

リダンダンシー解析における荷重レベルの設定

鹿島建設(株) 正会員 〇山沢 哲也
埼玉大学 正会員 奥井 義昭

(株)IHI インフラシステム 正会員 森山 佳樹
伊藤忠テクノソリューションズ(株) 正会員 由井 幸司

1. はじめに

リダンダンシー解析を行う際の目標性能として、米国の NCHRP⁴⁾では、活荷重の 0.5 倍に相当する荷重に対して、どれか 1 部材が破断しても崩壊しないことが求められている。一方で、我が国における道路橋の活荷重レベルは、再現期間が明示されていないため、発生頻度とその影響度との積で表現されるリスクを定量的に評価することができない。この報告では、道路橋示方書¹⁾における B 活荷重の大きさがどの程度であるかを、シミュレーションによって示した後、Vision 2000⁵⁾に示された地震動に関する設計期間・荷重の再現周期に基づいて、鋼道路橋のリダンダンシー解析に用いる荷重レベルについて概説する。

2. 荷重シミュレーション

鋼トラス橋の 1 支間を念頭におき、支間長 $L = 70.63\text{m}$ 、幅員 8.6m (2 車線) の橋梁を仮定して、渋滞による活荷重列をモンテカルロシミュレーション (MCS) によって作成した。実態に沿った渋滞による活荷重列を生成するためには、等速走行時間・反応遅れ時間等を考慮し各車両の速度を求める必要がある³⁾。しかし、ここでは、リダンダンシー解析を念頭においた極端な状況を想定しているため、渋滞列は速度の影響を考慮せず、車両間隔は 2.0m で一定とした。また、衝撃の影響は考慮していない。

発生する車両の分類及び諸元は、文献 2) に従って表-1 のように 8 車種とした。シミュレーションでは、これらの車種を大型車混入率 η に応じて、表-2 のような車種構成を仮定した。

車両の発生は、橋梁の 200m 先からとし、支間内に発生する車両の先頭位置がランダム性を有するように配慮した。MCS に用いる疑似乱数は、623 次元空間で均等性が保証されている MT19937⁶⁾を用い、裾部の小さな確率に対応する荷重の推定値の精度を、相対的に小標本によって確保した。

表-1 車両分類

車種	車両重量 p [kN] の特性 平均, 標準偏差, 最大, 最小	車長 [m]		車頭からの距離 [m]	
		車幅 [m]	軸重構成比率	軸重構成比率	軸重構成比率
乗用車 C	$\mu = 12.7, \sigma = 3.5$ $p_{\max} = 30.4, p_{\min} = 2.0$	4.4	0.60, 3.40	1.50	0.502, 0.498
小型トラック ST	$\mu = 35.5, \sigma = 12.8$ $p_{\max} = 122.6, p_{\min} = 9.8$	4.4	0.60, 3.40	1.40	0.239, 0.761
中型トラック MT	$\mu = 59.5, \sigma = 24.5$ $p_{\max} = 179.5, p_{\min} = 15.7$	6.0	1.00, 4.50	1.60	0.196, 0.804
大型トラック LT	$\mu = 164.3, \sigma = 61.7$ $p_{\max} = 443.4, p_{\min} = 37.3$	8.5	1.2, 5.55, 6.85	1.95	0.141, 0.548, 0.311
大型ダンプ LD	$\mu = 192.5, \sigma = 93.6$ $p_{\max} = 607.2, p_{\min} = 53.0$	7.5	1.2, 4.55, 5.85	1.95	0.117, 0.443, 0.440
タンクローリー TR	$\mu = 135.6, \sigma = 61.9$ $p_{\max} = 330.6, p_{\min} = 38.3$	8.0	1.2, 5.35, 6.65	1.95	0.137, 0.542, 0.321
セミトレーラ TT	$\mu = 243.1, \sigma = 126.7$ $p_{\max} = 850.5, p_{\min} = 50.0$	14.0	1.2, 3.55, 4.85, 10.35, 11.65	2.05	0.064, 0.185, 0.183, 0.294, 0.273
バス BS	$\mu = 135.8, \sigma = 23.6$ $p_{\max} = 183.4, p_{\min} = 66.7$	10.5	1.2, 8.0	2.00	0.371, 0.629

