

(13) PC斜張橋の耐風対策

東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 ○津吉 毅
 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 大庭 光商
 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 正会員 石橋 忠良

1. はじめに

青森ベイブリッジは、青森港の物流の円滑化のため計画された臨港道路である。その中央部には、幅員25m、中央径間240m、橋長498mの国内最大級の3径間連続PC斜張橋(図-1)が建設され、平成4年7月、無事に供用を開始した。本文では、斜張橋の耐風安定性に関する検討概要と、施工時における振動特性の若干の測定結果、および斜材の制振対策について報告する。

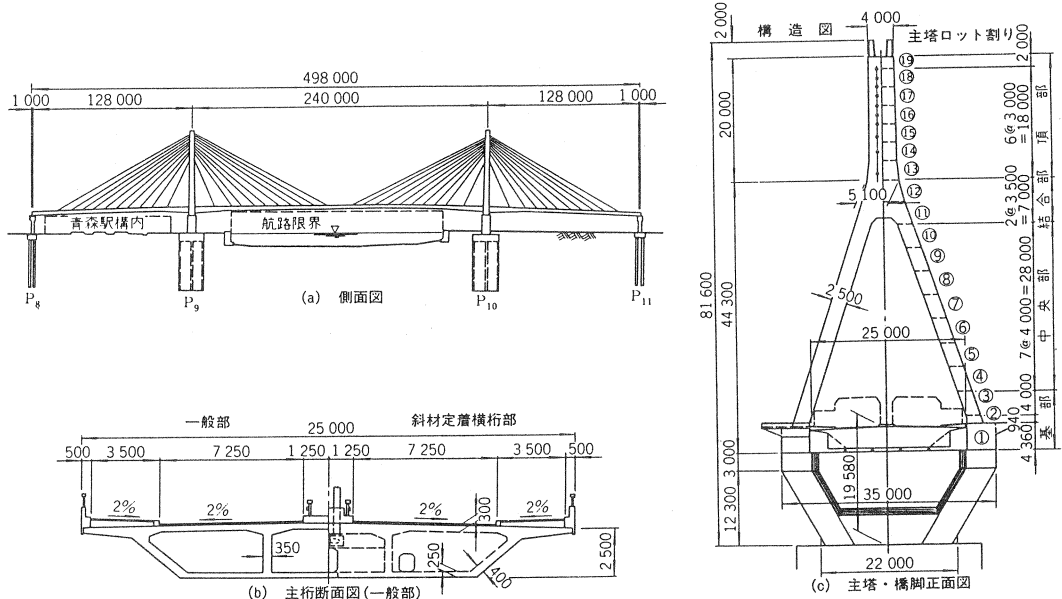


図-1 青森ベイブリッジ一般図

2. 耐風安定性の検討概要⁽¹⁾

本橋は、建設地点が海岸であり、また積雪地帯であることも考慮にいれ、図-2に示す検討フローに基づき検討を行った。なお、張出し施工中については、完成系の検討結果を踏まえ、耐風安定性の実験式等による検討を行った。以下にその概要を述べる。

青函連絡船の棧橋および、青森気象台の測定結果から、各種耐風設計基準を参考に、基本風速 $V_{10}=30\text{m/s}$ とし、本四耐風設計基準(1976)により補正を行い、設計風速 V_D は、主桁部で 40m/s 、主塔部で 46m/s とした。実験式による主桁の耐風安定性の検討結果の一例を表-1に示す。渦励振の最大応答振幅は、活荷重載荷時の振幅($\delta_{\max}=200\text{mm}$, $\delta_{\min}=100\text{mm}$)よりも小さく、応力上も問題とならないことが確認された。また、積雪を考慮した断面(図-3)、施工系においても、同様の結果となった。

風洞実験は、縮尺1/80、長さ100cmの剛体部分模型を用い、完成系基本

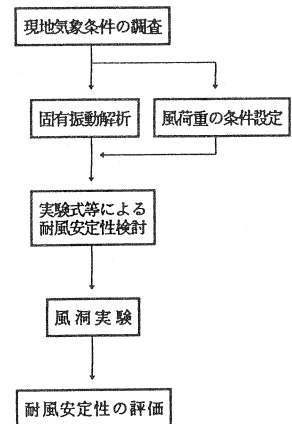


図-2 検討フロー

表-1 発生風速 限界風速及び最大応答振幅(完成系)

