

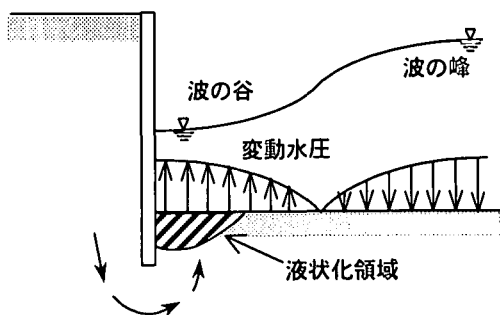
変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出限界に関する研究

前野詩朗*・小谷裕司**・星山知恵***

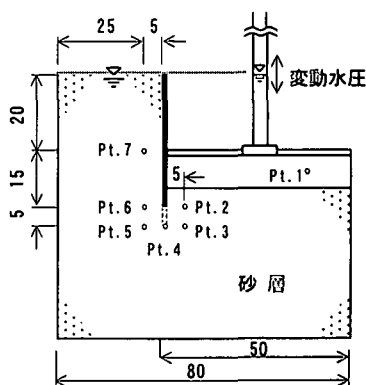
1. はじめに

四面を海に囲まれた我が国にとって、海岸構造物は生活基盤として大変重要であり、高い安全性が要求されている。しかし、毎年のように台風や冬季季節風による高波浪により、多くの護岸が被災しているのが現状である。このように毎年のように繰り返される護岸の被災原因の一つとして、波の影響を受けて護岸周辺地盤の間隙水圧が時間的に変化することにより、過剰間隙水圧が発生し、それに伴って地盤の支持力が低下することが考えられる。すなわち、図-1に示すように、波の谷が護岸前面にさしかかった時には護岸前面砂層に上向きの変動水圧（静水圧状態からの変動分）が作用し、逆に、波の峰の時には下向きの変動水圧が周期的に作用する。前者の波の谷が護岸前面にさしかかった時には護岸前面砂層の有効応力が減少するのみならず、変動水圧や地盤条件などによっては図中の斜線で示す部分で液状化が発生する（前野ら、1999）。このように護岸前面において有効応力の減少や液状化が発生すると、護岸前面の洗掘や護岸裏込め土砂の流出などが起こりやすくなり、護岸裏込め土砂の空洞化などによる構造物災害が引き起こされると考えられる。したがって、実際の構造物設計に際しては、このような波—地盤—構造物系の動的相互作用を考慮することが必要であるが、現状では、波が変動水圧として砂地盤上に作用することによる地盤の動的応答に関してはあまり考慮されていないようである。

以上のような背景より、波などの変動水圧場における地盤の動的応答を取り扱った研究が盛んに進められるようになってきた(名合, 1982; 善, 1984). また, 著者らは、鉛直 2 次元砂層模型および大型造波水路を用い、様々な条件下において実験を行い、護岸裏込め土砂の流出機構を明らかにしてきた(Maeno and Nago, 1991, 1993; 名合ら, 1995, 前野ら, 1999; 岩崎ら, 1995). 本研究では、従来の研究で明らかにされていなかった変動水圧の周波数、護岸の根入れ深さおよび地盤の透水性の違いが



図一1 護岸裏込め土砂の流出機構



图一-2 实验装置 (单位: cm)

護岸周辺地盤の動的挙動に与える影響を実験的に検討するとともに、有限要素法を用いて、護岸周辺地盤の間隙水圧分布および応力分布を数値解析的に捉えることにより、変動水圧場における護岸周辺地盤の動的挙動を明らかにしようとするものである。また、これらの結果を踏まえて、簡便な流出限界予測式を提案する。

2. 実験方法および解析方法

2.1 実験方法および実験条件

実験には、図—2に示すような奥行き 30 cm の試料容器を用いた。護岸部分には厚さ 1.3 cm の鉄板を用いている。砂層構成材料には、高飽和状態の豊浦標準砂 ($d_{50} = 0.25$ mm, 透水係数 $k = 0.012$ cm/s) を用いた。砂層の

