

長距離海峡横断のための浮体式橋梁の波浪応答特性について

Wave response analysis of a floating bridge for strait crossing

原 勇一郎*・宇都宮智昭**・渡邊英一***

Yuichirou Hara, Tomoaki Utsunomiya, Eiichi Watanabe

松永昭吾****・上塚晴彦****・小林茂****

Shougo Matsunaga, Haruhiko Uetsuka and Shigeru Kobayashi

Considered herein is a floating bridge for the strait crossing between Kyushu and Shikoku (Houyo strait). The bridge consists of two rows of floating foundations which are semi-submerged type or pontoon type, and they support two box-girders for road traffic. Wave response of the newly proposed floating bridge has been examined based on the linear potential theory and the linear elasticity. Preliminary analysis performed herein have shown the applicability of such a bridge for severe wave conditions, i.e., the significant wave height of 5m and the wave period of 8 second.

Keywords: floating bridge, semi-submersible, strait crossing, wave response analysis

1 はじめに

現在、九州佐賀関半島と四国佐田岬を結ぶ幅約 14km の豊予海峡において架橋が検討されているが、豊予海峡は水深が 100m 以上となる大水深域が数 km にわたる。そのため従来の水中基礎と吊り橋による架橋方法では、3000m 級のスパンの橋梁を前提としても 100m 以上の大水深基礎の設置が不可欠となり、大水深域における水中基礎設置にかかる技術的課題と莫大な建設コストが問題となる。また、その工事費は橋梁本体のみだけでも数兆円かかると推定されており、経済的にも実現は困難となっている。

そこで、本研究では、豊予海峡への架橋のための代替案として、独立浮体基礎形式による新形式の浮体橋梁を提案する。

本研究で提案する浮体橋梁は、Fig.1 に示すように全長 7km の直線上に 100m 間隔で設置される独立浮体基礎を道路部を有する鋼床版箱桁で連結し、さらにこれを並列 2 列に 75m 離して水平面内のトラス構造で連結したものである。浮体基礎を距離をおいた 2 列に配置することで浮体としての安定性を高め、転覆に対する十分な安全性を確保する。また、水平面内のトラス構造により、浮体基礎に作用する水平波力や潮流力ならびに桁に作用する風力等の水平力による水平変位ならびに断面力を低減し、その水平反力を数 100m~1km 間隔程度に設置されるジャケット基礎にドルフィン・ダンパーを介したもので受ける。このような形式の浮体橋梁によれば、最も技術的に困難と考えられる大水深基礎を、水平力のみで抵抗するジャケット式杭基礎に置き換えることができる。問題となるのは、波浪による鉛直応答であるが、これは、浮体基礎をセミサブ型とし、その波無し周期を調整することで低減を図る。しかしながら、本格的な浮体橋梁は我が国では大阪湾内の夢洲、舞洲間で架設中であるものの、波浪条件の厳しい外洋での適用例は世界的にみても皆無であり、波浪応答の把握とその低減が最重要課題と考えられる。

浮体橋梁の波浪応答には様々な要因が影響するが、中でも影響の大きく、また設計上コントロールのおこないやすいものの一つとして、浮体基礎の形状がある。そこで本研究では、Fig.1 のような独立浮体基礎形式の橋梁を基本形状としながらも、その浮体基礎形状を様々に変化させたものに対して、橋梁全体系の波浪応答解析を行うことにより、その適用性を検討する。解析方法は、あらかじめ線形回折波理論にもとづいた 3 次元グリーン関数法によるプログラムで浮体基礎単体の付加質量・造波減衰係数ならびに、これに作用する強制波力を求めておき、これを有限要素法によりモデル化した橋梁全体モデルに組み込む、という 2 段階の手順で行った¹⁾。なお、解析は全て周波数領域でおこなった。

* 学生会員 京都大学大学院工学研究科 (606-8501 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 京都大学大学院工学研究科 *** フェロー会員 京都大学大学院工学研究科

