

海中ケーブルで係留された浮体橋の 波浪中動揺特性

MOTION CHARACTERISTICS OF FLOATING BRIDGE IN WAVES ANCHORED WITH SUBMARINE CABLE

福田功¹・上田茂²・白石悟³・中野則夫⁴・日下理⁵・平尾壽雄⁶

Isao FUKUDA, Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI,
Norio NAKANO, Tadasu KUSAKA and Hisao HIRAO

¹ 正会員 工修 関西国際空港(株) 施設整備本部 (〒549-8501 大阪府泉佐野市泉州空港北1番地)

² フェロー会員 工博 鳥取大学 工学部土木工学科 (〒680-8552 鳥取市湖山町南四丁目101)

³ 正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 横須賀市長瀬三丁目1-1)

⁴ 正会員 工修 (財) 沿岸技術研究センター (〒102-0092 東京都千代田区隼町三丁目-16)

⁵ フェロー会員 工修 中電技術コンサルタント(株) (〒734-8510 広島市南区出汐二丁目3-30)

⁶ 正会員 工博 (社) 日本海洋開発建設協会 (〒104-0032 東京都中央区八丁堀二丁目5-1)

Usually, the bridge used to traverse rivers, channels and straits is a fixed type. However in cases where the seabed of a thick layer of soft ground, a floating bridge is often more suited than a fixed bridge. This study proposed a system for anchoring a floating bridge with submarine cable to create a floating bridge suitable for places where ground subsidence occurs. Using an experimental tank, the bridge's motion characteristics while exposed to waves were tested and a numerical analysis was performed.

As the floating bridge anchored with submarine cable is a newly conceived system, the safety and usability in locations that have waves were verified by means of experiment and numerical analysis. It was found that the floating bridge with submarine cable system was highly suitable for locations where there was significant ground subsidence.

Key Words : Floating bridge, submarine cable, ground subsidence, motion in waves

1. はじめに

河川や海峡を横断するためには、通常固定橋が使われている。しかし、水底下の軟弱層が厚い場合や地盤沈下が大きい場合には、固定橋より浮体橋が適していることがある。浮体橋の実例としては、アメリカ・ワシントン州の湖に架かるLacey V. Marrow橋（橋長：2018m）、ノルウェーのフィヨルドに架かるNorthordland橋（橋長：1246m）、大阪湾内の夢州と舞州を連結する夢舞大橋（橋長：410m）などがよく知られている。

浮体橋の研究としては、国内では建設事例が少ないこともあって、夢舞大橋に関する研究¹⁾や報告²⁾などがあるが、浮体橋の形式が異なると参考にできる資料が少ない。本研究は、海底軟弱層が厚く地盤沈下が予想される内湾の地点に、橋長222.0m 幅19.8mの浮体橋設置を想定し、地盤沈下対応の浮体橋形式の検討および波浪中の安全性・使用性について確認したものである。

まず、今回の浮体橋形式には、地盤沈下対応が容易であることを重視して、浮体橋を海中ケーブルで係留する方式を検討したので、この形式の特徴について説明する。次に、海中ケーブルで係留された浮体橋は従来にはない

形式であるので、水槽実験によって波浪中における浮体橋の安全性・使用性を確認する。その後、浮体橋は中央桁と両側の緩衝桁の3つのブロックで構成されていることから、3体問題として数値解析を実施した結果を示す。

2. 検討条件

浮体橋の検討に当たって、次に示す条件を設定した。

(1) 道路条件・橋梁の条件

道路条件・橋梁の条件を表-1に示す。

表-1 道路条件・橋梁の条件

項 目	内 容
道路規格	第4種1級
設計速度	60km/h
横断する水路	幅: 200.0m, 水深: 平均14.0m
橋 長	222.0m
全 幅	19.8m
活荷重	B活荷重

(2) 気象・海象条件

気象・海象条件を表-2に示す。

表-2 気象・海象条件

項目		内容
風	基本風速	42m/s (高度10mの位置)
	交通規制時の風速	20m/s (高度10mの位置)
潮位	最高潮位(Max. H. W. L.)	C. D. L. +3.20m
	高潮位(H. H. W. L.)	C. D. L. +2.38m
	朔望平均満潮位(H. W. L.)	C. D. L. +1.60m
	平均水面(M. S. L.)	C. D. L. +0.95m
	朔望平均干潮位(L. W. L.)	C. D. L. +0.10m
	低潮位(L. L. W. L.)	C. D. L. -0.50m
波	暴風時	有義波高 0.8m, 有義波周期 5.7s
	交通規制時	有義波高 0.7m, 有義波周期 5.3s
流れ	流速	0.2m/s

