

I-42

曲げが支配的な主塔を有する
長大斜張橋の耐荷力

熊本大学 正員 崎元達郎 岐阜大学 正員 奈良 敬
大阪産業大学 正員 小松定夫 阪神高速道路公団 正員 北沢正彦

1) はじめに：阪神高速道路公団が大阪湾岸線に計画中の東神戸大橋（仮称、中央径間485m、側径間200m、橋長885m、塔高150m）は、柔構造的な考え方を大規模な橋梁に応用したオールフリータイプの斜張橋で、支配荷重となる地震荷重や風荷重に対する動特性に有利な構造となっているが、一方では、主塔に大きな曲げがかかったり大きな軸方向変位が生じるなど、これまでの斜張橋とは異なった挙動や破壊形態をとると考えられる。そこで、各種荷重のもとで、本橋全体の耐荷力について考察した。

2) 主塔の基本設計：基本設計は原則として道路橋示方書に準拠した許容応力度法で行っているが、主塔の設計については、以下の手順で断面決定を行っている。a) まず、全体を骨組として微小変位解析を行い各荷重の組合せに対して断面力を計算する。b) 主塔面外の有効座屈長を全体平面モデルの座屈解析により求める。c) 主塔面内の有効座屈長は、上段、中段、下段について定めることとし、主塔平面モデルに対して、有効接線弾性係数法による弾性座屈解析により算出する。d) 全体立体モデルにて塔柱のみ簡易的に材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析を荷重倍率1.7まで行い、各断面力の非線形率 β を計算する。e) 許容応力度の算出にb) c) の有効座屈長を用いて以下の応力照査式を満足するよう断面を決定する。

$$\frac{\beta_N \sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\beta_y \sigma_{bcy}}{\sigma_{bay}} + \frac{\beta_z \sigma_{bcz}}{\sigma_{bag0}} \leq 1.0 \quad \text{および} \quad \beta_N \sigma_c + \beta_y \sigma_{bcy} + \beta_z \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (1)$$

3) 骨組としてのの全体構造の耐荷力解析¹⁾：主塔の耐荷力を主眼に考えて、補剛トラスのみ剛性の等価な一室箱型断面に置換し、その他の部材や拘束条件はできるだけ実橋に忠実にモデル化した薄肉断面骨組構造としての耐荷力を、支配的な六つの荷重ケースについて有限変位弾塑性解析により求めた。死荷重(D)、プレストレス(PS)、施工誤差(E)、支点沈下(SD)、温度(T₁₅)、地震時活荷重(L_{EQ})を所定値載荷後、それぞれの着目荷重、活荷重

表-1 骨組の耐荷力解析における終局荷重係数 α_g

(L)、風荷重(W)、地震荷重(EQ)を増加させ、崩壊時の荷重の設計荷重に対する比を α_g とした。その値と崩壊状況を表-1に示す。また、図-1には、ケース3の崩壊時の変形状況と特記事項を示している。

ケース	着目荷重	荷重条件	α_g	崩壊状況
1	中央径間満載活荷重	1.1(D+PS)+1.0(E+S _{D1})+ α L ₁	7.30	主桁支間中央に塑性ヒンジ
2	斜風時風荷重	1.1(D+PS)+1.0(E ₁ +S _{Dz} +T ₁₅)+ α V _s	2.60	塔の面外曲げによる塔基部の降伏による変位急増
3	橋軸30°方向地震荷重	1.1(D+PS)+1.0(E _x +S _{Dz} +T ₁₅ +L _{EQ})+ α EQ _{s1}	3.55	主塔基部、上下水平材、P22,P25基部に塑性ヒンジ、ケーブル破断
4	橋軸60°方向地震荷重	1.1(D+PS)+1.0(E _x +S _{Dz} +T ₁₅ +L _{EQ})+ α EQ _{s2}	2.55	主塔及び橋脚の上下水平材、P21,P25,P26基部に塑性ヒンジ
5	橋軸直角方向地震荷重	1.1(D+PS)+1.0(E _x +S _{Dz} +T ₁₅ +L _{EQ})+ α EQ _r	2.25	両主塔上下水平材両端に塑性ヒンジ、塔面内の機構崩壊
6	橋軸方向地震荷重	1.1(D+PS)+1.0(E _x +S _{Dz} +T ₁₅ +L _{EQ})+ α EQ _c	3.65	両主塔基部に塑性ヒンジ 橋軸方向変位の急増

4) 部材を構成する補剛板の耐荷力解析²⁾：上記3)の結果には、断面を構成する補剛板の局部座屈の影響を含めることができない。本橋の主塔基部は、図-2に示すように、最大6本の縦リブで補剛された板で構成されており、このような多くのリブを持つ板の局部座屈については一般的な評価式がない。また、構成板の局部座屈強度を箱型断面部材のまま解析するのは現時点では困難をとまう。そこで、3)の耐荷力解析の結果、塔の耐荷力に支配的であると判断された部材の板パネルに面内曲げMと圧縮力Nの組合せが作用する場合について有限変位弾塑性解析を行い、補剛板の局部座屈に対する強度相関曲線を得た(図-3)。

5) 全体耐荷力の評価：3)の骨組としての耐荷力解析の結果に4)の局部座屈の影響を考慮するのに次の様に考えた。まず、骨組の耐荷力解析で得られる部材の弾塑性応力度分布を各補剛板毎に面内で数値積分し、補剛板に作用する(N、M)を求める。これを各荷重段階 α_{gi} 毎に行い(N、M)_iの変動経路を求め、4)で求めた板の相関曲線上に重ねて描くと図-3を得る。ここで、(N、M)_iの変動経路が相関曲線を横切

