

女神大橋の斜ベントを転用した仲沖橋の固有振動特性と耐震性

Vibration characteristics and earthquake resistance of Nakaoki Bridge, which incorporates oblique bents used in the construction of Megami Bridge

下田 佑貴* ○高橋 和雄** 中村 聖三*** 呉 慶雄**** 宮本敬太*****
Yuki SHIMODA Kazuo TAKAHASHI Shozo NAKAMURA Qingxiong WU Keita MIYAMOTO

ABSTRACT The main body of the Nakaoki Bridge incorporates an oblique bent that had been used during the construction of the Megami Bridge. This is the first time that a bent has been recycled for the purpose of reducing both construction costs and the impact on the environment. A model of this bridge's superstructure was constructed last year to test the bridge's natural vibrations. This model was subjected to microtremors in order to compare the model's natural vibrations with those of the actual bridge. A non-linear seismic response analysis also was carried out to study bridge's earthquake resistance under Level I and Level II earthquake motions.

Key words: 女神大橋, 斜ベントの転用, 固有振動特性, 非線形地震応答解析

Megami Bridge, diversion of bent, natural vibration, non-linear seismic response analysis

1. はじめに

本研究の対象である長崎県諫早市破籠井鷺崎線を形成する仲沖橋(仮称)は、橋長120mの3径間連続鋼箱桁橋であり、長崎県で建設された長大斜張橋の女神大橋^{1,2)}の架設時に使用された斜ベントを、橋梁の主構造材として転用した橋梁である。斜ベントの有効活用として、橋梁本体への転用は本橋が初の試みであり、趣旨として新規製作桁の減少によるコスト縮減効果および転用部材量を最大限に活用した環境負荷低減(リサイクルの促進)を目的に製作された橋梁である。しかし、トラス部材である斜ベントを曲げ部材であるはり部材に活用したことから、通常の箱桁に比べて桁高が小さく、自重が大きくなっている。このため、振動特性や地震応答の検討をしておく必要がある。

以上のことを受けて本研究では、先ず転用橋の

設計・製作・架設時の各段階における諸問題に対する調査を行い、転用の設計、製作、架設の課題を明らかにする。次に、仲沖橋の3次元FEM骨組モデルを作成し、実橋に近い合成桁の5本主桁モデルと設計時の地震応答解析に用いた5本の主桁を一体化した主桁一体モデルを用い、固有振動解析を実施する。また、仲沖橋が完成直前になったため常時微動計測し、固有振動数を解析値と比較することにより上部構造の解析モデルの検証を行う。

仲沖橋の支承条件は全ての下部構造(橋台:1基、橋脚3基)に地震時水平分散ゴム支承を用いた弾性固定方式である。この分散ゴム支承を用いた構造は、道路橋示方書³⁾(平成14年3月)では挙動が複雑な橋と位置づけられており、耐震計算法は動的照査を用いることになっている。したが

* 工学士 長崎大学元学生

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

** 工博 長崎大学工学部教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

*** 博(工) 長崎大学工学部准教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

**** 博(学) 中国福州大学准教授

中国福州市市工並路523号

***** 工学士 長崎大学大学院学生

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

って、2つの上部構造の解析モデルを用いてレベル2地震動が作用した場合の非線形地震応答解析を行い、下部構造への影響を検討し、耐震性の評価を行う。

2. 斜ベントの転用計画と設計・架設上の課題

女神大橋の架設にバランシング架設工法が採用され、斜ベントが製作された。工事終了後に斜ベントは、解体後の活用として他の斜張橋の架設や漁礁などに再利用されるのが一般的であった。しかし、国内に新規の計画がないことや新規鋼材の圧延に伴う環境負荷低減を目的に、橋梁本体の主構造材への転用が長崎県の仲沖橋において国内で初めて実施された。

