

## 東神戸大橋の荷重係数設定と耐荷力解析

神戸建設部	設計課	北沢正彦
同 部	同 課	三浦龍太郎
同 部	同 課	金治英貞

### 要 約

本論文は、東神戸大橋を対象に限界状態設計法のフォーマットに従い、その耐荷力を照査したものである。

東神戸大橋は全支承を可動とするオールフリー構造を採用しており、主塔においては曲げモーメントが卓越し塔頂変位が大きくなっている。これらの特徴に加え、長大橋であるが故の破壊に伴う損失を考えると、設計荷重を超える終局時の荷重つまり耐荷力を把握しておくことが必要と考えられた。そこで、支配荷重となる活荷重、風荷重、地震荷重に対する耐荷力照査荷重設定と耐荷力解析を行い、本橋の安全性の確認を行うこととした。

耐荷力を照査する荷重係数の設定は、活荷重、風荷重、地震荷重について終局状態に着目した安全性レベルを有するように行っている。特に、活荷重係数については2層構造の3径間連続の床組成成された長大斜張橋という極めて複雑なケースを対象に詳細な検討の結果定めたものであり、長大橋の活荷重レベルの設定の妥当性を調査したものである。

一方、耐荷力の解析は、降伏、全体座屈の他、局部座屈も考慮して行っており、これより各解析ケースにおいて崩壊モード、耐荷力を求めている。その結果、活荷重、風荷重、地震荷重のいずれにおいても耐荷力の方が照査荷重を上回り、本橋の安全性が確認された。なお、本照査は今後の設計法となる限界状態設計法に形式、内容とも従っており、いわば初めての実践といえる。

### まえがき

これまで長大橋を対象として、設計されたものが十分な耐荷力を有しているかどうかを照査している例がいくつかあるが、その趣旨は耐荷力がいかほど有るかを知るといふ色彩が強かった。

本橋の場合、基本構造系をオールフリーとしたため塔下部は地震と風が、塔上部は活荷重が支配荷重となっている。そして、塔は軸力よりも曲げが卓越し変位も大きいという特性を有している。また、長周期構造物となっていることから設計

で考えている再現期待値100年の地震荷重などが予想以上に大きくなった場合もありえ、構造物の耐荷性能や挙動については把握しておく必要があると考えられる。さらに、長大橋が崩壊した場合の損失の大きさを考えれば、設計で想定した荷重

以上の考えうる荷重に対する安全性配慮が必要と思われる。

以上の観点と趣旨から、本橋の耐荷力の照査を

行なったが、ここではこれまでにみられる照査と異なる以下の2つの新しい面を有している。

①荷重係数を考えるべき最大荷重として与えた。特に活荷重については荷重状態をシュミレートして詳細な解析検討結果から求めている。従って照査の方法はいわば限界状態設計法にならった形になっている。

②従来の耐荷力解析は橋梁部材の全体座屈における耐荷力によってのみ評価していたが、今回は部材を構成する補剛板の局部座屈による強度低下も考慮した。

## 1 東神戸大橋の塔柱の設計

本橋の設計は表-1に示す設計荷重によっている。斜張橋の構成要素特に塔は100年再現期待値の風、地震ならびに活荷重のそれぞれにより支配され断面決定されており、塔の地震、風による橋軸方向変位は設計上60cmにおよんでいる。

一般に耐荷力の議論では、塔のように曲げ圧縮が生ずる部分が問題となるので、塔の設計法について予め述べておく。

本塔は全橋モデルを用いた微小変位解析により許容応力度法で設計されている。その場合、有効座屈長は塔面外に対しては全体平面モデルの座屈解析から、塔面内に対しては有効接線弾性係数法から水平梁によって分けられる上段、中段、下段の3区分に対し求めている。そして、材料非線形を考慮した弾塑性有限変位解析を荷重倍率1.7まで行なった結果得られる各断面力の非線形率 $\beta$ を用いた次式によって断面を決定している。

$$\frac{\beta_N \sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\beta_y \sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}} + \frac{\beta_z \sigma_{bcz}}{\sigma_{bago}} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$\beta_N \sigma_c + \beta_y \sigma_{bcy} + \beta_z \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (2)$$