μ : 平均, σ : 標準偏差, p_{\max} : 最大荷重, p_{\min} : 最小荷重

表-2 車種構成比

車種	大型車混入率 η	
	32.5%	60%
C	0.551	0.327
ST	0.124	0.073
MT	0.131	0.242
LT	0.103	0.190
LD	0.030	0.056
TR	0.017	0.032
TT	0.034	0.063
BS	0.010	0.017

表-3 Vision 2000⁵⁾ の Performance Matrix

	Full Operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent (43 year)	A	A: Basic Objective B: Essential or Hazardous Obj.		
Occasional (72 year)	B	A	C: Safety Critical Objective	
Rare (475 year)	C	B	A	-
Very Rare (970 year)	-	C	B	A

文献 5) では地震に対する Performance Matrix とし示されている

(1) 渋滞長 L_C が支間長 L の 1.0 倍のとき

図-1 に、シミュレーション結果 (標本の大きさ $k = 1.0 \times 10^8$) を示す。横軸は、支間長 L 上にある軸重の 1 車線あたりの合計値である。各車両の重量 p は、上下限値付きの対数正規分布でモデル化されている。従って、その和の分布形は、 L が大きくなれば正規分布に近づくが、 $L = 70.63\text{m}$ を仮定したこの報告では、対数正規分布形状に近い。大型車混入率 $\eta = 32.5\%$ のとき、平均値は 513.6kN、上位 0.1% 値は 1326kN であった。図中に示した B 活荷重の 1 車線あたりの値 (1427.1kN) は、上位 0.04% の荷重に相当する。大型車混入率 $\eta = 60\%$ のとき、平均値は 718.3kN、上位 0.1% 値は 1544kN、B 活荷重に対応する 1427.1kN は、上位 0.3% の荷重に相当する。

キーワード リンダンダンシー, 活荷重, モンテカルロシミュレーション, リスク評価
連絡先 107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30 鹿島建設(株)土木設計本部

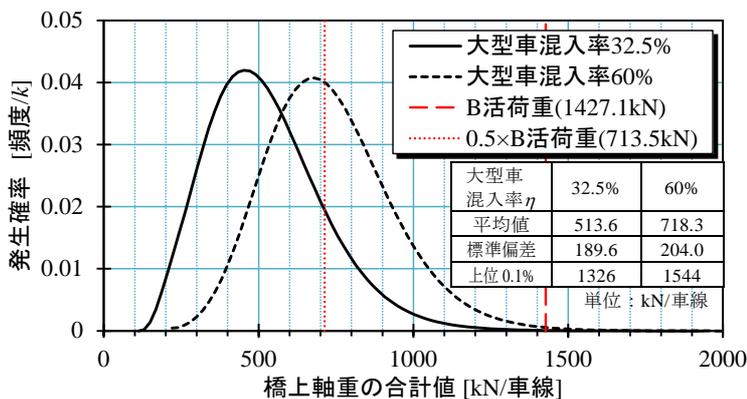


図-1 軸重の合計値と頻度分布 ($L_C = 1.0L, k = 1.0 \times 10^8$)

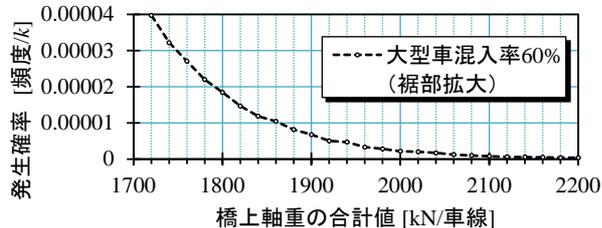
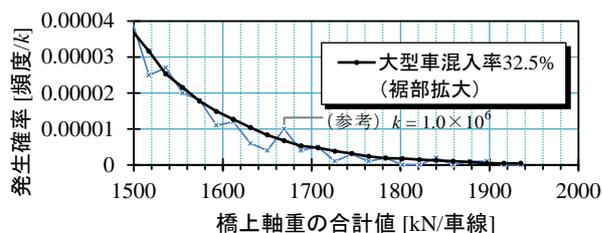


表-4 荷重の再現周期 T [年]

超過確率 P	設計期間 D [年]			
	30	50	100	200
0.7	25.4	42.0	83.6	166.6
0.5	43.8	72.6	144.8	289.0
0.1	285.2	475.1	949.6	1899
0.05	585.4	975.3	1950	3899