**** 正会員 株式会社建設技術研究所

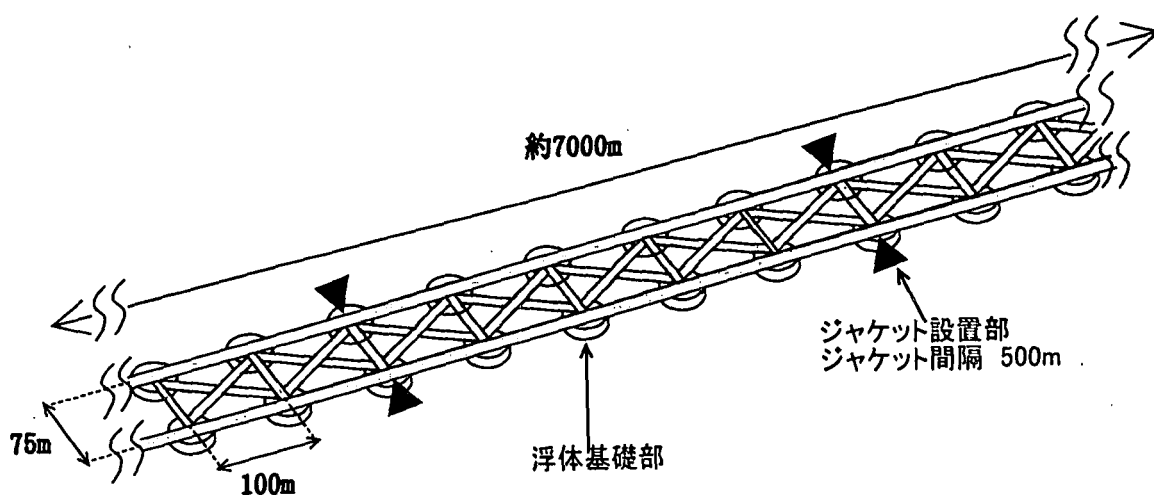


Fig.1 本研究で用いる浮体橋梁の概略図

2 浮体基礎部の解析

本研究では、浮体基礎部に作用する流体力（強制波力、付加質量、造波減衰）を求めた後、これを用いて橋梁全体の有限要素法解析を行う。そのため、まず大水深でも適用可能な流体力算定プログラムの開発を行った。

2.1 流体力算定プログラム

本研究では浮体橋梁の三次元モデルに対し汎用有限要素法プログラムを用いて波浪応答解析を行い、その応答を評価することを目的としているが、そのためには、浮体基礎部に作用する強制波力、ラディエーション流体力及び静水復元力を求めることが不可欠となる。著者らは昨年度、有限水深に適用可能なグリーン関数を用いた、8 節点 2 次要素にもとづく境界要素法プログラムを開発した。このプログラムでは、比較的水深が浅い水域を対象としていたため、グリーン関数の解として級数形を基本としていた。しかし、本研究で対象とする豊予海峡は水深が 100～200m と大水深となるため、級数解の収束が遅くなり、実質的に適用不可能となる。そのため、本研究では有限水深に適用可能なグリーン関数を、無限水深におけるグリーン関数に入れ換えることで、大水深で適用可能となるように改良を行った。なお、無限水深でのグリーン関数は Newman^[3]によって次のように与えられている。

$$G = \{R^2 + (z - \zeta)^2\}^{-\frac{1}{2}} + \kappa F(X, Y) - 2\pi i \kappa e^{-Y} J_0(x)$$

$$F(X, Y) = (X^2 + Y^2)^{-\frac{1}{2}} - \pi e^{-Y} (H_0(X) + Y_0(X)) - 2 \int_0^Y e^{t-Y} (x^2 + t^2)^{-\frac{1}{2}} dt$$

$$R = \{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2\}^{-\frac{1}{2}}$$