ここで、

$\beta_N, \beta_y, \beta_z$  : 各非線形率

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bcy}$  : 強軸まわりの曲げ応力度

$\sigma_{bcz}$  : 弱軸まわりの曲げ応力度

表-1 設計荷重

荷 重	荷 重 の 大 き さ
活 荷 重	本四基準により $q=300\text{kg}/\text{m}^2$
風 荷 重	基本風速 $40\text{m}/\text{s}$
地震荷重	固有周期 $4.4\text{sec}$ で $120\text{gal}$

$\sigma_{caz}$  : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bay}$  : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度

$\sigma_{bago}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限值

$\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度

なお、式(1)は安定照査式、式(2)は局部座屈照査式である。

## 2 荷重係数設定

本橋がどれだけの荷重に耐えるべきかを考える場合、設計荷重より大きな荷重を想定してどの程度の安全性を考えるかによって異なる。しかし、工学的に考えられる最大の荷重をイメージすべきことは明かである。

これまで、当公団では設計荷重委員会のもとにこの種の検討を行なっているが、それは日本道路協会橋梁委員会で行なわれている検討と同様供用期間50年で10%の発生超過確率を規定する荷重レベルすなわち再現期間475年の荷重を限界状態設計法に用いる荷重として想定してきている。つまり、この荷重 $S$ とある安全率 $\nu$ を有する耐荷力 $R$ との比較 $\nu S \leq R$ によって設計しようとしている。

ところで、限界状態としての強度が確定している場合を考えれば、50年で10%の発生超過確率が生じるような荷重レベルを用いて設計したものは $\nu=1.0$ の場合、当然ながら50年で破壊確率は $Pf=10\%=10^{-1}$ となる。

従って、荷重係数を応答(荷重効果)の目標破

壊確率 $P_f^*$ から抑えて決定する方法と荷重そのものの超過確率から決定する方法とは同値となる。

荷重係数の設定は本質的に後者から定めることがより普遍的であり、今後のわが国における示方書改訂における動きとしてふさわしいものと考えられる。ただし、荷重組合せに問題を拡張すれば

$$\gamma_D D^* + \gamma_L L^* + \gamma_T T^* + \gamma_{EQ} EQ \quad (3)$$

ここで、

$\gamma_D$  : 死荷重係数、 $\gamma_L$  : 活荷重係数、

$\gamma_T$  : 温度荷重係数、 $\gamma_{EQ}$  : 地震荷重係

数、 $D^*$  : 設計死荷重、 $L^*$  : 設計活荷重、

$T^*$  : 設計温度荷重、 $EQ^*$  : 設計地震荷重

における $\gamma_L$ 、 $\gamma_T$ 、 $\gamma_{EQ}$ 等は前者の方法に頼らざるを得ないかも知れない。なお、いうまでもなくこれら荷重係数 $\gamma$ の組合せは実態として有り得る最大の状態を模擬しているものに他ならない。

今回は活荷重に対しては前者の応答を通した見方によって決定したが、他の荷重については後者の考え方で決定している。いずれにしても、今回の照査における荷重レベルでは50年で10%の超過確率となるレベルを採用する考え方を基本とした。以下、各荷重係数の設定根拠を述べる。

#### (1) 死荷重、プレストレス

実施荷重のばらつきは、設計時の仮定死荷重と精査死荷重との差のばらつきおよび製作時のばらつきに区分される。ここで、前者については長大橋梁では数回の試算の上で仮定死荷重を定めていることからばらつきは小さいものと考えられ、因島大橋において行なわれた調査でも仮定死荷重と

実施荷重とのばらつきは1%程度であることが示されている。後者についても、精度よく加工された鋼材や舗装を想定すればばらつきは非常に少ないものと推定される。以上のことから、死荷重係数 $\gamma_D$ は $\gamma_D = 1.0$ とする。

