

# 報 告

## 新浜寺大橋の設計概要

### DESIGN CONCEPTS OF NEW HAMADERA BRIDGE

吉川 紀\*・杉山 功\*\*・山内幸裕\*\*\*・袴田文雄\*\*\*\*

By Osamu YOSHIKAWA, Isao SUGIYAMA, Yukihiro YAMAUCHI and Fumio HAKAMADA

#### 1. ま え が き

大阪湾沿岸都市地域は、大阪湾と背後の山地に囲まれた狭小な平地を高密度に利用して発展してきた。また、西日本経済とのつながりは海を介してなされる面も多く、当地域の港湾機能の果たす役割は大きい。これらのことから、大阪湾沿岸都市地域は新たな都市空間を臨海部の埋立地に求めてきており、泉州沖海上には新しい関西国際空港の建設も進められている。このような港湾地域の開発に伴い、臨海部の骨格的幹線道路として神戸市垂水区から泉佐野市間に至る総延長約80kmの大阪湾岸道路が計画され、阪神高速道路公団により順次事業化されてきている。

この大阪湾岸道路は、河川の河口部や水路上を通過するため、航路、河川管理上の制約等から長大支間の橋梁が随所に建設される。すでに、港大橋、大和川橋梁など世界的な規模の長大橋梁も完成し、供用されている。

新浜寺大橋は大阪湾岸道路が関西国際空港へのアクセスとして南へ伸びる区間に位置し、泉北コンビナートの臨海部埋立地と連絡する橋梁である。本橋は、阪神高速道路公団が手がける最初のニールセン型式のアーチ系橋

梁として、わが国で最大支間のものとなる。図-1には本橋の建設位置図、写真-1には完成予想図を示す。現在、本橋上部構造の詳細設計がおおむね完了したので、本文では、その概要について報告するものである。

#### 2. 新浜寺大橋の概要

##### (1) 設計条件および構造形式

本橋の設計条件は、下記のとおりである。

橋梁の形式：バスケットハンドル型ニールセン  
ローゼ桁橋

橋の等級：1等橋

設計荷重：TL-20, TT-43

道路構造規格：第2種第1級

設計速度：80 km/h

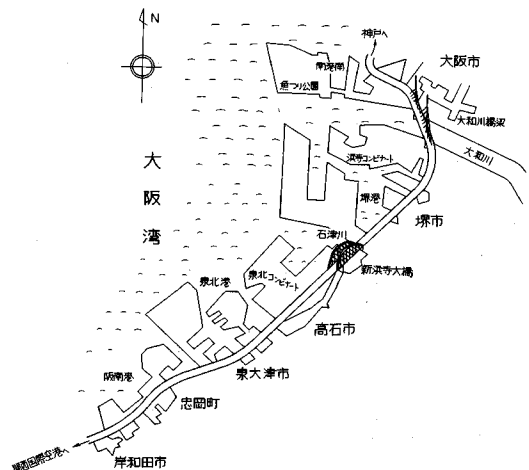


図-1 大阪湾岸線と新浜寺大橋の建設位置図

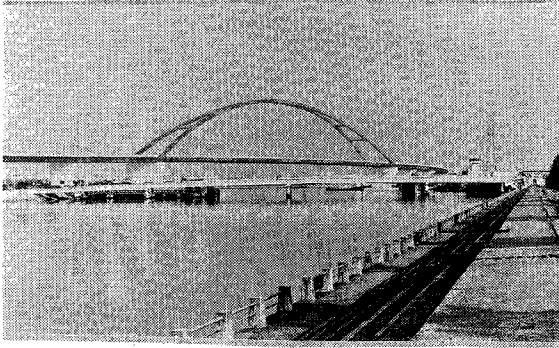
\* 正会員 工修 阪神高速道路公団工務部設計課長  
(〒541 大阪市東区北久太郎町 4-68)

\*\* 正会員 阪神高速道路公団大阪第一建設部設計課長  
(〒559 大阪市住之江区北加賀屋 2-11-8)