ただし、 G : グリーン関数、 (x, y, z) : ソース点、 (ξ, η, ζ) : 参照点、

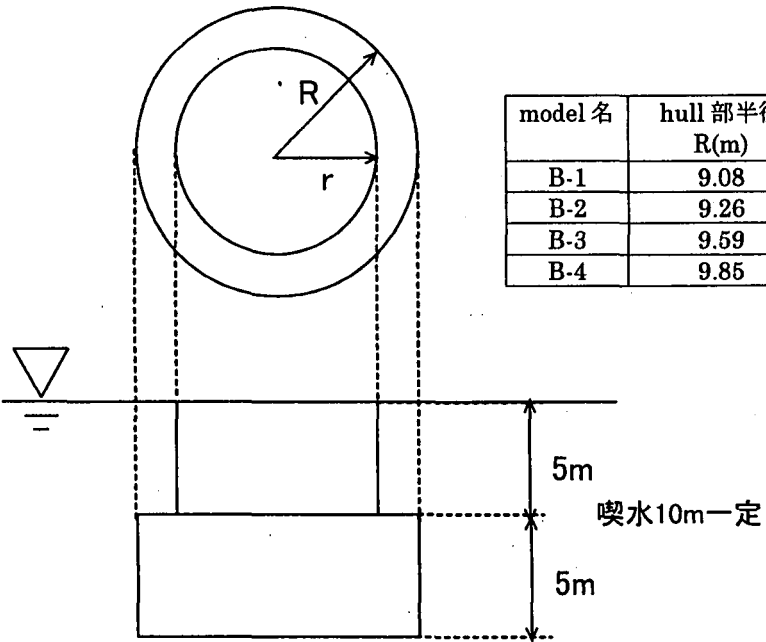
$X = \kappa R$, $Y = \kappa |z + \zeta|$, κ : 波数、

$J_0(x)$: 第 1 種 Bessel 関数、 $Y_0(x)$: 第 2 種 Bessel 関数、 $H_0(x)$: Struve 関数

2.2 浮体基礎部の解析

本研究で提案する浮体橋梁 Fig.1 は、鉛直波力に対しては自由浮体として挙動する「柔な」構造であるが水平波力に対しては面内の曲げ剛性により抵抗し、その反力をジャケットに伝える「剛な」構造となっている。このような特徴から、鉛直方向の応答が小さくなるような浮体基礎形状の選択が重要となる。Fig.2 の様なセミサブ型基礎においては、下部の張りだし量によって column 部及び hull 部に作用する波力の位相差によってその合力が変化するので、鉛直波力が相殺される点が現れる。この時の周期を「波なし周期」と言い、セミサブ型浮体の特性値として最も重要なパラメーターである。浮体基礎の選定に当たっては、鉛直波力軽減のため、この「波

なし周期」の特性を利用する。まず半径 8m、喫水 10m、没水体積が 2010.6m³の円筒形のポンツーン型基礎(model A-1)を基本とし、没水体積を一定に保ちながら、波無し周期を 6 秒、8 秒、10 秒及び 12 秒に設定した 4 種類の軸対称セミサブ型基礎に形状を変化させた。その基礎の形状(model A-1, B-1~4)を Fig.2 に、このときの鉛直波力を Fig.3 に示す。また、なお設計外力及び橋梁の諸元を Table1 にまとめて示す。



model 名	hull 部半径 R(m)	column 部半 径 r(m)	波なし周期 (秒)	喫水 (m)
B-1	9.08	6.75	6	10
B-2	9.26	6.50	8	
B-3	9.59	6.00	10	
B-4	9.85	5.55	12	