- ・正会員 工博 岡山大学助教授 環境理工学部環境デザイン工学科
- ・正会員 工修 (株)エイトコンサルタント
- ・正会員 工修 日本建設計画コンサルタント(株)

表-1 実験条件

Case	周波数	根入れ深さ d	透水係数 k
Case 1	1.0 Hz	5.0 cm	0.012 cm/s
Case 2	0.5 Hz	5.0 cm	0.012 cm/s
Case 3	1.5 Hz	5.0 cm	0.012 cm/s
Case 4	1.0 Hz	10.0 cm	0.012 cm/s
Case 5	1.0 Hz	5.0 cm	0.140 cm/s

設置方法は、試料容器に適量の水を張り、乾燥させた標準砂を所定の間隙率0.4になるように水中自由落下させ、その後バイブレーターなどを用いて、できる限り均質に締め固めた。また、護岸周辺砂層の流動の可視化を行うために着色砂を層状に設置した。裏込め土砂の流出量は実験開始後、任意の時間に護岸前面に流出した土砂の状況の写真撮影を行い、その写真を読みとることにより、それぞれの時間における土砂流出高を測定した。また、図-2に示すPt.1~7において間隙水圧を測定した。但し、Pt.1は水中の測点である。

実験は、表-1に示す全5ケースについて行った。Case 1を基準として、Case 2, 3では変動水圧の周波数を変化させた場合の護岸裏込め土砂の流出機構の違いについて検討する。Case 4では護岸の根入れ深さの影響を、また、Case 5では地盤の透水性の違いによる影響を検討する。但し、全てのケースにおいて、裏込め天端は大気圧に開放されており、護岸前面の砂層表面に作用させる変動水圧の振幅は約40.0 cmとしている。また、実験は2000分間継続して行った。

2.2 解析方法

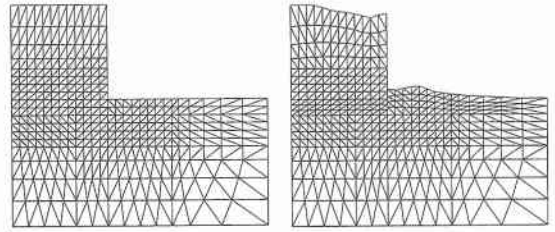
変動水圧場における護岸周辺地盤の間隙水圧および地盤の応力状態を解析するにあたり、本研究では、著者らが従来より採用している有限要素法による解析方法を用いることにした(Maeno ら, 1991)。用いた基礎式は以下のようである。

$$\left. \begin{aligned} G\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) &= \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \\ G\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) &= \rho g \frac{\partial h}{\partial z} \\ \rho g \left(\beta \lambda_w + \frac{\lambda_a}{P} \right) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) &= k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 β : 水の圧縮率、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度、 λ_w, λ_a : 水および空気の体積含有率、 P_0 : 大気圧、 h : 変動間隙水圧水頭、 u_x, u_z : x, z 方向の砂層の変位、 k : 透水係数、 G : セン断弾性係数、 ν : ポアソン比である。

図-3は解析に用いた要素分割図を示している。解析に用いた地盤の計算条件は、以下のようである。

$$G: 3.5 \times 10^7 (\text{N/m}^2), \beta: 4.2 \times 10^{-10} (\text{m}^2/\text{N})$$



(a) 0分 (b) 2000分

図-3 要素分割図 (Case 1)

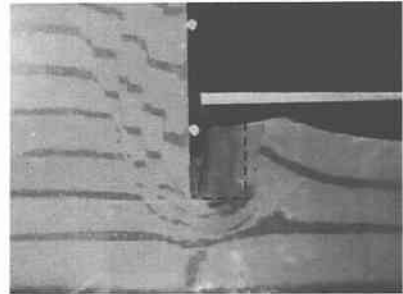


写真-1 土砂の流動状況 (Case 1)

