

実態荷重からみた現行構造物の安全性の検討

工務部 設計課 江 見 晋
同 部 同 課 杉 山 功
同 部 同 課 北 沢 正 彦
同 部 同 課 堀 江 佳 平

要 約

安全性・信頼性に関する研究は、その理論的な背景をもとに昨今大いに進められている。そして英国やカナダオンタリオ州においては実施設計においてもこれを活用しようとする動きとなって設計標準にも反映されるようになった。我国においても道路橋示方書を限界状態設計法へ改訂する活動が始まっている。一方、阪神高速道路に目を向けると、その目的とする大量な交通量をさばいてはいるが、なかでも非常に大きな設計上の仮定をこえる重量車が走行し、橋梁が安全かどうかとも疑われる状況にあり、一部にその影響と思われる損傷も生じている。本報告書は設計荷重委員会における成果の一部を紹介するものであるが、理論研究を実務に結びつけ、このような現状の構造物がどの程度安全であるかを桁、床版、橋脚等の部材毎に検討したものである。本検討は詳細な荷重実態調査と構造物の保有する耐力の調査とから行われているが、全般に構造部材毎に安全性のばらつきがあることが示され、今後の設計法の問題を浮きぼりにしている。

まえがき

阪神高速道路は阪神都市圏の大動脈として機能しており今や欠くべからざる状況にあるが、大量で大型の車が走行することもあって、供用後10～20年の経過を経て構造物の損傷や路面、床版等の劣化等の問題が生じている。そして、設計活荷重を超える車が実際に走行していることについては、違反車の取調べなどでも明らかになっており、構造物は相当苛酷な状況に置かれていることが想像される。このような状況に対し設計の面からどう対処し、検討していくかということを趣旨として阪神高速道路公団設計荷重委員会が昭和56年より

発足した。そして活荷重の実態が現実にとどのようなものであるかについてただちに調査を初めその結果詳細なデータと成果が得られた。しかしながら、これら活荷重データだけでは不十分であり従って当初の目標どおり、他の荷重の実態についても調査を行い設計荷重全般を検討することとした。またこのような実態荷重を受ける現行構造物がいわばどの程度安全性を有しているかについても検討を施すこととした。さらに安全性の問題を設計荷重に取り込む方法としての荷重係数設計法についても検討を行い、道路橋示方書の限界状態設計法への移行改訂の動きに先導的に対応することとした。最後に詳細な実態活荷重データを用い、構

造物の損傷問題で、最も代表的な床版の疲労解析を行い、設計の考え方について考慮を行うこととした。

設計荷重委員会は以上の4点、①実態荷重の調査、②構造物の安全性の調査、③荷重係数の検討、④RC床版の疲労損傷解析について精力的に検討を重ねて来たが、今回その成果がまとまったので、ここにその一部を紹介する。本報告書は上記の内の③を中心とするものであり、現行の設計法で設計された構造物が種々の実態荷重を受けどの程度に安全性を有しているかを検討したものである。

1. 対象構造物の設定

本検討では阪神高速道路の代表的高架橋を扱うこととし、橋梁の代表的標準の構造部材でかつ支配荷重の異なるものを選び、各種荷重の違いによる影響を見ることとした。具体には次の6つの構造部材を取り上げた。

- ①鋼I桁 ②鋼縦桁 ③RC床版
- ④鋼横桁 ⑤RC単柱 ⑥鋼製単柱

2. 構造物の安全性についての検討手法

安全性を検討する手法には一般に2次モーメント法、フラクティル法等が用いられているが、当然、安全性を議論する場合、荷重と強度とが必要になる。これらの方法はこの両者の分布を知っておく必要がある。ところで、設計荷重委員会は主として荷重の実態調査に力点を置いており、強度に関する調査は全国的な問題でもあって扱っていないことから上記の方法ではなく、簡易的な手法によって定量的な評価を加える必要がある。そこで、ここでは部材強度については確定値として扱い、荷重については調査した実態荷重分布を用い、この両者がどのような大小関係に位置づけられるかを各部材毎に行い相対的な比較を論ずることとした。図-1に検討手法の概念を示すが、先ず現行設計法によって設計された構造部材の耐力いわゆる終局限界状態とその時の強度を設定する。終局限界状態とはその構造部材がある破壊モードで

破壊していく場合の限界の状態である。当然、許容応力度設計法による場合はここでいう終局限界、終局耐力よりも低い点で設計していることが多く、構造物の真の耐力はまだまだ高い場合が多いことから、終局限界の強度をはっきり見定める必要が先ずある。