\*\*\* 正会員 阪神高速道路公団保全施設部保全企画係長  
(〒541 大阪市東区北久太郎町 4-68)

\*\*\*\* 正会員 工修 阪神高速道路公団大阪第一建設部設計課  
主査 (〒559 大阪市住之江区北加賀屋 2-11-8)

Keywords: Nielsen Rohse bridge, ultimate strength of arch rib, creep and relaxation of hanger, design method of long arch bridge



写真—1 新浜寺大橋の完成予想図

- 支 間 長：254 m  
 幅 員：標準部 20.25 m (4 車線)  
 横 断 勾 配：1.32 % ~ 1.50 %  
 桁 下 高：20 m  
 アーチライズ：36 m (ライズ比 1/7)  
 鋼 重：3 921 t (上部構造本体)  
 吊 材：パラレルワイヤーストランド  
 (φ 7 mm)  
 架 設 方 法：台船による一括架設  
 基 礎 構 造：大口径場所打ち杭基礎(φ 2 000 mm)

## (2) 本橋の概要

本橋はニールセンローゼ桁橋としてわが国最長で、支間は 254 m である。ニールセン系橋梁(Nielsen System)は、スウェーデンの O. F. Nielsen によって提案されたアーチ橋の一種であり、タイドアーチ、ランガー桁およびローゼ桁などアーチ部材をもつ橋梁を斜めのフレキシブルな吊材(ロッド、ケーブル)を用いて補剛桁と連結した橋梁と定義されている<sup>1)</sup>。このため、内的には高次の不静定構造物となる。

また、ローゼ桁はアーチ部材と補剛桁に曲げ剛度をもたせ、両者をその両端で連結させたもので、一般にタイドアーチとランガー桁との中間的な性質をもつといわれている。このため、アーチ部材および補剛材は、同じ力学的性質を有する部材であるので、両端での連結部の構造設計が比較的容易である。本橋は主構造をローゼ桁構造とし、さらに面外方向の剛度を高めるため、2つのアーチ部材を傾斜させ、いわゆるバスケットハンドル型としている。図-2には一般図を示す。

本橋の骨組形状は以下のとおりで、その骨組形状・寸法の決定にあたっては、国内外のニールセン橋梁の構造諸元を参考にした。

① 道路建築限界から、補剛桁間隔は 25.5 m とした。アーチ部材のクラウン部では、上横構の製作上のスペースからアーチ部材間隔を 3.5 m とした。また、アーチのライズは、経済性、景観および航空法との関連から

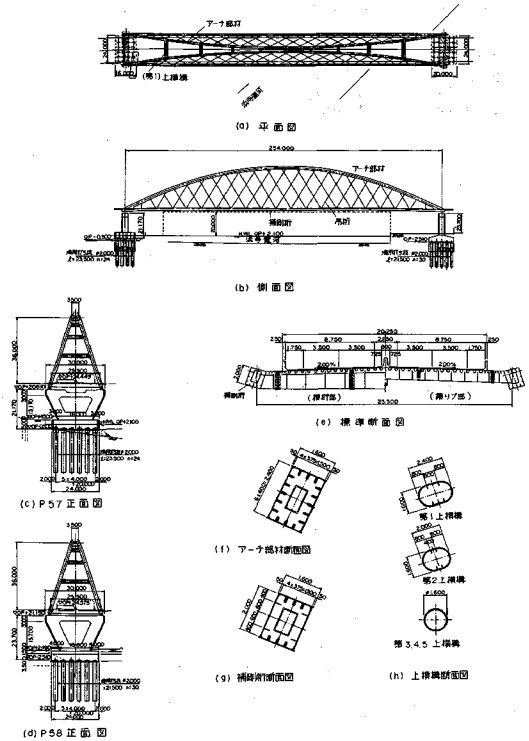


図-2 新浜寺大橋一般図(単位: mm)