(3) 地盤条件

地盤条件は、沖積粘土層が厚く堆積し、沈下量を確定できないので、相当程度の沈下量と設定した。(右上へ)

3. 今回の浮体橋の特徴

(1) 形式の説明

浮体橋は、要求性能や建設地点の条件によって種々の形式が考えられるが、実例が少ないことにより、浮体橋形式に関する考察は文献²⁾の記述が比較的詳しいものである。今回は、水路幅200.0mを横断し、地盤沈下に容易に対応できる浮体橋形式として当初11案が検討されたが、最終的には図-1の案にまとめられた。部材構成としては、2つのポンツーン(箱型浮体)上に中央桁を剛結し、ポンツーンを4本の海中ケーブルで係留する。これで中央桁(およびポンツーン)は安定状態となるので、中央桁の両側に緩衝桁(単純桁)を載せる。シンカーブロックを海中に設置したのは、護岸上にシンカーブロックを置く場合より支持力や滑動の点で有利であったためである。

(左下へ)

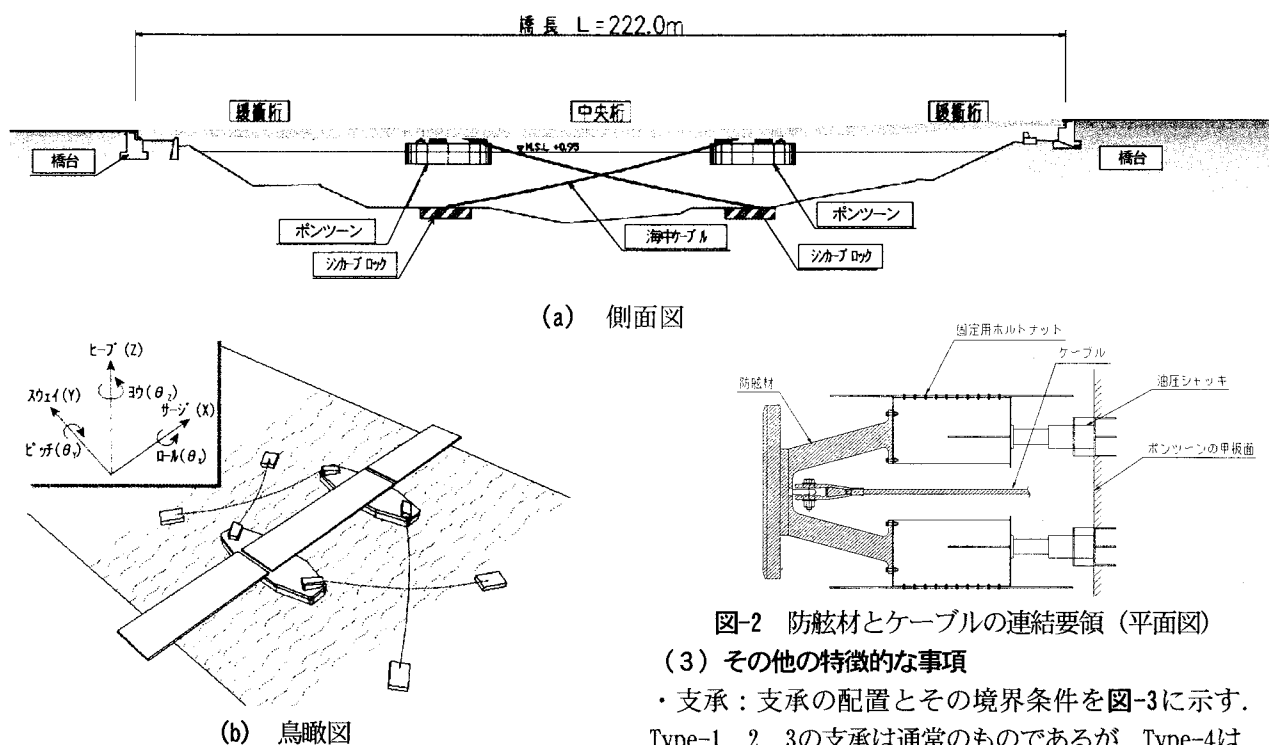


図-1 海中ケーブルで係留された浮体橋

(2) 地盤沈下への対応法

- ・静定構造系：3連の単純桁を並べた形なので、鉛直方向には静定構造系となっており、地盤沈下には容易に追随できる。
- ・ケーブルの盛り替え：海中ケーブル(外径130mm)は、下端はシンカーブロックに繋がれ、上端はポンツーン上に設置された定反力型防舷材に繋がれる(図-2)。シンカーブロックの沈下 δ に対して、概略 $\delta/8$ 程度のケーブル延長によって、係留は初期状態に戻すことができる。実際のケーブル延長は、図-2に示す防舷材固定位置を0.2m単位で盛り替えることで行われる。(右中段へ)