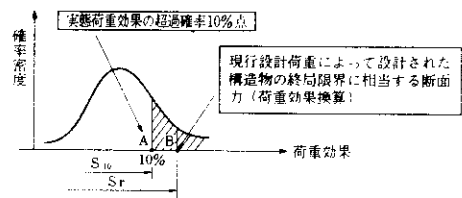


図-1 検討手法

次にその構造部材に作用する断面力、すなわち荷重効果が現実にもどのようになるかを計算する。この場合、当然部材の使用期間すなわちその高架橋の供用期間の長さによって、作用する荷重も大きいものがかかることもあるから、供用期間を定めて各荷重の発生チャンスを同一のベースのものとしておく必要がある。ここでは橋梁の耐用年数と呼ばれるものを仮に期間50年と想定した。実際の車両の走行や地震等の発生によってその部材にどのような断面力(荷重効果)が作用するかは、この期間内に発生する頻度と大きさによって確率論的に求まる。このようにして得られた或る部材の強度と荷重とを対比すると安全か否かが判断できる訳であるが、ここでは図-1に示すように荷重効果については一つの目安として10%超過確率に対応する点 S_{10} (いわゆる10%フラクティル値)をとりあげ、終局限界 S_u との比をとって S_u/S_{10} を各部材について横並びに比較することとした。

3. 構造部材の終局限界

3-1 限界状態の定義

構造物の限界状態とは、一般に次のように解釈されている。即ち構造物または部材がその機能を果たさなくなる状態を限界状態と考えこれを大きく2つに分けて使用限界状態に終局限界状態として考える。前者は通常の使用または耐久性に関連

する限界状態で有害なひびわれ、変形、変位、振動が生ずる状態をいう。後者は最大耐荷能力に関連する限界状態で、この点を超えると構造物または部材が崩壊すると考えられる状態で、断面の破壊、大変位によって耐荷能力を失う場合等をいう。これを管理の面から見れば構造物の健全度・機能を維持するための軽度の補修で対応できる状態と、致命的なダメージを受ける少し手前で修復が可能な状態の2つとして考えることもできる。

尚、疲労破壊についてはどちらの限界状態として区分するかの議論があるが、破壊時が問題となるか或いはそれ以前の機能上の問題が生ずるかによって考え方も変わろう。もちろん、通常の終局破壊を考える場合の最大荷重問題と、供用期間内の累積の荷重効果を扱う疲労問題とでは荷重の性格も異なってくる。

さて、本検討にあっては終局限界状態を超えるかどうかの安全性を議論するので、終局限界を各構造部材毎に想定する必要がある。以下に既往の研究成果等を活用してその設定を行う。

3-2 対象構造部材の終局限界状態の設定

(1) 鋼I桁

鋼I桁は閉断面でなくnon-compactな断面であるからフランジが σ_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 σ_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、活荷重を直接受けもつという橋全体の中での主桁の役割を考えた場合、安全性の余裕は他の部材以上に保有されるべきという考え方は、社会的にもコンセンサスが得られると思われるのでここではフランジ応力が σ_y となる状態を終局限界とした。今後の余剰耐力が十分調査され定量的にも把握されれば限界状態をもう少し高めにとることも議論になろう。

(2) 鋼縦桁

鋼I桁と同じ理由からフランジ応力が σ_y に達した状態を終局限界とした。

(3) RC床版

RC床版の静的な破壊は実験によるとせん断モードでありその耐力は100tほどあることが分かっている。他方、走行車の重量の実態からみても違反車のタンデムの軸重で50tが最大であり、それでも破壊は生じない。よって静的破壊は現状では終局限界の対象外となる。一方、実橋の床版をみると、ひびわれの劣化損傷が進行している。そして実験研究によると同一軌跡を走行載荷するとひびわれ劣化が進行し、比較的疲労強度が低くなり、橋の状況に近いことが示されている。特にその疲労強度曲線の傾きがなだらかな為、大型重量車の影響が加速度的に大きくなる。このような床版の劣化に関する研究は従来より数多くなされており、破壊モードは疲労によるせん断破壊であるとの認識になっている。

前記走行載荷試験によると、ひびわれ密度が10m/m²あたりからその進行は停留し、その後ある時期に疲労破壊する。この点だけをとらえれば終局限界はひびわれ密度が10~11m/m²に達する状態といえよう。但し、実務上、現在は5m/m²程度で機能上、管理上の面から補修を行っている。