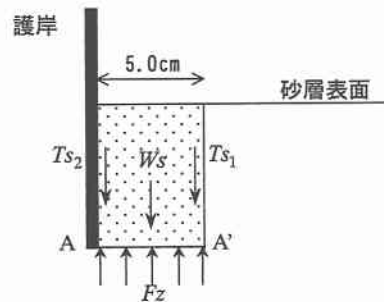


図-4 流出限界予測説明図

$$k: 0.012 (\text{cm/s}), \lambda_a: 0.003, \lambda_w: 0.40, \nu: 0.45$$

ただし、護岸前面地盤面上における水圧はPt.1の変動水圧を一様に与えた。

2.3 流出限界の予測方法

写真-1はCase 1 (周波数1.0 Hz, 根入れ深さ5.0 cm)の実験終了時(2000分)における護岸周辺地盤の流動を可視化したものである。この写真より、裏込め土砂が護岸前面へ流出している様子がわかる。実験においては、護岸前面に裏込め土砂が流出する際、根入れ先端付近および護岸前面の土砂が先に移動する(写真中の点線で囲った部分)ことにより、護岸裏込め土砂が引きずられるようにして動きだし、土砂が護岸前面に流出する現象がみられた。これらのことを考慮して、本研究では、図-4に示す護岸前面の矩形部分における鉛直方向の力のつり合いを考慮して、式(2)の無次元量 F で示す条

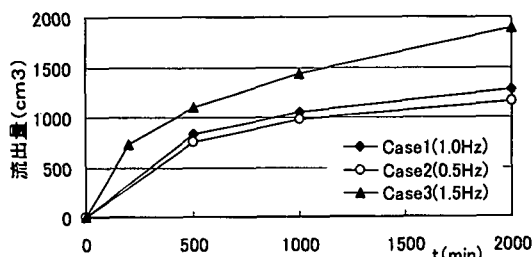
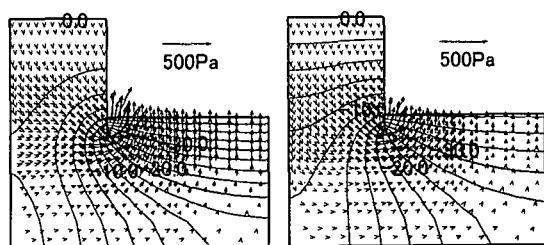
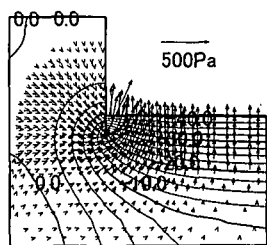


図-5 護岸前面への土砂流出量



(a) Case 1 (1.0 Hz)

(b) Case 2 (0.5 Hz)



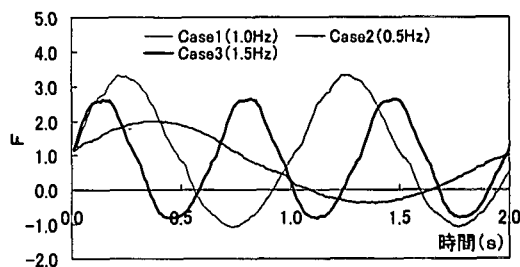
(c) Case 3 (1.5 Hz)

図-6 間隙水圧分布 (実験開始時 0分)

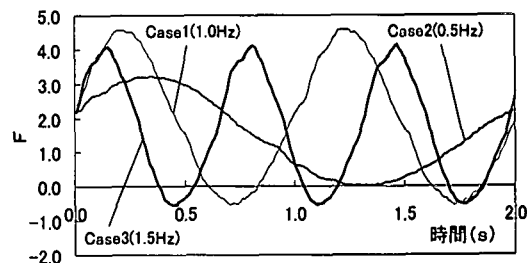
件式により、裏込め土砂の流出限界を検討することにした。すなわち、 F の値が負の値になるときは、護岸前面の土砂が上向きの力を受けて護岸前面砂層の土被り効果が減少すると同時に砂粒子も移動しやすくなり、護岸の裏込め土砂が徐々に前面に流出するものと考えられる。

$$F = \{F_z + W_s + \mu(T_{s1} + T_{s2})\} / (W'_s + T_{s1} + T_{s2}) \cdots (2)$$

