

載荷試験は載荷重としてコンクリートブロックを載せ 全量 80t とし $P_1 \sim P_5$ の 5ヶ所に載荷した。応力は径間中央の(A)と支点(B)の 2箇所で測定し それぞれ 11点 12点に歪計を取付けた。たわみはケーブル取付点 主径間中央 支点の上下流 26ヶ所でレベルにより測定した。なお たわみについては舗装に相当する等分布載荷重(砕石) 1.555 t/m を載荷した時にも測定した。

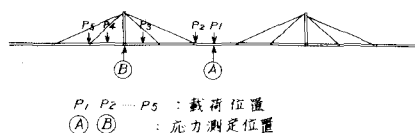


図-2 載荷位置と応力測定位置

2-2. 実験結果

図-3に応力測定値を示すが、計算値より幾分測定値が小さくなっており、断面係数の算定 (EI) は示方書の有効中の取扱いで問題ない事を示している。この事は図-4のたわみの測定値について殆んど実測値と測定値が殆んど一致することからも言える。

図-3の(A)点の P_1 , (B)点の P_3, P_4, P_5 によると $Shcav$ lagの影響が多少出ており、例えば(A)点の P_1 の場合に計算値 310 kg/cm^2 に対し、測定値 286, 208, 164 kg/cm^2 と箱断面の縁端部より中真中央付近に向つて応力が減少している。

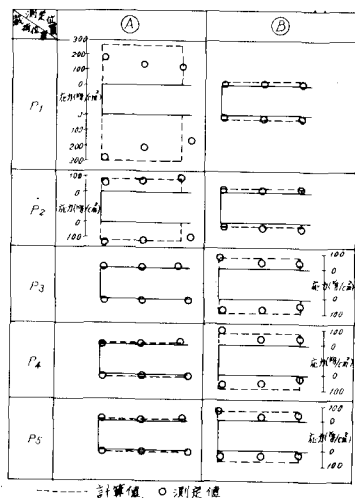


図-3 応力測定値

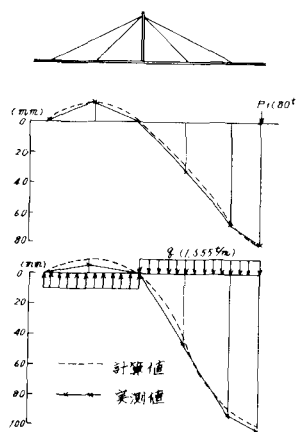


図-4 たわみ測定値

3. 振動実験

3-1. 実験内容

振動実験はオイルダンパー取付前、取付後の2回建設省土木研究所の15ton 2連起振機で強制振動を与え、振動特性を加速度計でピックアップし ペン書きレコーダーにより記録した。

図-5に示す様に起振機は主径間の $l/4$ 点、加速度計は A, B, C, D を下流側, A', C' を上流側にセットした。オイルダンパーは Fix 側のストローク 200mm, Mov 側のストローク 300mm で減衰力 25t のものをゲタ端に2箇所設置した。

3-2. 実験結果

振動実験の結果が表-1であり 固有振動数について計算値と実測値の差異を見れば、振りの一次で18%の差異がある以外は たわみの対称一次、二次、逆対称一次とも数%の差異しかない。

またダンパー取付による効果については、対数減衰率の多少の増は見られるが、この程度では有意差が認められない。これはダンパーが有効に働く程度の変位が起振機では発揮されないためと考えられる。

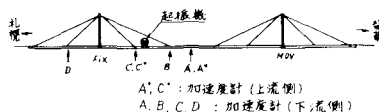


図-5 起振機と加速度計の設置ヶ所

また、たわみの振動モードを図-6に示すが、対称一次はA点の実測値を、逆対称一次はB点の実測値を、対称二次はA点の実測値をそれぞれ1.0とした時の他の点の実測値を示しているが、ほぼ計算値と一致し、これもオイルダンパーによる有意差は認められない。