さて、このように実際にはRC床版の破壊は疲労問題であるが、本検討においては荷重の累積効果を問題にしているのではなく、最大荷重による破壊を問題としているので、ここでは仮に静的破壊問題として扱い静的せん断耐力を終局限界とすることにした。

(4) 横構

横構部材は通常non-compactな断面で構成されることから、軸力部材としての耐力は座屈で決定される。よって単一部材の座屈強度を σ_{cr} をもって終局限界と考える。

(5) RC単柱

曲げ破壊モードが問題となる一般的なRC柱については昨今、種々の研究がなされている。これはRC柱の設計とその照査においてその変形性能を期待しようとするところにある。実際、実験結果をみると、曲げモードによって鉄筋が降伏した以降もRC部材は耐力を有し降伏時の

変位の数倍の変位が生じても降伏時の耐力がある。図-2は40cmの断面高さを有するRC柱の水平繰返し載荷によるP-δ曲線をその損傷状況とともに模式的に示したものである²⁾。終局

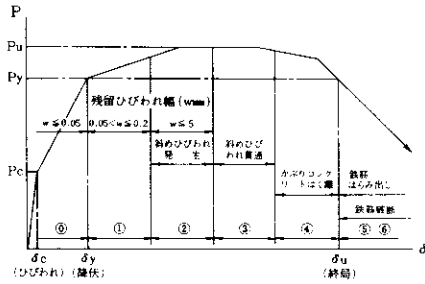


図-2 RC単柱のP-δ曲線とその状況

崩壊点をどのような点にとらえるか議論はあるが、被りコンクリートがはく離し、鉄筋がはらみ出す状態が限界状態と考えられる。表-1はその実験結果を整理したものであるが、上記の状況になる点はいわゆる残留変形性能 ($\delta u - \delta$) / ($\delta u - \delta y$) 10%に相当する。即ち塑性率で示せば $\mu = 1 + 0.9 \times (\mu u - 1)$ 程度が終局限界となる。ここに、 μu はじん性率であり、変形が大きくなって鉄筋降伏時と同じレベルの耐力を有している点の変位 δu を δy で除したものである。本検討においてはこの点に対し、修復をも考慮してやや安全側をとって $\mu = 1 + 2/3 \times (\mu u - 1)$ を終局限界とした。

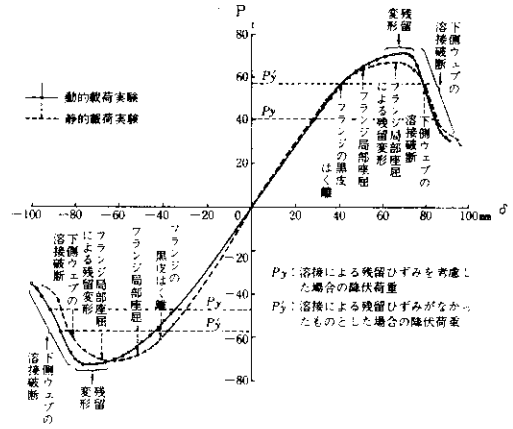


図-3 鋼製単柱のP-δ曲線とその損傷状況

(6) 鋼製単柱

鋼製脚についても耐震設計の意味からRC脚と同様にその限界状態がどのようなものか、どの程度の耐震性能・耐力があるか研究が進められつつある。図-3はその実験研究成果の1例であり³⁾、80cm角のモデル鋼製柱に鉛直荷重下で水平繰返し載荷を行った時の履歴曲線の包絡線を描いたものである。この結果をみると、鋼製柱の場合はRC柱に比べむしろ変形性能は少ない。これは閉断面の柱を構成していても充実はしておらず、フランジに局部座屈が生ずることによるものである。また、それに伴ってウェブの溶接部も破断する。

表-1 RC単柱の損傷状況と残留変形性能

	R C 単柱 損傷 の 変 位 履 歴 (損傷度)						
	① $\frac{\delta}{\delta y} \leq 1.0$	② $1.0 < \frac{\delta}{\delta y} \leq 0.4$	③ $0.4 < \frac{\delta}{\delta y} \leq 0.6$	④ $0.6 < \frac{\delta}{\delta y} \leq 0.8$	⑤ $0.8 < \frac{\delta}{\delta y} \leq 1.0$	⑥ $1.0 < \frac{\delta}{\delta y}$	⑦
繰返し最大水平力	$P \leq P_y$	$1.05 P_y$	$1.1 P_y$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$		$P < P_y$
残留水平ひびわれ幅 (軸力が小さい場合)	$w \leq 0.05$	$0.05 < w \leq 0.2$	$w \leq 5$				
割れひびわれ			発生	普通			
鉄筋破断					鉄筋はらみ出し		発生
損傷状況	通常						
	止						
残留強度	$P_u / (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_y / (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_u / (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$	P_y 以下	P_y 以下
残留変形性能 $\frac{\delta u - \delta}{\delta u - \delta y}$	100%	70%	50%	30%	10%	0%	0%