| 動的挙動 | | 適用式 | Bridge Aerodynamics(1981) | |
|------|------------|------------------------------------|---|--|
| | | 阪神高速道路公団風荷重分科会報告(昭和三十九年三月) | 発生風速 限界風速 (m/sec) | 発生風速 限界風速 (m/sec) |
| 渦励振 | 鉛直たわみ | $V_{v1}=14(22)$ $V_{v2}=17(26)$ | $\delta_{max}=13mm$ | $V_{cr}=8(12)$ $\delta_{max}=12mm$ |
| | ねじり | $V_{r1}=22$ $V_{r2}=26$ | (緑たわみ $\delta=11mm$) $\theta_{max}=9.4 \times 10^{-4}(rad)$ | (緑たわみ $\delta=0.4mm$) $\theta_{max}=3.7 \times 10^{-5}(rad)$ |
| 自励振動 | ギャロッピング | 発生せず | ----- | 発生せず |
| | ねじりフラッター | $V_f=98$ | ----- | $V_g=98$ |
| | 曲げねじりフラッター | 発生せず | ----- | 発生せず |

*) ()内は、主桁の鉛直たわみ振動として3次を採用した場合

断面、完成系堆雪断面、施工系基本断面の3断面に対し、本四耐風設計基準(1976)・同解説、および風洞実験要領(1980)を参考にして実施した。実験は、表-2に示したケースについてバネ支持実験では、各ケースについて風洞風速0.5~12.0 m/s (実橋換算風速4.0~96.0m/s)の間で模型振幅の測定を行った。

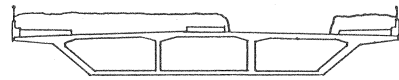


図-3 積雪を考慮した検討断面

結果の一例として、乱流状態での、渦励振発生風速値、および最大片振幅を表-3に示す。一様流状態の渦励振の振幅に対し、風向方向の乱れの強さ2~3%の乱流のもとでは振幅は約1/4、また、乱れの強さ11.4%の乱流のもとでは約1/14と大幅な減少となった。以上、ここでは、一例のみの結果の紹介にとどめるが、風洞実験の結果からも、耐風安定性について良好な結果が得られた。

表-2 風洞実験試験ケース

| パラメータ モデル | 対数減衰率 δ | 風向 | 迎角 | | | | 備考 |
|------------------------|-------------------|----|-----|---------|----|-----|----------|
| | | | +7度 | +3度 | 0度 | -5度 | |
| バネ支持モデル実験 完成断面基本モデル | 0.025 | 順 | | ○ | ○ | | |
| | | 順 | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 0.050 | 順 | | ○ | | | 乱流2% |
| | | 順 | | ○ | | | 乱流11% |
| 完成断面堆雪モデル | 0.050 | 順 | ○ | ○ | ○ | | |
| | 0.050 | 逆 | | ○ | ○ | | |
| 施工断面モデル | 0.050 | 順 | | ○ | ○ | | 施工時は橋面除雪 |
| 三分力試験 | 完成断面基本モデル | 固定 | 順 | +9度~-7度 | | | |
| | 完成断面堆雪モデル | 固定 | 順 | +9度~-7度 | | | |

3. 施工時における測定結果

P10系、およびP9系(図-1参照)において、自由振動時の固有振動数の測定を加速度計を用いて行った。P10系においては、張出し施工がほぼ終了した、固有値解析の検討モデルとほぼ同一の状態、中央径間側にて計測を行った。固有値解析の結果とあわせて、計測結果を図-4に示す。実測値においても、解析値とほぼ一致した振動数が卓越する結果となった。一方、P9系においては、固有値解析の検討モデルに対してさらに1ブロック施工が進んだ時点(側径間連結ブロックの施工準備中)で、側径間側にて計測を行った。曲げ振動の測定結果を図-5に示す。この場合、解析モデルと、計測時の構造系がやや相違していたことや、側径間連結ブロックの施工準備の影響をうけたためか、解析値とは、やや異なる振動数が卓越していた。

表-3 渦励振発生風速及び最大片振幅値(完成系)

| ケース | 一様流 | 乱れの強さ2~3% | 乱れの強さ11.4% |
|-------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| 発生風速 | 2.1 m/s (16.8 m/s) | 1.92 m/s (15.36 m/s) | 1.83 m/s (14.64 m/s) |
| 最大片振幅 | 1.39 mm (111.2 mm) | 0.34 mm (27.2 mm) | 0.097 mm (7.76 mm) |

