、中央径間中央断面と比べて、絶対最大断面力と設計断面力との比は、大きくなる。

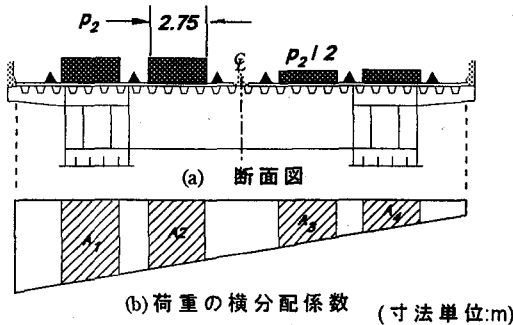


図-14 活荷重強度のレーン載荷の方法

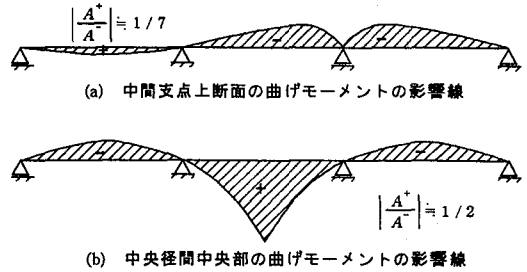


図-15 連続桁の着目断面による影響線形状の相違

また、一般に、桁橋では、支間長の増大に伴って死荷重強度が増加する。一例として、図-16に示すように、桁の全作用応力 σ_{D+L} に占める活荷重応力の比率 σ_L / σ_{D+L} は、中間支点上断面に着目すると、中央径間長 l_c が100mでは、33%である。ところが、 $l_c=250$ mでは、19%と著しく小さくなる。このことから、活荷重強度、および、その載荷方法は、支間長の短い場合に重点を置き、設定するのがよいと考えられる。

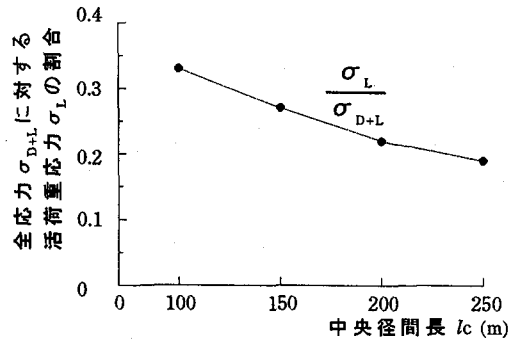


図-16 連続桁橋中間支点上断面の全作用応力に占める活荷重応力の割合

(2) 斜張橋

着目断面である114番、および124番におけるシミュレーション解析結果と設計断面力との比較を、表-8に示す。なお、同表中の断面力の値は、1塔柱当たりの断面力である。

表-8 設計断面力との比較

項目	着目断面	断面114番		断面124番	
		M (tf·m)	N (tf)	M (tf·m)	N (tf)
①設計値	全幅載荷	-14,787	-1,070	-18,508	-1,505
②	レーン載荷	-10,577	-762	-13,198	-1,068
	設計比②/①	0.72	0.71	0.71	0.71
③解析値	阪神高速	-6,238	-642	-5,475	-945
	設計比③/①	0.42	0.60	0.30	0.628
④解析値	建設省	-6,018	-586	-6,533	-871
	設計比④/①	0.41	0.55	0.35	0.58
⑤死荷重設計断面力		0	-6,189	0	-10,858

まず、この表からわかるように、2つの着目断面と

も、軸方向力に関するシミュレーション解析値と設計値との比が、0.6程度となった。また、その比は、使用した2つの活荷重モデルにおいても、ほぼ同じである。同様に、曲げモーメントに関しては、0.3～0.4程度で、かなり設計値が安全側の値となっている。

つぎに、斜張橋においても、レーン載荷による断面力と設計値との比は、0.7程度となった。

なお、項目⑤は、死荷重により生じる断面力である。ここで、阪神高速の活荷重モデルを用いた場合、塔における全作用応力に占める活荷重応力比は、断面114番、および124番において、それぞれ59%、および50%であった。

さらに、斜張橋の場合、実働活荷重による断面力と設計断面力との比は、曲げモーメントと軸方向力とで差異がある。この理由としては、各断面力の影響線形状の相違が考えられる。