P_y, δ_y : 降伏点 P_u : 最大耐力 δ_u : 最大変位

従って、鋼製柱はフランジの応力が降伏点に達した後もウェブへの塑性化が進み、全塑性に至る少し手前で柱の座屈が生じて急激に崩壊に至るといえる。図-4は供試体は30cm角程度の小さなものではあるが、軸力や補剛リブの剛度の影響を調査したものの一例である。軸力がある程度あればリブの剛度の効果はあまり期待出来ず、M- ϕ 曲線でいわゆる変形性能 ϕ/ϕ_y は2程度である。

以上から本検討における鋼製柱の終局限界として $\mu_\phi = 2$ を設定した。

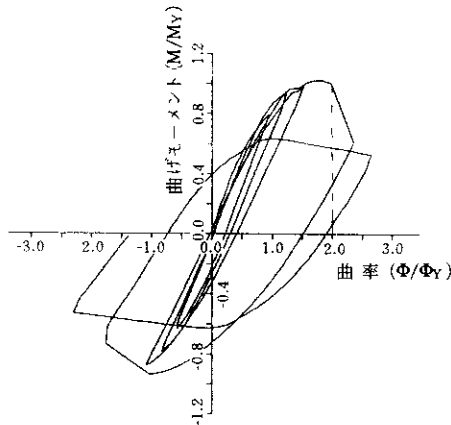


図-4 鋼柱単柱のM- ϕ 曲線と終局限界

3-3 終局限界状態に対応する強度項の計算

構造物とその材料、寸法とが現行設計法によって与えられ、一方でその終局限界状態を設定すれば、その構造物の終局限界強度が求まる。

表-2は、その計算法を示したものである。以下に簡単に説明を加える。

先ず現行設計法が許容応力度設計法によっており、各種荷重組合せに対して許容応力度の割り増しを行って設計していることから、この許容応力度点に対する降伏点の割合と設計荷重との積は、降伏点強度を荷重効果で換算表現していることになる。さらに橋脚のように降伏点が終局限界ではなくある変形性能を認める場合にはこれを考慮する必要があるが、ここでは変形性能、換言すれば部材の非線形効果を応答スペクトルの低減係数 C_μ で表わし、これを用いて補正する。 C_μ は塑性率 μ による低減係数で、ここでは亀田の研究によったが、部材の非線形応答がエネルギー一定則に従うとすれば $C_\mu = 1 / (2\mu - 1)$ となる。図-5にその概念図を示す。部材の応答が降伏点以上は断面力があがらず変位のみが増えるということは作用力を質量で除した応答加速度もある一定値以上にはあがらないということで、その変位は仮に線形応答したと考えた場合に消耗されるエネルギー

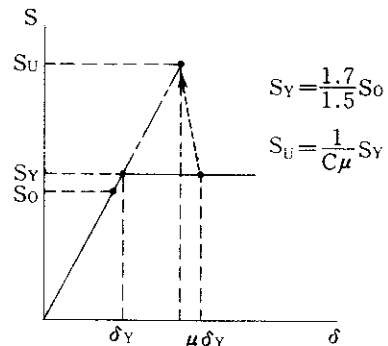


図-5 μ による S_u への換算

表-2 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**	終局限界状態に対応する強度 S_u の計算法	備考
①鋼1桁(主桁)	活荷重	フランジの降伏 σ_y	$1.0\sigma_{sa}$	$(1.7/1.0)(MD+ML)-1.1MD$	MD: 設計死荷重曲げモーメント
②縦桁		σ_y	〃	〃	ML: 設計活荷重曲げモーメント
③RC床版		静的せん断耐力 P_s	1200/1800	$P_s = r_c \cdot A_r + \sigma_{ct} \cdot A_o$ ****	P_s : 静的押抜きせん断耐力
④鋼1桁の横構	風荷重	部材の座屈強度 σ_{cr}	$1.2\sigma_{sa}$	$(1.7/1.2) wd$	Wd: 設計風荷重強度
⑤RC単柱橋脚	地震荷重	塑性率 $\mu = 1 + (2/3) \cdot (\mu_u - 1)$ *	$1.5\sigma_{sa}$	$(1.7/1.5) \alpha d / C_\mu$ ***	αd : 設計加速度, $\mu = 3$
⑥鋼		$\mu = 1 + (2/2) \cdot (\mu_u - 1)$	〃	〃	〃, $\mu = 2$