当初の橋梁計画では、新規製作部材によるPC5径間連続プレテンT桁橋が採用される予定であった。橋種変更の際に、様々な橋梁形式について「新規製作桁の減少によるコスト縮減効果」、「転用部材量の増加による環境負荷低減（リサイクルの促進）」の2つの観点から検討がなされ、最も経済性に優れ、転用部材の有効活用の割合が高い3径間連続RC床版箱桁橋が採用された。

仲沖橋の設計、製作、架設の各段階で問題となったことを担当者へのヒアリング調査からまとめると、表-1の結果となる。写真-1に示す軸力部材を曲げ部材にしたため、腹板が厚く、重量が通常の2倍以上になり、架設機材が通常の橋梁よりも大型となった。また、架設部材に使用される鉛系の塗装であるため、塗装はがしとエポキシ系塗装への塗り替えが必要になった。再利用される斜ベントの弦材を結ぶ腹材を切断したために必要な垂直材・斜材の仕口部の処理、また断面が大きいいため、添接部のボルトの本数が通常よりも多くなる等の問題があった。さらに、転用部材を確認する地組みがなされた。設計図にない取り付け付属物などの確認・切断・除去も必要であった。

新規の鋼材等の材料費はもちろん小さくなるが、通常の新規製作にない工程が多いため、新規製作の70%程度のコストと推定されている。架設に対しては、通常にない斜ベントの長崎と工場への往復の運搬や架設重量の増加による架設機材のグレードアップで、通常の150%程度のコストと推定されている。

架設部材を恒久部材に転用することは環境問題を考えると重要であるが、効率よく転用するた

表-1 転用設計・架設の問題点

| 項目 | 内容 |
|-------|--|
| 設計の問題 | <ul style="list-style-type: none"> 軸力部材を曲げ部材に転用したため、板が厚く自重が通常の2倍 断面の変化が大きいため、応力集中の検討が必要 |
| 製作の問題 | <ul style="list-style-type: none"> 架設部材と恒久橋梁では、塗料系が異なるため、鉛系の塗装はがしに手間がかかったこと 転用計画がない架設部材を転用したため、改造費が増加 仮置場から工場へ海上輸送の手間 斜材支口部の処理（鳥害対策で塞ぐ） 転用部材の調査のため、確認組を実施 切断箇所への抑制による塗装部材の増加 |
| 架設の問題 | <ul style="list-style-type: none"> 現場施工時に下フランジに張り出しがなく床版支保工の設置方法 施工時に桁にキャンバーを付けられなかったこと 架設重量が大きくなったためクレーン、ベント設備のグレードが増加 |
| その他 | <ul style="list-style-type: none"> 架設部材の製作精度や品質の要求性能が恒久橋梁と同じかどうか |

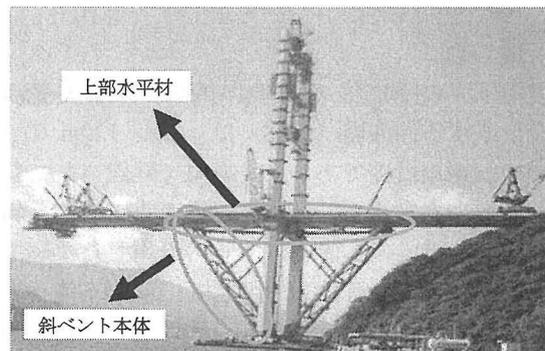


写真-1 斜ベントの本体および上部水平材

めには、転用を前提とした架設部材の設計が必要である。また、架設部材と転用部材は同じ荷重を受け持つことが効率的であり、今回の転用が橋脚であれば、設計や架設がよりスムーズにできたことが推定される。

3. 仲沖橋の概要

仲沖橋は、長崎県諫早市破籠井町の国道34号との交点を起点に同市鷺崎町の国道57号との交点を終点とした破籠井鷺崎線を形成する一部の橋梁である。図-1に仲沖橋の一般図を示す。橋梁形式は、5本の主桁からなる3径間連続RC床版