4.2 活荷重強度、およびその載荷方法の一検討

ここでは、得られた絶対最大断面力 $M_{\max 90}$ ($N_{\max 90}$) を、どのような活荷重強度、および載荷方法を用いれば、簡単でしかも、精度よく求めることができるのかについて検討する。

まず、着目断面力の影響線の絶対最大縦距 $l_{\eta \max}$ 上には、必ず最大の軸重が存在すると考えられる。したがって、着目断面にとって最も厳しい活荷重列では、影響線の絶対最大縦距近傍に、最大軸重を有する活荷重が存在することが予想される。

そこで、そのような活荷重状態と道路橋示方書で規定されている設計活荷重とを考慮したうえで、最大活荷重としては、道路橋示方書の p_1 荷重を用いることを考えてみた。当然のことながら、その強度としては、B活荷重強度の値 $p_1 = 1,000 \text{ kgf/m}^2$ を用いた。

つぎに、絶対最大断面力 $M_{\max 90}$ ($N_{\max 90}$) は、実働活荷重が橋梁上に全橋載荷されて求められていると考えられる。それゆえ、この考えにしたがって、 $M_{\max 90}$ が以下の式で近似できるものと仮定した。

$$M_{\max 90} = p_1 \cdot A_s + p_2 \cdot (A^+ + A^-) \quad \dots(2)$$

ここに、 p_1 、および p_2 は、それぞれ道路橋示方書の p_1 荷重、および p_2 荷重に対応する橋軸方向の活荷重強度である。なお、 p_1 荷重は、道路橋示方書のそれと同一にとった。しかし、 p_2 荷重は、道路橋示方書で規定している p_2 の橋軸方向における載荷方法と異なり、影響線載荷でなく、全橋載荷して求められるものと仮定した。また、 A_s 、 A^+ 、および A^- は、それぞれ p_1 の載荷位置に対応する影響線面積、+側の影響線面積、および-側の影響線面積である。これらの荷重の載荷方法を、図-17に示す。

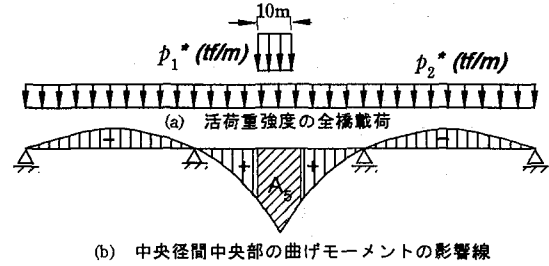


図-17 提案する活荷重強度の載荷方法

以上の方法で、算出した等分布荷重強度 p_2 の値を、図-18に示す。

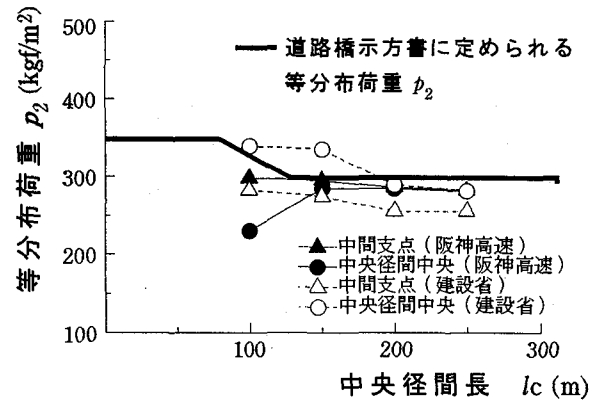


図-18 式(2)より算出した p_2 と道路橋示方書の p_2 との比較

この図によると、実働活荷重による作用断面力を推定する場合、図-17に示したように活荷重を載荷するならば、 p_2 荷重強度は、ほぼ道路橋示方書で規定する値でよいことがわかる。

3径間連続桁橋の場合と同様に、斜張橋についても橋軸方向に文献6)による等価線荷重 P_1^* と等分布荷重 p_2^* とを全橋にわたって載荷した状態を想定した。そして、実働活荷重による絶対最大断面力と等価値が得られる p_2 の荷重強度について検討した。ただし、斜張橋の場合、図-19に示すように、影響線の正領域と負領域とで p_2 荷重の強度を、変化させてみた。このようにして求めた計算結果を、表-9に示す。