36 m (ライズ比 1/7) とした。

② アーチ部材をバスケットハンドル型として傾斜させたため、その傾斜面内に置いたアーチ部材は平面的に曲線部材となる。また、ライズ比が 1/7 であることからアーチ部材の傾斜角は約 17° となる。

③ アーチ部材および補剛材は、この傾斜面上で 2 次放物線とした。

④ 補剛桁の縦断は、両支点上および支間中央部で、それぞれの道路計画高より 600 mm 下がった 3 点を通る 2 次放物線とした。

なお、経済性から補剛桁と鋼床版との合成構造を採用したため、補剛桁の軸線は鋼床版の合成による図心の偏心を考慮した。

⑤ 吊材は、張力変動があまり大きくならないこと、景観面で優れていること、実施例が多いこと等から側面図での傾斜角は一定(60°)で、12 m 間隔に配置した。なお、端部吊材のみは鉛直吊材とし、自重のみで引張が生ずるようにした。

⑥ アーチ部材の上横構は 10 数案について景観を検討し、また施工例およびアーチ部材の座屈の検討結果から、吊材定着位置を避けて 9 本配置した。その断面形状としては、景観を考慮し、小判形および円形断面を採用した。この結果、従来の同形式の橋梁に比べアーチ部材

の上横構の間隔が約 50 % 程度広がっている。このため、本橋の全体座屈に関する耐荷力を全橋模型による実験で確認した。

⑦ 床組としては、吊材間隔ごとに横桁および横桁間に横リブ (4 @ 3 m) を配置した。また、橋軸方向の荷重分配効果を考慮し、幅員中央に縦桁を配置した。なお、床版には、Uリブを用いた鋼床版を採用した。

### 3. 主 構 造

#### (1) 風 荷 重

アーチ系橋梁では、アーチ部材の面外座屈の照査に対する風荷重の評価が特に重要となる。本橋の場合、アーチ部材が 36 m のライズを有することから、アーチ部材の高度が 21 ~ 57 m と変化することになり、その設計風速も変化する。このような煩雑さを避けるため、設計風速を上弦材基部のモーメントが等価となる鉛直方向に一定の風速を設計風速に設定した。その結果、高度 51 m (ライズ 36 m の 79 % 程度) における風速 64 m/s が設計風速となった。これは本州四国連絡橋公団の耐風設計基準 (1976)<sup>2)</sup> における塔の設計風速の決定法に準じたもので、風速は 1/7 乗の指数分布に従うものとして算出した。補剛桁の設計風速は、阪神高速道路公団の設計基準 (以下、阪公基準)<sup>3)</sup> に従い 57 m/s とした。

クラウン部においては、2 つのアーチ部材が接近していることから、阪公基準に従い、「並列橋」としての照査を行った結果、両アーチ部材は独立した挙動を呈するものと考えられることから、それぞれに等しい風荷重が作用するものとした (表-1 および図-3 参照)。

#### (2) 構造解析モデル

構造解析モデルは、面内あるいは面外荷重を受ける場合に分けて設定した。鉛直荷重 (死活荷重) に対する解

析モデルは立体モデルと大差ないことを確認のうえ、主構造の鉛直投影面をとり出した平面モデルを用いた。また面外荷重 (風・地震荷重) に対しては立体モデルを用いた。鋼床版は補剛桁との合成構造を採用したことから、平面モデルとした場合、補剛桁の上フランジの一部として評価し、立体モデルでは、鋼床版は鉛直荷重に対し有効幅を考慮したフランジ部材、面外荷重に対しラテラル部材として評価した。

#### (3) アーチ部材

アーチ部材は軸力と二軸曲げを受ける部材であり、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に基づき、以下の式で設計した。

1) 完成時 (軸方向圧縮力と二軸曲げ)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \dots\dots (1)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{caz} \dots\dots (2)$$

2) 台船搭載時 (軸方向引張力と二軸曲げ)

$$\sigma_t + \sigma_{btz} + \sigma_{bz} \leq \sigma_{ta} \dots\dots (3)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \dots\dots (4)$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{caz} \dots\dots (5)$$