Fig.2 浮体基礎の形状

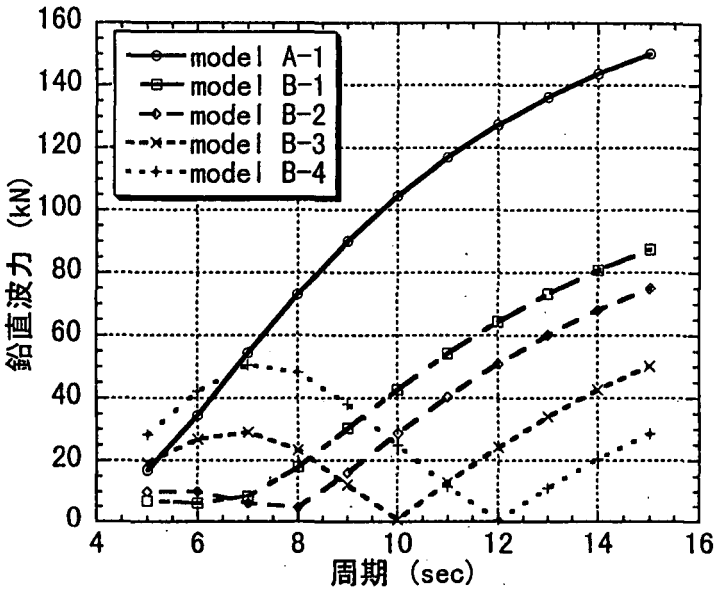


Fig. 3 単一浮体基礎に働く鉛直波力の比較

Table1 設計外力及び橋梁の諸元

有義波周期	8 秒
設計波高	5m
設計波長	99.9m
波の入射方向	橋軸直角方向
上部工に使用した鋼材のヤング率	2.1Gpa
上部工に使用した鋼材のポアソン比	0.3
橋梁全体の質量	約 292,500ton
浮体橋梁の全長	7,000m
浮体基礎間隔	100m
端部の境界条件	橋軸方向及び橋軸直角方向に拘束
水平方向への係留	500m 間隔で橋軸直角方向に拘束

3 橋梁全体系の解析

3.1 橋梁モデル

豊予海峡(九州佐賀関半島～四国佐田岬間)は幅 14km の海峡であるが、この区間を 3 区間に分けて考える。大分側区間約 5,000m 及び、愛媛側区間約 2,000m は最大水深でも 100m 以下と比較的水深が浅いため、技術的にも吊り橋形式の架橋方法でも問題はないと思われる。本研究ではこの間の区間約 7,000m での浮体基礎形式の橋梁の架橋を検討する。この区間は水深が 100m 以上となるため、従来の吊り橋や斜張橋形式での架橋を行おうとすると、基礎を多くしたり、スパン長を長くしなければならないため、技術的、経済的に困難であると考えられる。

本研究で考える橋梁は独立浮体基礎形式による浮体橋梁であり概略図は Fig.1 に示したとおりである。橋梁上部工の道路部は鋼床版箱桁とし、片側 2 車線ずつ計 4 車線とする。概算により、上部工、下部工(浮体基礎)をあわせた重量はポンツーン 1 基あたり約 2,060tonf となり、これが先に設定したポンツーンの排水体積の設定の基準となっている。浮体基礎は、全長 7km にわたって、100m 間隔で片側に 71 個、計 142 個設置する。また、設置水深は 100～200m となるが、流体力解析においては無限水深として扱う。

本研究では橋梁の応答解析を汎用有限要素法プログラム NASTRAN(NASA Structural Analysis)で行う。NASTRAN に使用した橋梁のモデルを Fig.4 に示す。モデルは節点数 2813、要素数 3092 である。

