

活荷重による最大応答および疲労を考慮した都市高速道路橋の信頼性解析

鳥取大学工学部 正会員 高岡 宣善

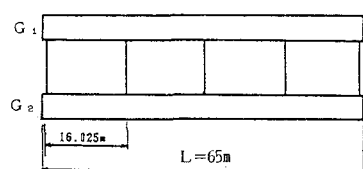
復建調査設計(株) 正会員 土屋 誠

鳥取大学工学部 正会員 白木 渡

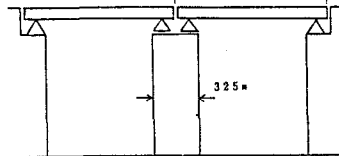
鳥取大学大学院 ○学生員 山口 和範

鳥取大学工学部 正会員 松保 重之

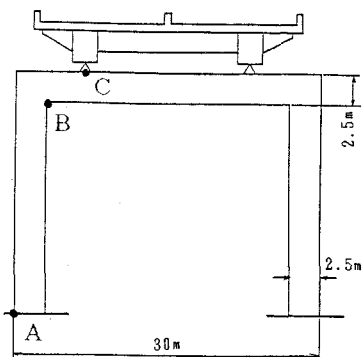
1. まえがき 最近の道路橋では細部の溶接化や軽量化が進んでおり、それに伴い最大応答による破壊のみならず疲労による破壊も考慮する必要性が出てきている。また道路橋全体の安全性を評価するためには、道路橋の各構成部分について信頼性解析を行う必要がある。そこで本研究においては、実際に阪神高速道路で供用されている図-1の4車線、2本主桁を有するスパン長 $L=65\text{m}$ の箱桁橋を対象とし、最大応答に対しては桁中央部および橋脚各部(図-1(c)の点A,B,C)で、疲労に対しては桁中央部、橋脚各部および中央荷重分配横桁で信頼性解析を行った。その際、横桁による荷重分配の考慮も行った。¹⁾



(a) 平面図



(b) 側面図

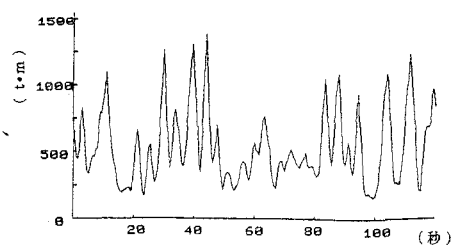
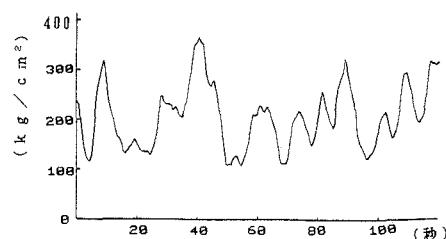


(c) 断面図

図-1 構造モデル

2. シミュレーションの手法 車列を発生させる手法は、文献¹⁾に従った。また走行モードとしては、片側車線が突発渋滞でもう一方の車線が通常走行の「突発渋滞モデル」、一方の車線が通常渋滞で他方の車線が通常走行の「通常渋滞モデル」、両側車線とも通常走行の「通常走行モデル」の3種類とする。供用期間中の最大応答値の算出は長時間のシミュレーションを要するので、効率化シミュレーションの手法²⁾を用いることにより最大応答値を少ない回数で精度よく推定した。また疲労に関してはそれぞれの車線を進行方向に小さきみ(車列が0.5秒間に動く距離)に移動させて実働応答を図-2のように計算した。そしてこの波形の波数計数法として雨だれ法³⁾を適用することにより応力レンジ S_i およびその発生回数 n_i を求めた。

3. 最大応答に関する信頼性解析 最大応答が設計応力レベル「L-20i」(道路橋示方書のL-20荷重に衝撃を考慮した応力レベル)あるいは「 $1.7 \times \text{L-20i}$ 」(「L-20i」に1.7の安全率を掛けたもの)を超えた時に破壊が生じると仮定した。なお、橋脚各部の最大応答としては直応力で考えたが、桁のそれは曲げモーメントで考えた。供用期間 $T=50$ 年とした場合の桁中央部および橋脚各部の破壊確率 Q^* をそれぞれ表-1および表-2に示した。桁中央部の破壊確率は「通常走行モデル」の時に最大になるのに対して橋脚各部の破壊確率は「突発渋滞モデル」の時に最大となることが分かる。これは桁中央モーメントに影響するのは1スパン(65m)分の荷重であるので、荷重列が短くても大きな荷重が効いてくるのに対し、橋脚各部の応力に

