

大水深基礎に作用するサクシヨンの効果

大塚雅裕* 福井次郎** 喜多直之***

1. はじめに

現在検討中である新交通軸の一部を形成する超長大橋の建設を実現するためには、大水深下における基礎の設計・施工技術の合理化が不可欠である。これまで行われてきた長大橋基礎の設計では、大規模地震時に基礎が浮上ることを想定しているが、その際、基礎底面に作用するサクシヨンの効果は無視している。ここで、サクシヨンとは、地震慣性力による基礎の浮上りが生じた場合に、基礎底面と地盤の間に生じる空隙への水の回り込みが遅れ、底面下の水圧に変動が起こることによる浮上り抵抗である。今回、設計の合理化を目指すにあたってこの基礎に作用するサクシヨンの効果に着目した。大水深下の基礎ほど基礎底面レベルの水圧が高いため、浮上り時に作用するサクシヨンが大きくなることが予想される。この作用は、基礎の動的応答に大きく影響し、基礎の安定に有効に活用できる可能性がある。そこで、サクシヨンが基礎の動的応答に与える影響を検討するために、模型実験を実施して各種条件下におけるサクシヨンの発生状況を調査した。また、サクシヨンを設計に考慮することによる基礎の応答特性、安定性や構造諸元への影響についての検討を行った。

2. 水の特性

サクシヨンの効果を検討するにあたり、まず基礎の周りに存在する水の特性について整理する。

1つ目に、水は圧縮性が低く、わずかな体積変化で大きな圧力低下が起こる。水の弾性係数は $2.2 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (20 °C、1~500 気圧の平均) であり、たとえば水深 50m 下の水の圧力は、鉛直方向に約 0.02% 体積膨脹すれば大気圧まで低下する。

2つ目に、水圧には下限値がある。海水面 (水深 0m) には大気圧 (約 101kPa) が作用しており、水面上が真空 (圧力ゼロ) となった時の水面の水圧が下限の状態である。

3つ目に、基礎が浮上る際の底面下への水の流入速度の上限値は水深に依存する。基礎の浮上りにより、基礎底面下の圧力が下限状態となった

時、基礎底面下と基礎周辺の水の圧力差は最大となる。この時、水の流入速度の上限値 v_{max} は、水深、重力加速度、水の密度および大気圧をそれぞれ h, g, ρ, p_a として、ベルヌイの定理より、

$$v_{max} = \sqrt{2gh + 2p_a/\rho} \quad (1)$$

となる。

これらの他に、水の粘性や流入断面の急縮小による形状損失などが基礎底面下の水圧変動に影響するものと考えられる。

3. 模型実験

2. に示した特性を有する水によるサクシヨンが、基礎の浮上りに対しどのような影響を与えるかについて模型実験を実施した。

3.1 実験方法

500mm × 400mm、厚さ 130mm のフーチングを有する橋脚模型を 1.7m × 0.8m、深さ 0.7m の水槽内に作成した水中地盤上に設置し、脚頭部に水平荷重を載荷して基礎の浮上りによるサクシヨンの影響を調べた (図-1)。

フーチングは、鋼製の枠にコンクリートを充填し、脚部は、剛性を確保し、かつ動水圧の影響を小さくするために細いパイプを図-1 に示すようにトラスに組んだ。模型の気中重量は 960N である。

地盤は、不透水性の弾性地盤 (厚さ 23mm、硬度 40 のゴム板) および砂地盤 (鹿島砂、相対密度 70%、透水係数 0.061cm/s) の 2 種類とした。水は水道水を使用した。

水平荷重、載



図-1 実験のイメージ

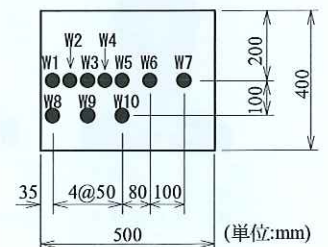


図-2 水圧計設置位置

表-1 実験ケース

ケース	地盤	水深	構造	角速度
1	弾性	250mm	止水なし	0.2rad/s
2		500mm		
3	砂	500mm	止水あり	
4	弾性	250mm		
5		500mm		

