

既設鋼橋の耐荷力評価のための荷重に関する一考察

川田テクノシステム 正会員 〇趙 清, コスモ技研 仙田寛隆
中日本高速道路 正会員 池端信哉, 日本ファブテック 松井喜昭

1. はじめに

日本における道路橋は、1970 年代の高度経済成長期に建設が進み、現在では 70 万橋を超えている。さらには、竣工から 50 年以上経過した道路橋は、現在では約 30%に上り、今後、道路橋の高齢化が加速すると予想されている。高度経済成長期に建設された道路橋では、車両重量 20tの大型車を想定した TL-20 が設計荷重として用いられていた。しかし現在では、経済の発展に伴う交通事情の変化を考慮し、重要な路線の橋梁の設計荷重は、B活荷重(TL-25 相当)が用いられている。TL-20 で設計された橋梁にB活荷重を載荷して照査すれば、当然のことながら許容応力を超過するが、補強の可否はその規模、工法、および費用などの諸条件を考慮して検討を行う必要がある。

一方、B活荷重は橋梁を安全側に設計するために大きな荷重となっており、B活荷重と同等の荷重強度が実際に作用することは極めて稀であると言われている。従って、B活荷重は古い基準で設計された橋梁の耐荷力を評価するには過大な荷重であるとも考えられるが、既設橋梁の耐荷力を評価するための適切な荷重は定義されていないのが現状である。そこで本研究では、新旧設計荷重と、実測された車両荷重をモデル橋梁に載荷し、それらが橋梁に与える影響を比較することにより、既設橋梁の耐荷力評価のための荷重設定に関する検討を行った。

2. 対象橋梁と解析手法

表-1 に示す昭和 39 年の道路橋示方書により設計した、鋼単純鈑桁5橋を検討対象橋梁とした。幅員構成・主桁間隔は同じとし、支間長による影響、合成桁と非合成桁の違いによる影響を検討対象とした。検討に使用する解析は、格子解析とし、主桁と分配横桁によって構成される平面骨組モデルを用いた。

	全幅員 (m)	支間長 (m)	主桁間隔 (m)	桁高 (m)	桁高 支間比	形式
モデルA	9.500	25.0	2.900	1.250	20	合成桁
モデルB	9.500	30.0	2.900	1.500	20	合成桁
モデルC	9.500	40.0	2.900	2.000	20	合成桁
モデルD	9.500	50.0	2.900	2.500	20	合成桁
モデルE	9.500	25.0	2.900	1.400	18	非合成桁

	材質等	許容応力度
床版	$\sigma_{ck}=28$ (MPa)	9.33 (MPa)
主桁	材質=SM490	190.0 (MPa)

表-1 対象橋梁

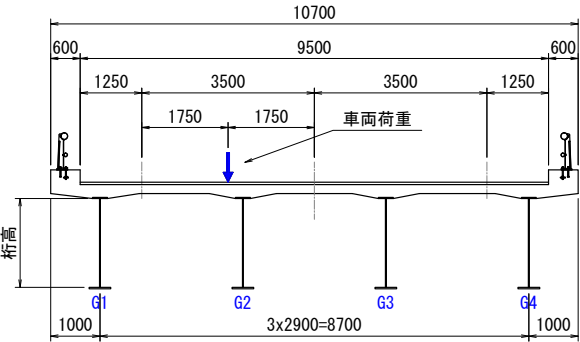


図-1 横断図

3. 載荷荷重の設定

- 載荷荷重は、以下に示す合計4ケースとした。
- ① 昭和 39 年道示の設計荷重である TL-20 荷重
 - ② 現行道示に規定されているB活荷重
 - ③ 既設橋梁の照査に比較的好く使用されるB活荷重レーン載荷荷重
 - ④ 車両総重量 99tのトラッククレーン1台：参考文献 1)に基づく、国道で実測された特に重量の大きい車両
- 本ケースの車両荷重は、図-1 の横断図に示す位置に載荷し、他の車両の荷重は考慮していない。

4. 解析結果

照査位置は、G1桁とG2桁の応力が最大となる点とした。床版・上下フランジの応力を表-2～4に示す。合成桁の床版の応力は、G1桁では②B活荷重、G2桁では④99tのケースが最大応力であり、最大増加率は56%と大きな値となった。しかし、許容応力度(-9.33MPa)との関係から言えば、断面補強の必要性は、ほとんど不要のレベルといえる。合成桁の上フランジの応力は、床版を抵抗断面として考慮しているため、活荷重の違い・支間長の違いによる影響が小さいことが分かる。しかし、非合成桁の上フランジの応力は、活荷重の違いによる影響が大きい。下フランジの応力は、合成桁・非合成桁の種類に関係なく、G1桁では②B活荷重、G2桁では④99tのケースが最大応力であり、最大増加率は27%と比較的大きな値となった。また、床版や上フランジとは異なり、活荷重の違い・支間長の違いによる影響が大きく、許容応力度を大きく超過する箇所も存在する。