		固有振動数		オイルダンパーなし		オイルダンパーあり	
		(計算値)	HZ	固有振動数	対数減衰率	固有振動数	対数減衰率
たわみ	対称一次	0.751		0.78*	0.021	0.78*	0.025
	対称二次	1.997		1.85	—	1.86	—
	逆対称一次	1.269		1.20	0.020	1.24	0.03
振り		3.841		3.13	—	3.15	0.015

* 風による振動測定値 0.74 HZ

表-1 振動特性

4. 風による振動

4-1 振動観測

風による振動観測は昭和46、47年と継続して数回、長期的に行われた。測定は抵抗線加速度計(2G)を図-7の3点に設置し、デュークレーダー(R-70)によって記録した。

また、風速は全風向風速計エースベン(迎角 30°, 風速 35 m/sec, 70 m/sec)により測定した。

4-2 観測結果

図-7は、10分間平均風速 10~15 m/sec、風向NW、迎角 $\pm 0^\circ$ の場合のある日(舗装荷重載荷前)の測定値であり、その時の主径間 $\frac{1}{2}$ 点、C点の最大加速度 191.7 gal、推定全振巾 14 cm である。

また、風による振動は対称一次のたわみ振動であり、この時の固有振動数は 0.84 HZであった。

図-7、(b)の応力測定値は、この時の風による振動の応力測定値であり、図の左側半分は主径間中央のE点、右側半分は支点Dの測定値を示している。ここで計算値は主径間中央での静荷たわみと振動たわみが一致する荷重強度を求め、その荷重強度に対する応力値を示している。殆んど実測値と計算値が一致しており、前述の静的載荷試験と同様に曲げ剛性の算定が認められた。

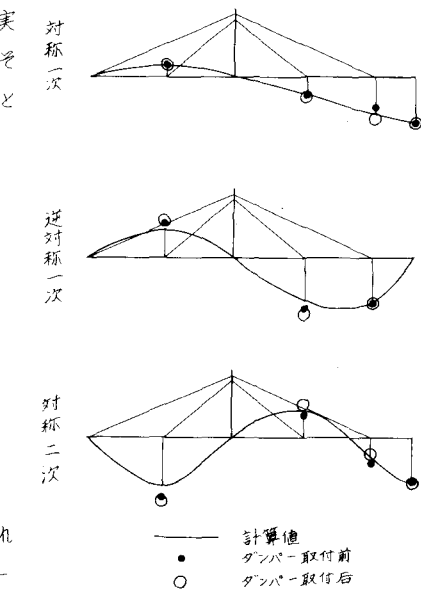


図-6. たわみの振動モード

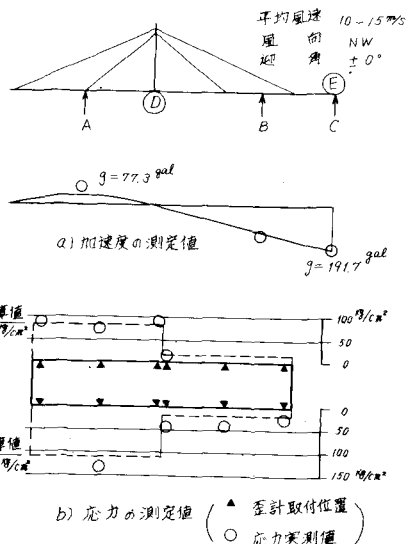
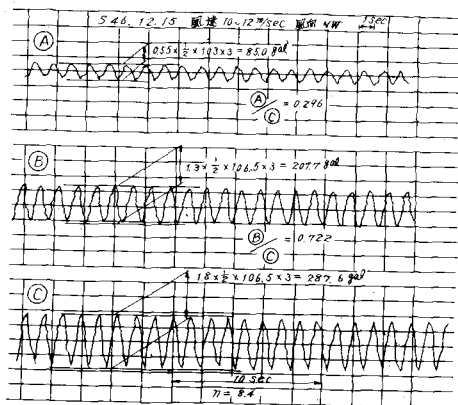