荷点の水平移動量および、回転角や沈下量を算出するために脚頭部で2箇所の鉛直変位を計測した他に、底面には図-2に示す10箇所に水圧計を埋め込み、基礎浮上り時の水圧変動を調べた。また、砂地盤の場合には、基礎浮上り端より100mm、地盤面から100mm (W11) および180mm (W12) の深さの間隙水圧も計測した。

実験ケースを表-1に示す。ケース4および5の「止水あり」は、基礎底面への水の回り込みを遮断するために止水構造を設けたケースであり、詳細は3.4において説明する。

載荷は、最大角速度が表-1に示す値となるように水平変位速度を制御し、基礎端部が10mm浮上るまで行った。以下の説明では、目標とした角速度の値を用いるが、計測した変位から求めた最大角速度は目標値をやや上回っていることに注意されたい。

3.2 水深と抵抗モーメントの関係

図-3にケース1および2の抵抗モーメント(地盤面から載荷点までの高さで載荷荷重の積)の時刻歴を示す。発揮される抵抗モーメントのピーク値は、水深が大きいほど大きな値となっている。図-4にケース1および2における基礎底面の水圧(W1~W4)の時刻歴を示す。水圧は、大気圧の状態(水深0m)をゼロとして示している。常時(載荷開始時)の両ケースの水圧差2.5kPaに対し、負圧のピーク値の差は小さくなっており、つまり、水深が大きいほど水圧変動量が大きくなる傾向があり、その結果抵抗モーメントが大きくなったと考えられる。水の圧縮性が低いいため、わずかな基礎底面の浮上りに対して瞬時に圧力低下が生じ、常時水圧が高い状態にある場合の方が水圧変動が大きく現れたものと考えられる。したがって、大水深の基礎ほどこの効果は大きくなると思われる。

両ケースの負圧のピーク値の差は、基礎浮上り端付近で大きく、基礎中心側になると差はなくなっている。水の流入にほとんど時間を要しない基礎端付近では、水深に応じて水圧変動量が大きくなる特性と、2.で示したように水深に応じて底面への水の流入速度が大きくなることにより、逆