プレストレスについても、緊張管理をきちんと行なうものであるからクリープ等が生じない限り $\gamma_P = 1.0$ と考えられる。

#### (2) 活荷重

活荷重の状態については、①自然渋滞、②突発渋滞の二ケースを考慮して最大荷重を求めるとした(表-2参照)。

実荷重による断面力つまり荷重効果を得る方法としては、自動車の列を現実に近い形で載荷することとして、車種構成、渋滞長、各車種毎の重量、車長等を確率モデルに従いモンテカルロ法でシュミレートした。これらのモデルは、設計荷重委員会の調査結果によったが、大型車トレーラ類は各軸重をモデル化し、軽量車は車重1ヶでモデル化した。

シュミレーションは、活荷重時に問題となる中央径間中央、および塔部支点、ケーブル、塔上部に着目して行なうこととした。ここで、シュミレーションの効率化のために、影響線からみて最も曲げあるいは軸力の影響のある箇所に重量車をおき、さらに車重も上記確率モデルである一定値以上のものに限定することとした。シュミレーションは100回行ない、その最大値分布を極値I型にあてはめ10%超過確率を設定する値を照査荷重とした。ちなみに本橋は、床組が主構と合成されていることから床組応力も加わるため、最大応力発生箇所はその点も配慮しなければならないが、活荷重のうちT荷重係数ではなくL荷重係数に注目していく方針であれば上記の手法は妥当である。その他、車重の両舷材への分配は1-0分配によった。表-3に活荷重係数の計算結果を示すが、これより次のようなことがいえる。

①自然渋滞より突発渋滞の方がやや大きい荷重係数を与えている。

②突発渋滞の場合、渋滞長が十分に長いため渋滞回数に影響されていない。

表-2 活荷重の状態

	① 自然渋滞	② 突発渋滞
状態	上下層とも計6車線の自然渋滞	上層は夜間の大型車の突発事故による渋滞、下層はわき見渋滞がないという特殊性から通常の走行状態
頻度	1回6時間/日	2回/年
大型車混入率	20.40%	40.60%
衝撃	考慮しない	考慮しない

表-3 東神戸大橋の活荷重係数計算結果

		自然渋滞 (上下3車)		突発状態 (上3車) 通常走行 (下3車)	
		20%	40%	40%	60%
大型車混入率					
中央径間中央	$10^{-1}$	0.71	0.84	(0.77) 0.73	(0.89) 0.85
	$10^{-3}$	0.85	0.95	(0.88) 0.84	(1.00) 0.96
	$10^{-5}$	0.98	1.06	(0.98) 0.95	(1.10) 1.06
塔 支 点	$10^{-1}$	0.64	0.83	(0.79) 0.77	(0.93) 0.91
	$10^{-3}$	0.73	0.92	(0.90) 0.87	(1.03) 1.10
	$10^{-5}$	0.83	1.02	(1.00) 0.98	(1.12) 1.10
渋滞回数	6時間/日			(50回/年) 2回/年	

③自然渋滞、突発渋滞ともに着目点による影響が小さい。これは荷重係数が基本的に荷重そのものから決まることに起因している。

④目標破壊確率による荷重係数の動きは0.1程度と少ない。

さらに付け加えれば、本体設計に用いた本四基準に基づく設計荷重と動的応答から定めた衝撃係数0.05は、この長大橋への満載のチャンスを表現していると考えられる。数値にこだわれば50年で10%超過確率を目標とするとき、荷重係数は0.9となり現設計荷重（主載荷 $300\text{kg}/\text{m}^2$ 、従載荷 $150\text{kg}/\text{m}^2$ ）を1割程減じたレベルになるが、現段階においてはこの設計荷重で妥当であるといえる。

参考までに中小橋梁の主桁を対象として荷重係数を求めたものが表-4である。この表は公称荷重として衝撃を入れているものであるから、車重のみによる比較をするには低めの数値を与えることになる。このことも考えれば、支間の短い場合は実態からみてやはり現行荷重では小さいといえる。なお、中小橋梁の場合は、スパンが短いことから目標破壊確率による動きが大きく、またスパンによる荷重の低減が可能であることがうかがわれる。