*) μ_u : 韌性率 ***) σ_{sa} は許容応力度, 係数は割増し係数 ****) P_s はせん断抵抗と引張抵抗との和として扱っている
***) 線型応答換算値
C μ は μ による低減係数

ギーが非線形の場合にも変わらないとすることから得られるとする考え方である。

μ は終局限界に対応する塑性率で前述した通り、RC柱の場合 $\mu = 1 + 2/3 (\mu_u - 1) \doteq 3$ ($\because \mu_u = 4$ とした) であり、鋼製柱の場合 $\mu = 1 + 2/2 (\mu_u - 1) \doteq 2$ ($\because \mu_u = 2$ とした) である。

鋼 I 桁や鋼縦桁については曲げモーメントが支配的でその中には死荷重の占める割合も相当ある。従って活荷重を対象として終局限界と対比しようとする場合は、死荷重を一定と考えその荷重係数を調査データ等を参考にして1.1にとり、その分を差し引くことにより活荷重に対する余剰耐力を考えた。

RC床版については実験研究と参考に表-2の式を用いた。これは鉄筋を除くコンクリートのみの押し抜きせん断破壊に關与するせん断及び引張断面の抵抗力を求めているものである。

以上から各部材の終局限界状態に対応する強度を荷重項に換算して求めることができる。

4. 各構造部材に作用する実態荷重

ここでいう実態荷重は2節で述べた通り、期間50年における最大値の分布であり、その目安として同荷重効果の分布の超過確率10%に対応するいわゆる10%フラクティル値を採用する。

以下においては各部材の支配的な荷重の最大値分布を得る方法について個別に述べる。なお、支配的な荷重としては表-2に示している通りとした。横構については地震荷重も影響が大きい、異なる荷重の影響を見ようということで風荷重のみに限定した。

4-1 活荷重

活荷重による荷重効果は前節で示した通り主桁及び縦桁の曲げモーメントで表す。荷重状態としては朝夕の通常の渋滞を対象とし、車重、軸重、車長、軸距、車間距離、車線幅方向荷重位置、大型車混入率、渋滞長、渋滞回数(ここでは衝撃効果はないとしているが考慮することも必要かも知

れない)等の確立分布が調査によって得られているのでこれらを用いモンテカルロ法で50年間分の通常渋滞列をシミュレーションにより発生させ、主桁或いは縦桁の曲げモーメントの応答の分布が所定の精度で得られるようにした。この場合、追越車線についても走行車線と独立に発生させている。

構造モデルは主桁については支間長40、60、80mの幅員9.5mの2車線道路を取り上げ、4本主桁のうち走行車線のほぼ直下にあるG2桁の支間中央点を着目点とした。荷重分配は1~0分配とした。シミュレーションの方法は支間中央に重量車がくるときにはほぼ最大応答が生じることから積載状況のトレーラーや大型車が中央に載るものと固定して効率化して行った。この場合、中央車は前軸と後軸の2軸の荷重モデルで載荷したが、中央車の前後に並ぶ車は車重全体を1集中荷重として載荷した。期間50年間のシミュレーションを行うことは膨大な計算であり、効率化をおこなったところで非常に大変な計算時間となる。そこで一般には適当な期間だけシミュレーションを行い、50年間との比率をベキ指数としてベキ乗則を用いて推定する手法がある。しかしながら車重等確率変数には実際には上限値があることからベキ乗則を用いて延長して推定することは妥当でないことが検討によって明らかにされた。よって本検討においてはまるまる50年間分のシミュレーションを行っている。

一方、縦桁についても車線中央直下の縦桁として、縦桁間隔2m、縦桁支間6mの単純桁モデルの支間中央点に着目した。ただし縦桁支間が6mであるため1台の車の後軸の影響が大きいので、活荷重としては荷重別ではなく渋滞、走行の2つの状況を含め単に軸重を必要回数発生させれば良いことになる。

床版についても支間2.3mとこれに応じて床版厚をそれぞれ21、25cmとし、支間中央に着目した検討を行っているが、この場合影響を与える活荷重は輪重となる。

4-2 風荷重

風荷重は一般に、 $W = \frac{1}{2} \rho V^2 C_D A$ と表わされるが、このうち最も変動係数が大きいと思われるものは風速 V と抗力係数 C_D とであろう。