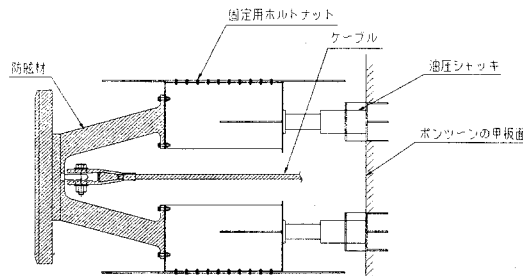
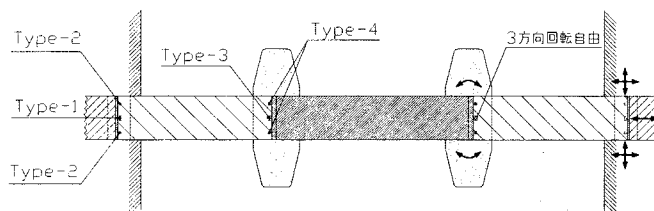


図-2 防舷材とケーブルの連結要領(平面図)

(3) その他の特徴的な事項

- ・支承：支承の配置とその境界条件を図-3に示す。Type-1, 2, 3の支承は通常のものであるが、Type-4は、中央桁の橋軸直角方向移動の拘束性を少し高めるために、弾性ばね支承(長さ1500mm×幅1500mm×厚さ200mm程度のゴム支承)とした。
- ・係留特性：係留には、防水処理をしたケーブルと高さ2500mmの防舷材を直列に接続させた。これにより図-4に示すように、ケーブルの強さとゴム防舷材の変位吸収性の両特性を生かすことができる。



項目	橋脚サジ	橋直方	鉛直ヒブ	回転ヒブ	回転ヒブ	回転ヒブ
緩衝桁と橋台の間	Type-1	free	fix	free	free	free
	Type-2	free	free	fix	free	free
緩衝桁と中央桁の間	Type-3	fix	fix	free	free	free
	Type-4	elas	elas	elas	free	free
中央桁とポンツーンは剛結						

図-3 支承の配置と境界

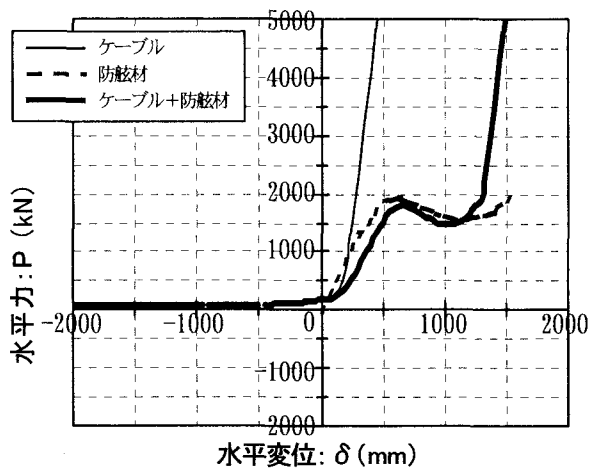


図-4 係留の水平力と水平変位の関係

以上述べたこの形式の特徴を表-3にまとめる。

表-3 今回検討した浮体橋の特徴

項目	内容
地盤沈下対応への容易性	①中央桁と両側緩衝桁の接合をヒンジ機構とし、鉛直方向には静定構造系とした。 ②海中ケーブルの盛り替えにより、シンカーの沈下に容易に対応できるようにした。 (ただし、橋台側の沈下に対しては初期地盤の嵩上げと支承盛り替えで対応する)
波浪中動揺の抑制	③波の進行方向にポンツーンを長くして、耐波性を向上させた。 ④図-2に示す弾性ばね支承 (Type-4) を中央桁と緩衝桁の間に組み入れることにより、橋軸直角方向の動揺を抑制した。 ⑤ケーブルと防舷材を直列に連結することにより、波浪時の拘束性を高めた。

4. 固定橋と浮体橋の比較

水路幅200.0mを横断する場合を想定して、固定橋と浮体橋の比較を表-4に示す。今回の条件の場合には、軟弱地盤対策の地盤改良費、橋脚費用が割高になるのでライフサイクルコストとしては浮体橋が優位である。(左下へ)