()は、模型相似率を考慮した実橋換算値
 $\delta=0.05$ 、迎角+3度

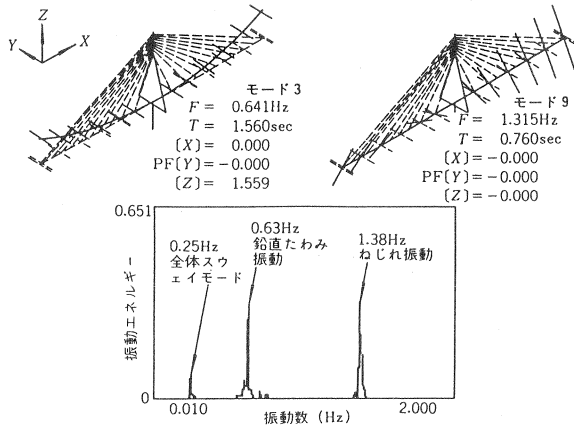


図-4 固有値解析と常時微動計測結果 (P10系)

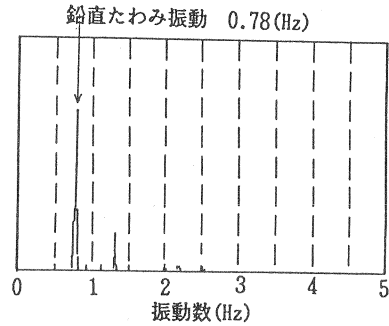


図-5 常時微動計測結果 (P9系)

一方、張出し施工中の風による振動は、張出しが100m程度以上の段階で、振幅10mm程度の振動が数回観測されただけであった。また、最大張出し時に、大型台風が現場付近を通過し、青森市内で最大瞬間風速53 m/sを記録する暴風に襲われたが、張出し先端で10cm~20cm程度の鉛直曲げ振動がみられただけで、本橋の耐風安定性が良好であることが確認された。

4. 斜材の振動対策

本橋の斜材は、規格引張強度1,942tの大容量現場製作ケーブルである。斜材は、主塔1基につき20段、全40段配置で、一段につき2本のケーブルを並列配置としている(斜材番号は、P8側から順次、S-1~40)。斜材概要を表-4に示す。斜張橋の斜材は、過去にも振動(とくに、ウェイクギャロッピング、レインバイブレーション)が問題となった事例が数多く報告^[3]されており、その都度、ダンパーを取り付けたり、斜材同士をワイヤーで緊結するなどの制振対策が施されている。本橋では、斜材がくさび定着であり、定着部の曲げ疲労については、必ずしも安全性が確認されているとは言えないため、定着体内に2ヶ所ゴム支承を設け、斜材が振動しても定着部には、曲げモーメントを発生させない構造とした^[4]が、制振対策については、施工を進める中で、状況に応じて対応することとした。

表-4 斜材諸元概要

| | |
|-----|-----------------------|
| 定着 | フレジネーHシステム |
| 鋼材 | SWPR7B φ15.2mm 61~73本 |
| 外套管 | FRP管 内径200mm 肉厚6mm |
| 斜材長 | 49.8~132.0 m |
| 傾斜角 | 64.7~27.4° |
| 張力 | 500~650t (永久荷重時) |
| S/D | 4.25~13.21 |

S:ケーブル中心間隔 D:ケーブル径

斜材の架設は、平成2年4月より始められ、平成3年8月に全段の架設を終了したが、その間、有為な振動は一度も観測されなかった。しかしながら、斜材グラウト終了以降、表-5に示したような斜材振動が観測された。本橋では、前述したように定着体内に2ヶ所ゴム支承を設けているため、たとえば、振動により斜材ストランドに発生する最大曲げ応力を10kgf/cm²程度に抑えようとすると、最長斜材においては、許容片振幅は、1.0m程度とかなり大きく、実際に観測された振動は、強度的には、ほぼ問題のないものと考えられた。また、最後に観測された振動を除き、振動はいずれも、北東ないし東北東の風(図-6)、風速8~15 m/s程度、降雨または降雪がある、という気象条件下であり、過去の気象データと照らし合わせた場合、その気象条件の発生する確率(風向、風力のみの場合、1%程度)はかなり低いが、供用開始後の斜材振動が、歩行者等に与える影響を考慮し、制振対策を施すこととした。今回見られた振動は、振動時に、斜材外套管の上側に流水路、または、着雪が見られ、風速が10~15m/s程度であり、他橋の振動報告例から