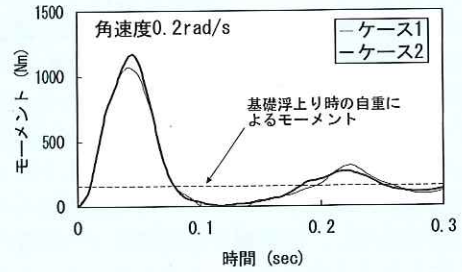


図-3 抵抗モーメントの時刻歴

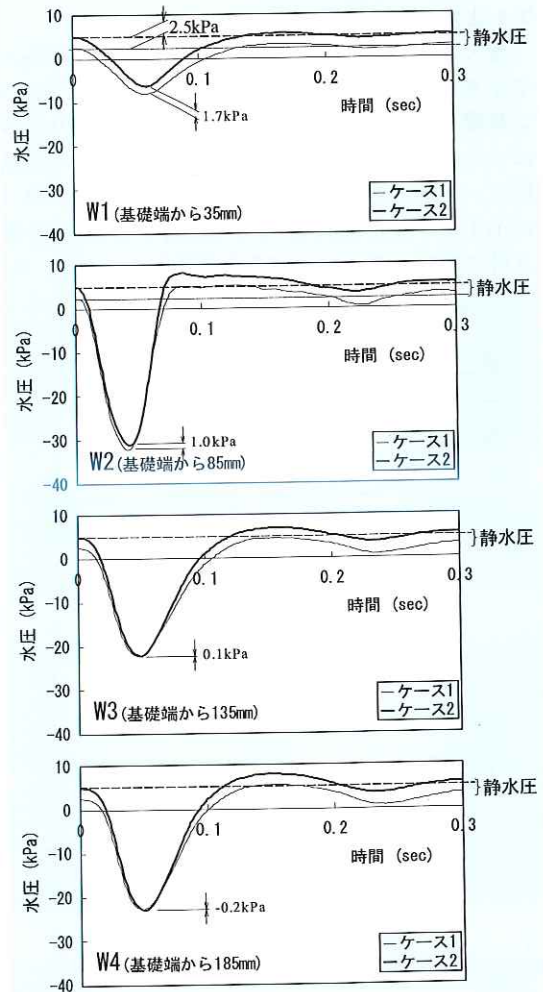


図-4 水圧の時刻歴

に水圧変動が抑えられる特性の両者が現れていると考えられる。

3.3 地盤材料の影響

地盤条件により発揮されるサクシジョンの違いを見るために、図-5にケース2および3の抵抗モーメントの時刻歴を示す。弾性床に比べると砂地盤

はほとんどサクシジョンの影響を受けない結果となっている。図-6に、ケース3における基礎底面下の水圧の時刻歴を示すが、ケース2(図-4)に比べて発生している水圧変動はわずかである。図-7にケース3の間隙水圧の時刻歴を示すが、間隙水にも水圧変動が現れており、基礎の浮上りによる水の流入が、弾性床のケースでは基礎端からのみ生じるのに対し、砂地盤では基礎直下の地盤内からも生じたことがわかる。このためにケース3の水圧変動量および発揮される抵抗モーメントが小さくなったと考えられる。

3.4 止水による効果

根入れを有する直接基礎、筒状の構造を内外の水圧差を利用して海底地盤に貫入させるサクシジョン基礎¹⁾などのように、基礎底面に水が回り込みにくい基礎構造としてサクシジョンによる大きな抵抗モーメントを期待する基礎形式を想定し、図-8に示すような止水構造(厚さ3mmのゴム板)を取り付けたケース4および5を実施した。なお、3.3

の結果を踏まえ、ここでは地盤条件を不透水性と想定した。

図-9に水深の異なるケース4および5の抵抗モーメントの時刻歴を示す。両曲線の形状に大きな違いが見られるが、これは、ケース5では基礎の浮上りに伴いゴム板が基礎底面に吸い込まれたために水の流入が生じ、急激に抵抗モーメントが低下したものと考えられる。

水の流入が遮断された結果、止水構造なしの場合(図-3)に比べかなり大きな抵抗モーメントが発揮されている。これらのケースにおいても止水構造なしの場合と同様に水深が大きいほど大きな抵抗モーメントが発揮されている。

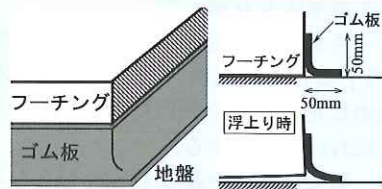


図-8 止水構造

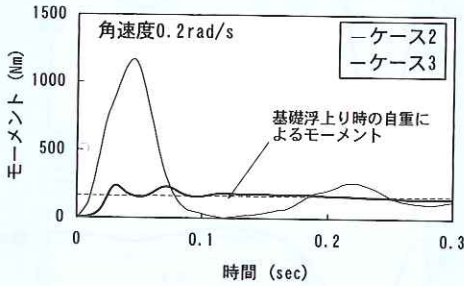


図-5 抵抗モーメントの時刻歴

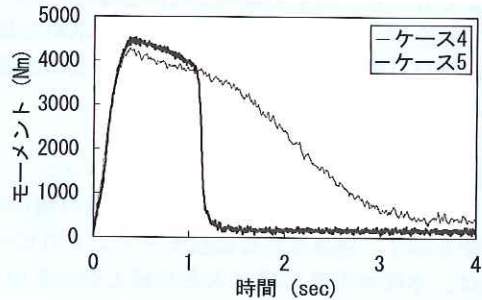


図-9 抵抗モーメントの時刻歴(止水構造あり)