表-4 中小橋梁の荷重係数計算結果

着目点	50年最大値 の超過確率	支 間 長		
		3×40m	3×60m	3×80m
中間支点 の支点反力	$10^{-1}$	1.04	1.05	1.05
	$10^{-3}$	1.20	1.18	1.17
	$10^{-5}$	1.35	1.31	1.29
中央径間中央 の支点反力	$10^{-1}$	0.98	0.84	0.83
	$10^{-3}$	1.25	1.05	1.04
	$10^{-5}$	1.52	1.25	1.24
中間支点の 曲げモーメント	$10^{-1}$	1.04	1.00	1.02
	$10^{-3}$	1.22	1.14	1.16
	$10^{-5}$	1.39	1.27	1.30

(3) 地震荷重

本橋の地震荷重は長周期構造用に特別に設定したものであるが、さらにそのスペクトルの信頼性を確認する研究が土岐によってなされた。その結果は図-1に示しているとおおり $M=8.0$ 、 $\Delta=150\text{km}$ の南海道地震を想定したとき、設計スペクトルは距離減衰式のばらつき $1\sigma$ を考慮した $m+1\sigma$ にはほぼ相当していたと判断され、妥当性が確認された。

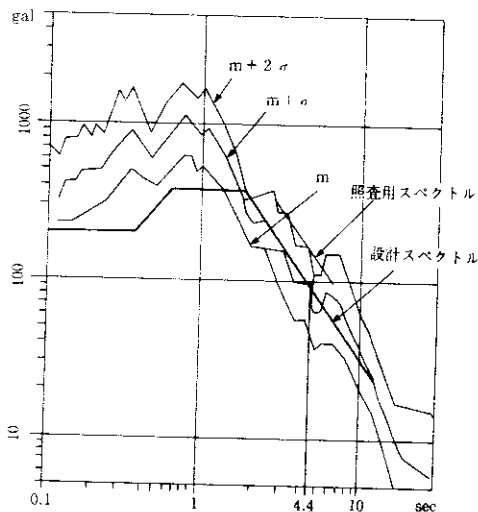


図-1 地震荷重

そしてさらに、本橋の崩壊を防止する耐震安全装置ペーン型ダンパーの設計にあたっては $m + 2\sigma$ の荷重を考慮することとした。この荷重レベルは、設計スペクトルの1.4倍のレベルに相当する。

このような経緯で耐震安全装置を設計していることもあって、橋梁の破壊に対する照査荷重としては荷重係数の形で $\gamma_{EQ} = 1.4$ を用いるべきと判断した。ちなみに、 $2\sigma$ をこえる確率はほぼ2%である。

#### (4) 風荷重

設計風荷重は、図-2のとおり地形因子をベースとした各種多重回帰推定式と気象データから推定したものに架橋地点の局所的な影響を考慮して定めた100年再現期待値である基本風速40m/secをもとに設定した。ここで、この設計荷重を前述したとおり期間50年で10%超過するようなものとして照査荷重を設定する場合は、再現期間475年の風速により定まる風荷重を求めればよいことに

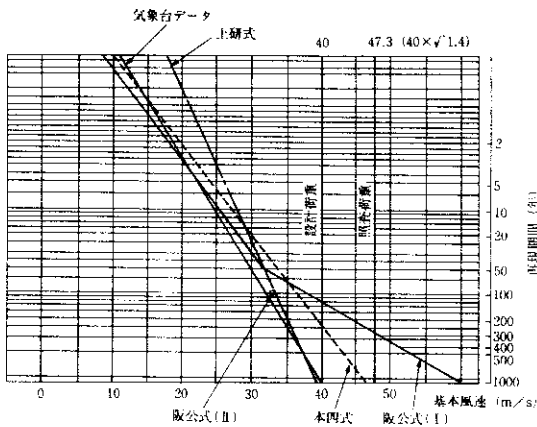


図-2 風荷重

なる。

風荷重は風速の推定式によって大きく異なるという問題があり最も安全側を考えれば図-2中の阪公式(I)がその対象となるが、ここではこのばらつきも念頭にいれ荷重で1.4倍となる風速 $40 \times \sqrt{1.4} = 47.3 \text{ m/s}$ を照査用の風速とした。つまり、 $\gamma_w$ としては1.4を与えた。

