

大水深橋梁基礎に作用する地震時動水圧の簡易評価法

加藤 浩司*・高橋 俊彦**

1. はじめに

大水深下に橋梁基礎を計画する場合、地震時動水圧は構造決定上大きなウェイトを占め、精度の高い動水圧評価が必要になってきている。

これまでに様々な数値解析手法が提案されてきており、任意形状構造物に対しても有効であることが確認されているが(土木学会, 1993; 高橋・阪東, 1996), それらを実設計に適用するには、モデル作成の手間、計算量の多さ等の理由から依然として問題が残っている。

一方実務上は、本四基準等(本四公団, 1977; 日本道路協会, 1997)に規定されている動水圧算定式(以下、基準式と呼ぶ)に基づいて検討することが一般的である。しかし基準式は、円柱構造物に対する理論解をもとに、実験結果を引用してその他の柱状構造物にも適用できるように拡張されたものである(土木学会, 1967)。したがって、変断面形状を伴うような任意形状構造物に直接適用するのは困難である。

このような背景から、本研究では、①任意形状構造物に対して基準式と数値解析手法による結果の比較・検討を行うこと、②任意形状構造物の設計に基準式を使用する場合の留意点を把握すること、さらに③基準式に基づいた動水圧補正法を提案することを目的とする。本論文はその第一ステップとして、特に軸対称構造物に対する地震時動水圧に関して検討したものである。

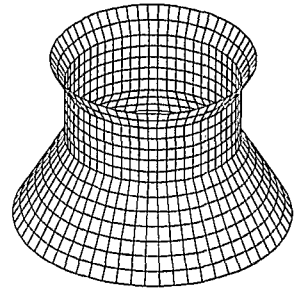
2. 基準式と数値解析手法の比較・検討

(1) 解析ケース

図一に示すような軸対称構造物が、一様水深の海域に設置される場合を考える。上下に広がる高さや傾きに関して実設計レベルで想定される様々な組み合わせを考慮し、表一に示す解析ケースを考えることにする。これらに対して、基準式と数値解析手法を適用した結果を比較・検討する。

(2) 基準式と数値解析手法

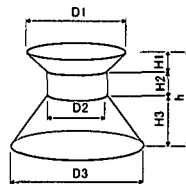
本四公団・下部構造設計基準・同解説(1977)によれば、



図一 解析モデル例

表一 解析ケース一覧表

ケース名	D1(m)	D2(m)	D3(m)	H1(m)	H2(m)	H3(m)	h(m)
21	—	60	60	0	0	70	70
22	—	60	95	0	0	70	70
23	—	60	130	0	0	70	70
24	—	30	30	0	0	70	70
25	—	30	65	0	0	70	70
31	—	60	60	0	0	35	35
32	—	60	95	0	0	35	35
41	—	60	95	0	35	35	70
51	70	60	—	10	60	0	70
52	80	60	—	10	60	0	70
61	70	60	—	20	50	0	70
62	80	60	—	20	50	0	70
71	70	60	—	10	25	0	35
72	80	60	—	10	25	0	35
81	70	60	95	10	25	35	70



周波数:各ケースとも0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0(Hz)

ば、柱状構造物に作用する単位高さあたりの地震時動水圧は、次式で算定される。

$$P_y = \alpha \cdot \beta \cdot K_D \cdot w_0 \cdot A \cdot (y/h)^{1/3} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 P_y : 水面から $y(m)$ における動水圧 (N/m)

α : 運動様式による補正係数 (1.0)

β : 構造物の形状による補正係数

K_D : 設計水平震度

w_0 : 海水の単位重量 (N/m³)

A : 構造物の水平断面積 (m²)

y : 着目位置の水深 (m)

* 正会員 鹿島 土木設計本部 第一設計部

** 正会員 理修 鹿島 技術研究所 第一研究部

h : 構造物の位置での水深 (m)

特に円柱構造物の場合, β は次式で評価される.

$$r/h < 1 \text{ の時, } \beta = 1 - r/2h$$

$$1 \leq r/h \leq 2 \text{ の時, } \beta = 0.7 - r/5h$$

ここで, r : 円柱の半径 (m)

式 (1) は, 水の圧縮性や表面波の影響を無視するという仮定のもとで導かれた実用近似式である. ここでは, r を y に依存する変数として β 及び A を評価する方法で式 (1) を準用することにする.