表-5 発生した斜材振動の概要

| 平成3年10月12日 | | | |
|---------------------------------------|--------------|-------|--------|
| 平均風速: 10~15m/s 風向: 北東~東北東 雨量: 1~2mm/h | | | |
| ケーブル | 片振幅(cm) | 振動次数 | |
| 1 | S-1 風上・風下側両方 | 20~30 | 概ね2~3次 |
| | S-2 " | " | |
| | S-6 " | " | |
| | S-7 " | " | |
| | S-21 " | " | |
| | S-22 " | 40~50 | |
| | S-25 " | 20~50 | |
| | S-27 風下側のみ | " | |
| | S-28 風上側のみ | " | |
| 平成3年12月11日 | | | |
| 平均風速: 8~13m/s 風向: 北東~東北東 雨量: 降雪 | | | |
| ケーブル | 片振幅(cm) | 振動次数 | |
| 2 | S-1 風上・風下側両方 | 5~10 | 1次 |
| | S-2 " | " | |
| | S-17 " | " | |
| | S-19 " | " | |
| | S-20 " | " | |
| 平成4年3月30日 | | | |
| 平均風速: 10~12m/s 風向: 北東 雨量: 1~2mm/h | | | |
| ケーブル | 片振幅(cm) | 振動次数 | |
| 3 | S-19 風上側のみ | 軽微 | 2次 |
| | S-20 " | 10~20 | |
| | S-37 " | 軽微 | |
| 平成4年4月8日 | | | |
| 平均風速: 2~5m/s 風向: 北東 雨量: 晴天 | | | |
| ケーブル | 片振幅(cm) | 振動次数 | |
| 4 | S-20 風下側のみ | 0~5 | 3次 |

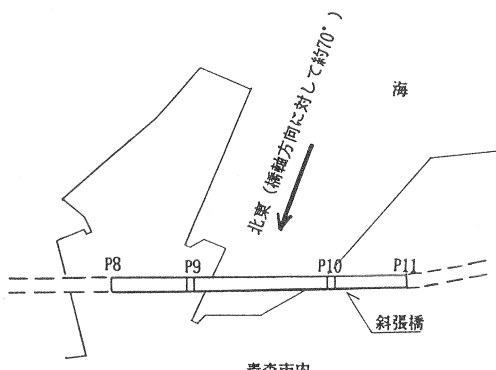


図-6 振動発生時の風向

いわゆる「レインバイブレーション」と呼ばれる振動形態であると考えられた。施工時の仮制振としては、斜材の橋面から10m程度の位置を、1段ごとに橋面から、ロープでしばりつけることで対応していたが、実際の制振対策としては、このロープによる仮制振時の対数減衰率の測定値以上の、減衰付加効果があるものにする事とした。表-6に、ロープによる仮制振時の対数減衰率の測定結果を示す。この結果、および、レインバイブレーションの場合、 $\delta = 0.02$ 程度以上で、振動を制御できる、という過去の事例^[3]を考慮し、本橋における斜材の目標対数減衰率を $\delta = 0.02$ 以上とすることとした。

具体的な制振方法としては、①ワイヤー緊結方式、および②ダンパー方式の2通りについて実橋において試験を行った。以下その概要および結果について述べる。

①ワイヤー緊結方式

名港西大橋での事例^[3]を参考に、維持管理の容易さを考慮し、最長斜材S-20のL/5 (L:斜材長) 点(橋面から約10m程度)から水平に、S-16まで、斜材5段を緊結し、人力加振により、減衰率の測定を行った。緊結材は、 $\phi 26$ mmのゲビンデスタープ、アラミド線材の2種類について行った。アラミド線材(UC-DB)は、アラミド繊維ロープ外面を、ポリエステル繊維で被覆し、表面をウレタンチューブで覆った、径12mm、引張り強度5500(kgf/本)のものを使用した。試験ケースを表-7に、減衰率の測定結果を、表-8、および表-9に示す。今回の試験結果では、他橋の測定結果^[5]にみられるような構造減衰の増加はほとんどなく、目標としていた $\delta = 0.02$ 以上の結果を得ることはできなかった。

表-6 仮制振時の対数減衰率

| 振動次数 | 対数減衰率 | 備考 |
|------|-------------|------|
| 1 | 0.008~0.011 | 制振無し |
| 2 | 0.011~0.013 | 制振無し |
| 1 | 0.024 | 仮制振時 |
| 2 | 0.026 | 仮制振時 |