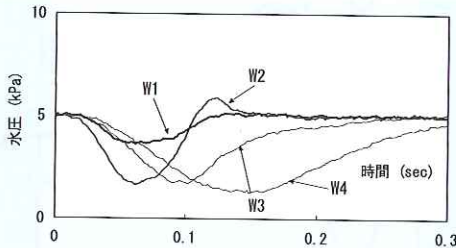


図-6 水圧の時刻歴(砂地盤)

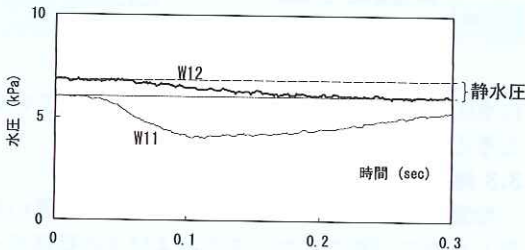
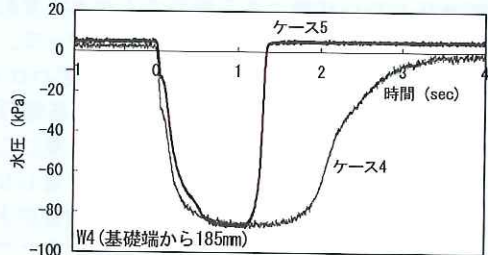
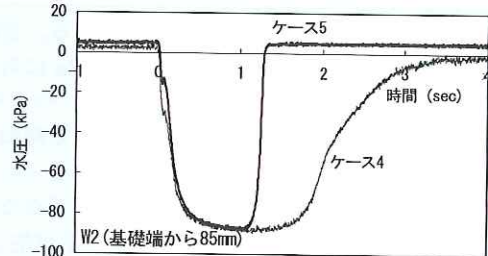


図-7 地盤内の水圧変動

図-10 水圧の時刻歴

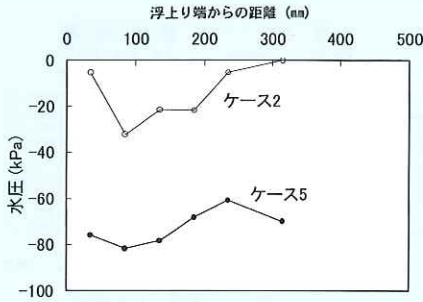


図-11 水圧分布 (モーメントピーク時)

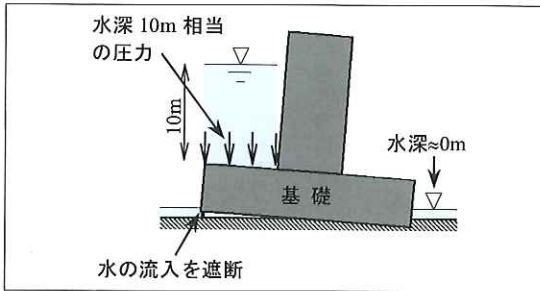


図-12 水圧低下の影響のイメージ

図-10 に、ケース 4 および 5 における基礎底面下の水圧の時刻歴を示す。止水構造なしの場合と同様に、水深に依らず負圧のピーク値はほぼ同じ値に達しているのがわかる。完全な止水構造ではないため、真空 (約 -100kPa) には至っていないが、止水の効果によりこれに近い負圧が発生している。図-11 に、ケース 2 および 5 における抵抗モーメントピーク時の基礎底面下の水圧分布を示す。ケース 2 の場合、基礎の浮上り端部付近では水の流入の影響を受け負圧は小さいが、ケース 5 では水の供給が絶たれるため、一定値に近い大きな負圧分布となっている。

大水深になるほど大きな抵抗モーメントが発揮され、基礎の安定に対しサクシオンが効果的に作用することを 3.2 で述べたが、水深がわずかな場合でも基礎底面下の水の供給を遮断することにより水深 10m (大気圧) 相当の上載圧を設計に見込むことができ、それだけでかなりの設計の合理化につながるものと考えられる (図-12 参照)。