一方数値解析手法としては, 高橋ら (1996) が開発した 3 次元任意形状海洋構造物に作用する地震時動水圧算定プログラムを用いることにする. 本プログラムはグリーン関数法に基づいており, 水の圧縮性や表面波の影響を考慮している.

(3) 解析結果

代表的な解析ケースに対する基準式及び数値解析による動水圧分布は, 図-2 に示すとおりである. いずれも震度 (加速度) は単位加速度 (1 m/s²) 相当としている.

基準式と数値解析を比較すると, 動水圧分布は形状によっては明確な違いが見られるケースもあるが, 合力としては, 地震時の構造物設計に影響をおよぼすことの多い 0.5~2 Hz の範囲内で両者は概ね一致している. しか

し 0.2 Hz, 10 Hz では, それぞれ水の圧縮性や表面波の影響が顕著に現れており, 両者の傾向はかなり違っている.

図-3 は, 水の圧縮性や表面波の影響のない範囲内の代表的な例として, 1 Hz での基準式及び数値解析による動水圧の比較を示している.

どの構造物形状に対しても, 基準式は数値解析より構造物上部 (水面付近) でやや大きく, 構造物中央部でやや小さいという傾向が見られる. さらに下広がり形状 (CASE 22, 25) に対しては, 構造物下部 (海底付近) で基準式の方がやや大きくなっている.

基準式が数値解析よりも小さな値を与えるケースは, 構造物設計の際により注意が必要であると考えられる. そのような観点からは, 以下のことが考察される.

(a) CASE 22 と CASE 25 を比較すると, 構造物断面が水深に比して小さい方 (CASE 25) が, 基準式の数値解析に対する比は小さくなっている.

(b) 構造的にくびれ部をもつ形状 (CASE 41, 62) では, 動水圧分布が基準式における想定 (水深の 1/3 乗に比例) とずれている. 特にくびれ部の上下において基準式の方が数値解析よりもかなり小さい値を与えている.

(c) さらに, くびれ部をもつ形状 (CASE 41, 62) で

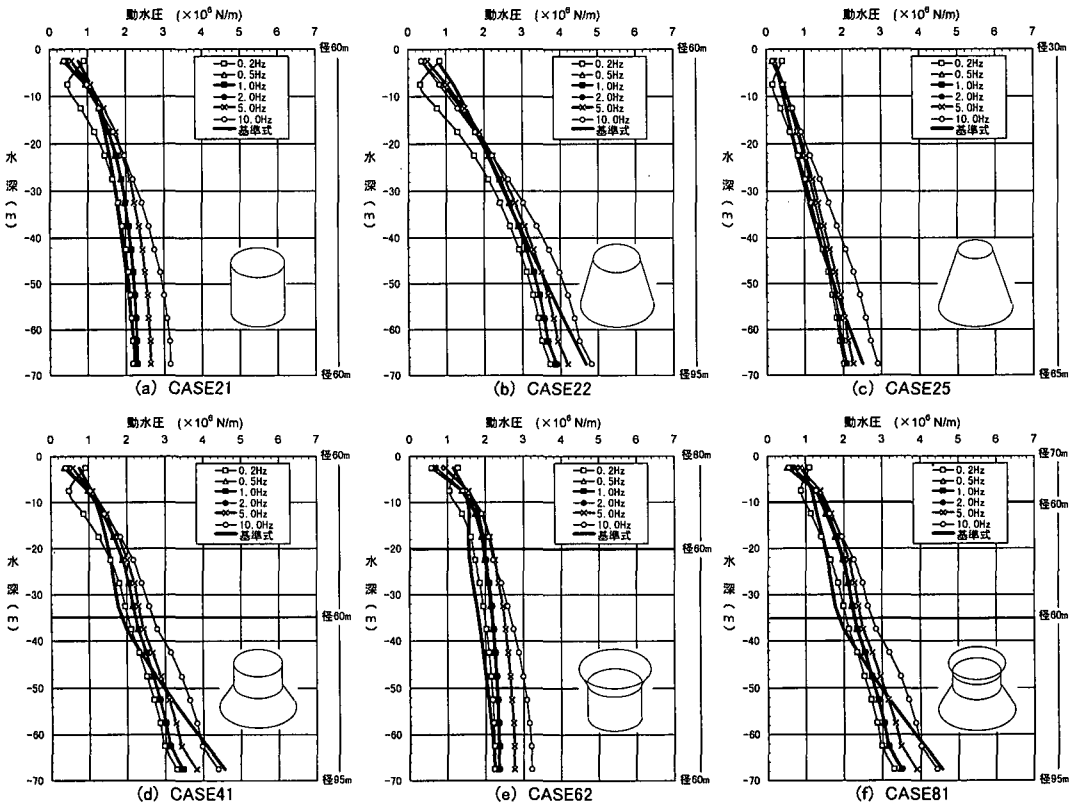
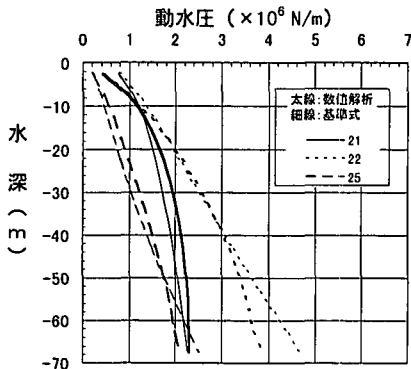
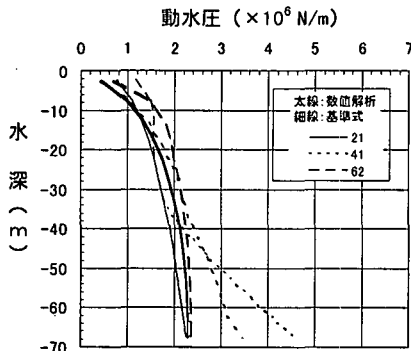