表-7 振動試験ケース

| ケース | 加振斜材 | 加振振動数 |
|-------|---------|---------|
| I-1 | S-16 | S-16の1次 |
| I-2 | S-16 | S-16の2次 |
| II-1 | S-20 | S-20の1次 |
| II-2 | S-20 | S-20の2次 |
| III-1 | S-16~20 | 各斜材の1次 |
| III-2 | S-16~20 | 各斜材の2次 |
| IV-1 | S-18 | S-18の1次 |
| IV-2 | S-18 | S-18の2次 |

*) ケースIVは、アラミド線のみ

表-8 対数減衰率測定結果(ゲビンデ鋼棒)

| ケース | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| I-1 | 0.008 | 0.019 | 0.016 | 0.011 | 0.012 |
| I-1 | 0.014 | 0.012 | 0.013 | 0.003 | 0.013 |
| II-2 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 | 0.007 |
| II-2 | 0.008 | 0.008 | 0.008 | 0.008 | 0.009 |
| III-3 | 0.014 | 0.014 | 0.014 | 0.014 | 0.013 |
| III-3 | 0.011 | 0.011 | 0.011 | 0.010 | 0.011 |

表-9 対数減衰率測定結果(アラミド線)

| ケース | S-16 | S-17 | S-18 | S-19 | S-20 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| I-1 | 0.014 | — | — | — | — |
| I-2 | 0.008 | — | — | — | — |
| II-1 | — | — | — | 0.010 | 0.010 |
| II-2 | — | — | — | 0.009 | 0.009 |
| III-1 | 0.013 | 0.008 | 0.011 | 0.013 | 0.007 |
| III-2 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.013 | 0.006 |
| IV-1 | — | 0.007 | 0.006 | 0.009 | — |
| IV-2 | — | 0.004 | 0.010 | 0.019 | — |

②ダンパー方式

図-7にダンパーの構造図を、図-8に、取付け概要図を示す。ダンパーの試験は、最上段斜材のうち、ダンパー設置位置が最も低いS-40斜材を対象に、加振は、ワイヤー緊結方式と同様に人力加振とし、あらかじめ計測した1次、および2次振動数で加振した。ダンパーの粘性減衰係数Cは粘性体の温度や振動子のせん断抵抗面積で変化するため、これらを試験パラメーターとした。試験パラメーターを表-10に示す。実際には、並列ケーブルでも振動数に若干の相違があったため、自由振動波

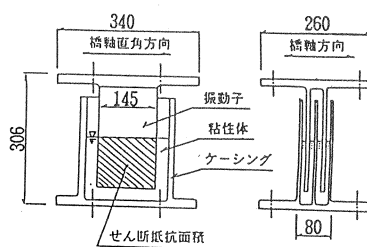


図-7 ダンパーの構造図

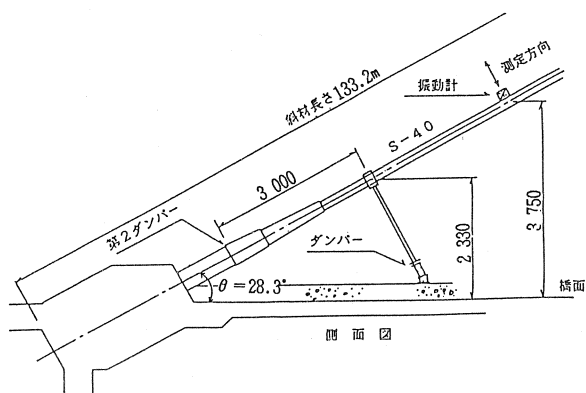


図-8 ダンパーの取付け概要

形にうなりが生じた。そのため、減衰率は、振動子にかかる振動成分を鉛直方向と、水平方向に分離したうえで、それぞれの構造減衰を算定した。測定結果例を表-11に示す。対数減衰率は、全部の試験ケースに対して $\delta = 0.01 \sim 0.04$ の範囲であった。以上の結果から、実橋における供用期間中の粘性体の温度変化範囲を $-5^{\circ}\text{C} \sim 35^{\circ}\text{C}$ と設定したうえで、せん断抵抗面積 $S = 409\text{cm}^2$ とすれば、構造減衰 $\delta = 0.02$ 以上の値が得ら