図-7 風による振動の測定

なお、すべての風による振動の観測の結果、昭和46年末の舗装荷重載荷前の閉合状態で全振巾推定 18 cm、加速度 280 gal (図-8)と最大であった。

また舗装荷重載荷后(碎石載荷後 1.555 t/m), 同じ程度の風速で全振巾 5 cm 推定 137 gal の観測値を示した。

図-8 風による最大振動の観測データ



5. 風による振動対策

5-1. 風洞実験

本橋に於ては、計画当初より耐風安定性について着目し、振りフラッターの処理のために補剛ゲタを箱断面とし、また低風速域で発現する風琴振動（たわみの限定振動）の処理のために風切り板を付けることを考えたわけであるが、この点では、決定的な形状の選定まで致らなかった。しかし風洞実験では現場と異り、定常風下で実験が行われる事、さらに風洞実験でのたわみが現場と対比して実例（尾道大橋）では $1/4$ と現場の方が小さかった事、等により表-2の①を最終設計断面とした。

さらに現場架設に際して、風切り板の取付位置（地覆上面から地覆下面つまり鋼床板面に変更）、地覆高さ（290cmから200cm）、高欄の形状（ポスト間隔2.705をタマゴ型レールでポスト間隔2.735さらに歩車道分離の高欄の設置）、荷重（5.900 t/mが6.401 t/mに）等の一部変更があり、振動発現を追試したのが②～⑤で、②は①に対応するもの、③は高欄のレール間 $1/3$ を1ポストおきに閉塞したもの、④は下フランジをプレート付したもの、⑤は風切り板を1パネルおきに取外したものの実験結果である。

写真-2は、①の状況、写真-3は1パネル毎に取外した⑤の状況の実橋での状態を示す。

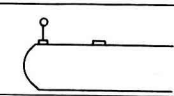
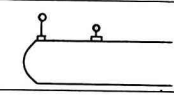
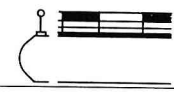
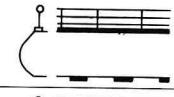
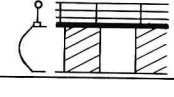
実験模型		低風速域		高風速域	
		実験 風速 m/s	橋たわみ cm	実験 風速 m/s	橋たわみ cm
①		11	20	—	—
②		11	16	21	19
③		11	115	22	20
④		—	—	22	∞
⑤		—	—	22	13

表-2 風洞実験

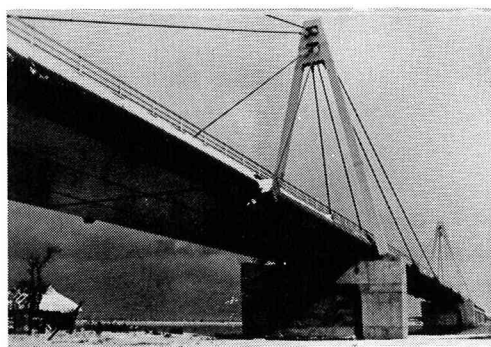


写真-2 表-2の①の状況

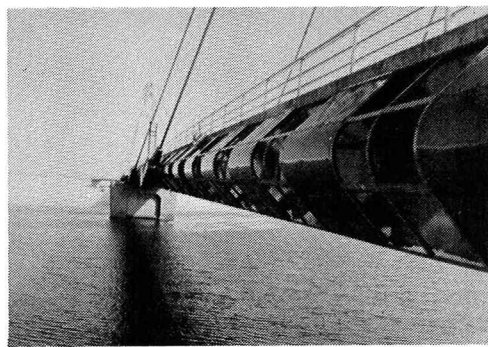


写真-3 表-2の⑤の状況

5-2. 振動対策

風洞実験と風による振動の観測結果から、実験が実橋に再現された事になったが、次の諸因が考えられる。

1. 前述の様に最終構造系で、風洞実験の諸数値の一部変更があった事

ロ、構造減衰二対数減衰率が実橋で0.02程度と仮定値0.04よりかなり低かった事。

ハ、平地で定常的な風（風速、迎角の一定の風）が吹く事

振動に対する対策としては、表-2の風洞実験の結果からも言える様に、低風速域は、現橋でしばしば観測される風速域で、頻度も多いので、実験によれば発現しない⑤を最終構造系とし、冬期の季節風時に高風速域での観測を行うこととした。