表-2 床版応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	-4.5 (1.00)	-4.7 (1.00)	-5.0 (1.00)	-5.3 (1.00)	--- (----)
	②B活荷重	-5.8 (1.29)	-6.1 (1.30)	-6.4 (1.29)	-6.6 (1.26)	--- (----)
	③B活レーン	-3.9 (0.87)	-4.3 (0.91)	-4.7 (0.95)	-4.8 (0.91)	--- (----)
	④99t	-5.6 (1.25)	-5.8 (1.25)	-5.8 (1.16)	-5.3 (1.00)	--- (----)
G2	①TL-20	-3.5 (1.00)	-3.6 (1.00)	-3.9 (1.00)	-4.1 (1.00)	--- (----)
	②B活荷重	-4.5 (1.28)	-4.6 (1.27)	-4.8 (1.25)	-5.1 (1.24)	--- (----)
	③B活レーン	-3.9 (1.12)	-3.8 (1.07)	-4.0 (1.03)	-4.2 (1.02)	--- (----)
	④99t	-5.5 (1.56)	-5.2 (1.46)	-4.9 (1.28)	-4.4 (1.07)	--- (----)

表-3 上フランジ応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	-175.2 (1.00)	-176.5 (1.00)	-179.7 (1.00)	-179.0 (1.00)	-177.3 (1.00)
	②B活荷重	-179.0 (1.02)	-181.7 (1.03)	-186.6 (1.04)	-186.1 (1.04)	-208.9 (1.18)
	③B活レーン	-173.5 (0.99)	-175.0 (0.99)	-178.4 (0.99)	-176.3 (0.98)	-171.8 (0.97)
	④99t	-178.5 (1.02)	-180.8 (1.02)	-183.6 (1.02)	-178.5 (1.00)	-212.4 (1.20)
G2	①TL-20	-174.3 (1.00)	-172.3 (1.00)	-174.8 (1.00)	-176.6 (1.00)	-178.6 (1.00)
	②B活荷重	-176.4 (1.01)	-175.4 (1.02)	-179.1 (1.02)	-181.7 (1.03)	-204.0 (1.14)
	③B活レーン	-175.2 (1.01)	-173.1 (1.00)	-174.9 (1.00)	-177.2 (1.00)	-182.1 (1.02)
	④99t	-175.9 (1.01)	-173.2 (1.01)	-173.7 (0.99)	-178.1 (1.01)	-226.1 (1.27)

表-4 下フランジ応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	187.9 (1.00)	189.0 (1.00)	187.6 (1.00)	188.1 (1.00)	187.2 (1.00)
	②B活荷重	215.1 (1.14)	216.1 (1.14)	211.7 (1.13)	208.0 (1.11)	220.7 (1.18)
	③B活レーン	175.7 (0.94)	181.4 (0.96)	183.1 (0.98)	180.8 (0.96)	181.4 (0.97)
	④99t	211.1 (1.12)	211.5 (1.12)	201.3 (1.07)	186.8 (0.99)	224.3 (1.20)
G2	①TL-20	189.5 (1.00)	188.1 (1.00)	189.6 (1.00)	188.3 (1.00)	187.0 (1.00)
	②B活荷重	214.0 (1.13)	211.5 (1.12)	209.7 (1.11)	205.8 (1.09)	213.6 (1.14)
	③B活レーン	200.0 (1.06)	194.0 (1.03)	190.0 (1.00)	190.2 (1.01)	190.7 (1.02)
	④99t	230.4 (1.22)	218.4 (1.16)	205.2 (1.08)	193.4 (1.03)	236.7 (1.27)

応力の単位は、全てMpaとし、()内数値は、各モデルのTL-20作用時の応力を1.0とした場合の比率を示した

5. まとめ

今回の単純桁橋による検討では、合成・非合成桁ともに、②B活荷重による発生応力度は、①TL-20と比較すると、その値は大きくなるが、支間長の変化による影響は小さいことが確認できた。④99tのような大きな車両荷重の場合は、発生応力度も大きくなり、支間長の変化による影響も大きいことが確認できる。また、支間長が短い橋(活荷重比率が大きい)の方が、その影響が大きくなる。

本研究では、支間長の違うモデルを使用して、設計荷重と実測荷重を載荷させた場合の比較を行い、それぞれの荷重の影響を確認した。既設橋梁の耐荷力を評価する場合、特に腐食による断面減少等の何らかの変状のある橋梁の耐荷力を評価する場合は、設計荷重とは異なる適切な荷重を設定する必要がある。今後は、諸外国のロードレーティングの考え方も参考にしつつ、耐荷力評価のための荷重に関する検討を進めていきたいと考えている。

なお、本稿は鋼橋技術研究会 鋼橋の劣化機構検討部会(部会長:ものづくり大学・大垣賀津雄)のWG2の活動により得られた成果をまとめたものである。助言をいただいた関係各位に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 小林裕介, 三木千壽, 田辺篤史: リアルタイム全自動処理 Weigh-In-Motion による長期交通荷重モニタリング, 土木学会論文集 No. 773/I-69, 99-111, 2004