表-4 固定橋と浮体橋の比較

項目	固定橋	浮体橋
側面図		
①弱地盤対応	鋼重：19000kN 橋脚反力：8500kN/基 軟弱地盤対策として、護岸の補強、地盤改良が必要	鋼重：18500kN 橋台反力：4000kN/基 浮力を利用して、地盤への影響を低減
②地盤変形対応	沈下に対しては支承部盛替え（ジャッキアップ）、幹線道路嵩上げ	張力調整により沈下、水平変位に対応
③波浪・潮位対応	橋脚及び桁下空間の確保で対応 桁高をおさえるため、護岸の前だしで対応するが、桁の補強が必要となる。	波浪に対しては、波向きにポンツーンを長くしロールを低減 桁下空間は一定（潮位に応じて変化）
④地震対応	弾性支承を採用：水平力1020kN/基 (8500kN×0.12)	ケーブル係留 (長周期構造系) を採用：水平力750kN/基
道路の走行性 (縦断勾配角折れ)	角折れ数は5点となるが、走行性に問題はない	潮位変装、動揺による勾配変化は±5%以内 (V=60km/h) 角折れ差は2.5%以内
維持管理性 (海上の点検・腐食対応)	塗装面積は1径間より少ないが、海中鋼製橋脚の防食が必要	上部工は閉断面で対応、ポンツーンはRC(ブリッド)製
施工性	吊構造の架設は、大規模なFC架設が必要 海中橋脚の施工は地盤改良及び据付に注意が必要	中央桁の現場架設が不要 (ポンツーン一括施工)
初期投資	0.89	0.74
維持管理費	0.11	0.12
合計	1.0	0.86

5. 水槽実験

(1) 目的

暴風時における浮体橋の安全性、供用時における使用性を確認するために、水槽実験を行った。

(2) 実験の方法

- ・実験施設：実験は、独立行政法人 港湾空港技術研究所の平面水槽（長さ44.65m×幅19.85m）で行われた。
- ・相似則：重力が支配する現象であるので、フルード則を用いた。
- ・模型縮尺：実験水槽の大きさ、造波可能な波周期の範囲、支承部のモデル化ができる大きさ、計測器の精度などを考慮して、縮尺を1/30とした。（右中段へ）

- ・水路：実験水槽（幅19.85m）の中に、長さ10.0m×幅6.7m（実物：長さ300.0m×幅200.0m）相当の水路を設置した。水深は一定である。
- ・模型：模型の材質はアクリルである。中央桁は2個のポンツーンの上に剛結されており、波浪中挙動もポンツーンと一体化した剛体的な動きをするので、中央桁模型自体も剛性の高いものにした。一方、緩衝桁はねじりの影響を受けるが、緩衝桁そのものを弾性体模型にすることは材質や重量の関係上難しかった。そこで、緩衝桁は剛体模型とし、ねじり剛性と等価な変位を与える鉛直ばねを図-2のType-2の支承に組み込むこととした。図-5はねじれ剛性相当のコイルばねを組み込んだ支承の図、写真-1は模型全体図を示す。

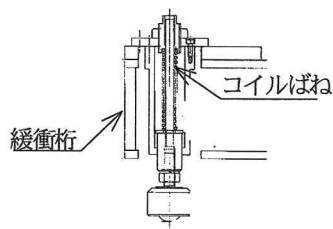


図-5 コイルばねを組み込んだ支承

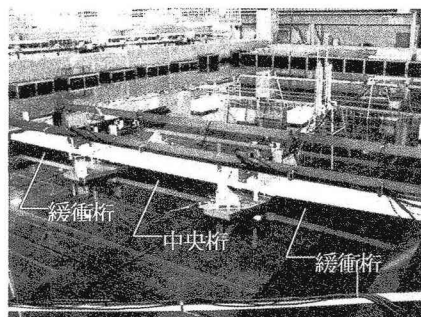


写真-1 模型全体図

・係留のモデル化：ケーブルには、実物を縮尺した重量に相当するワイヤーロープ（重量65g/m）を使用した。防舷材は非線形の圧縮特性を持つので、図-6に示す係留ばねを使用した。この係留ばねは、図-7の圧縮特性を示すものであり、目標の非線形性が再現されている。