ここに、 F_z : 浸透圧、 W_s : 護岸前面砂層の水中重量、 W'_s : 実験開始時の護岸前面砂層の水中重量、 μ : 静的なせん断抵抗力に対する低減率、 T_{s1} 、 T_{s2} : 静的なせん断抵抗力である。せん断抵抗力の低減率 μ については、従来の研究(前野ら, 1999)を参考にして0.8とした。なお、静的なせん断抵抗力 T_{s1} 、 T_{s2} については、 T_{s1} が砂粒子同士がかみ合った面で生じるせん断抵抗力であるのに対し、 T_{s2} は根入れ表面でのせん断抵抗力であり、一般に砂粒子同士の場合よりも滑り易いと考えられることから、 $T_{s2} = 0.5 T_{s1}$ としている。また、矩形部分の幅(A-A')は写真-1で示した護岸前面の土砂の流出状況を考慮し



(a) 実験開始時 (0分)



(b) 実験終了時 (2000分)

図-7 流出限界予測値

て5.0 cmとした。浸透圧 F_z はA-A'面における変動間隙水圧を積分することにより算出した。

3. 結果および考察

3.1 変動水圧の周波数の影響

図-5はCase 1~3の場合について裏込め土砂の流出量の時間変化を示している。これより、変動水圧の周波数が大きくなるほど、護岸前面への流出土砂量が多くなっていることがわかる。いずれのケースも早い時間帯(500分程度迄)でかなりの土砂が流出していることがわかる。また、時間の経過とともに単位時間あたりの流出量は徐々に減少しており、土砂流出は時間の経過とともに収束していくものと考えられる。

図-6は、解析の結果により得られた実験開始時の間隙水圧分布(波の谷が護岸前面にさしかかった時)を示している。これらの図より、周波数が大きくなるほど、護岸根入れ先端に達するまでの振幅減衰は大きくなっており、動水勾配が大きくなっていることがわかる。このことより、護岸前面の動水勾配が大きくなるほど、裏込め土砂の護岸前面への流出量は多くなると考えられる。

また、図-7は実験開始時および終了時の流出限界予測値の変化を示している。実験開始時の F 値は、いずれのケースにおいても、変動水圧が谷の時間帯において負の値を示しており、裏込め土砂が流出するという予測結果となっている。また、実験終了時の F 値は、いずれのケースにおいても実験開始時に比べると負になる時間帯が短くなっており、裏込め土砂は流出しにくくなってい

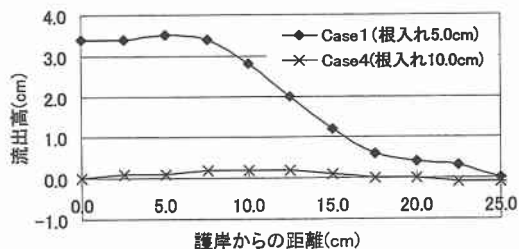


図-8 流出高 (実験終了時 2000 分)

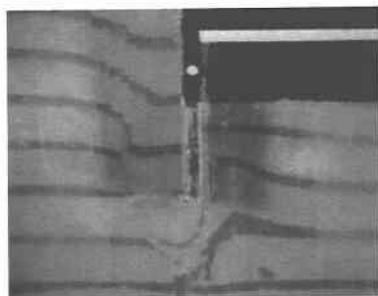
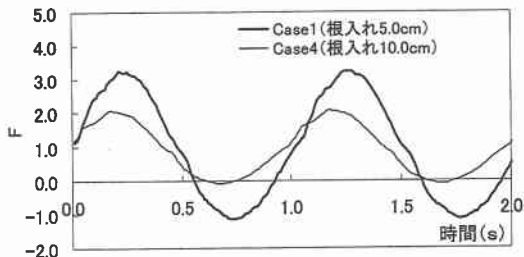


写真-2 土砂の流動状況 (Case 4)