(a) G_1 桁中央の実働モーメント

(b) 脚部B点の実働応力

図-2 通常走行モデルにおける実働応答例

図-2 通常走行モデルにおける実働応答例

影響するのは2スパン(130m)分の荷重であるので、長い渋滞列が効いてくるためであると考えられる。また橋脚各部の破壊確率は桁中央部のそれよりも小さくなっているのも分かる。これは、図-2の(a)と(b)の実働応答波形を比較すると(b)の方が長い周期である(今後このことを平滑であると表現する)ためと考えられる。なお、図(b)の方が応力波形が平滑となるのは以下の理由による。応力に影響する車列が長いとそれだけ応力に影響する車両の台数が増え、一方1台の車両の通行に対する応力の変動が小さくなるので実働応力の波形が平滑化されるためと考えられる。また、応力の分配状況が良いと、重量車両による突出した応力変動が現われにくいため実働応力の波形は平滑化されることが考えられる。

4. 疲労に関する信頼性解析 実働応力下の疲労性状を推定するために、本研究では簡便で実用的なマイナー則を適用する。マイナー則より累積疲労損傷度Dは次式で表わすことができる。

$$D = \sum_i \frac{n_i (S_i)^m}{C} \quad (1)$$

$$\begin{cases} S_i: \text{応力レンジ} \quad \text{kg/mm}^2 \\ n_i: \text{供用期間中の} S_i \text{の発生回数} \\ C: S-N \text{線図の} C \\ m: S-N \text{線図の} m \end{cases}$$

マイナー則によれば $D=1$ の時に疲労破壊が生じると考えられるが、実際には $D<1$ の時に疲労破壊することが良くあるので、ここではVeritasの基準値である $D=0.2$ の時に疲労破壊が生じると仮定した。また $C=5.20 \times 10^{10}$ 、 $m=3.0$ と仮定した。図-3は耐用期間Tに対する疲労破壊確率 Q^* を示したものである。図-3によれば中央荷重分配横桁、 G_1 桁中央部、橋脚B点の順で疲労破壊し易くなっていることが分かる。しかしながら、実際はこの順に Q^* が大きくなるとは限らない。例えば箱桁の場合、内部にはリブあるいはダイヤフラム等による細部の溶接が多く式(1)のCの値が他の場所より小さくなり、その結果疲労破壊し易くなることが考えられるからである。従って、式(1)の定数C、mをデータに基づいて合理的に決定する必要がある。また疲労による破壊は最大応答による破壊の場合と同じく桁中央部の破壊確率が橋脚各部のそれより大きくなっている。これは最大応答の所で示した説明と同じ理由によるためと考えられる。なお、疲労に対する安全性の検討には式(1)のC、mの合理的な決定という問題は残るが、Cに関する補正は簡単にできるので、本研究はこの種の研究の基礎的資料を与えるものと考えられる。

表-1 耐用期間50年後の各主桁中央部の破壊確率 Q^*

モード	モーメントレベル	主 桁 番 号	
		G_1	G_2
突発渋滞モデル	$1.7 \times M_{L-200}$	1.096E-08	5.218E-15
	M_{L-200}	9.072E-02	7.170E-06
通常渋滞モデル	$1.7 \times M_{L-200}$	8.929E-14	— *
	M_{L-200}	5.534E-03	3.516E-09
通常走行モデル	$1.7 \times M_{L-200}$	3.130E-08	1.832E-15
	M_{L-200}	0.9920	9.886E-05

注) — * は、計算上ほとんど破壊しない。

表-2 耐用期間50年後の橋脚各着目点の破壊確率 Q^*

モード	応力レベル	着 目 点		
		A	B	C
突発渋滞モデル	$1.7 \times \sigma_{L-200}$	— *	— *	— *
	σ_{L-200}	6.108E-09	1.424E-08	6.257E-06
通常渋滞モデル	$1.7 \times \sigma_{L-200}$	— *	— *	— *
	σ_{L-200}	3.886E-16	2.220E-16	1.071E-11
通常走行モデル	$1.7 \times \sigma_{L-200}$	— *	— *	— *
	σ_{L-200}	8.282E-14	7.316E-14	4.198E-09

注) — * は、計算上ほとんど破壊しない。

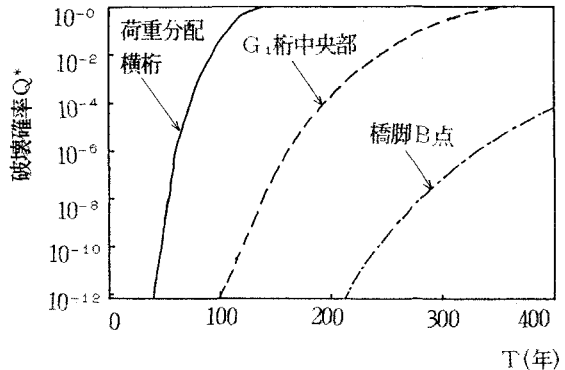


図-3 耐用年数を変化させた場合の疲労破壊確率

参考文献 1) 白木他：荷重の横分配の影響を考慮した道路主桁の信頼性解析，構造工学論文集，Vol. 34A, 1988-3.
2) 高田・藤野：道路橋最大活荷重のためのコンピュータシミュレーションの効率化，構造工学論文集，Vol. 32A, 1986-3.
3) 小西一郎：剛橋（基礎編1），丸善，1977-7.