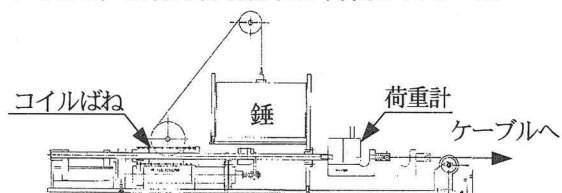


図-6 係留ばねの模型

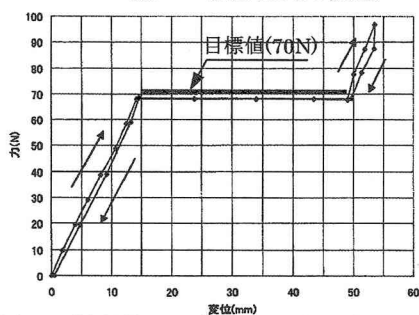


図-7 係留装置の水平力と水平変位の関係

・計測：計測項目と計測器は、下記に示すものである。
 浮体橋の変位：レーザー式変位計（18チャンネル）
 浮体橋の加速度：加速度計（9チャンネル）
 係留力：図-6に図示されている荷重計（4チャンネル）
 支承反力：荷重計（10チャンネル）
 波浪：波高計（6チャンネル）
 風荷重：荷重計（3チャンネル）
 ・解析区間：不規則波の実験では、風荷重と波の状態が安定している30s～360sの330s間を解析区間とした。

(3) 実験の条件

・波のスペクトル：波のスペクトルにはBretschneider-光易型を用いた。図-8は目標のスペクトルと実験波のスペクトルを示しており、目標のスペクトルが再現されている。

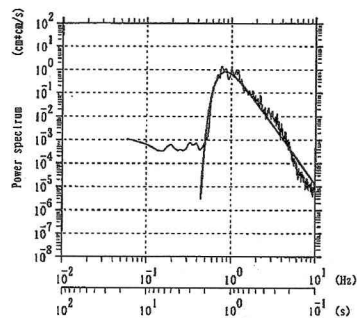


図-8 波のスペクトル（暴風時、H.H.W.L.）

・風のスペクトル：風には日野のスペクトルを用いた。模型が大きいために送風機設置が難しいので、中央桁、緩衝桁の中央付近に、ワイヤーを介して風荷重に相当する力をアクチュエーターで作用させた。図-9は目標と計測のスペクトルであり、目標通りに再現されている。

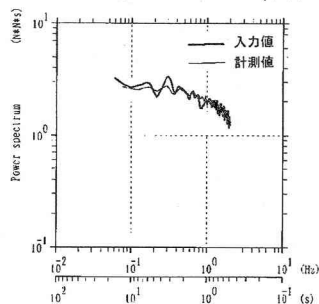


図-9 風のスペクトル（暴風時、H.H.W.L.）

・実験ケース：多くの実験が行われたが、ここでは表-5の2ケースについて示す。暴風時は安全性を確認するためであるので、力が大きく出るケースとして潮位はH.H.W.L.としている。交通規制時は使用性を確認するためであるので、変位が大きく出るケースとして潮位はH.W.L.としている。なお暴風時の風速35m/sは基本風速と異なるが、来襲波を低減する防波堤の設置時期の関係上、波浪と風の組合せで最も厳しいケースになっている。

表-5 実験ケース () は実験用の値

項目	潮位	風速	不規則波		備考
			波高	波周期	
暴風時	H.H.W.L.	35m/s (6.4m/s)	0.8m (2.7cm)	5.7s (1.04s)	安全性検討用
交通規制時	H.W.L.	20m/s (3.7m/s)	0.7m (2.3cm)	5.3s (0.97s)	使用性検討用

(4) 実験結果

a) 自由振動実験

模型・計測器の全てを設置した状態での自由振動波形の一例として、スウェイ（橋軸直角方向）の波形を図-10に示す。

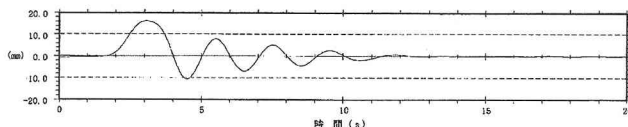


図-10 スウェイの自由振動波形例

固有周期についてはゼロアップクロス法で求めた。減衰定数hは式(1)、式(2)により求めた。

$$\delta = -\log_e (A(n)/A(1)/N) \quad (1)$$

$$h = \delta / 2\pi \quad (2)$$

ここで、 $A(n)$ ：n番目の自由振動波形の振幅、 N ：波の数、 δ ：対数減衰率

このようにして求めた自由振動実験の結果を表-6に示す。

表-6(a) 自由振動実験から求めた固有周期
(実機換算値) 単位: s

潮位条件	サージ	スウェイ	ヒープ	ロール	ピッチ	ヨウ
H.H.W.L.	—	6.85*	6.42*	4.43*	4.95*	3.48*
H.W.L.	10.6	9.05	7.49	4.44	5.81*	3.72*