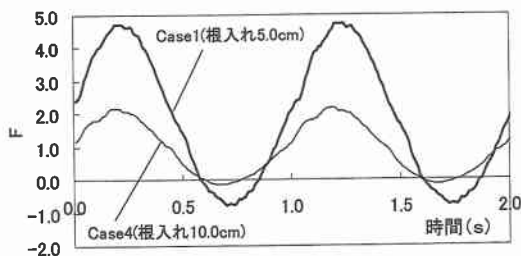
ることがわかる。これは、流出の進行に伴って、護岸前面の土被り厚が大きくなり、流出に対する抵抗力が増加したためと考えられる。とくに、周波数 0.5 Hz (Case 2) の F の最小値は正の値を示しており、これよりさらに変動水圧を作用させても流出は殆ど進行しないと考えられ、実験結果により得られた土砂の流出特性を説明できていることがわかる。また、図-7(a)において、Case 1 (1.0 Hz) と Case 3 (1.5 Hz) の値は同じように負の値を示しているが、周波数 1.5 Hz の場合の方が、一定時間内に砂層に作用する変動水圧のサイクル数が多いために、土砂流出が他のケースに比べて早く進んだものと考えられる。

3.2 根入れ深さの影響

図-8 は根入れ深さ 5.0 cm (Case 1) と 10.0 cm (Case 4) の場合の実験終了時 (2000 分) における裏込め土砂の流出高を護岸前面で計測したものである。これより、根入れ深さが 10.0 cm の場合には土砂がほとんど流出していないことがわかる。しかしながら、写真-2 より、実験終了時の護岸内部砂層の状態をみると、根入れ深さ 5.0 cm の場合 (写真-1) と同程度の範囲において砂層が流動しており、わずかながら、根入れ先端付近の着色砂が護岸前面に回り込んでいる。これは、変動水圧の作用により砂層内に浸透水圧が発生し、裏込め土砂が護岸前面に移動しようとするが、根入れ深さを 10.0 cm にしたことにより、護岸前面の土被り厚が大きくなり流出抵抗力が増加したため、流出には至らなかったと考えられる。



(a) 実験開始時 (0 分)



(b) 実験終了時 (2000 分)

図-9 流出限界予測値

しかし、さらに長時間にわたって変動水圧を作用させた場合、裏込め土砂が徐々に流出してくることが予測される。

図-9 は Case 1 および Case 4 の実験終了時における流出限界予測値 F を示している。これより、根入れ深さを大きくすると、土砂流出はかなり抑制されることがわかる。しかし、根入れ深さ 10.0 cm の場合の F 値も若干負の値を示しており、裏込め土砂は流出する危険性があることを示している。

3.3 地盤の透水性の影響

ここでは、砂層構成材料の透水性の違いが流出現象に及ぼす影響を検討する。図-10 は Case 1 ($k=0.012$ cm/s) と Case 5 ($k=0.140$ cm/s) の場合の実験終了時 (2000 分) における裏込め土砂の流出高を示したものである。また、図-11 は解析結果により得られた Case 5 ($k=0.140$ cm/s) の間隙水圧分布 (実験開始時で波の谷が護岸前面にさしかかった時) を示している。これらの図より、地盤の透水性を良くすると、ほとんど土砂が流出しなくなることがわかる。これは、透水性を良くしたことにより、変動水圧が砂層内を伝播する際の振幅の減衰、位相の遅れが減少し、砂層内の浸透圧が小さくなったためであると考えられる。図-12 は、流出限界予測値 F を示している。これらの図において、地盤の透水性を良くした場合 (Case 5) の F 値は常に正の値を示しており、裏込め土砂は殆ど流出しないものと考えられる。これは、図-10 の実験結果とよく一致していることがわかる。

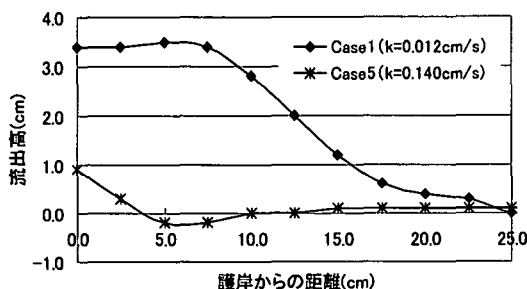


図-10 流出高 (実験終了時 2000 分)