箱桁橋である。橋長は、120m（支間割 36.44m + 47.46m + 36.1m）である。桁長は、119.5m（総桁長 119.5m × 5 本 = 597.5m）である。そのうち、転用部材長は 579.5m、新規製作部材長は断面変化部分の 18m である。橋梁を形成する主桁の割合は、転用部材 97%、新規製作桁は 3% である。

本橋の構造諸元を表-2 に示す。また、図-2 に主桁への転用部材の断面形状を示す。表中に表記されている(A)は主桁の標準断面に対応し、(B)は A1 付近の桁端部に対応する。さらに、表-3 に転用部材の腹板厚の寸法と仲沖橋を新規部材で製作した場合の必要板厚を示し、表-4 に仲沖橋の支間長に対する腹板高と新規橋梁製作した場合に標準的な規定を用いて設計した腹板高について示す。斜べント部材の断面は板厚が大きく、特に腹板の剛性は一般的なプレートガーダー橋の 27

倍であり、板としての剛性も通常に比べ大きい。

4. 仲沖橋のモデル化の検討

本研究では、3次元有限要素法を用いて仲沖橋の解析を行う。解析ソフトは TDAPIII を用いる。図-1 に示す上部構造のモデル化に際して、2つの解析モデルを設定する。実橋梁を忠実にモデル化する5本主桁モデルは、床版および主桁を合成桁とするフレームモデルとし、耐震解析用の主桁一体モデルは、合成桁を1本のはり部材とする。5本主桁モデルでは、横桁の剛性を評価する。

鉄筋コンクリート製の下部構造躯体（A1 橋台、1P 橋脚、2P 橋脚、3P 橋脚）は両モデル共に1本のはり部材とする。橋脚の下部は、全自由度固定とする。また、各下部構造と上部構造間の連結はゴム支承の弾性を考慮したスカラーバネとする。表-5 に支脊の設定に用いたばね定数を示す。さらに、地震応答解析の照査項目である最大応答変位

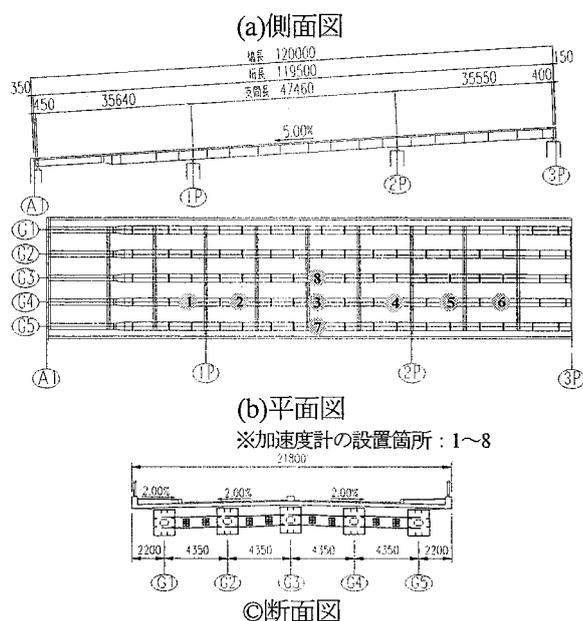


図-1 仲沖橋の一般図（単位：mm）

表-2 仲沖橋の構造諸元

| | | |
|-------|---|---------------------|
| 道路規格 | 第4種・第1級 | |
| 設計活荷重 | B活荷重, 群集荷重 | |
| 形式 | 3径間連続RC床版箱桁橋 | |
| 橋長 | 120.000m | |
| 桁長 | 119.500m | |
| 支間長 | 35.64m + 47.46m + 35.55m (道路中心線上) | |
| 有効幅員 | 車道部 | 2 × 7.250m ~ 7.672m |
| | 歩道部 | 2 × 3.000m |
| 縦断勾配 | 5.000%勾配 | |
| 横断勾配 | 車道部 | 直線 2.000% 屋根勾配 |
| | 歩道部 | 直線 2.000% 片勾配 |
| 斜角 | 90° | |
| 舗装厚 | 車道部 | アスファルト舗装 t=75mm |
| | 歩道部 | アスファルト舗装 t=40mm |
| 床版 | 鉄筋コンクリート床版 t=260~250mm | |
| 計画交通量 | 2000台以上/日単位 | |
| 支承形式 | 反力分散ゴム支承 | |
| 使用鋼材 | SM570, SM490Y, SM400, SS400, STKC400PS10T | |