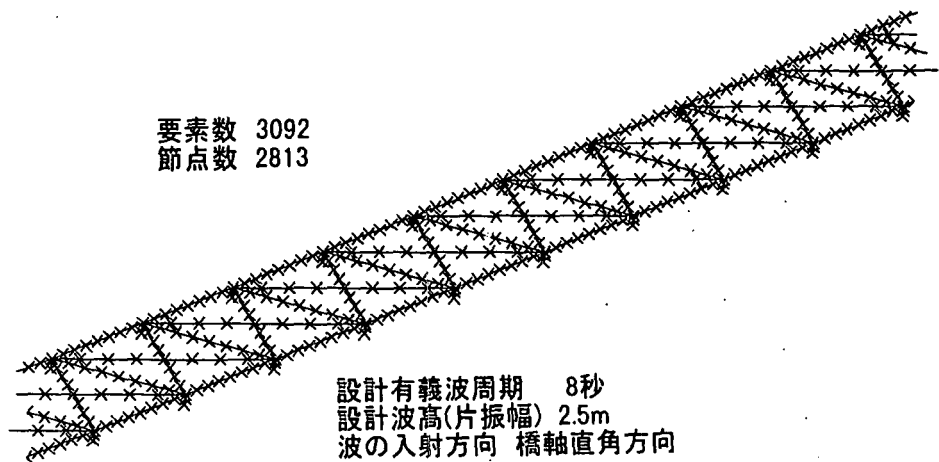


Fig.4 本解析で用いた骨組みモデル図

3.2 固有値解析

固有値解析の結果を Table2 に示す。Table2 より浮体の形状において、hull 部の半径を増大させ、column 部の半径を減少させれば固有周期が大きくなることがわかる。これは column 部の半径が減少することで水際面積が減少し、浮体部の静水圧による弾性バネのバネ定数が減少したことと、浮体底面の面積の増加により鉛直方向の付加質量が増加したためであると考えられる。また、model A-1 では固有周期が設計有義波周期に近いと、共振現象により大きな応答が現れることが予想される。

Table2 固有周期 (sec)

モード次数	model A-1	model B-1	model B-2	model B-3	Model B-4
1 次モード	7.8488	9.7415	10.380	12.007	13.696
2 次モード	7.2736	9.7033	10.337	11.954	13.629
3 次モード	7.2734	9.6931	10.296	11.859	13.478
4 次モード	7.2733	9.6930	10.296	11.859	13.470
5 次モード	7.2726	9.6929	10.296	11.859	13.470
6 次モード	7.2711	9.6923	10.295	11.858	13.470

3.3 周波数応答解析

次に周期 5～15 秒まで 1 秒間隔で周波数応答解析を行った。以下の応答はすべて設計有義波高 5m(片振幅波高 2.5m)に対する値である。

3.3.1 最大応答加速度

model A-1、B-1～B-4 について上部工の最大鉛直応答加速度を求めた結果を Fig.5 に示す。model A-1 の加速度が入射波の周期 7 秒あたりで非常に大きくなっているのは、model A-1 の固有周期がこの付近にあるため、共振現象を起こしていると考えられる。また、Fig.5 から model A-1 を除いた、セミサブ型の上部工の最大鉛直加速度を示した図を Fig.6 に示す。Fig.6 より浮体基礎をセミサブ型とし、波なし周期の特性を利用する事で、鉛直方向の加速度をかなり軽減できることがわかる。

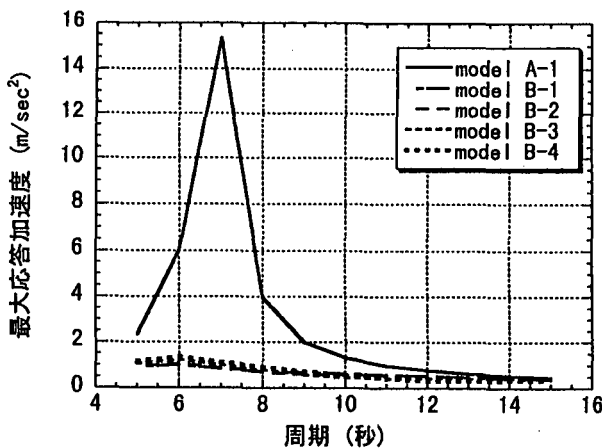


Fig. 5 上部工の最大応答加速度の比較

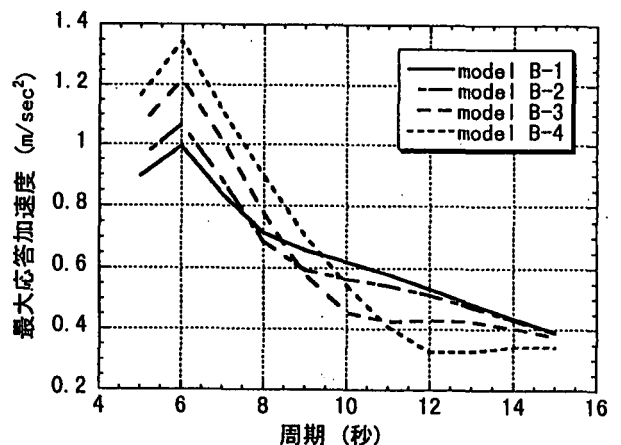


Fig. 6 (セミサブ型のみ) 上部工の最大応答加速度の比較

3.3.2 最大応答変位

次に上部構造物の最大鉛直応答変位を考える。この場合も model A-1 の場合は固有周期前後で非常に大きな値をとったため、model A-1 を除いた、セミサブ型モデルのみの最大鉛直応答変位を Fig.7 に示す。最大鉛直応答変位も波なし周期の影響が出ているが、各モデルに対して固有周期の影響は現れていない。