図-2 動水圧分布解析結果



(a) CASE21, 22, 25

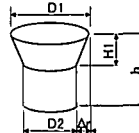


(b) CASE21, 41, 62

図-3 動水圧分布比較

表-2 パラメータスタディ解析ケース

ケース名	D2/h	H1/h	Δr/H1	ケース名	D2/h	H1/h	Δr/H1
111	70/70	70/70	1.00	311	35/70	70/70	1.00
112	70/70	70/70	0.75	312	35/70	70/70	0.75
113	70/70	70/70	0.50	313	35/70	70/70	0.50
114	70/70	70/70	0.25	314	35/70	70/70	0.25
121	70/70	50/70	1.00	321	35/70	50/70	1.00
122	70/70	50/70	0.75	322	35/70	50/70	0.75
123	70/70	50/70	0.50	323	35/70	50/70	0.50
124	70/70	50/70	0.25	324	35/70	50/70	0.25
131	70/70	35/70	1.00	331	35/70	35/70	1.00
132	70/70	35/70	0.75	332	35/70	35/70	0.75
133	70/70	35/70	0.50	333	35/70	35/70	0.50
134	70/70	35/70	0.25	334	35/70	35/70	0.25
141	70/70	20/70	1.00	341	35/70	20/70	1.00
142	70/70	20/70	0.75	342	35/70	20/70	0.75
143	70/70	20/70	0.50	343	35/70	20/70	0.50
144	70/70	20/70	0.25	344	35/70	20/70	0.25
211	50/70	70/70	1.00	411	20/70	70/70	1.00
212	50/70	70/70	0.75	412	20/70	70/70	0.75
213	50/70	70/70	0.50	413	20/70	70/70	0.50
214	50/70	70/70	0.25	414	20/70	70/70	0.25
221	50/70	50/70	1.00	421	20/70	50/70	1.00
222	50/70	50/70	0.75	422	20/70	50/70	0.75
223	50/70	50/70	0.50	423	20/70	50/70	0.50
224	50/70	50/70	0.25	424	20/70	50/70	0.25
231	50/70	35/70	1.00	431	20/70	35/70	1.00
232	50/70	35/70	0.75	432	20/70	35/70	0.75
233	50/70	35/70	0.50	433	20/70	35/70	0.50
234	50/70	35/70	0.25	434	20/70	35/70	0.25
241	50/70	20/70	1.00	441	20/70	20/70	1.00
242	50/70	20/70	0.75	442	20/70	20/70	0.75
243	50/70	20/70	0.50	443	20/70	20/70	0.50
244	50/70	20/70	0.25	444	20/70	20/70	0.25