表-3 転用部材の寸法と必要板厚の比較
(単位：mm)

| 転用部材 | 腹板高 | ①板厚 | ②必要板厚 | ①/② |
|--------|------|-----|-------|------|
| 斜べント本体 | 1600 | 38 | 13 | 2.9倍 |
| 上部水平材 | 1100 | 30 | 9 | 3.3倍 |

| 転用部材 | 斜べント本体 | 上部水平材 |
|------|--------|--------------|
| 転用箇所 | 主桁 (A) | 主桁 (桁端部) (B) |
| 断面図 | | |

図-2 転用部材の断面形状（単位：mm）

表-4 支間長に対する腹板高と標準腹板高

| 支間長 (m) | 腹板高 (mm) | 標準腹板高 (mm) |
|---------|------------|------------|
| 36 | 1100, 1600 | 1800~2400 |
| 47 | 1600 | 2350~3100 |

には支承の変形も含まれることから、橋台部における支承の変形が求められるように全体系のフレームモデルとする。図-3 に 5 本主桁モデル、図-4 に主桁一体モデルを示す。本研究では側径間の断面変化の影響を調べるために、橋軸方向の分割を 32 分割と 81 分割の二つの分割を用いた。81 分割の場合の各モデルの節点数および要素数を図-3, 4 に示す。

5. 固有振動特性

仲沖橋の 5 本主桁モデルと主桁一体モデルから求めた固有振動を 10 次まで示すと、表-6 の結果を得る。5 本主桁モデルを基準として対応する主桁一体モデルの結果を表示している。主桁一体モデルでは、図-5 に示すような 5 本の主桁ごとに振動の大きさが異なる振動モードを持つねじれ振動や鉛直振動は得ることが出来ない。したがって、これらに対応する主桁一体モデルの固有振動数は空欄にしている。次に対応するモードがある場合の固有振動数に着目すると、橋軸方向および鉛直方向の固有振動数は両者がよく一致している。したがって、橋軸方向の地震応答解析については、主桁一体モデルを使用できると考えられる。しかし、橋軸直角方向振動については、面外 3 次振動のように、主桁一体モデルの固有振動数が高く、大きな差が見受けられる。この固有振動形は、主桁の橋軸直角方向の曲げ変形モードを示すもので、主桁一体モデルでは、剛性を過大に評価しているおそれがある。したがって、橋軸直角方向の地震応答解析を行う場合は、モデルの検討を行う必要がある。主桁の断面に比べて、横桁の断面が小さいために、ねじれ振動のモードが多く現われているが、地震応答に及ぼす影響は少ないことから、問題にならないと予想される。

橋軸方向 81 分割モデルと 32 分割モデルの固有振動数の比較を行った結果、10 次までの振動モードについては 1.0% 以下の差があることから、以下の解析では橋軸方向の分割数は 32 分割のモデルを用いる。

6. 常時微動計測

仲沖橋の常時微動計測にあたって、図-1 に示すように床版上に 8 チャンネルの圧電型加速度計を設置した。加速度計の向きを変更しながら、鉛直方向、橋軸方向および橋軸直角方向の加速度を