後者については並列橋等の場合に大きく変動する。

一方、前者は地域、地形条件、地表粗度、高度等各種の要因で変動し、しかも二乗で効果を生ずるため影響が大きい。本検討では静的荷重にのみ注目し、設計用の C_D 等が現実を正しく反映して適切な値が用いられているとし、単に基本風速の推定が、設計用と異なるものとして検討を加えた。先ず設計風荷重は湾岸部の高度10mの点で $B/H \geq 3$ の桁断面に対し、水平長補正1.3を考慮して $W_d = 300 \text{ kg/m}^2$ である。そして実態の風速としては過去53年間の年最大風速のデータを極値分布にあてはめ、これより確率理論に従い50年間最大風速の分布を得た。この場合、極値分布のあてはめが特に大阪地域では問題となり台風の経路等の問題があって、必ずしも明快なあてはめはむずかしいが、ここでは紀伊水道を通過した大型台風グループのみとり出し極値I型にあてはめた。

なお、期間50年の最大値の分布の10%超過確率に対応する再現期間は475年となる。図-6に風速と再現期間との関係を示す。

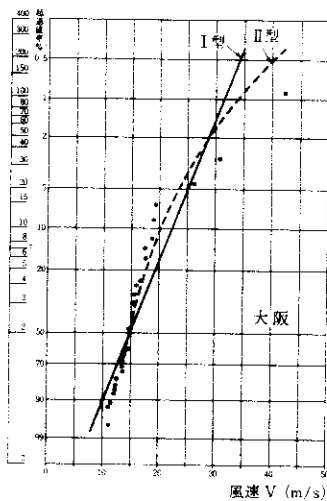


図-6 風速の再現期待値

4-3 地震荷重

地震荷重は応答加速度という言葉で占められるように応答を含めて初めて荷重効果となる。以下にこれを求める過程を示す。

当該対象地点の地震動はまずその発生過程と伝播過程とに分けられる。阪神地域を対象とする近畿圏の地震発生状況は活断層区によって分けられるゾーン毎によりその特性がみられ、既往の歴史地震の発生状況と比較的良好に符号する。そこでその4つのゾーンの特性をゾーン毎に地震規模(マグニチュード)とその頻度との関係として調査し、いわゆるGutenberg-Richterの関係式を得る。なお、このゾーン内ではその発生特性に従ってポアソン過程で地震が発生するとし、時間的、空間的不確定性をモデル化した。

次に対象地点の地表加速度あるいはその場合の加速度応答スペクトルは一般に地震種別の距離減衰式で推定されることからこれによって地震伝達特性と表現する。ここでは土研における研究成果を用いた⁷⁾。この両者を用いて対象部材の応答とその頻度の関係がえられる。この場合距離減衰式は各種要因を区分しないまま表現されていることから相当のばらつきがあるが、その回帰式の平均値だけをみた場合とばらつきを考慮した場合の2つについて検討した。いずれの場合も部材のある期間での応答加速度の分布を得ることを目的とするわけであるが、期間50年で10%超過確率に対応する再現期間475年の応答スペクトルが本検討での荷重効果となることからこのスペクトルを求める。応答スペクトルは線形応答として先ず求め、次に部材応答の非線形性を考慮して加速度応答を低減することになる。ただし、ここでは3節で部材の終局強度を線形応答値に換算しているので、本節では線形応答スペクトルを求めるところで議論をとどめる。図-7に以上の過程を踏んだ線形応答スペクトルを示す。距離減衰式のばらつきの影響は大きい。