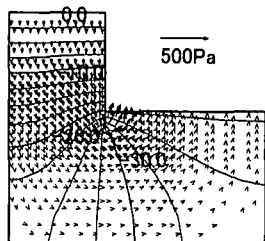
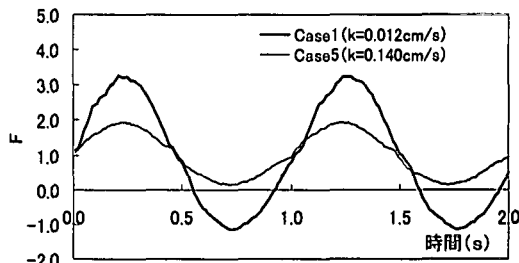
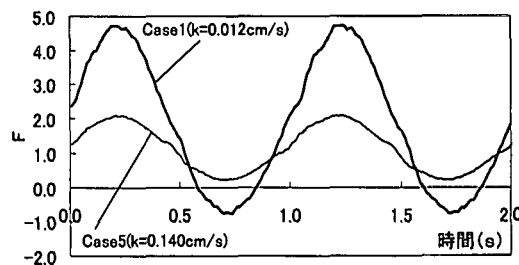


図-11 間隙水圧分布 (Case 5)



(a) 実験開始時 (0 分)



(b) 実験終了時 (2000 分)

図-12 流出限界予測値

4. 結 論

本研究では、変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出現象に着目し、変動水圧の周波数、護岸の根入れ深さおよび地盤の透水性の違いが現象に及ぼす影響を実験的かつ数値解析的に検討した。また、これらの結果を踏まえて簡便な流出限界予測式を提案するとともに、その妥当性を検討した。得られた主要な結論は以下のようである。

(1) 変動水圧の周波数が大きくなるほど、裏込め土砂の流出量が增多する。また、単位時間あたりの流出量は実験開始直後が最も多く、時間の経過とともに減少する。

(2) 護岸の根入れ深さを大きくすることにより、土砂流出はかなり抑制される。

(3) 地盤の透水性を良くすることにより、砂層内の浸透圧が小さくなり、土砂はほとんど流出しなくなる。

(4) 本研究で提案した護岸裏込め土砂の流出限界予測式は、実験結果をよく説明できることが明らかにされた。よって、提案した予測式に安全率を考慮することにより、実際の設計に利用できるものと判断される。

以上の研究により、変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出限界が予測可能であることが明らかにされた。今後は、より実物に近いモデルを用いた検証実験等を行うことにより、流出限界予測式の精度の向上を図る必要がある。

謝辞：本研究は日本学術振興会科学研究費（基盤(C) 11650529，研究代表者：前野詩朗）の補助を受けて行われた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 岩崎福久・田中茂信・佐藤慎司・名合宏之・前野詩朗・小谷裕司 (1995): 海岸堤防の空洞化発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 1026-1030.
- 善 功企 (1984): 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77-133.
- 名合宏之 (1982): 変動水圧による砂層の液状化に関する研究, 第26回水理講演会論文集, pp. 589-594.
- 名合宏之・前野詩朗・小谷裕司・西平福宏 (1995): 変動水圧場における護岸裏込め土砂の流出機構に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp. 721-726.
- 前野詩朗・Waldemar Magda・猿木広一郎・星山知恵 (1999): 変動水圧場における海底埋設パイプラインの浮上限界に関する研究, 海岸工学論文集, 第46巻, pp. 966-970.
- 前野詩朗・小谷裕司・坪田裕至・名合宏之 (1999): 高波浪場における海岸堤防周辺地盤の動的挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第46巻, pp. 961-965.
- Maeno, S. and H. Nago (1991): Numerical analysis on the dynamic behavior of sea bed around breakwater, Proc. of Geo-Coast '91, pp. 591-596.
- Nago, H. and S. Maeno (1993): Visualization of the movement of back-filling sand under cyclic loading of water pressure, Proc. of 25th IAHR Congress, Vol. 4, pp. 248-253.
- Nago, H. and S. Maeno (1984): Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure, Memoirs of the School of Engineering, Okayama University, Vol. 19, No. 1, pp. 13-32.