

I-164

## 実態荷重からみた構造物の安全性の検討

○ 阪神公団 正員 北沢正彦 阪神公団 正員 江見 晋 京都大学 正員 亀田弘行  
 建設技研 正員 岡田鉄三 建設技研 正員 友永則雄 総合技術 正員 久保雅邦

**1. 目的** 本検討は、現行設計構造物がどの程度の安全性を有しているかを主として荷重の実態面から検討したものであり、部材強度についてはばらつきを考えず、荷重側についてのみ実態を反映し、かつばらつきを考慮した。

**2. 検討方法** 検討方法としては、現行構造物の終局限界強度  $S_u$  と実態荷重の期間50年における最大値確率分布の超過確率10%に対応する値(10%フラクタイル値)  $S_{10}$ とを対比することにした。

**3. 対象構造とその終局限界の設定** 各種の支配的荷重の影響が検討できるように、対象とする構造部位としていくつかの代表的な部材を取り上げた。またその終局限界の設定については、構造物が致命的なダメージを受ける点の少し手前の、なんらかの修復が可能となる状態として各々表1のように定めた。その理由を併せて以下に示す。

① 鋼I桁はnon-compactな断面であり、フランジが  $\sigma_y$  に達するとそれ以上の耐力は横倒れ座屈等により期待できない。ウェブは、フランジが  $\sigma_y$  に達するまでは座屈が生じないように設計されている。橋梁全体としてみれば対傾構等によりそれ以上の余剰耐力を有すると思われるが、車を通すという橋本来の役目を考慮し、余裕をとって考えることにした。② ①とほぼ同様の理由による。③ R C床版については本来疲労問題と考えられるが、静的耐力としての検討を行なった。その場合の破壊モードは静的押抜きせん断破壊であることが実験により示されている。④ 橫構は地震・風により軸力を受けるが、後者を対象としてその終局限界としては単一部材の座屈強度を考えた。⑤ 曲げ破壊モードとなる一般的なR C柱については被りコンクリートが剥離し鉄筋がはらみ出す状態が概ね  $1+0.9(\mu_u-1)$  程度であることから、修復可能な限度としてやや安全側をとり表1の通りとした。⑥ ⑤と同様であるが、鋼製脚はcompactな断面であり、 $\sigma_y$  を越えてもその健全性は保たれ、ほぼ全断面塑性化した最大耐力点を越えると座屈により耐荷力が急激に減少する。このことから表1の通りとした。

上記の各終局限界強度を荷重レベルで表1のように算定した。

**4. 実態荷重 実態荷重については以下の手法で定めた。**

① 活荷重 阪神高速道路を対象に24時間調査による利用車の重量・車長・車間距離特性、違反車取調べによる過積載車の実態及び既往データによる渋滞発生状況を調査した。これらのデータを基に日常的渋滞を対象に主桁・床版・縦構の曲げモーメント応答をシミュレーション解析により求め、これにべき乗則を適用して期間50年(耐用年数相当)の最大値分布を求めた(図1に主桁の例を示す)。

② 風荷重 大阪管区気象台の数十年間の年最大風速のデータを極値分布にあてはめ、これに基づき50年

表1 対象構造物とその終局限界状態の設定

対象構造物	支配的荷重	終局限界状態	現行設計における許容応力度**	終局限界状態に対する強度 $S_u$ の計算法	備考
①鋼I桁(主桁)	活荷重	フランジの降伏 $\sigma_y$	1.0 $\sigma_{sa}$	(1.7/1.0)(MD+ML)-1.1MD	MD: 設計死荷重曲げモード ML: 設計活荷重曲げモード
②縦構		" $\sigma_y$	"	"	
③R C床版		静的せん断耐力 $P_s$	(1400/1800) $\sigma_{sa}$	$P_s = \tau_c \cdot A_t + \sigma_{ct} \cdot A_s$	
④鋼I桁の横構	風荷重	部材の座屈強度 $\sigma_{cr}$	1.2 $\sigma_{sa}$	(1.7/1.2)wd	wd: 設計風荷重強度
⑤R C単柱脚		塑性率 $\mu = 1+(2/3) \cdot (\mu_u-1)^*$	1.5 $\sigma_{sa}$	(1.7/1.5) $\alpha_s \cdot \sqrt{2\mu-1}$ ***	
⑥鋼 "	地震荷重	" $\mu = 1+(2/2) \cdot (\mu_u-1)$	"	"	" , $\mu = 2$

\*)  $\mu_u$ : 偶性率 \*\*)  $\sigma_{sa}$ は許容応力度、係数は割増し係数 \*\*\*) 線形応答換算値

最大風速分布を求めた。風荷重としてはこの基本風速相当値を用い、抗力係数1.6 ( $B/H > 3$ )、水平長による補正1.3(湾岸部)を確定値として高度10mの値を求めた。