#### (5) その他の荷重

活荷重、風荷重、地震荷重と組み合わせる他の

設計荷重として支点移動の影響SD、製作・架設誤差E、地震時活荷重 $L_{EQ}$ 、地震時あるいは風時の温度変化 $T_{15}$ があるが、これらについてはすべて $\gamma = 1.0$ とした。

#### (6) 組合せ照査荷重

以上の荷重係数を用いて照査するわけであるが、ここで照査式 $R \geq \gamma_g \cdot \Sigma S$ における全体安全係数 $\gamma_g$ を定めておく必要がある。その際、本橋のような長大橋にどれだけの値を採るべきかについては議論があると思うが、既往の検討結果では安全率の増に対する各荷重の発生確率は著しく小さくなること、さらに作用応力度のうち死荷重の占める割合が相当大きいことから $\gamma_g = 1.1$ とした。

従って、組合せ照査荷重は前述の結果から下記のとおりとなる。

$$1.1 (D+PS) + 1.0 (SD+E) + 1.1 \times 0.9L \quad (4)$$

$$1.1 (D+PS) + 1.0 (SD+E+T_{15}) + 1.1 \cdot 1.4W \quad (5)$$

(W:  $\theta = 30^\circ$  の斜風)

$$1.1 (D+PS) + 1.0 (SD+E+T+L) + 1.1 \times 1.4EQ \quad (6)$$

(EQ:  $\theta = 0$  (橋軸),  $30, 60, 90^\circ$  (橋軸直角))

ここで、

D: 死荷重、PS: プレストレス、SD: 支点移動の影響、E: 製作・架設誤差、L: 活荷重、 $T_{15}$ : 風および地震時の温度荷重、W: 風荷重、 $L_{EQ}$ : 地震時活荷重(活荷重の $1/2$ )、EQ: 地震荷重

なお、支点移動の影響等については $\gamma_g = 1.1$ を乗じなかった。

ところで、式(4)については現行の設計において許容応力度を1.7の安全率を採って定めていることから照査するまでもないことがわかる。これに対し、式(5)、式(6)については設計が許容応力度の割増し係数1.35と1.50を用いたものになっていることから弾性挙動を想定した場合、必要荷重係数(全体安全係数×照査荷重係数;  $1.1 \times 1.4 = 1.54$ )を下回る安全率(風時1.26、地震時1.13)となり、耐荷力の照査を行なう必要があることがわかる。

### 3 耐荷力解析

#### 3-1 全橋骨組モデル弾塑性有限変位解析

本解析は、設計された全体構造物が仮に板の局部座屈がないものとして、荷重逐次増に対しどのように塑性化し部材の全体座屈を含む崩壊へつながっていくかを追跡することによって耐荷力を求めるものである。従って、荷重を受けない初期から存在する応力（表-5に示す溶接による残留応

表-5 残留応力 (SS41~SM58)

	補剛板	補剛材
引張	0.9~1.0 $\sigma_y$	0.6 $\sigma_y$
圧縮	0.2~0.3 $\sigma_y$	0.15~0.2 $\sigma_y$

力)や変形(初期不整)を考慮しておかなければならない。

本解析では、せん断流理論を拡張して弾塑性ねじりを考慮できるようにしており、塑性流れ理論を断面分割法に組み合わせて骨組解析をベースにしながら広がりをもつ断面の各部分の応力を計算し、直応力度とせん断応力度の組合せに対しミーズの降伏条件で判定評価し逐次計算するものである。塔の断面については、1~3セルと変化するが内ウェブのみ等価板厚にしたこと以外は全

てリブつきでモデル化した。主桁の断面については鋼床版、床組、弦材の複床構造で板と骨組の混合構造モデル化が難しいこと、また塔が耐荷力上問題となる主たる解析の対象であることから、諸剛性が等価な一本の薄肉箱桁断面部材に置換した。