ここで、記号は道路橋示方書によっている。このうち、 $\sigma_{caz}$ 、 $\sigma_{eay}$ 、 $\sigma_{eaz}$  は、有効座屈長  $l$  の関数として与えられる。

このように、一般にアーチ部材は有効座屈長の概念を用い、圧縮と曲げを受ける柱に置換して設計されてきている。その際、有効座屈長として、通常、アーチ部材の面内座屈に対しては、吊材間隔の 2 倍、アーチ部材の面外座屈に対しては、アーチ部材の上横構間隔が採用される例が多い。これらの有効座屈長の考え方は理論的な根拠があるものではなく、合理的なものであるといえない。このため、後述する弾性座屈解析や弾塑性座屈解析を実施し、有効座屈長は面内・面外ともに相当小さい値をとることができることを実験と解析で確認し、以下のように設定した。

① アーチ部材の面内有効座屈長については、1 吊材間隔をとるものとする。ただし、

$$L/r_y < 600 \dots\dots (6)$$

とする。

ここに、 $L$ : 支間長



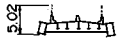
$r_y$ : アーチ部材の面内断面 2 次半径

② 面外に対しては、上横構間隔の 70 % を有効座屈長とする。ただし、

$$l/r_z < 80 \dots\dots (7)$$

とする。

表-1 抗力係数と投影面積

部材名称	抗力係数 $C_d$ (無次元)	投影面積 $A_n$ (m <sup>2</sup> /m)
アーチ部材	2.0	
吊材	0.7	
補剛材	1.6	

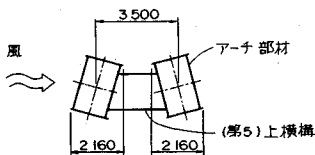


図-3 アーチ部材のクラウン部 (単位: mm)

ここに、 $l$ ：アーチ部材間隔  
 $r_z$ ：アーチ部材の面外断面2次半径  
 $\theta$ ：アーチ部材の傾斜角で、 $\theta=17^\circ$

さらに、設計完了後には、弾塑性座屈解析および全橋模型による耐荷力実験を行って安全性を照査することとした。

この有効座屈長を用いることにより、より合理的なアーチ部材の設計を行うことができる。

ほとんどの断面は常時荷重で決定されるが、アーチ部材の上横構の隅角部付近は、風荷重により断面が決定されている。また、第1, 3上横構付近のアーチ部材は、架設荷重時により決定されている。特に、第3上横構付近は、台船搭載時の支点として仮支柱が取り付けられ、張出し部のつけ根で大きな負の曲げモーメントが作用する。アーチ部材のフランジの最大板厚は70 mm (SM58) にもなり、ウェブも25~48 mmと相当に厚くなる。このため、第1, 2, 3の上横構側のアーチ部材のウェブには、板厚方向に作用する力を考慮し、耐ラメラテア鋼を使用することとした。

(4) アーチ部材の上横構

アーチ部材の上横構は座屈防止材としての役割をもつ部材であることはもちろん、面外方向の風、地震荷重作用時の曲げ部材としても設計されている。実際には、アーチ部材がバスケットハンドル型に傾斜していること、また活荷重半載時の影響を考慮すれば、軸方向圧縮力が作用することとなるが、その影響は小さいことがわかった。部材断面は、すべて風荷重により決定されている。その設計は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編12鋼管構造<sup>4)</sup>に準じて行っている。アーチ部材と上横構との隅角部近傍は、FEM解析を実施して断面を決定した。これは、アーチ部材とその上横構とが直交せず、さらに上横構の断面形状が円曲面を基本としており、通常のラーメン隅角部の形状とは異なった状況にあることを考慮したためである。

また、第1, 2上横構は、円曲板と平板とで構成される小判形の特特殊な断面を使用しており、局部座屈強度の評価や補剛設計が十分明確であるとはいいがたい。このため、部分模型を用いた載荷実験を行い、設計の妥当性を照査することとした。