注) 周波数はいずれも 0.2Hz, 0.5Hz, 1.0Hz, 5.0Hz の 4 ケース。
h=70m とした。

は、断面が下に向かって小さくなる場合 (CASE 62) に、その傾向がより強く見られる。

3. 動水圧補正法の提案

(1) 対象ケース

前節で考察したように、設計上動水圧を安全側に評価するためには、構造物の形状に応じて基準式の補正を行う必要がある。補正の必要がある形状としては、断面の小さいもの、くびれ部をもつもの、断面が下に向かって小さくなるものが考えられる。

そこで、具体的な補正法を提案するために、底面径、断面変化部の高さ及び傾きをパラメータとして、表-2 に示すケースのパラメータスタディを行った。

(2) 解析結果

パラメータスタディの結果得られた動水圧係数の分布は、図-4 に示すとおりである。基準式による動水圧係数 M は、式 (2) で定義される。数値解析による動水圧係数は、流体力 P_y から直接評価されるもので (土木学会, 1993), 式 (3) の右辺における M に対応している。

$$M = \alpha \cdot \beta \cdot (y/h)^{1/3} \dots\dots\dots (2)$$

$$P_y = M \cdot K_D \cdot w_0 \cdot A \dots\dots\dots (3)$$

図-4 より、数値解析による動水圧係数の分布は、概ね

構造物上部の逆円錐台部分で水深 (y/h) に比例する分布となり、構造物下部の円筒部分で水深に無関係の一定値となる傾向にあることがわかる。特に下部円筒部分の分布に関しては、基準式と数値解析との差が顕著である。いずれのケースも最上部を除いて数値解析の方が基準式よりも大きな値を与えている。

a) 構造物の径の影響 図-4(a), (b) より、数値解析と基準式との比の最大値は、構造物の径が小さいほど大きくなっている。

b) 構造物のくびれ位置の影響 図-4(c), (d) より、数値解析と基準式との比は、各くびれ位置で最大となるが、その値はくびれ位置によらず概ね一定である。また、下部円筒部分における傾きもほぼ一定である。

c) 構造物の傾きの影響 図-4(e), (f) より、構造物上部の傾きが大きいほど数値解析と基準式との比が大きくなっている。ただし、円錐台部分の上部では一部大小が逆転している。また、図-4(f) より、上部の傾きが違う場合は、下部の断面が同一でも動水圧係数は異なってくるのがわかる。さらに、数値解析と基準式との比はくびれ位置で最大となり、底面位置では上部の傾きに関わらずほぼ最大値の一定比率の値となっていることもわかる。