(b) 自由振動実験から求めた減衰定数

潮位条件	サージ	スウェイ	ヒープ	ロール	ピッチ	ヨウ
H.H.W.L.	—	0.056*	—	—	—	0.118*
H.W.L.	0.085*	0.061	0.043	0.055	0.108*	—

—: 減衰が著しいために計測ができなかったもの

*: 高い減衰のために精度が劣るもの

b) 動揺の時刻歴波形, スペクトル

実験結果の一例として, 中央桁のスウェイの時刻歴波形, そのスペクトルを図-11, 12に示す。

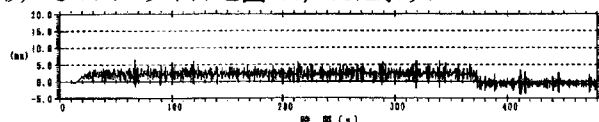


図-11 中央桁のスウェイの時刻歴波形
(暴風時, H.H.W.L., 模型換算値)

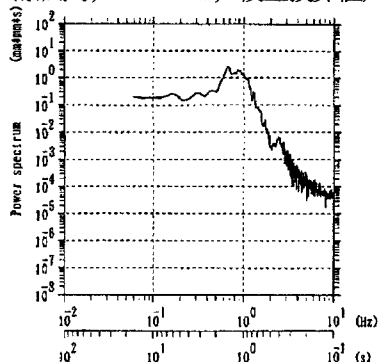


図-12 中央桁のスウェイのスペクトル
(暴風時, H.H.W.L., 模型換算値)

図-11から, 実機換算の最大変位は0.19m (=6.4mm×30倍) が得られる。これは, 浮体橋の全幅19.8mの1.1%の変位であり, 後述する安全性において問題となる値ではない。図-12からは実機換算の7.2s (=1.33s×√30倍) において卓越なピークとなっており, これは表-6(a)のスウェイの固有周期6.85sとほぼ同じである。

c) 実験結果の統計量

時刻歴波形を0.05sでサンプリング後, ゼロアップクロス法にて個別の波を抽出して統計処理をした。その結果を表-7に示す。表中の有義値とは, 個々の波を大きいものから並べた集まりの中の上から1/3の波の平均値を意味する。

表-7 実験結果の統計量

(a) 暴風時 (H.H.W.L.) の結果 (実機換算値)

項目	サージ	スウェイ	ヒープ	ロール	ピッチ	ヨウ
最大値 (両振幅)	0.07m	0.27m	0.20m	0.568°	0.077°	0.034°
有義値 (両振幅)	0.04m	0.13m	0.14m	0.361°	0.047°	0.020°

(b) 交通規制時 (H.W.L.) の結果 (実機換算値)

項目	サージ	スウェイ	ヒープ	ロール	ピッチ	ヨウ
最大値 (両振幅)	0.07m	0.26m	0.19m	0.62°	0.058°	0.052°
有義値 (両振幅)	0.04m	0.15m	0.09m	0.390°	0.038°	0.034°

注: 変位は中央桁の値を示す

6. 波浪中動揺解析

(1) 目的

水槽実験結果の再現性を数値計算で確認し, さらに実験ケース以外についても検討するために, 波浪中動揺解析を実施した。

(2) 解析法の説明

中央桁と2つの緩衝桁の3体問題について, それぞれが剛体挙動をするものとして, それぞれに式(3)の運動方程式を作成する。

$$[M]\{\ddot{\eta}\} + [C]\{\dot{\eta}\} + [K]\{\eta\} + [D]\{\lambda\} = \{F\} \quad (3)$$

ここで, C : 減衰力, D : 係留力, F : 外力, K : 復元力, M : 質量, λ : 拘束性を表現するためのラグランジュ乗数, η : 浮体の変位

3体は, 図-3に示す支承によって式(4)のような拘束条件を受ける。

$$[G]\{\eta\} = 0 \quad (4)$$

ここで, G は中央桁と緩衝桁の間の支承境界条件 (Type-3, Type-4) や, 緩衝桁と護岸の間の支承境界条件 (Type-1, Type-2) を示すものである。例えば, Type-1支承の条件は式(5)のように表現される。

$$\eta_2^{(1)} + \eta_6^{(1)} (\bar{X}_{P1} - X_{G0}^{(1)}) - \eta_4^{(1)} (\bar{Z}_{P1} - Z_{G0}^{(1)}) = 0 \quad (5)$$