③ 地震荷重 阪神地域を対象にして半径300km圏の過去約1,300年の地震記録を地震規模～発生頻度の特性により4ゾーンに区分した。このゾーン内では地震の時間的・空間的発生特性をポアソン過程とした。伝達特性については土研による距離減衰式を用い、各ゾーンの影響を考慮して線型応答としての加速度応答スペクトルを求めた(図2)。非線形応答への変換は亀田らの研究方法(非線形地震応答スペクトルの統計的推定モデル、土木学会論文集、No.350/I-2)を参考にした。

5. 構造物の安全性の検討 図3に各荷重効果の確率密度関数とその10%フラクタイル値 $S_{10}$ 及び対象構造の終局限界強度 $S_u$ を示す。また表2にこの両者の比 $S_u/S_{10}$ を示す。以下に簡単にコメントを加える。

① 現行の鋼桁は死荷重を含めて1.7の安全率をとっているため余裕があり、2倍程度の活荷重が走行しているにも拘わらず安全側となっている。しかし死荷重の占める割合が小さい繩桁は厳しい状況にある。

② 床版については疲労問題として評価されるべきものであるが、静的問題としてあえていえば、せん断耐力が相当高いため十分安全となっている。

③ 風荷重がひとつの支配的要素となる構構については、設計上安全率を相当高くとっているにも拘わらず大阪地域では $S_u/S_{10} \approx 1.0$ となっている。

④ 地震荷重が支配的な橋脚については、距離減衰のばらつきを考えれば、 $S_u/S_{10}$ が1.0を下回ることがあろう。特に韌性率の低い鋼橋脚はその傾向にある。しかし許容応力度を削増して $\sigma_y$ 近くまでとっているにも拘わらず全般に安全側にあるともいえる。これは関西地域の特殊性が影響しているものといえる。

6. おわりに 本検討は阪神高速道路公団 設計荷重委員会(委員長:小西一郎 京大名誉教授)において議論されたものであり、関係各位に深く感謝致します。

表2 終局限界強度 $S_u$ と10%フラクタイル値 $S_{10}$ の比

対象構造物	$S_u/S_{10}$	
	1.0	2.0
① 鋼I桁(主桁)		
② 繩 桁		
③ R C床版		$S_u/S_{10}=4.5$ $L=3.0\text{m}$ $t=25\text{cm}$
④ 橋 構		
⑤ R C單柱橋脚		
⑥ 鋼 ハ		

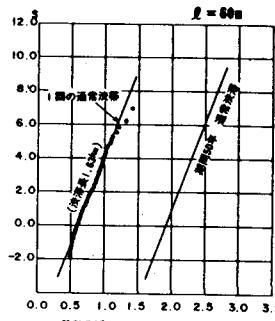


図1 主桁の曲げモーメント比の確率分布

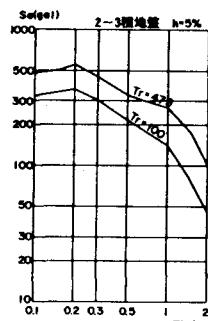
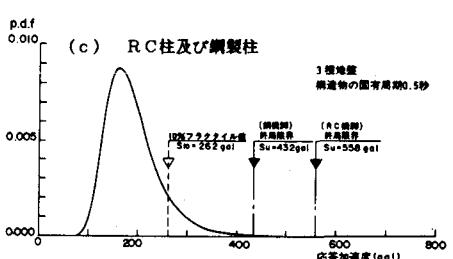
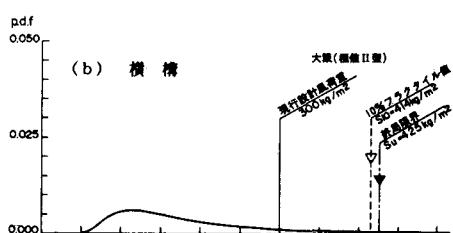
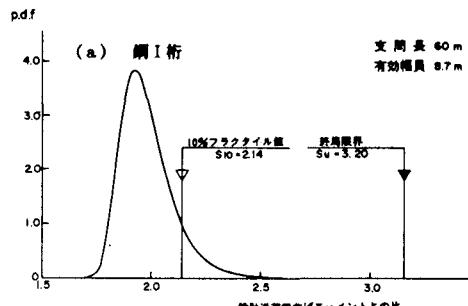


図2 加速度応答スペクトル

図3 終局限界強度 $S_u$ と10%フラクタイル値 $S_{10}$ の関係の例