表-5 バネ定数
(a)並進バネ値 (単位: kN/m)

| 支点 | 橋軸方向 | 鉛直方向 | 橋軸直角方向 |
|----|--------------------|-----------------------|--------------------|
| A1 | 2.74×10^4 | 1.00×10^{12} | 2.74×10^4 |
| 1P | 6.01×10^4 | 1.00×10^{12} | 6.01×10^4 |
| 2P | 6.01×10^4 | 1.00×10^{12} | 6.01×10^4 |
| 3P | 3.10×10^4 | 1.00×10^{12} | 3.10×10^4 |

(b)回転バネ値 (単位: kN・m/rad)

| 支点 | 橋軸廻り |
|----------------|-----------------------|
| A1, 1P, 2P, 3P | 1.00×10^{10} |

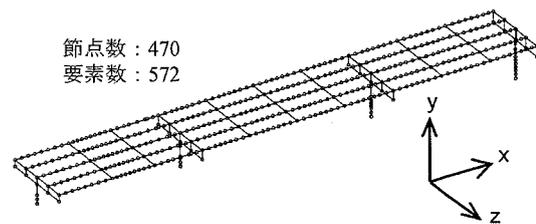


図-3 5本主桁モデル

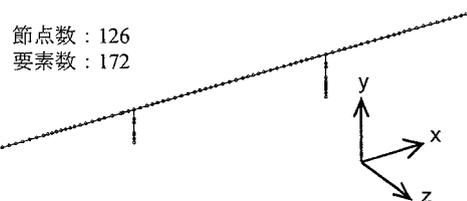


図-4 主桁一体モデル

表-6 仲沖橋の固有振動数の比較

| 次数 | 固有振動数(Hz) | | 振動モード | 差 |
|----|-----------|-------|--------|------|
| | 5本主桁 | 主桁一体 | | |
| 1 | 0.909 | 0.919 | 橋軸直角1次 | 1.1 |
| 2 | 0.912 | 0.916 | 橋軸1次 | 0.5 |
| 3 | 1.033 | 1.059 | 橋軸直角2次 | 2.5 |
| 4 | 2.288 | 2.350 | 鉛直1次 | 2.7 |
| 5 | 2.847 | 4.437 | 橋軸直角3次 | 63.8 |
| 6 | 3.303 | 3.403 | 鉛直2次 | 3.0 |
| 7 | 3.387 | - | ねじれ1次 | - |
| 8 | 3.596 | - | ねじれ2次 | - |
| 9 | 3.760 | 3.761 | 鉛直3次 | 0.0 |
| 10 | 4.064 | 4.203 | 橋軸2次 | 3.4 |

$$\text{差} = (\text{②} - \text{①}) / \text{①} * 100$$

計測した。時間刻みは0.01秒、計測時間は720秒とし、サブスペース同定法を用いて固有振動特性（固有振動数、減衰定数）を推定した。鉛直振動は同定することができたが、橋軸方向および橋軸直角方向に関しては、振動のレベルが小さく、固有振動数を同定するに至らなかった。図-6に鉛直振動の固有振動数の推定結果を示す。また、高速フーリエ変換（FFT解析）による固有振動数の推定も行い、どちらともほぼ一致した。鉛直振動の3次振動までの固有振動数が得られた。また振動モードの比較を図-7に示す。これにより振動モードは対応していることが確認できる。さらに両モデルによる解析値および常時微動計測より得られた固有振動数および減衰定数の一覧表を表-6に示す。固有振動数および減衰定数は推定結果の平均値である。常時微動計測時に本橋は未完成の状態であったため、計測時の橋の状態に合わせて舗装および高欄の死荷重を除外した解析モデルを修正した。表-7の結果より、固有振動数の差は5本主桁モデルでは最大12%の差であり、鉛直振動の解析モデルは妥当と考えられる。また、簡易な主桁一体モデルも同程度の結果となっている。減衰定数に関して、0.005~0.008という小さな結果が得られた。