(5) 補剛桁

補剛桁には、アーチ部材の圧縮力とつり合う引張力が作用する。床組の鋼床版を補剛桁と合成させることにより、引張力の一部を床版に分担させることができれば、補剛桁の合理的な設計を図ることができる。

鋼床版と補剛桁とが合成構造で、補剛桁に軸力が作用するとき、桁端部の鋼床版では、補剛桁側に応力が集中し、中央部の鋼床版では、ほぼ均一な応力分布となるこ

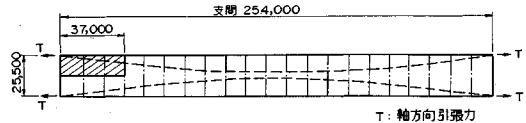


図-4 補剛桁が軸方向引張を受けたときの鋼床版応力分布を検討するためのモデル化位置 (単位: mm)

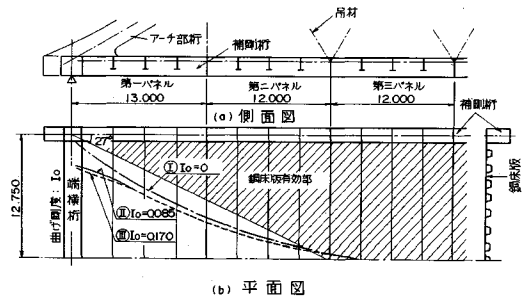


図-5 引張軸力に対する鋼床版の有効幅 (単位: mm)

とが予想される。タイドアーチとしての補剛桁を合理的に設計するためには、桁端部付近の鋼床版の有効幅を設定することが考えられる。

図-4に有限要素法による解析の領域、図-5には、解析結果に基づく有効幅の範囲を図示した。端部に設けられる端横桁の剛度  $I_0$  により、端部における応力分布に相違がみられる。

有効幅  $\lambda$  は、

$$\lambda = \int \sigma dy / \sigma_0 \dots \dots \dots (8)$$

により定めた。

ここに、 $\sigma$ ：鋼床版の橋軸方向の応力

$\sigma_0$ ：下弦材の引張応力

で、 $\lambda$ は橋軸方向に変化する。

設計のためには、図-5に示したとおり、 $27^\circ$ の角度で直線的な増加を示す鋼床版の有効幅を設定した。

さらに、補剛桁には、上に述べた軸方向引張力のほかに、主荷重による曲げモーメントが作用する。補剛桁は12 m間隔で吊材に弾性支持されているため、吊材間隔で凹凸をもった曲げモーメントの分布を呈する。また、端部ではアーチ部材と剛結されているので、負の曲げモーメントが作用する。

この場合、補剛桁に鋼床版を合成させた場合と非合成とした場合とを比較したが、合成した場合は、上フランジに大きな効果が現われるが、補剛桁の下フランジ応力はほとんど変化しない。これは合成した場合には、中立軸が鋼床版に接近し、軸方向引張力と相殺されるので、実質的な効果はない。

このため、曲げ部材としての補剛桁の設計に際しては

合成を考えなかった。このときのフランジは、全幅有効とした。

隅角部では、三次元有限要素解析を行い、アーチリブ、鋼床版とをあわせて、補剛材の設計を行った。

(6) 吊材

本橋で使用する吊材は PWS とし、許容引張応力度を  $5\,300\text{ kgf/cm}^2$  ( $519.4\text{ MPa}$ ) とした。本橋の吊材は、吊橋のハンガーに相当し、斜張橋のケーブルに比べケーブル張力に占める活荷重の割合が大きい。このため、阪神高速道路公団において実態調査<sup>5)</sup>された活荷重モデルをもとに吊材の応力振幅と頻度との関係を算出し、疲労に対する照査を行った。この結果、影響線縦距の大きな吊材に疲労損傷が発生しやすくなる傾向が伺われたが、本橋吊材の場合、疲労寿命が長く特に問題とならないことが明らかとなった。