4. サクシオンを考慮した基礎の設計

4.1 海中基礎の応答

実験の結果、水深に応じて大きなサクシオンが発揮されることが確認され、大水深基礎の場合には相当のサクシオンが作用することが予想されることから、直接基礎の浮上り理論式²⁾を拡張し、サクシオンの効果を検討した。

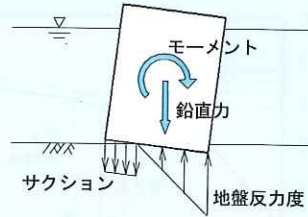


図-13 荷重に対する抵抗力

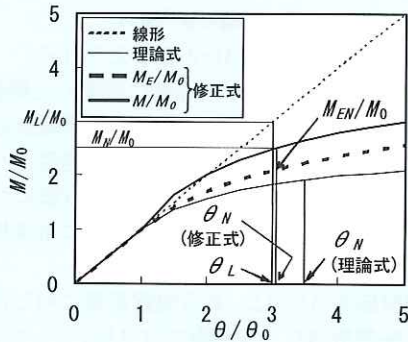


図-14 非線形応答の比較

海中基礎に作用する転倒モーメントに対して、地盤反力度とサクシオンが抵抗する (図-13)。抵抗モーメント M は、地盤反力度による抵抗モーメント M_E と浮上り部のサクシオンによる抵抗モーメント M_S の合計であり、式 (2) で表される。

$$M = M_E + M_S \quad (2)$$

M_E と回転角 θ の関係は、浮上り理論式の誘導の際にサクシオンによる鉛直力の変動を考慮して式 (3) (修正式) で表すことができる。なお、実験の結果では、基礎底面下の水圧分布は等分布となっていないが、ここでは式の拡張を簡単にするためにサクシオンは等分布に作用するものと仮定した。

$$\frac{M_E}{M_0} = 3 \frac{e}{B} \left(2 + \frac{B p_s}{V_0} \left(6 \frac{e}{B} - 1 \right) \right) \quad (3-1)$$

$$\frac{e}{B} = \frac{1}{2} + \frac{B p_s / V_0 - \sqrt{(B p_s / V_0)^2 + 4(B p_s / V_0 + 1)(\theta / \theta_0)}}{6(\theta / \theta_0)} \quad (\theta / \theta_0 \geq 1) \quad (3-2)$$

ここに、 M_0 、 θ_0 、 e 、 B 、 V_0 、 p_s はそれぞれ浮上り限界モーメント、浮上り限界回転角、鉛直力の偏心距離、基礎幅、死荷重 (浮力考慮)、基礎幅方向の単位幅あたりのサクシオン (水圧変動量 \times 基礎奥行き) である。

M_S は、浮上り部に作用するサクシオンに対し式 (4) で与えられる。

$$\frac{M_S}{M_0} = 9 \frac{B p_s}{V_0} \left(2 \frac{e}{B} - 3 \left(\frac{e}{B} \right)^2 - \frac{1}{4} \right) \quad (4)$$

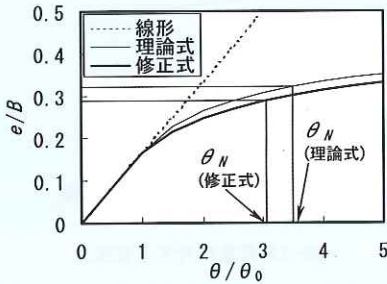


図-15 偏心量の違い

ここで、 e/B は式 (3)-2 で与えられる。

例題として水深 10m の地点に設置した剛体 (平面寸法 5m × 5m、重量 4150kN) の非線形応答を図-14 に示す。なお、3.2 で示した基礎浮上り時の水圧変動特性に関する定量的な評価方法については現在検討中のため、ここでは、 p_s に水深相当の水圧変動を考慮した。