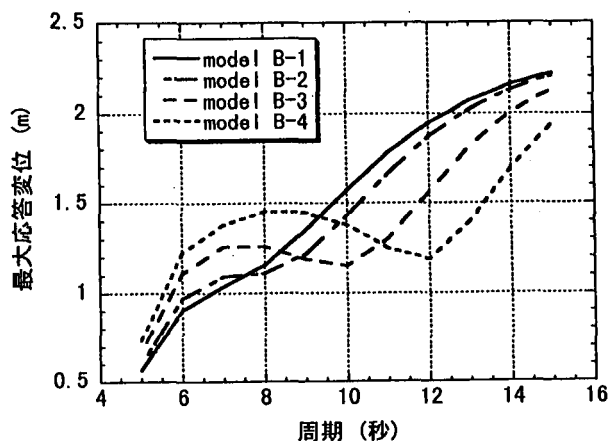


Fig. 7 最大応答変位

3.3.3 最大応答加速度及び最大応答変位の分布

model B-1～4 に関しては道路部の応答加速度及び、応答変位の分布はほぼ同様の形状を示した。そこで、model B-1 について周期が 8 秒の時の道路上の応答加速度と応答変位の分布を Fig.8、Fig.9 に示す。これらの図ではそれぞれ応答加速度や応答変位が、浮体橋梁と大分、愛媛側との接続部から 100m 程度離れた点で最大となっている。これは、接続部の影響が出たと考えられ、緩衝桁を設置する等の接続部の境界条件の処理をうまくおこなうことで、緩和することができると考える。一方、それ以外の浮体橋梁の中間部では応答加速度や応答変位はほぼ一定の値を示している。

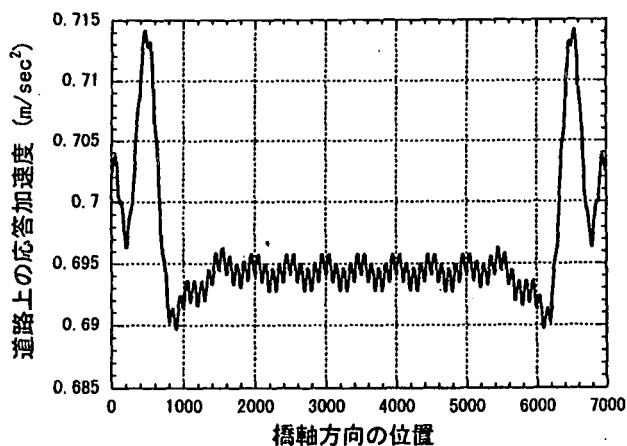


Fig. 8 model B-1の応答加速度

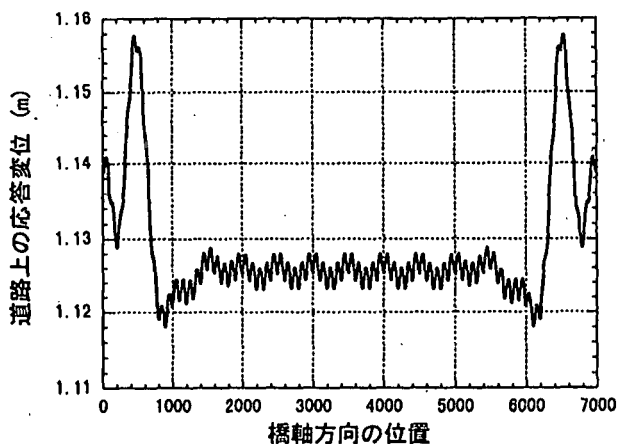


Fig. 9 model B-1の応答変位

3.3.4 部材力

最後に上部構造物の部材力について検討する。入射波の周期 8 秒に対する model B-1 の上部工の曲げモーメント分布を Fig.10 に、また model A-1 を除いた最大曲げモーメントの比較を Fig.11 に示す。Fig.10 から、曲げモーメントの分布は端部周辺と中央部では約 2 倍の違いがあると考えられる。この点からも端部の境界条件の適切な処理が重要であると思われる。また、Fig.11 より、部材力に関してもセミサブ型の「波なし周期」の特性を利用できることがわかる。