また、本橋は内的に高次の不静定構造であり、吊材のクリープやリラクセーションが大きい場合、付加応力や変形は無視できなくなることも起こる。このため、吊材のクリープやリラクセーションについて実験を行った<sup>6)</sup>。

実験内容は、アンカー部について HiAm と溶融亜鉛鍍込、ケーブルについてパラレルワイヤストランド (PWS) とロックドコイルロープ (LCR) の4つの組合せについて実物の製品による長期引張試験を行った。HiAm と PWS の組合せでは、リラクセーションにして3.4%の応力損失、クリープにして1.1%のひずみ増加を起こすにとどまった。これは、試験結果をばね-ダッシュポット系のモデルに置き換えた解析式に適合させて得た定数である。

New PWS と NS ソケットと称する機構的に PWS-HiAm と同様の組合せの製品についても試験を行ったがほぼ同様の結果を得た。実験結果の一例を図-6に示す。

吊材は、仮組ヤードおよび現地において張力調整を行うが、その際の設定誤差を考え、 $\pm 10\%$ の変動を主構の設計に考えている。このため、実験により得られた程度の長期的変動では、所定の製品への影響がないものと判断した。

ケーブルの選定にあたっては、実験結果ならびに、施工性、疲労、防錆、色彩そして価格等を総合的に考えた。

4. 座屈耐荷力

(1) 弾性座屈解析

弾性座屈解析は、平面および立体モデルを用いて行った。立体モデルによる解析結果は以下のとおりである(図-7参照)。

① 平面モデルによる荷重  $\alpha(D+L)$  による座屈荷重係数  $\alpha$  は17.37となり、死荷重を  $D$ 、また活荷重を  $L$

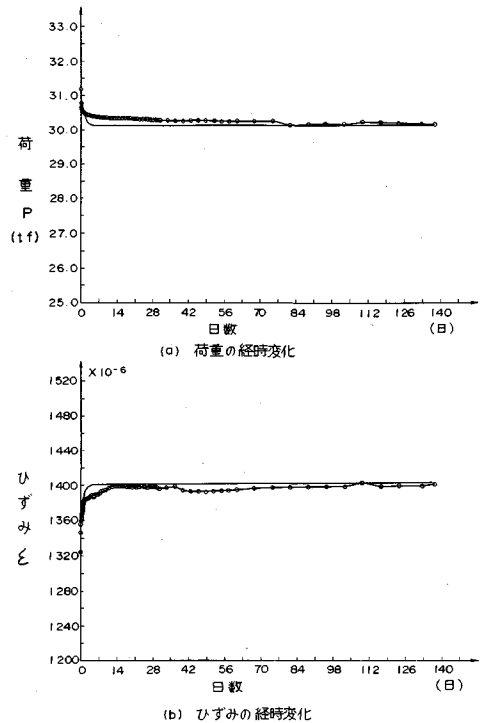


図-6 HiAm アンカーを用いた PWS の経時変化

荷重係数	座屈モード	平面図 (上側) 側面図 (下側)
$\alpha = 6.49$	1次	
$\alpha = 6.98$	2次	
$\alpha = 7.83$	3次	
$\alpha = 8.57$	4次	

図-7 立体弾性座屈解析による低次の座屈荷重係数  $\alpha$  および座屈モード

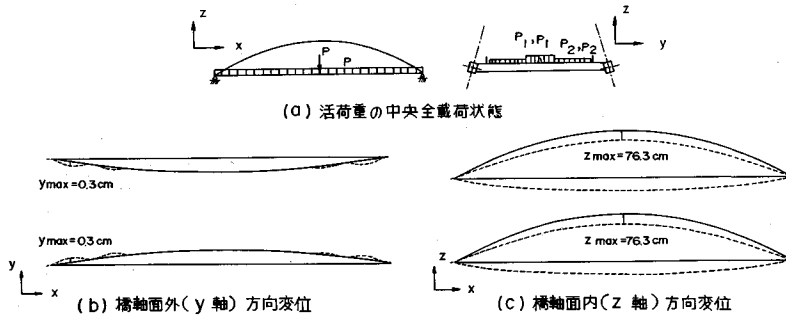
とした立体モデルによる荷重  $(D+L)$  の座屈荷重係数  $\alpha$  ( $=6.49$ ) に比べてかなり大きな値となった。