表-10 試験パラメーター

| 粘性体の温度(°C) | せん断抵抗面積(cm^2) | 加振動数 |
|------------|--------------------------|-------|
| 7~60 | 818、409 | 1次、2次 |

る。

れるものと判断し、実橋に設置することとした。なお、振動の状況から判断し、最上段斜材から3段目までの斜材にダンパーを設置し(写真-1)、4~7段目については、供用開始後、振動が見られた場合に容易に対応できるよう、ダンパー用アンカーのみ施工した。

表-11 対数減衰率測定結果
(1次振動、鉛直振動成分)

| 温度 ℃ | せん断抵抗面積 (cm ²) | |
|---------|----------------------------|-------|
| | 818 | 409 |
| 7 | 0.023 | 0.028 |
| 20 | 0.023 | 0.026 |
| 35 | 0.030 | 0.022 |
| 60 | 0.025 | 0.017 |

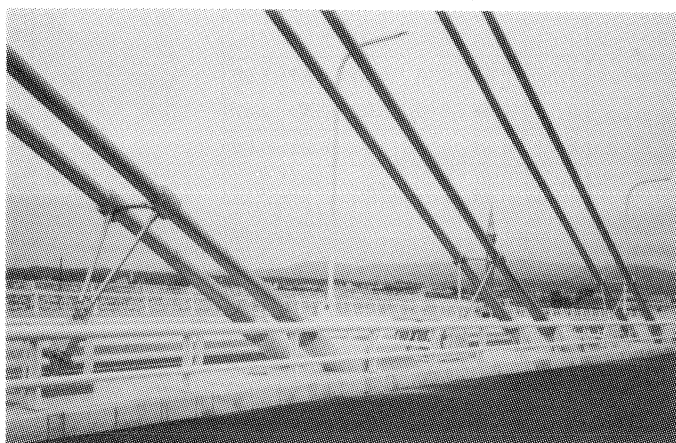


写真-1 ダンパー設置状況

5. おわりに

昭和61年から始まった斜張橋工事も、平成4年夏、無事終了し、7月末に市民の期待の中、開通の運びとなった(写真-2)。7年間の長期にわたり御指導、御鞭撻いただいた関係各位に改めて感謝の意を表し、謝辞といたします。

最後に、本報告が、今後のPC斜張橋の設計・施工の一助となれば幸いである。

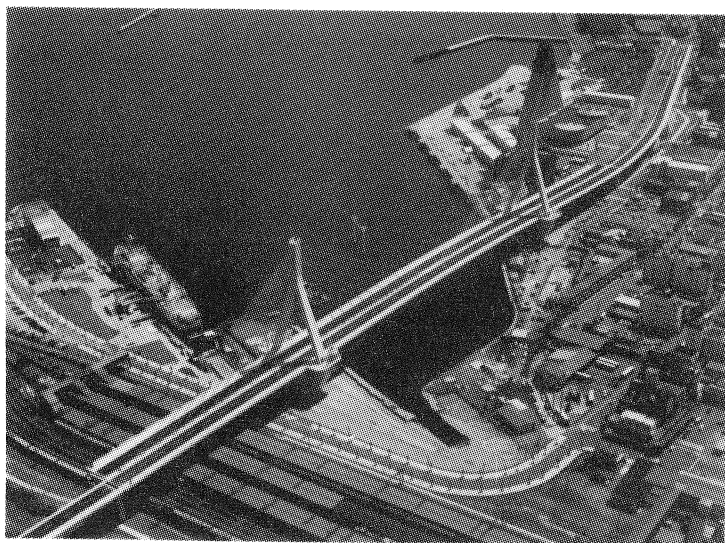


写真-2 PC斜張橋全景

(参考文献)

- (1) 石橋忠良・高木芳光；青森大橋(仮称)の設計-連載3-、橋梁、1987年5月
- (2) 石橋忠良・高木芳光・内藤静男・伊東祐之；軟弱地盤における長大PC斜張橋の耐震性検討、橋梁と基礎、1991年9月
- (3) 横山功一・日下部毅明；斜張橋ケーブルの風による振動と対策、橋梁と基礎、1989年8月
- (4) 館石和雄・石橋忠良・斉藤俊樹・竹内研一；PC斜張橋斜材定着部の振動対策(ダンパー)について、コンクリート工学年次論文報告集、11-1、1989年
- (5) 宮坂桂洋・南荘淳・南條正洋・加道博章・石飛太郎；天保山大橋のケーブル振動とその対策、橋梁と基礎、1992年4月