非線形応答 M_N は、ある地震荷重に対し得られる線形応答解 M_L (本例題では $3M_0$ とした) を基にエネルギー一定則を適用して得られる。基礎の安定性の照査には、このときの回転角 θ_N に対する M_{EN} を地盤に作用する外力として考慮すればよい。直接基礎の浮上り理論式による結果と比較すると、浮上りが小さくなるのがわかる。

図-15 には、浮上り理論式とこれを拡張した修正式における偏心量を比較しているが、サクションを考慮することにより理論式に比べ偏心量が小さくなる。この結果、荷重の偏心傾斜を考慮して与えられる極限支持力は大きめの値に評価できる。

なお、滑動に対する照査に用いる水平力 H_N は、本州四国連絡橋の設計基準³⁾(以下「本四基準」と呼ぶ)を参考に、線形応答 H_L に対し式 (5) から求めることができる。

$$H_N = H_L(M_N/M_L)^{0.5} \quad (5)$$

4.2 吊橋アンカレイジの試設計

吊橋のアンカレイジは体積が大きく、海中基礎の場合には浮力の作用によりさらに大きな構造となるが、地震時の転倒モーメントに抵抗するサクションを考慮することで、設計を合理化できる可能性がある。そこで、現在検討中の海峡横断道路プロジェクトの試設計案⁴⁾(図-16)を取り上げ、4.1 で示した手法を用いて合理化の検討を行った。検討にあたり、以下の条件を考慮した。

- (1) 基礎設置地盤は不透水性の固結地盤とする。
- (2) 平面寸法は試設計案と同じとする。
- (3) 入力は、プロジェクトで設定した L1 地震動とする。

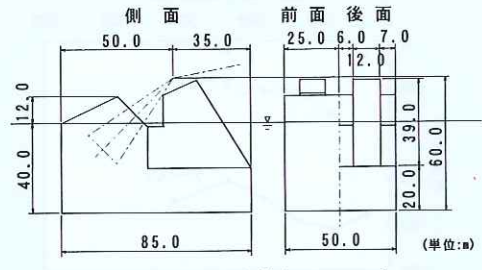


図-16 試設計案一般図

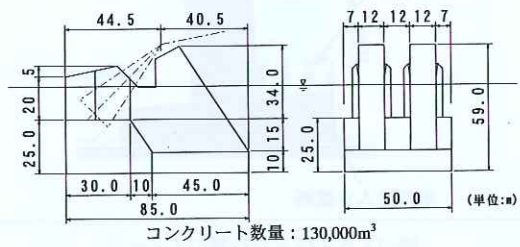


図-17 検設計案一般図

表-2 安定照査結果の比較

		単位	試設計案	軽量化案
底面諸力	鉛直力 ^{※)}	MN	1,646	1,875
	水平力	MN	1,875	1,959
	モーメント	MN·m	53,798	51,607
支持力照査	極限支持力	MN	5,368	6,744
	安全率(≥2.0)	—	3.26	3.60
滑動照査	抵抗力	MN	4,417	5,173
	安全率(≥1.2)	—	2.36	2.64
偏心率		—	0.115	0.176

※) 負の鉛直震度を考慮した場合の結果

(4) 基礎底面下の水圧は浮上りに伴い均一に大気圧まで低下するものと仮定する。

(5) 4.1 で示した手法は理論式を拡張したものであるが、従来の長大橋の設計法³⁾では、実際の地盤反力度の分布が直線的に変化しないことから浮上り理論式を修正している。この修正を 4.1 の手法に反映させるため、地盤の持つ回転ばね定数を回転角に応じて理論式と本四基準の式の比で修正する。

構造的に省略可能な部分を取り除き、軽量化を図った結果が図-17 の形状である。コンクリート数量は試設計案に対し約 2 割削減されている。地震時の安定照査結果の比較を表-2 に示す。コンクリート数量は縮小したが、基礎底面に作用するサクションのために鉛直力は軽量化案が大きな