7. 非線形地震応答解析

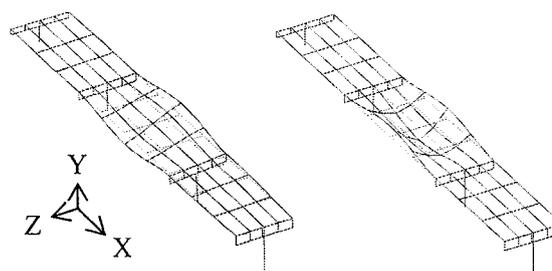
(1)解析条件

直接積分法による非線形地震応答解析を行った。積分方法はNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を使用し、時間間隔は0.01秒、継続時間を60秒と設定する。入力地震波は、道路橋示方書³⁾に準じ、架設地点地盤に対応する第III種地盤用標準地震波のタイプI地震動およびタイプII地震動を使用し、地域別補正係数（長崎県： $C_z=0.7$ ）により振幅補正し、橋軸直角方向および橋軸方向にそれぞれ入力する。なお、照査は3波平均とする。また、減衰はひずみエネルギー比例減衰のRayleigh型減衰とする。

解析モデルは上部構造については橋軸方向32分割モデルを使用した。非線形部材は鉄筋コンクリート橋脚躯体の塑性ヒンジ部のみとした。非線形モデルは剛性低下型トリリニア非線形（武田モデルM- θ 関係）を用いた。

(2)解析結果

上部構造の地震応答について先ず述べる。橋軸直角方向加震時（タイプII地震動）の橋軸直角方向



(a)ねじれ1次モード (b)鉛直4次モード

図-5 5本主桁モデルでのみ得られる振動モード

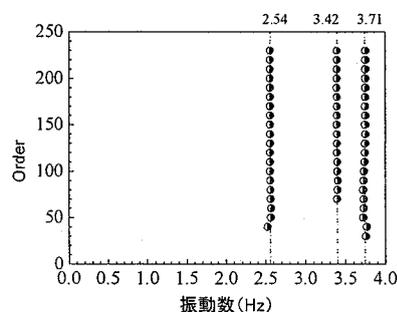
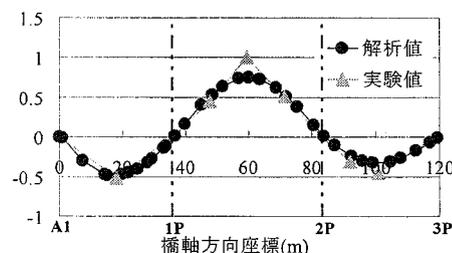
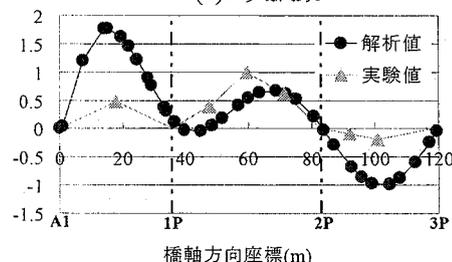


図-6 固有振動数の推定



(a)1次振動



(b)2次振動

図-7 鉛直振動モード

表-7 鉛直振動の固有振動数および減衰定数

| 次数 | 固有振動数 (Hz) | | | 差 (%) | | 減衰定数 |
|----|------------|------|------|-------|-------|-------|
| | 5本 | 一体 | 計測値 | 5本 | 一体 | |
| 1 | 2.38 | 2.45 | 2.54 | 6.8 | 3.8 | 0.005 |
| 2 | 3.43 | 3.54 | 3.42 | -0.3 | -3.4 | 0.005 |
| 3 | 4.22 | 4.35 | 3.71 | -12.1 | -14.8 | 0.008 |

$$\text{差} = \frac{(\text{計測値}) - (\text{解析値})}{(\text{解析値})} \times 100$$

変位を図-8に、曲げモーメントを図-9に示す。5本主桁の場合には変位はG3桁をプロットし、曲げモーメントは5本の主桁の合計の値とした。橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向の応答には、5本主桁モデルと主桁一体モデルでは差が見受けられる。一方、橋軸方向加震時の橋軸方向変位および曲げモーメントについては両者の結果が一致した。