② この場合、面外座屈モードが卓越し、鉛直方向にはほとんど変形しない。これらのことから、面外座屈が先行し、面内の座屈強度は十分大きいと推定される。

③ 立体モデルにおける第1座屈モードは、アーチ部材の第1上横構取付部とアーチクラウン部でたわみが卓越する3半波形の座屈波形を呈した。

表—2 終局限界荷重係数  $\alpha$

荷重の載荷状態		$\alpha$	$\alpha_{req}$	$\frac{\alpha}{\alpha_{req}}$
活荷重中央全載荷		2.38	1.70	1.40
活荷重中央全載荷 (残留応力)		2.40		1.41
活荷重中央全載荷 (残留応力、初期たわみ)		2.40		1.41
活荷重中央全載荷		2.42		1.42
活荷重偏心全載荷		2.40		1.41
活荷重偏心相反載荷		2.38		1.40
活荷重中央半載荷		2.53		1.49
風荷重全載荷		2.23	1.36	1.64
風荷重全載荷 (上横構: 弾塑性箱形要素)		2.00		1.47



図—8 終局限界状態近傍における変位形状

(2) 弾塑性座屈解析<sup>7),8)</sup>

本橋を三次元骨組構造物に置換し、弾塑性有限変位解析プログラムを用いて終局強度を求めた。それらの結果は、以下のとおりである (表—2, および図—8 参照)。

① 鉛直荷重 (死荷重  $D$  およびさまざまな活荷重  $L$ ) および水平荷重 (風荷重  $W$ ) のいずれのケースに対する終局限界荷重係数  $\alpha$  も、弾性座屈解析の結果に比べてかなり小さいが、道路橋示方書の安全率  $\alpha_{req}(=1.7)$  あるいは AASHTO<sup>9)</sup> の荷重係数  $\alpha_{req}$  に比べて十分大きい。

② 活荷重中央全載荷の場合、面外方向にアーチ部材の上横構を節とする1波形のたわみ波形を呈している。また、降伏域は、多くの活荷重載荷ケースについて断面積の最も小さいアーチクラウン部から始まっている。

③ アーチリブの残留応力および初期たわみは、終局的な耐力にあまり影響を与えない。

(3) 全体模型による載荷実験<sup>10)</sup>

全体模型は、実験施設、入手できる鋼材の板厚と製作の容易さなどから、座屈に関する各種パラメーターを相

似させるのに必要な大きさとして、実橋の約 1/30 縮尺とした。模型は2体製作し、鉛直荷重および鉛直・水平荷重同時載荷して実験を行った (写真—2 参照)。現在、詳しい実験結果をとりまとめ中であるが、鉛直載荷試験の結果は、以下のようなものである。

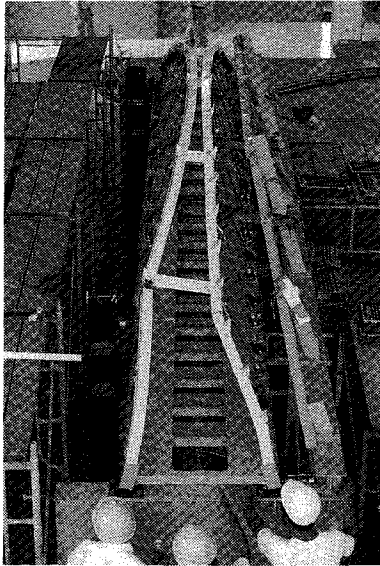
① 終局限界荷重は 36.8 tf (360.6 kN) であり、模型の三次元弾塑性座屈解析による計算値 36.1 tf (353.8 kN) にほぼ近い値を得た。