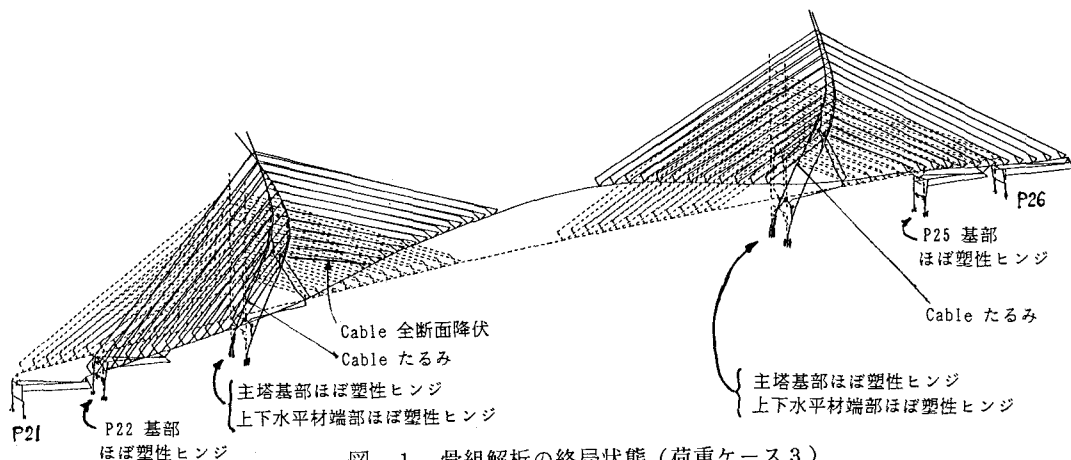


図-1 骨組解析の終局状態(荷重ケース3)

った時点の荷重係数を α_{1u} とする。主塔の基部の局部座屈時点で全体構造が崩壊すると考えると、全体耐荷力の荷重係数 α_u は α_{1u} の最小値に等しいと考えることができる。各荷重条件に対する終局荷重係数 α_u を整理して表-2に示す。(ただし、ケース1は、問題なしとして省略)

6) 荷重係数設計法の観点からの考察: この種の大規模橋梁に対して荷重係数設計法を適用する場合の荷重係数として、次式の値が試算として考えられる。

$$R \geq 1.1(D+PS)+1.0(E+SD+T)+\gamma_g \alpha_{req} W$$

$$R \geq 1.1(D+PS)+1.0(E+SD+T+LEq)+\gamma_g \alpha_{req} EQ$$

ここに、

- R : 全体モデルの弾塑性有限変位解析による局部座屈を考慮した極限強度相当の荷重効果
- γ_g : 全体と局部の連成座屈の影響、解析誤差などその他の影響を考慮した安全係数で1.1とする。
- α_{req} : 風荷重(W)の場合は、阪神公団式極値I型図で再現期間を約300年とした風速より求まる荷重係数で1.4とする。地震荷重(EQ)の場合は、設計加速度応答スペクトルの平均値+ 2σ 程度の巨大地震を想定して定まる荷重係数で、やはり1.4とする。

これらの値を上記の解析結果と比較したのが

表-2 最右欄であり、本橋の全体耐荷力が合理的な範囲で安全であることが明らかになった。

7) あとがき: 本稿は、東神戸大橋技術委員会 上部工分科会(主査小松定夫)で検討された内容の一部をまとめたものである。有意義なご討議をいただいた委員各位に心から謝意を表します。また、解析にあたっては、JVの山上哲示氏、松谷範彦氏はじめ多くの皆様のご協力をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献: 1) 小松、崎元; Nonlinear Analysis of..., 土木学会論文報告集, No. 235, 1976-8, p. 125-136.

2) 奈良、小松、他、面内曲げと圧縮を..., 構造工学論文集, Vol. 33A, 1987-3, p. 151-160.

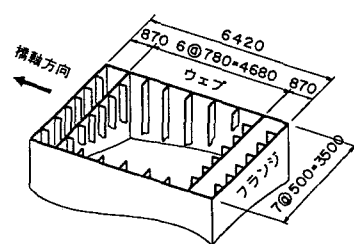


図-2 主塔基部の断面寸法(mm)

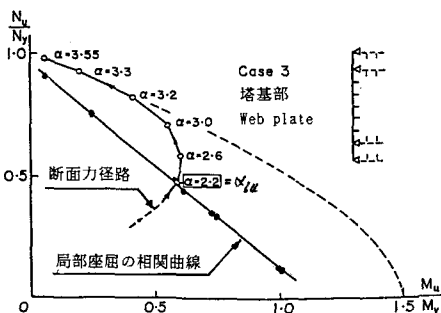


図-3 補剛板の局部座屈相関曲線と全体解析の断面力径路

表-2 終局荷重係数 α_u

荷重ケース	骨組解析荷重係数 α_{gu}	Flg. Webの別	局部座屈荷重係数 α_{fu}	終局荷重係数 $\alpha_u = (\alpha_{fu})_{min}$	必要荷重係数 $\gamma_g \cdot \alpha_{req}$
2 (Ws)	2.60	Flg. Web	2.60 1.88	1.88	> 1.54
3 (EQ _{s1})	3.55	Flg. Web	3.20 2.20	2.20	> 1.54
4 (EQ _{s2})	2.55	Flg. Web	2.21 2.21	2.21	> 1.54
5 (EQ _r)	2.25	Flg. Web	2.19 2.25	2.19	> 1.54
6 (EQ _e)	3.65	Flg. Web	3.00 2.20	2.20	> 1.54