次に、下部構造の応答について、タイプII地震動を作用させた時の橋軸方向および橋軸直角方向の1P支承部の最大応答加速度と最大応答変位を表-8に示す。橋軸直角方向加震および橋軸方向加震ともに、5本主桁モデルと主桁一体モデルによる差は小さい。つまり、下部構造の応答には上部構造のモデル化の影響は認められない。A1橋台、2P橋脚、3P橋脚の加速度および変位は、1Pと同じで上部構造は剛体運動していることが推定できる。また、耐震性能2の照査を行ったところ、仲沖橋の下部構造はレベル2地震動について安全であることが確認された。

8. おわりに

本研究の成果は次のようにまとめられる。

- (1)女神大橋の斜ベントを最大限に活用した仲沖橋が設計され、架設された。環境問題およびコストの削減の観点から転用は重要であると評価される。転用する場合は当初から転用を前提とした設計や塗装系の採用が必要である。また、軸力部材は軸力部材として転用することが望ましい。
- (2)仲沖橋の上部構造の解析モデルによる固有振動数と常時微動計測の結果を比較すると、鉛直振動の解析モデルは妥当と判断される。
- (3)地震応答解析の結果より、上部構造の橋軸方向の地震応答および下部構造の橋軸直角方向・橋軸方向の地震応答の評価には、簡易な主桁一体モデルが十分であるが、上部構造の橋軸直角地震応答では5本主桁モデルと主桁一体モデルでは結果に差が有り、主桁一体モデルでは不十分であることを示した。

謝辞

仲沖橋の設計資料の提供やヒアリングで長崎県諫早土木事務所、長崎県道路建設課および(株)横河ブリッジのお世話になったことを付記する。

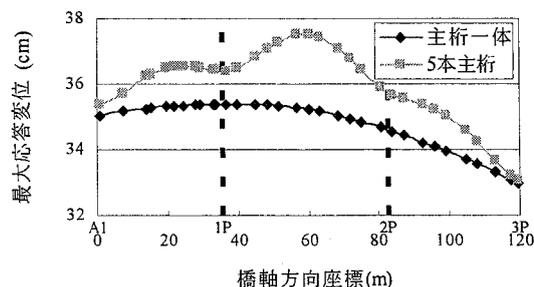


図-8 橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向変位

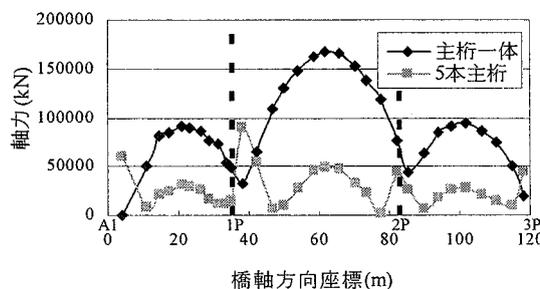


図-9 橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向の曲げモーメント

表-8 タイプII地震動による1P支承部の最大応答

| 加震方向 | 5本主桁 | | 主桁一体 | |
|------|-----------|---------|-----------|---------|
| | 加速度 (gal) | 変位 (cm) | 加速度 (gal) | 変位 (cm) |
| 橋軸直角 | 483 | 3.1 | 544 | 3.1 |
| 橋軸 | 576 | 5.9 | 573 | 5.7 |

【参考文献】

- 1) 中瀬和敏, 有吉正敏, 北原雄一, 甲斐富岳, 今金真一, 上田浩之, 針谷清久: 女神大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.12, pp.5-7, 2005.12
- 2) 北原 雄一, 三好哲典, 高橋昌義, 高橋和雄: 女神大橋斜ベントのスイング撤去工法に関する考察, 土木学会論文集 F, Vol.65, No.1, pp.84-93, 2009.3
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2002.3