ここで, $\bar{X}_{P1}$, $\bar{Z}_{P1}$: Type-1支承の変位, X_{G0} , Z_{G0} : 緩衝桁の静止時の座標, 上添字(1): 緩衝桁の諸元, 下添字は2: スウェイ, 4: ロール, 6: ヨウを示す。

今回は防舷材の荷重・変位曲線が非線形であるので, 式(3)と式(4)を連立させて直接積分法で解いた。

(3) 解析の条件

・解析条件のうち, 幾何学的な形状, 波・風・潮位条件, 防舷材の特性などは水槽実験のものと同じである。

・外力関係: 波浪外力や流体力係数は, 別途実施した特異点分布法による流体力解析の結果を用いた。変動波漂流力は, 不規則波をゼロクロス間の半波長ごとの規則波の連なりとみなし, その半波長の間にそれぞれの規則波に対応する定常波漂流力が作用するものとして求めた。

・スウェイとロールの減衰力: スウェイ, ロールの減衰力を式(6)で求めた。

$$B_{ii}^a = \alpha B_{ii}^D + B_{ii} \quad (6)$$

ここで, B_{ii} : 造波減衰力, B_{ii}^D : 自由振動で得られた減衰力, B_{ii}^a : 解析で用いる減衰力, α : 補正係数, i : 2 はスウェイ, 4 はロールを意味する。補正係数 α とは実験結果と解析結果とが比較的一致するように導入されたもので, スウェイのときは $\alpha=3$, ロールのときは $\alpha=2$ を用いた。自由振動実験では, 造渦抵抗や支承箇所での摩擦成分を十分には反映されないため, 波浪中の動きが大きい場合の解析の減衰力には, 自由振動実験結果より大きめの値を用いることが多い。ちなみに, 夢舞大橋の場合¹⁾には, 解析に用いる減衰力は造波減衰力の1.5倍を用いている。スウェイ, ロール以外の減衰力は, 自由振動実験で得られた値を使用した。

(4) 解析結果と考察

a) 海中ケーブル単体の挙動

図-13は海中ケーブル単体の固有値解析の結果である。振動モードの固有周期2.352s, 1.157s, 1.152s…は、波浪の卓越周期の5.3s~5.7sからかなり離れているので、共振する可能性は少ない。従って、以下の解析では、ケーブルはばね部材として取り扱われた。

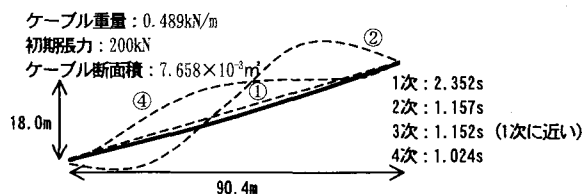


図-13 海中ケーブル単体の固有値解析

b) 浮体橋挙動の時刻歴波形

暴風時の解析結果のうち、代表的な中央桁変位、係留力、支承反力に関して、解析の時刻歴波形と実験の時刻歴波形を図-14に比較する。スウェーにおいて解析値の方が実験値より少し大きくなっているが、その他では双方の値は比較的良好一致している。