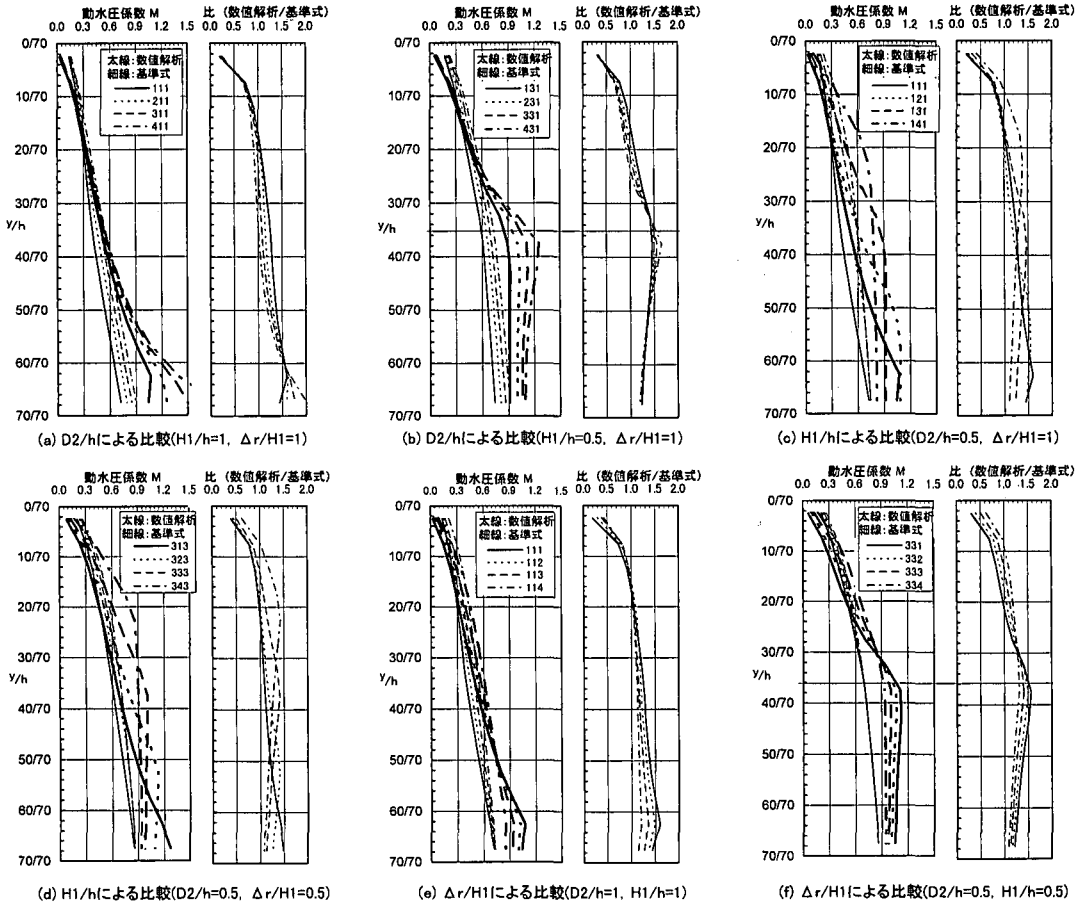


図-4 動水圧係数分布

(3) 新しい評価法の提案

a) 基本式 解析結果より、動水圧係数の分布は、構造物上部の逆円錐台部分で水深 (y/h) に比例する分布となり構造物下部の円筒部分で水深に無関係のほぼ一定値となることから、変断面形状構造物に対する新しい動水圧評価法として、次式を提案する。

$$M(y) = M_{v1}(y/H1) \dots y \leq H1$$

$$= M_{v1} \dots y > H1 \quad \dots (4)$$

$$M_{v1} = c_1 \cdot c_2 \cdot M_{v0} \dots (5)$$

ここで、 $H1$ ：構造物上部の高さ (m)

c_1 ：くびれ部分における数値解析と基準式との比に基づく補正係数

c_2 ：数値解析と基準式との比の構造物下部での低減率に基づく補正係数

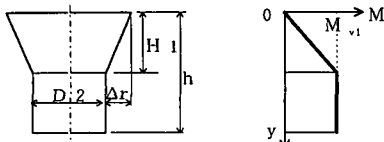


図-5 提案式による動水圧係数

M_{v0} ：基準式による構造物底面で算定される動水圧係数 M_v

b) 補正係数 (2) a)~c) の考察に基づき、補正係数 c_1, c_2 について各パラメータとの相関関係を検討した結果、次式が得られた。

$$c_1 = 1.4 + 0.5(\Delta r/H1) - 0.2(D2/h) \dots (6)$$

$$c_2 = 0.6 + 0.4(H1/h) \dots (7)$$

本提案式では、図-5 に示すように極めてシンプルな形で動水圧係数が評価される。

c) 新しい評価法の確認

図-6 は、式(4)によって求められる動水圧係数の分布を数値解析及び基準式と比較した結果を示している。

今回の解析を行った逆円錐台と円筒を組合せた形状では、いずれのケースも提案式の方が基準式より数値解析に近い分布となっている。

ただし $H1/h$ の大きいケース (*1*) については、逆円錐台部分の動水圧係数分布を三角形分布にしていることによる誤差が大きくなっている。このため、 $H1/h \geq 0.7$ ぐらいのケースにおいては、基準式を併用することが必要となってくる。現実的には、逆円錐台部分が構造物の