なお、本検討ではRC単柱、鋼製単柱とも固有周期0.5秒及び1.0秒の2つの構造を対象とした。

5. 構造部材の安全性の検討

前節までに示した強度と荷重及び安全性検討の方法を用いて対象構造部材の安全性を相対的に比較してみる。荷重及び解析モデルの条件を表-3に示す。

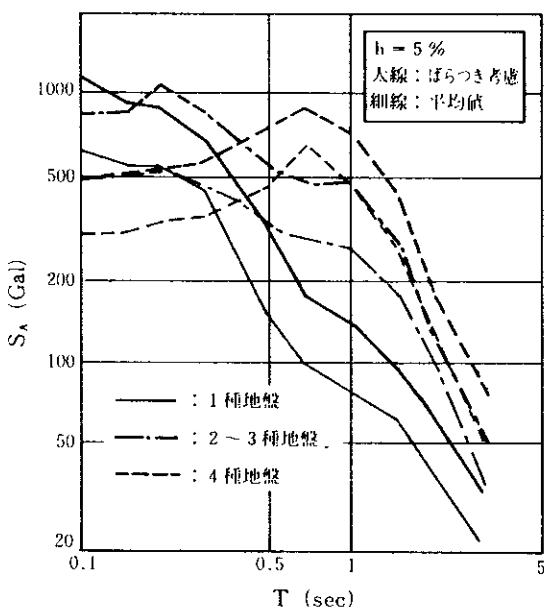


図-7 Tr = 475 年期待線形加速度応答スペクトル

5-1 鋼 I 桁

図-8は支間40mの場合の設計荷重と50年間最大値実態荷重と終局限界の相対関係を示す。図-9、図-10は同様に縦桁及び床版の場合を示す。図-11はRC単柱及び鋼製単柱場合の距離減衰式にばらつきを考慮しない場合のものである。

以上をまとめたものが表-4である。本表を総括すると次のようになる。

(1) 構造物全体を通じてみれば実態荷重に対し、現行設計下における構造物は概ね安全といえる。その安全性のばらつきは特に地震荷重に関する橋脚に多く見られ、相対的には活荷重に関する桁、縦桁等では比較的ばらつきは小さい。

いずれにせよ、これらの安全性のとり方、設計のあり方は今後の大きな課題となる。

表-3 構造部材の安全性の検討の為の解析条件

	荷 重 (期間50年10%超過確率値)	解 析 モ デ ル
鋼 I 桁	通常渋滞、幅員方向載荷位置考慮	2車線道路W=8.7mの単純桁 4本主桁のG ₂ 桁、1~0荷重分配
鋼 縦 桁	渋滞走行時全てを含む軸重とその回数	縦桁間隔2m支間6mの上に載荷
R C 床 版	〃 〃 〃 〃 〃 〃 輪 重 〃	床版厚(支間) 21cm (2m) 25cm (3m) 床版の曲げモーメントに換算
横 構	再現期間475年の風速を一様載荷	高度補正：1.0 水平長補正1.3 抗力係数1.6に固定した鋼 I 桁橋
R C 単柱橋脚	〃 〃 〃 〃 〃 〃 地震応答スペクトル ($\mu=3$ ($\mu_u=4$) で低減)	固有周期 0.5, 1.0秒
鋼 単柱橋脚	〃 〃 〃 〃 〃 〃 地震応答スペクトル ($\mu=2$ ($\mu_u=2$) で低減)	〃

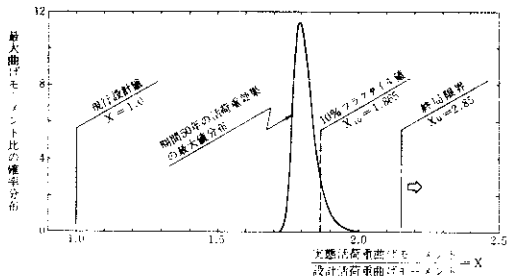


図-8 鋼I桁の安全性 ($l = 40\text{m}$)

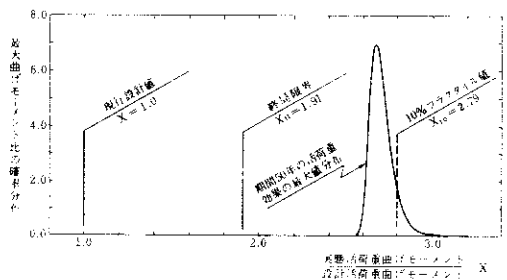


図-9 鋼継桁の安全性

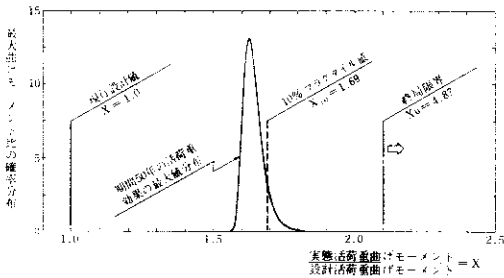


図-10 RC床版の安全性 (床版支間 3m)