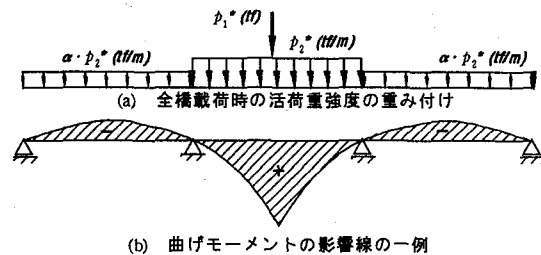


図-19 影響線の正領域と負領域とで重み付けを行った荷重 p_2^* の載荷状況

表-9 図-19に示す載荷方法で算出した荷重 p_2 の強度

項目			p_2 (kgf/m ²)			
			$\alpha=0$	$\alpha=1.0$	$\alpha=1/2$	$\alpha=1/3$
等価L荷重の p_2			270	—	—	—
断面114番	曲げ	阪	100	—	201	150
		建	94	—	185	140
	軸方向力	阪	160	178	169	166
		建	144	160	152	149
断面124番	曲げ	阪	64	—	152	104
		建	71	—	125	100
	軸方向力	阪	172	181	177	175
		建	157	165	161	160

阪＝「阪神高速活荷重データ」、建＝「建設省活荷重データ」

この結果によると、通常の影響線載荷 ($\alpha=0$) の場合、 p_2 荷重は、文献6)の等価L荷重として算出した $p_2=270\text{kgf/m}^2$ に比べ著しく小さくなっていることがわかる。すなわち、現行の影響線載荷では、かなり安全側の設計断面力を与えることがわかる。

また、表-8、および表-9からもわかるように、この傾向は、軸方向力よりも曲げモーメントにおいて顕著であることがわかる。

なお、 p_2 荷重の重み係数 α に関する本検討結果によると、 α の値としては、 $1/3 \sim 1/2$ 程度の値が妥当であると考えられる。ただし、 α 値の設定に当たっては、基本構造系の異なる斜張橋や主桁、およびケーブルなどの他の着目部材についての同様な検討を行う必要がある。

5. まとめ

本研究で得られた主な成果をとりまとめると、以下のとおりである。

- i) 本研究で対象とした3径間連続箱桁橋の中間支点上断面において、シミュレーション解析による絶対最大断面力と道路橋示方書の活荷重による断面力との比は、0.7程度であった。一方、中央径間中央部断面の比は、0.6程度であり、中間支点上断面に比べてやや安全側であった。
- ii) 3径間連続桁橋における検討結果によると、道路橋示方書と同様に分布荷重にモデル化した活荷重強度 p_2 の値は、支間長の増大に伴って減少する。また、死荷重強度は、当然のことながら、長支間になればなるほど大きくなる。これらのことから、長支間になるほど、活荷重の設計断面力に占める割合が小さくなることがわかる。具体的に、対象とした連続桁橋において、活荷重による応力が全応力に占める割合は、中間支点上断面で、中央径間長 l_c が 100m の場合 33%、また l_c が 250m の場合 19% であった。
- iii) 斜張橋塔柱のシミュレーション解析による絶対最

大軸力と設計値との比は、着目した2断面とも0.6程度となった。同様に、曲げモーメントの比は、0.3～0.4となった。

- iv) 以上のことより、高次不静定構造物においては、現行の影響線を用いる載荷方法が、かなり安全側の設計となることを如実に示している。
- v) 使用した活荷重モデルによるシミュレーション解析値の差異は、長支間の連続桁橋において、ほとんどなかった。今後、長支間橋を対象とするときには、使用する実測データよりも、車輛の走行モード、および、それらの組み合わせ方法などに注意を要するものと考えられる。一方、30m程度の単純桁橋を対象とするときは、重車輛一台の重量が絶対最大断面力に及ぼす影響が大きいいため、使用する活荷重モデルの選定には十分に留意しなければならない。
- vi) 連続桁橋にはB活荷重を、斜張橋には等価L荷重を用いて、レーン載荷を行った。その結果、対象とするモデル橋に関係なく、レーン載荷による断面力は設計値の70%程度であった。設計値との差異は、路肩、および車線幅などの幅員構成で決定される。しかしながら、それらの差異が小さく、数多くの実橋の場合、レーン載荷による断面力は設計値の70%近傍で推移するものと考えられる。
- vii) 得られた絶対最大断面力から、道路橋示方書のB活荷重をベースにして、その p_1 荷重をそのまま採用し、また p_2 荷重を全橋載荷する載荷方法について検討した。その結果、対象とした連続箱桁橋の場合、全面載荷したときの p_2 荷重強度は、B活荷重に定められる荷重強度とほぼ一致した。したがって、3径間連続桁橋の中間支点上断面と中央径間中央断面とに限るものの、現行のB活荷重強度を全橋載荷することで、実働活荷重による絶対最大断面力をほぼ推定できるものと考えられる。