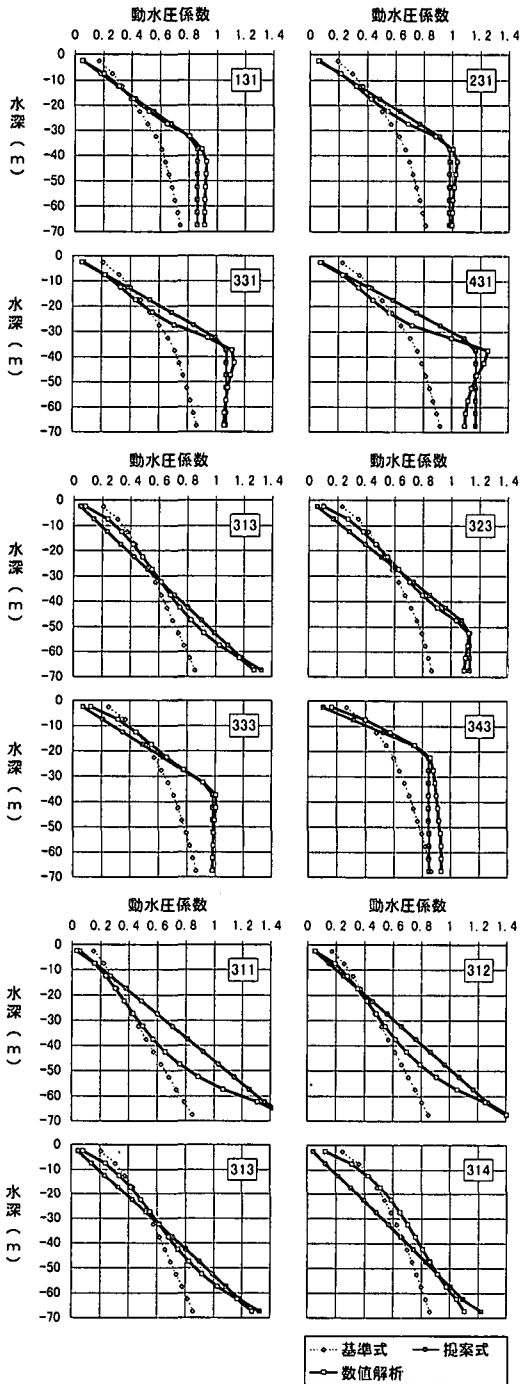


図-6 動水圧係数分布の比較

大半となる形状は考えにくく、本提案式の適用範囲外となるケースはまれであると考えられる。

図-7は、 $H1/h \leq 0.5$ の代表的なケースに対する動水圧の合力を比較した結果を示している。これらのケースについては、今回提案した補正法によって基準式が改善されていることがわかる。

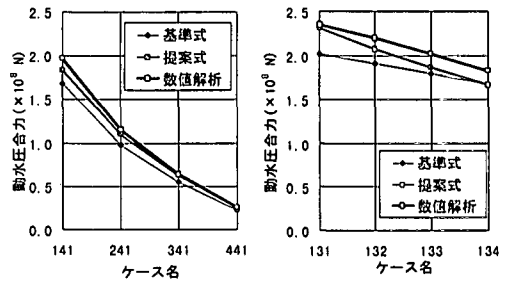


図-7 動水圧の合力の比較

なお下に広がる形状の場合には、2節で示したように基準式が安全側の値を与えるため、提案式を用いる必要はないと思われる。しかし図-1に示したような複合形式の場合 (CASE 81) には、その全体バランスにもよるが、下部の下に広がる部分を寸胴に置き換えた形で上部のみに提案式を適用する方法が考えられる。

4. 結 語

本論文では、任意軸対称構造物に対して基準式と数値解析手法の比較を行った結果、以下の結論を得た。

(1) 0.5 Hz から 2 Hz 程度までの範囲内においては、基準式は、任意軸対称構造物の動水圧の合力としてはよい精度で評価することを確認した。

(2) 構造的にくびれ部をもつ形状では、水の圧縮性や表面波の影響のない周波数領域においても、動水圧分布が、周波数によらず基準式における想定(水深の1/3乗に比例)とずれることを確認した。

(3) くびれ部をもつ形状で断面が下に向かって小さくなる場合、構造物径/水深が0.5程度と小さい場合等で基準式が小さめの値を与えるため、設計にあたっては留意する必要があることを確認した。

(4) 基準式が動水圧を小さめに与えるケース(逆円錐台と円筒を組合せた形状)について、代表径、断面変化部の高さ及び傾きをパラメータとする動水圧係数の簡易評価法を提案し、実設計に適用される可能性の高い形状については数値解析とよく適合することを確認した。

参 考 文 献

高橋俊彦・阪東浩造 (1996): 3次元任意形状海洋構造物に作用する地震時動水圧, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 976-980.
 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会 (1993): 波・構造物・地盤の調査・設計手法調査・研究報告書, 520 p.
 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会 (1967): 本州四国連絡橋技術調査報告書 付属資料 2, pp. 67-70.
 日本道路協会 (1997): 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp. 54-57.
 本州四国連絡橋公団 (1977): 下部構造設計基準・同解説, pp. 16-19.