この構造系は一板おきに風切り板（巾1800mm）を取外したもので、風の流れが乱され風琴振動の発生周期が変わる事に因り、ストローハル数 $S = ND/V$ （N：渦の間波数、D：ケタ高、V：風速）が変わるためと考

えられる。

また、風による振動対策としては、その他に図-9に示す様に高欄の積雪による閉塞防止のために、歩道2.0m 車道の縁部1.0mのロードヒーティング、風の流れを乱さず、風通りの良好なタマゴ形のレール及びポストからなるアルミ高欄とした。

さらに、風による振動がたわみ振動である事から、決定的な要因は曲げ剛性(EI)の不足であり、幾分でもEIの増加ということで、図-9に示す位置に、橋軸方向に縦トラスを補強した。

ゲタ端での変位が数cmもあり大きいので、変位に応じて減衰を発揮するオイルダンパーもゲタ端に2箇所づつ設置した。

写真-4は縦トラスを、写真-5はオイルダンパの状況を示す。

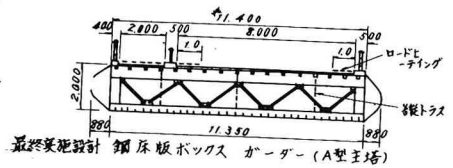


図-9 風による振動対策



写真-4 縦トラス

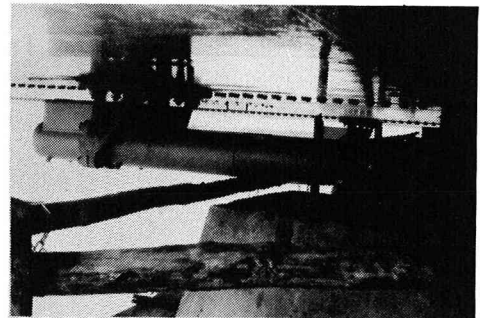


写真-5 オイルダンパー

幸い、これ以降19m/sec程度の風も観測されたが、振動は発現せず10~13m/secの風速で12~15mm程度の振巾が観測された程度である。

あとがき

本橋は供用開始后一冬を過したが、全く風による振動に対する交通支障はなかった。

しかし、この事により、本橋は北海道で初めて、橋梁の設計で耐風設計に取組み、1970年の本研究発表会の報告(文献-3)に一応の成果が見られるが、長支間橋梁に於ける風の動的作用については橋梁を破壊的に導く自励振動ばかりでなく、比較的低風速域で発現する風琴振動に対しても、その振巾の大きさと、発現の頻度という点で十分配慮する必要を再認識した。

本橋の設計以前に別橋でランゲータの吊枝の風琴振動に直面(文献-8)したが、戦々の身近にも風による振動の問題が種々あり、耐風設計と言え、風洞実験によらねばならない現状を見るにつけ、早期に理論的体系的化が望める。

最後に耐風設計について種々御指導いただいた建設省土木研究所、大久保忠良氏、榎波義幸氏、さらに冬期間を含め長期にわたり現場実験を担当された開発局土木試験所構造研究室の諸氏に感謝致します。

参考文献

1. 石狩河口橋の耐風性について 大久保・榎波 オ24回土木学会年次学術講演会 1969.9
2. 斜張橋の固有振動解析 大久保・榎波 土木技術資料 1967.8
3. 三径間連続斜張橋の設計 小西・高橋・新山 土木学会北海道支部研究発表会(オ26号) 1970.2
4. 斜張橋の固有振動数計算 小西・高橋・新山・津田
5. 本州四国連絡橋耐風設計指針解説 土木学会 1967.7

- 6 石狩河口橋の設計－特に3径間連続斜張橋について－ 高橋・戸島・新山・三浦 土木技術 1971.4
- 7 3径間連続斜張橋の架設－石狩河口橋－ 高橋・新山 土木学会北海道支部研究発表会(第28号)1972.2
- 8 新石狩大橋主径間部(バランスドランガーゲタ)の設計と架設について
高橋・青木・新山 第13回開発局技術研究発表会 1970.2