なお、ケーブルは当然ながら非抗圧部材としてゐる。荷重載荷法としては、式(5)、(6)に示した第2項までの荷重を先に載荷し、以下WあるいはEQを漸増していく方法をとった。従って、耐荷力の表現としては次式で示される。

$$1.1(D+PS) + 1.0(SD+E+T_{1s}) + \alpha_{RW}W \quad (7)$$

$$1.1(D+PS) + 1.0(SD+E+T_{1s}+L_{EQ} + \alpha_{REQ}EQ) \quad (8)$$

ここで、

$\alpha_{RW}$  : 風荷重に対する耐荷力係数

$\alpha_{REQ}$  : 地震荷重に対する耐荷力係数

(添字のgは全体座屈解析、W、EQは荷重を表す)

解析の結果は表-6に示すとおりで、解析ケースとしては橋軸方向あるいは斜め地震に着目していたが、結果的に橋軸直角方向からの地震に弱いと判定された。これは、塔柱間隔の狭い構造となっていることによるものと思われる。また、塔上部水平材からの自由長が長いことも崩壊し易い箇所を生じさせている一因である。図-3、図-4にそれぞれ崩壊モード、荷重-変位曲線の一例を示す。

ちなみに活荷重を対象としたケースでは、他の

表-6 全橋骨組モデルによる耐荷力解析結果

荷重	耐荷力係数 $\alpha_g$	崩壊状態
L	7.30	主桁支間中央塑性ヒンジ
W ( $\theta=30^\circ$ )	2.60	塔面外曲げによる塔基部降伏, 変位急増
EQ ( $\theta=0^\circ$ )	3.65	塔基部塑性ヒンジ, 変位急増
EQ ( $\theta=30^\circ$ )	3.55	塔基部・塔上下水平材・橋脚基部塑性ヒンジ, ケーブル破断
EQ ( $\theta=60^\circ$ )	2.55	塔・橋脚の上下水平材・脚基部塑性ヒンジ
EQ ( $\theta=90^\circ$ )	2.25	塔上下水平材端塑性ヒンジ, 塔面内の機構崩壊

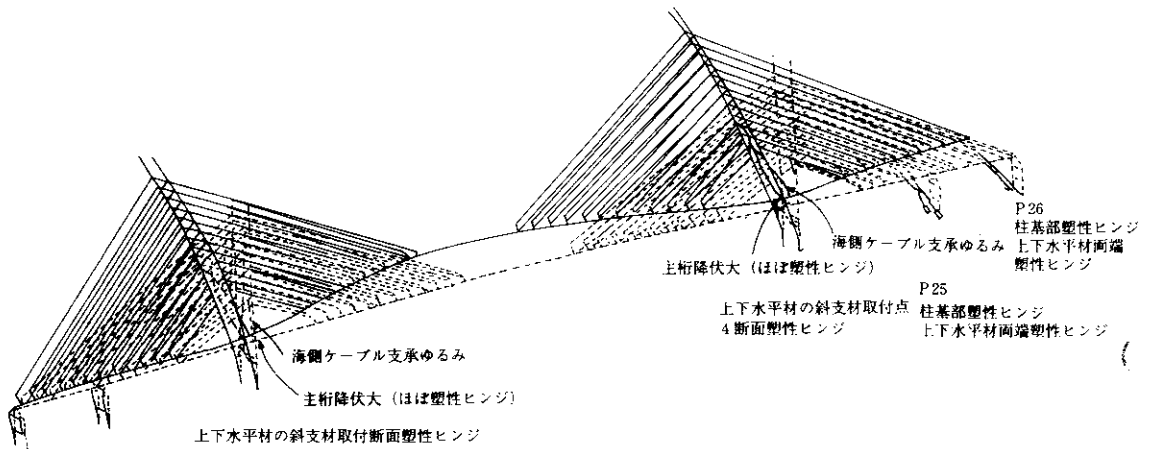


図-3 崩壊モード (EQ:  $\theta=90^\circ$ )