本研究で検討した成果、および提案する活荷重の載荷方法の妥当性を十分に検討するために、今後、さらに以下の検討が必要である。

- ① 2車線、および6車線の長支間連続桁橋に対するシミュレーション解析
- ② 2車線、および4車線の長支間斜張橋の塔に対するシミュレーション解析
- ③ 2車線、4車線、および6車線の長支間斜張橋の主桁、ならびにケーブルに対するシミュレーション解析
- ④ 以上の橋梁モデルにレーン載荷を行った場合の絶対最大断面力とシミュレーション解析結果との比較・考察
- ⑤ 以上の橋梁に道路橋示方書で提案するB活荷重強度を、ここで提案する方法によって載荷した場合の絶対最大断面力とシミュレーション解析結果

との比較・検討

- ⑥斜張橋の場合には、曲げモーメントと軸方向力との従属性を考慮したシミュレーション解析
- ⑦本研究において、走行モードの組み合わせとしては、通常走行と夜間渋滞との組み合わせとした。しかしながら、もう少し厳しいと考えられる大型車輛の混入率が高い夜間走行と夜間渋滞との組み合わせについても、検討する必要がある。
- ⑧斜張橋の場合、影響線形状が、基本構造系により著しく相違する。また、主桁、塔、およびケーブルなどの着目部材によっても、影響線の形状が、相違する。そのため、とくに設計に用いるべき活荷重の橋軸方向における載荷方法については、基本構造系の異なる斜張橋、および塔以外に、主桁、あるいはケーブルなどにも着目した検討が不可欠である。

なお、本研究は、平成7～9年度の鋼材倶楽部・土木鋼構造研究助成金として研究補助を受けて行ったものであることを付記する。

参考文献

- 1) 北田俊行・堂垣正博・石崎 茂・池田秀夫・武田芳久：鋼箱桁橋の終局限界状態および使用限界状態に対する実安全率について、構造工学論文集、Vol.38A、土木学会、pp.265～pp.278、1992年3月
- 2) 阪神高速道路公団・HDL委員会：阪神高速の設計荷重体系に関する調査研究、阪神高速道路公団・（財）阪神高速道路公団管理技術センター、pp.54～75、1986年12月
- 3) 建設省土木研究所橋梁研究室：限界状態設計法における設計荷重に関する検討、土木研究所資料、第2539号、1988年1月
- 4) 建設省土木研究所橋梁研究室：限界状態設計法における設計荷重に関する検討Ⅱ、土木研究所資料、第2700号、1989年1月
- 5) 明田 修・北沢正彦：都市高速道路の設計荷重についての検討、橋梁と基礎、Vol.27、No.6、pp.23～30、1993年6月
- 6) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989年4月
- 7) 大橋治一・村瀬佐太美：4径間吊橋中央塔の挙動に着目した活荷重の載荷方法について、土木学会第52回年次講演会概要集、I-A278、pp.554～555、1997年9月
- 8) 中井博・北田俊行・野口二郎：簡易柱モデルを用いた斜張橋塔の耐荷力照査法に関する研究、構造工学における数値解析シンポジウム論文集、第16巻、pp.391～396、1992年7月
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編・Ⅱ鋼橋編、平成8年12月
- 10) 池田秀夫：MAIN 13（荷重列発生プログラム、および載荷計算プログラム）、1990年3月
- 11) 北田俊行・中井博・野口二郎・岩廣真悟：実働活荷重を用いたシミュレーション解析による長支間鋼箱桁橋の発生曲げモーメント、土木学会第52回年次講演会概要集、I-A284、pp.566～567、1997年9月

(1998年1月22日受付)