網かけ部分は、表-3 に対応する再現周期 T であることを示す。

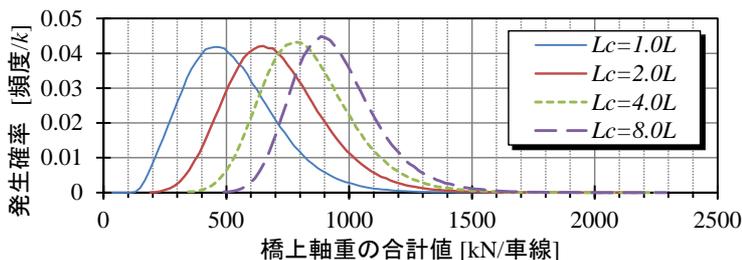


図-2 渋滞長 L_C の影響 ($\eta = 32.5\%, k = 1.0 \times 10^6$)

(2) 渋滞長 L_C が橋上軸重の合計値に与える影響

図-2 に、渋滞長 L_C を $1.0L$ から $8.0L$ まで変化させた場合について、シミュレーション結果の一例を示した。横軸は、生成した一連の軸重列が橋梁を通過する場合を考えたときの、橋上軸重合計値の最大値である。渋滞長が大きくなると、橋上軸重の合計値は大きくなり、 L_C が大きい範囲では、ばらつきは小さくなる。

3. 再現周期と荷重の大きさ

設計期間 D [年] のある橋梁を考えたとき、再現周期 T [年] に相当する荷重の大きさを F_T とおく。設計期間 D [年] 中に大きさ F_T 以上の荷重が載荷される確率を P とすると、再現周期 T は次のように表すことができる。

$$1/T = 1 - (1 - P)^{1/D}$$

すなわち、設計期間 $D = 50$ [年] において、 $P = 0.10$ とすれば、荷重の再現周期 T は、475 [年] に相当する。これは、表-3 に示した Vision 2000 において、A: Basic Objective に対して Life Safe の Performance Level 確保が要求される荷重である。様々な設計期間 D ・超過確率 P に対する再現周期 T について、表-4 に示した。

ここで、2. で扱った橋梁について、次のような仮定を設け、 $T = 475$ 年に相当する荷重の大きさを試算する。

渋滞長 $L_C = 1.0L$ 、渋滞は年間 720 回生じる (1 日あたり約 2 回)

この仮定下では、475 年で $475 \times 720 = 342000$ 回の試行であるから、上位 $1/342000 = 2.924 \times 10^{-6}$ に相当する橋上軸重の合計値を調べればよい。この結果は、 $\eta = 32.5\%$ のとき 1890kN、 $\eta = 60\%$ のとき 2117kN であった。これらの値は、B 活荷重に対応する 1427.1kN の 1.7 倍以下である。従って、このような荷重レベルについては、通常の設計を実施していれば、鋼部材は降伏または座屈しないと推測される。すなわち、仮定条件下における健全系に対しては、Performance Level として Operational の水準は確保できると考えられる。

4. リダンダンシー解析における荷重レベル

リダンダンシー解析における荷重レベルの設定は、荷重の生起確率とその影響度からリスク評価を行って定めることを基本とする。荷重値が推定できない場合は、どれか 1 部材が破断しても橋梁が崩壊しない荷重レベルとして NCHRP に倣い、B 活荷重の 0.5 倍を採用することを提案する。これは、リダンダンシー解析を行う 1 部材が破断した系に対して、レーン載荷荷重の期待値を載荷することを意図したものである。この報告の例では、図-1 に示すように、B 活荷重の 0.5 倍の値 (713.5kN) は、 $\eta = 60\%$ のときの平均値 718.3kN に非常に近い。

謝辞 本研究の一部は、土木学会平成 25 年度重点研究課題の研究助成を受けて実施されました。

参考文献 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編 同解説 (平成 24 年版), 2012.

2) (公社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.

3) 森猛, 秋山慎一郎：交通渋滞時の 2 車線道路橋の疲労設計荷重・同時載荷係数の検討, 第 59 回構造工学シンポジウム, 11-1, 土木学会, 2013.

4) National Cooperative Highway Research Program: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP Synthesis 354, Transportation Research Board, 2005.

5) Structural Engineers Association of California: Vision 2000 - Performance Based Engineering of Buildings, Vision 2000 Committee, 1995.

6) M. Matsumoto and T. Nishimura, Mersenne Twister: A 623-dimensionally Equidistributed Uniform Pseudorandom Number Generator, ACM Transactions on Modeling and Computer Simulation, 1998.