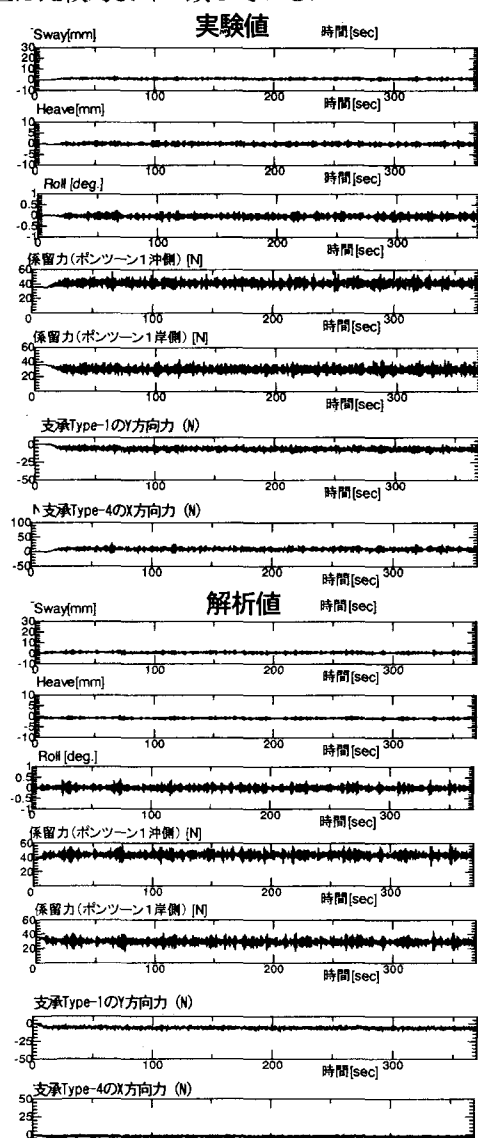


図-14 浮体橋挙動の時刻歴波形 (暴風時, H.H.W.L., 模型換算値)

c) 暴風時の安全性について

暴風時の安全性に関して、ひずみや力が大きくなる主な部材について表-8で比較する。実験値および解析値ともに、計画の防舷材、支承の許容値以下になっており、安全であることが確かめられた。今回検討の波浪条件は比較的穏やかであるので、浮体橋の主要部材は地震³⁾で決まる。

表-8 主要部材の強度検討 () は力を表示

項目	実験値	解析値	設計の許容値
防舷材のひずみ	13% (1335kN)	14% (1386kN)	40% (1800kN)
支承Type-1のY方向力	390kN	318kN	980kN
支承Type-4のX方向ひずみ	30% (1233kN)	26% (1044kN)	100% (4000kN)

d) 交通規制時の動揺(使用性)について

使用性については通行時の支障がないように、浮体橋の変位・加速度は目標値以下であることが求められる。

表-9に示す実験値、解析値とも目標の値を下回っており、供用中の使用性については問題がない。なお、表-9の目標の許容値とはノルウェーの浮体橋⁴⁾、アメリカの浮体橋⁵⁾の基準として用いられているものである。

表-9 交通規制時における中央桁の動揺

項 目		実験値	解析値	目標値
加 速 度	橋軸直角方向 (ウェイ)	$\pm 0.12\text{m/s}^2$	$\pm 0.10\text{m/s}^2$	$\pm 0.60\text{m/s}^2$ ⁴⁾
	横揺れ (ロール)	$\pm 0.29^\circ/\text{s}^2$	$\pm 0.25^\circ/\text{s}^2$	$\pm 2^\circ/\text{s}^2$ ⁴⁾
変 位	橋軸直角方向 (ウェイ)	$\pm 0.13\text{m}$	$\pm 0.11\text{m}$	$\pm 0.30\text{m}$ ⁵⁾
	横揺れ (ロール)	$\pm 0.31^\circ$	$\pm 0.27^\circ$	$\pm 0.5^\circ$ ⁵⁾

7. おわりに

地盤沈下の大きい地点を想定して海中ケーブルで係留された浮体橋を検討し、この方式は地盤沈下への適用性が高いことを示した。暴風時の安全性、供用中の使用性に関しては水槽実験および数値解析を実施し、浮体橋の波浪中挙動が許容値や目標値以下であることを確かめた。

ケーブルを海中で使用した事例は国内外で数例(米国ではワシントン湖の浮体橋、国内では土佐沖での浮漁礁など)があるが、その数は少ないので、耐久性に関するデータの蓄積、供用中におけるケーブルのモニタリング方法の信頼性向上などが今後の課題である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、(社)日本海洋開発建設協会の中に、石原謙治様、大久保寛様、杉本達彦様、高野光史様、田中洋様で構成される浮体橋作業部会が設置されました。作業部会から貴重なご意見を賜ったことに対し、深甚な謝意を表します。

参考文献

- 1) 池上国広, 今泉好照, 井上幸一, 岡俊蔵, 上田茂, 丸山忠明: 旋回式浮体橋の波浪中弾性応答水槽試験, 海洋工学シンポジウム, Vol.14, pp.343-350, 1998.
- 2) 大阪市建設局: 夢舞大橋工事誌, 2002.
- 3) 福田功, 上田茂, 菅野高広, 中野則夫, 小嶋竜智, 平尾壽雄: 海中ケーブルで係留された浮体橋の地震時応答特性, 海洋開発論文集, Vol.21, 2005.
- 4) Vabo, P., et al.: Feasibility of a semi-submersible floating bridge, Strait Crossings, J.Krokeborg(ed.), pp.487-495, 1990.
- 5) Lwin, M.M.: Floating bridges, Bridge Engineering Handbook, W.F.Chen and L.Duan(ed.), Chap.22, 2000.