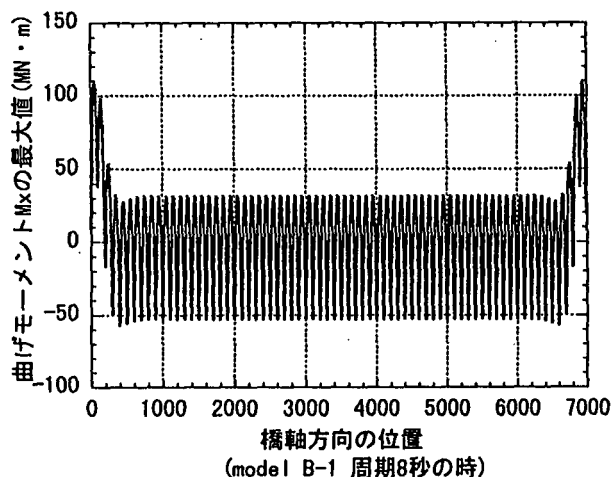


Fig. 10 上部工の曲げモーメント分布

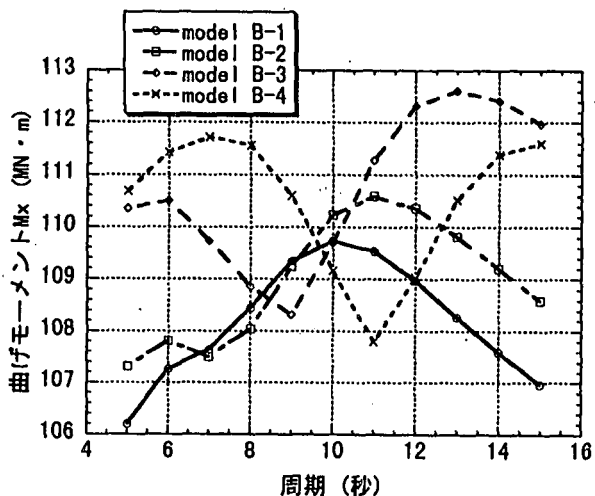


Fig. 11 上部工の最大曲げモーメントの比較

4 結論

基礎の形状に関しては固有周期の面から見ても、また最大応答変位、加速度、部材力の面から見ても円柱型基礎よりもセミサブ型基礎の方が有利であることがわかった。また、応答加速度の面から見て、設計有義波周期に近い周期 6、8 秒の時に応答加速度が小さくなる model B-1、B-2 が適していると考えられる。

解析の結果、セミサブ型基礎において、その形状を最適化し「波なし周期」の特性を利用することで、かなりの応答低減が図れることが確認された。最適状態での鉛直方向の最大応答加速度は、設計波周期が 8 秒の時には 70gal 程度となり、さらなる応答低減、ならびにさらに詳細な検討が必要ではあるものの、本形式による浮体橋梁の対象海域への適用は基本的に可能と考えられることが明らかとなった。今後は、浮体間の相互干渉を考慮した解析や実験的検証を行う必要がある。

5 参考文献

- [1]渡邊、宇都宮、高須賀、伊藤：独立カラム型浮体橋梁の波浪応答特性に及ぼす浮体基礎形状の効果、海洋開発論文集、vol.11,pp.353-358,1995.
- [2]宇都宮、渡邊、久保田：超大型箱型浮体の波浪応答解析のための高次要素 BEM プログラムの開発とその適用性について、海洋開発論文集、vol.13,pp.201-207,1997.
- [3]J. N. Newman : Algorithms for the free surface Green function, Journal of Engineering Mathematics 19, pp57-67,1985.