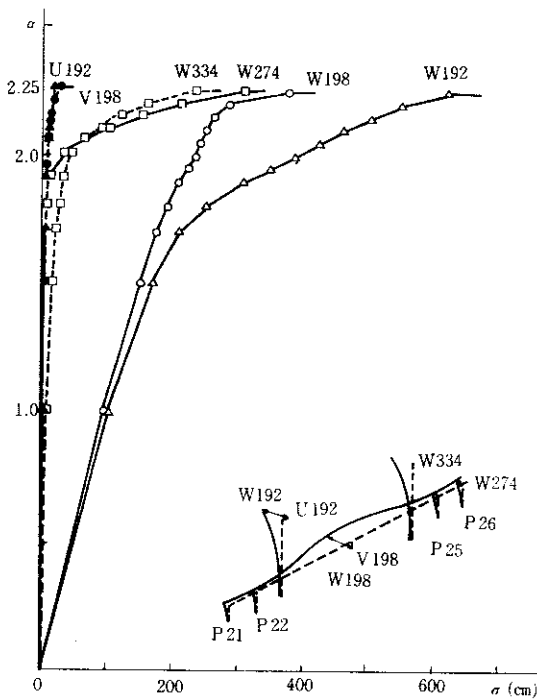


図-4 崩壊荷重と変位曲線 (EQ:  $\theta=90^\circ$ )

ケース同様に死荷重、プレストレス、支点移動等を考慮しているにもかかわらず耐荷力係数  $\alpha_{GL}$  が7以上もあることが示されているが、これは死荷

重に対する現行設計の安全率に起因している。

### 3-2 補剛板パネルの弾塑性有限変位解析

3-1で求められた耐荷力は板パネルの局部座屈を考慮していないため、これによる耐荷力の低下が見落とされることになる。解析上、これを同時に取り入れられればよいが現実的に不可能なことから、3-1で極限状態となる断面について板パネルの局部座屈照査をすることとした。なお、このような配慮をした解析はこれまでに例がない。

解析は全橋モデル同様に弾塑性有限変位解析によって行なっている。具体的にはまず、図-5のように両端に剛棒を付した板パネルを解析モデルとし、これに曲げを軸力を与え、応力勾配  $\phi=2$  を境に偏心圧縮あるいは回転を変位増分法で解析して板パネルの極限強度の相関曲線を求める。なお、板の初期たわみは板パネルと補剛材の初期たわみの最大値(道路橋示方書に示される製作誤差の許容値)により与え、残留応力については3-1と同様のレベルを与えた。

相関曲線は、次式の

$$K_u = (N_u/N_y) + (M_u/M_y) \quad (9)$$

ここで、

$K_u$ : 強度指標、 $N_u$ : 極限状態における圧縮荷重、 $N_y$ : 降伏圧縮荷重、 $M_u$ :

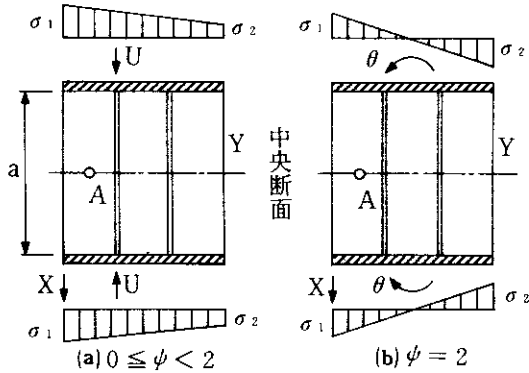


図-5 局部座屈解析モデル

極限状態における面内曲げモーメント、  
 $M_y$ : 降伏モーメント

で与えられ、純圧縮状態となる塔上部水平材のフランジでは  $K_u = 1.0$ 、曲げ状態となる塔下部水平材ウェブでは  $K_u = 1.3$ 、また塔基部フランジ、ウェブは  $K_u = 1.0$  となった。なお、縦補剛材の多い実際の補剛板パネルの場合、ほぼ  $K_u = 1.0$  となることが知られている。