② 破壊形状は、鉛直荷重および鉛直・水平荷重同時載荷試験とも第1上横構近傍で面外に最大変形を生じて終局状態に至った。図—9 に荷重-ひずみ曲線を示す。図—9 (b) には、最大変形を生じた位置におけるアーチ部材断面の外力-ひずみ曲線を示した。

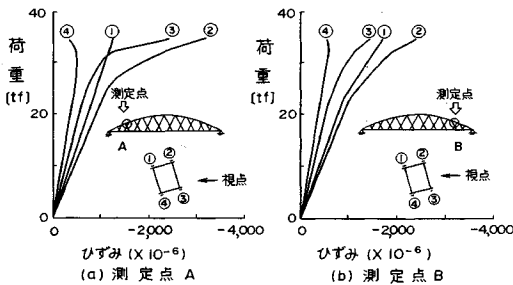
これらの結果から、本橋の座屈耐力は弾塑性解析で得られた耐力とほぼ同程度の値を確保することができると考えられる。

5. 架 設

本橋の架設方法には、台船による大ブロック工法によ



写真—2 鉛直載荷実験による座屈崩壊モード



図—9 アーチ部材四隅の荷重-ひずみ曲線(鉛直載荷試験)

る全橋一括架設を計画している。このため、地組み立て→台船搭載→曳航→架設の過程で構造系は大きく変化することとなる。特に、曳航時には本橋の端部が張出され、仮支柱付近に過大な断面力が発生する。このため、仮支柱付近のアーチ部材は曳航時の構造系で断面が決定されている。さらに、曳航時には大きな変形も予想されるので、有限変形理論を用いた解析も実施して照査を行っている。

また、大ブロック一括架設による橋体据付時の架設誤差に対処しやすくするため、橋脚天端にはペダスタルフ

レームを設置している。

## 6. あとがき

本文では、新浜寺大橋の構造上の特徴を中心に設計の概要について紹介した。本橋の設計段階で特筆すべきことは、景観上の種々な検討、維持・管理面の配慮、吊材の疲労や粘弾性挙動に対する評価、補剛桁と鋼床版との合成構造の検討、アーチ部材の有効座屈長の取り方等を挙げる事ができる。

現在、上部工の詳細設計はほぼ完了しており、下部工事に着手しているところである。今後、製作、地組み立て、架設と検討すべき事項も数多く残されているが、工事中の安全管理には細心の注意をはらい、早期完成をはかりたいと準備中である。

最後に、本橋の設計に際し、種々のご指導およびご協力を賜った大阪市立大学 中井 博教授、京都大学 渡辺英一教授、大阪市立大学 北田俊行助教授をはじめ新浜寺大橋 JV の方々に深謝する次第である。

## 参考文献

- 1) 小西一郎ほか：鋼橋（設計編Ⅱ），丸善，1976年。
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説，1976年3月。
- 3) 阪神高速道路公団：設計基準第2部，昭和60年4月。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，昭和55年2月。
- 5) 阪神高速道路公団：HDL委員会，設計荷重体系に関する調査研究報告書，昭和61年12月。
- 6) 阪神高速道路公団，(財)防災研究協会：ニールセン橋ケーブルのクリープ・リラクセーションに関する研究，1987年3月。
- 7) 阪神高速道路公団，(財)災害科学研究所：ニールセン橋の座屈耐力に関する研究，1987年3月。
- 8) 阪野雅則・中井 博・北田俊行：ニールセン橋アーチリブの合理的設計法について，土木学会第42回年次学術講演会講演集，昭和62年。
- 9) AASHTO：Standard Specification for Highway Bridges, 12th edition, 1977.
- 10) 徳永法夫・袴田文雄：新浜寺大橋の座屈耐力に関する模型実験，阪道高速道路公団第20回技術研究発表会論文集，昭和63年2月。

(1988.3.25・受付)