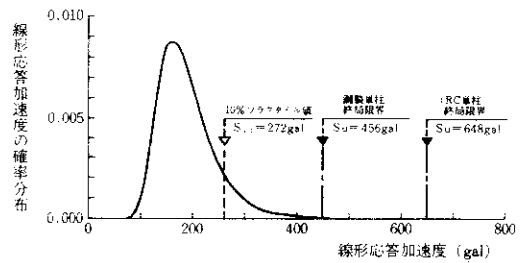


図-11 RC単柱・鋼製単柱の安全性

表-4 構造部材の安全性の比較

構造物	終局限界強度 / 実態荷重期間50年の最大値分布の10%超過確率値 (S_u/S_{10})					
	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
鋼I桁 (主桁)			$l=40$ ● 60 ● 80m ●			
縦桁		$X=2m$ ● $t=6m$ ●				
RC床版					$l=2.0$ ● $l=3.0$ ●	
横構		極値II型 ○	I型 ●			
RC単柱橋脚 ($\mu=3$)	1種地盤		○	●	■	■
	2種地盤		○	●	■	■
	3種地盤		○	●	■	■
	4種地盤		○	●	■	■
鋼単柱橋脚 ($\mu=2$)	1種地盤	○	●	■	■	■
	2種地盤	○	●	■	■	■
	3種地盤	○	●	■	■	■
	4種地盤	○	●	■	■	■

(注) 平均値 ● ○
 T=0.5 sec ● ○
 1.0 ■ □

(2) 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、設計荷重車の2倍程度の車が走行しているにもかかわらず安全側となる。

(3) 縦桁、特に、支間が6mと短いものについては上記のような死荷重に関する余裕が殆どなく、また実体荷重と設計荷重とのひらきも鋼桁に比べて大きくなるので安全性が低下する。

いずれにせよ、車重で80t、タンデム軸重で50t、軸重で30tという違反車が現実に行っていることは、現実の設計とかけ離れているといえよう。

(4) 床版については、縦桁同様、荷重条件は厳しいが静的耐力が非常に大きいためかなり余裕があることになる。しかしながら、本来床版の損傷は、疲労によるものと考えられており、この面から安全性を検討せねばならない。

(5) 横構について風荷重を対象に検討したところ、設計上許容応力度の割り増し係数が小さく安全率を高くとっているにもかかわらず、設計上の再現期間の設計と、この検討で統一した期間50年で10%超過確率となる荷重値(再現期間475年)とに差がある為、比較的厳しい状況にあるということになる。

(6) 地震荷重が支配的なRC単柱および鋼製単柱は、荷重の性格上まだまだ正確な把握が困難であることもあり、安全性評価も十分には出来ないが、安全性のばらつきが大きいと思われる。

しかし再現期間が500年近い荷重に対し全般적으로는安全側となったことはやはり部材の変形性能に帰因するものである。ただ、鋼製単柱の場合はその性能が小さいこともあり、安全性はRC柱に比べ劣る。

以上のことから分かるように主桁の死荷重に対する安全率の考え方、活荷重の影響が大半を占める床組への安全性の配慮、荷重のばらつきが大きい地震荷重のとり方と設計法の問題、構造物部の集合体としての橋梁設計における安全性のとり方等今後の大きな課題となろう。これらの問題の一解決策としての荷重係数設計法は限界状態設計法への移行の動きの中でクローズアップされるこ

とであろう。本検討と並行して行って来た荷重係数の試算検討については別の機会に報告したい。

あとがき

本検討は2年余にわたる膨大な作業および議論から生まれてきたもので、実務的、具体的、定量的に橋梁部材の安全性をこのように評価したものは現在のところ皆無と言って良いと思われる。本検討に携った者が各種の問題をのりこえ、様々な有益な共通理解を持たせたことに対し深く喜びを感じる。

ここに総合技術コンサルタント：久保雅邦、明田 修、石田良三、西森孝三、及び建設技術研究所：岡田鉄三、島村 浩、友永則雄、各氏に深く感謝の意を表す。また、常に我々に詳細な助言を与え全般に亘って指導して下さいました亀田弘行主査(京都大学教授)の御努力には設計荷重委員会の各委員の強力とともに真に頭が下がる思いである。ここに改めて感謝する次第である。

参考文献

- 1) 前田幸雄、松井繁之：鉄筋コンクリートスラブの疲労実験報告書、災害科学研究所、昭和59年3月
- 2) 国土開発技術研究センター、震災復旧技術研究開発土木委員会報告書：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書、昭和59年3月
- 3) 同上、昭和61年3月
- 4) 丹羽義次、渡辺英一：鋼橋脚の耐震性と健全度に関する研究、防災研究協会、昭和60年3月
- 5) 設計荷重委員会報告書：昭和59年3月
- 6) 同上：昭和61年12月
- 7) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室、土木研究所資料第1864号、最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その3)、昭和57年11月