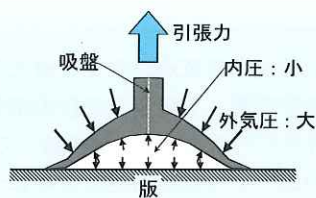


図-18 吸盤附着のメカニズム

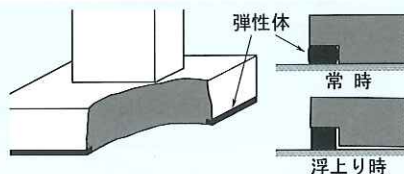


図-19 止水構造の試案

値となる。また、作用水平力は、応答が線形に近づくために軽量化案の方が大きい。鉛直力が試設計案より大きいために滑動抵抗力も大きくなり、試設計案と同等以上の安全性が確保されている。

5. サクションを効果的に利用する基礎の試案

3.4において述べたように、基礎底面を止水構造とすることによりサクションによる抵抗モーメントを有効に活用し、基礎の縮小を図れる可能性がある。その方法として吸盤をイメージした構造を考える。なお、ここでも対象とする地盤は不透水性を想定する。吸盤のメカニズムは、図-18に示すように、吸盤を引っ張る力により吸盤と版との間の空気圧が低下し、外気圧との相対的な圧力差により押しえつけられているものである。これを基礎に応用した1つのアイデアが図-19の構造である。基礎の端部に想定される浮上り量だけ圧縮変形させた弾性体を設置しておくことで、基礎浮上り時の止水が可能となる。前述のとおり水の圧縮性は低く、水の流入がなければわずかな基礎の浮上りで基礎底面下の圧力はゼロとなり、したがって基礎の浮上り部には常時に対し相対的に水深相当の水圧+大気圧が鉛直下向きに働き、基礎

の安定に有利に作用することになる。

6. まとめ

今回実施した実験により、海中基礎は水深が大きいほど地震時の基礎の浮上りに伴い作用するサクションは大きくなり、基礎の転倒に対し大きな抵抗モーメントが発揮されることがわかった。基礎底面下への水の流入を遮断する構造の採用により、さらに大きな抵抗モーメントが発揮される。

この結果を踏まえ、従来のサクションを考慮しない静的設計法を修正し、サクションを考慮した基礎の応答を検討した結果、基礎の応答は線形応答に近くなること(抵抗力の増大)が導かれ、また浮力(基礎底面下の水圧により基礎に作用する揚力)の低下などに起因して鉛直荷重が増えることも基礎の安定に有利に働くことがわかった。このような特性を、滑動抵抗を確保するために大きな重量が必要となる吊橋アンカレイジの設計に考慮した場合、大幅な合理化が期待できる結果が得られた。

今後、水圧変動の定量的な評価方法や地震動のような繰返し荷重と発生するサクションの関係について検討する必要がある。また、これまでの検討では、剛体基礎の設計法に対しサクションを評価してきたが、各海峽横断プロジェクトで検討されている塔基礎にはスレンダーな構造が採用され、弾性体基礎としての設計法の検討も進められていることから、それらのモデルに適用できるサクションのモデル化の検討が必要である。さらに、一般の橋梁への適用も検討していきたい。

参考文献

- 1) 善功企：ウォーターフロントにおける基礎構造の新技术展開，土と基礎，Vol.50, No.4, pp.1-3, 2002.4
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.547-550, 2002.12
- 3) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究 耐震・基礎委員会報告書，1999.3
- 4) 建設省関東地方建設局：平成10年度東京湾口道路技術調査報告書，1999.3

大塚雅裕*



独立行政法人土木研究所構造物研究グループ基礎チーム主任研究員
Masahiro OHTSUKA

福井次郎**



同 構造物研究グループ基礎チーム 首席研究員
Jiro FUKUI

喜多直之***



同 構造物研究グループ基礎チーム 交流研究員
Naoyuki KITA