次に3-1の解析による弾塑性応力分布を積分して得られる曲げと軸力の組合せを荷重ステップ毎に求める。そして、図-6のようにこの作用応力の経路が極限強度の相関曲線を横切る点をもって局部座屈を考慮した最終的な耐荷力（荷重係数で  $a_l$ ；添字の  $l$  は局部座屈を表す）を得るわけである（表-7参照）。この図より3-1で求めた耐荷力点と原点とを結ぶ直線と相関曲線との交点が正しい耐荷力を示していないことがわかる。また、本ケースでは、曲げと軸力がある割合である状態から橋梁が変形して軸力で突っ張る形に移行していることがわかる。なお、この図に示されている破線は局部座屈を考慮していない場合の耐荷力相関曲線である。

以上の結果をもとに、表-7に示すようにいずれもケースについても、局部座屈を考慮した耐荷力係数  $a_l$  が照査荷重係数に全体安全係数1.1を乗じた必要荷重係数よりも大きく、最終目的としての本橋の安全性が確認された。

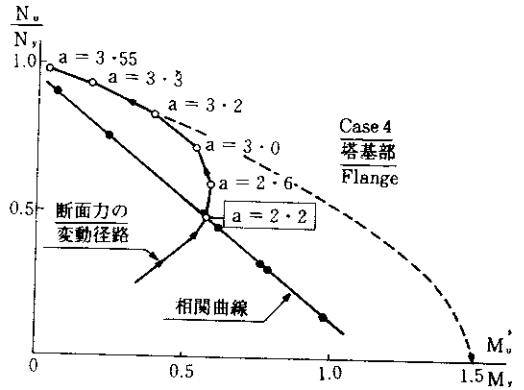


図-6 崩壊への経路

表-7 補剛板パネルモデルによる耐荷力解析結果

荷重	耐荷力係数 $a_l$	必要荷重係数
W ( $\theta = 30^\circ$ )	1.88 (Web)	$> 1.4 \times 1.1 = 1.54$
EQ ( $\theta = 0^\circ$ )	2.20 (Web)	$> 1.4 \times 1.1 = 1.54$
EQ ( $\theta = 30^\circ$ )	2.20 (Web)	$> 1.4 \times 1.1 = 1.54$
EQ ( $\theta = 60^\circ$ )	2.21 (Flg)	$> 1.4 \times 1.1 = 1.54$
EQ ( $\theta = 90^\circ$ )	2.19 (Flg)	$> 1.4 \times 1.1 = 1.54$

### あとがき

本稿は、長大斜張橋である東神戸大橋に関する耐荷力照査を行なったものであるが、従来にみられない照査荷重の設定と局部座屈を考慮した耐荷力解析によって本橋の安全性を確認することができた。

ここでの一連の検討は、単に本橋の耐荷力照査にとどまらず本橋の設計をさらに深く位置づけたものと考えられ、また総合的な将来の設計照査法の基礎になるものと考えられる。

なお、本検討は東神戸大橋技術委員会上部工分科会（小松定夫主査）の指導のもとに行なわれ、崎元達郎熊本大学教授、奈良敬岐早大助教によって3-1、3-2の詳細な耐荷力解析が実行



された。また活荷重係数の解析にあたっては総合技術コンサルタント明田修氏に膨大な労力を投入していただいた。ここに心より敬意と深謝の意を表したいと思います。

## 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：設計荷重委員会報告書、昭和61年12月
- 2) 土岐ほか：強震記録における長周期成分の信頼度に関する研究、防災研究協会、昭和62年3月
- 3) 北沢、杉江：東神戸大橋の耐震設計と模型振動実験による確証、阪神高速道路公団技報第8号、1988
- 4) 崎元、奈良、小松、北沢：曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究、構造工学論文集VOL. 36A、1990. 3
- 5) 阪神高速道路公団、総合技術コンサルタント：東神戸大橋の活荷重係数試算報告書、昭和63年3月
- 6) 阪神高速道路公団、総合技術コンサルタント：中小橋梁の活荷重係数試算報告書、平成1年3月