

### 第3章 水路（実験）断面の設定方法

実験水路内には、造波板から水平床を設置し、途中より一様な海底勾配の地形とする。そこに現地で実績の多い断面形状の人工リーフ模型を設置して、水理模型実験を実施する。図-3.1 に実験断面のイメージを示す。ここでは実験断面の諸元は海底勾配 ( $\tan\theta$ ) のみ示しており、人工リーフ断面の諸元は 3.3（人工リーフ断面）に示す。

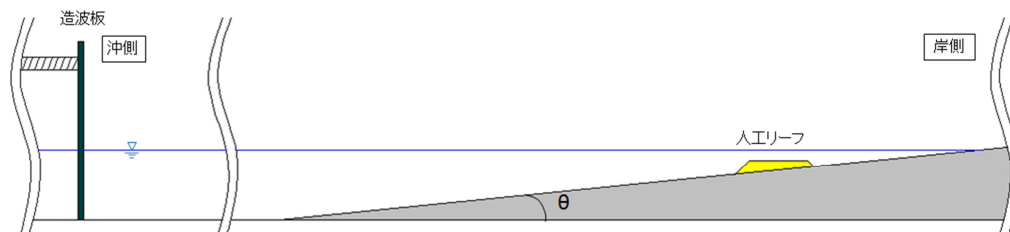
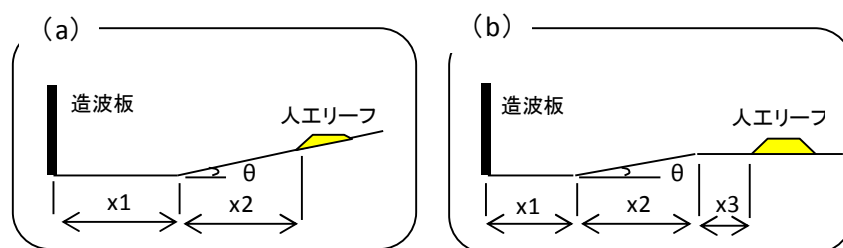


図-3.1 実験断面のイメージ

#### 解説

実験実態調査では、図-3.2 で示すように実験水路内に造波板から水平床を設置して、勾配が  $\tan\theta$  の斜面を水路岸側端部まで延ばす(a)と斜面に続く浅海平坦面を有する(b)の2つの地形で実験されている。



(a)の地形は22種

(b)の地形は3種  
それぞれ  $\tan\theta=1/6、1/7、1/30$

図-3.2 実験で使用されている海底地形（データ数 25）

#### 3.1 実験縮尺

実験施設の造波性能のもとで、5.2（波高と周期）に示す沖波と周期に対して造波可能な波高から実験縮尺を考慮し、可能な限り大きな縮尺を設定する。

#### 解説

波浪による被覆材の安定性についての水理模型実験にはフルードの相似則を用いる。あまり小さな縮尺模型を使うと水の粘性や表面張力の影響が表れて実際現象との相似性を保てなくなる等から、実験縮尺はできるだけ大きなほうが精度の良い実験結果が得られる<sup>1)</sup>。このことから防波堤の安定性や護岸の越波実験などは実験縮尺 1/10～1/50 が多い。

被覆ブロックの安定性に関する水理模型実験については、水の粘性や表面張力の影響が出にくくなるよう縮尺 1/50 よりも大きい縮尺とすることが望ましい。一方で、本マニュアル

ルでは 5.2 (波高と周期) に沖波の周期を規定しているので、それらの各周期において造波可能な最大波高が得られる。その際に、実験施設の造波性能によっては 1/50 より大きい実験縮尺とすることは難しい場合も出てくる可能性がある。その場合には、実験縮尺は施設の能力を考慮して可能な限り大きいものを設定する。

### 3. 2 海底勾配

海底勾配  $\tan\theta$  は、一様勾配で 1/30 を標準とする。

#### 解 説

海底地形は固定床として、図-3.1 のような地形とする。また、作用させる沖波外力の最大波高が、沖側の水平部で碎波しないように沖側水平部の水深を碎波水深以上とする。

現地の海底勾配は一様の 1/30 勾配ではないが、被覆ブロックの波浪安定性能を統一された条件で実験できるように  $\tan\theta=1/30$  を標準値として設定している。

実験で確認した安定性能は、海底勾配が 1/30 より緩勾配の海岸ではそのまま用いることは可能である。しかし、海底勾配が 1/30 より急勾配の海岸や人工リーフ設置位置で非一様勾配やバートラフ地形の影響で高流速が発生することが明らかな場所で一様海底勾配 1/30 で得られた結果をそのまま用いると被災する可能性があることに注意する。このような海底地形の場合には、ブロック質量の割り増しの考え方を示すことや個別に現地の性能値を実験で確認すること等が必要となる。

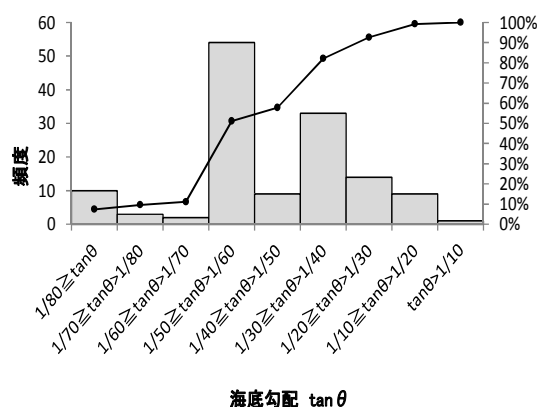


図-3.3 全国実態調査による海底勾配  $\tan\theta$  の頻度分布 (データ数 135)

#### (1) 現地海岸の海底勾配

全国設置実績実態調査では、図-3.3 で示すように勾配が 1/30~1/60 の海底模型に設置されているケースが多く、全体の約 82%であった。

図-3.4 に主要海岸の海底勾配<sup>2)</sup>に海底勾配 1/30 の線を加えたものを示す。太平洋沿岸では、常磐沿岸 (浪江)・鹿島灘 (鹿島港)・九十九里沿岸・有明海は海底勾配 1/30 と同程度かそれより緩勾配の海底地形であり、海底勾配 1/30 でカバーできている。一方、相模湾 (二宮)・駿河湾 (田子の浦)・駿河海岸 (大井川河口)・遠州灘 (天竜川河口)・土佐湾 (物部川河口) は、海底勾配 1/30 より急な勾配の海底地形である。相模湾・駿河湾では、急勾配の海底地形のため、人工リーフの設置には向かない。

日本海沿岸では、離岸距離が 100m 以上、高波浪時の堤脚水深 6m に相当する T.P-5~6m 以深は、富山県下新川海岸 (田中) を除いた海岸で海底勾配 1/30 より緩勾配の海底地形で

ある。これらの海岸では、本マニュアルで標準としている海底勾配 1/30 の水理模型実験で計画波浪規模の高波浪の影響についてはカバーできていると考えられる。

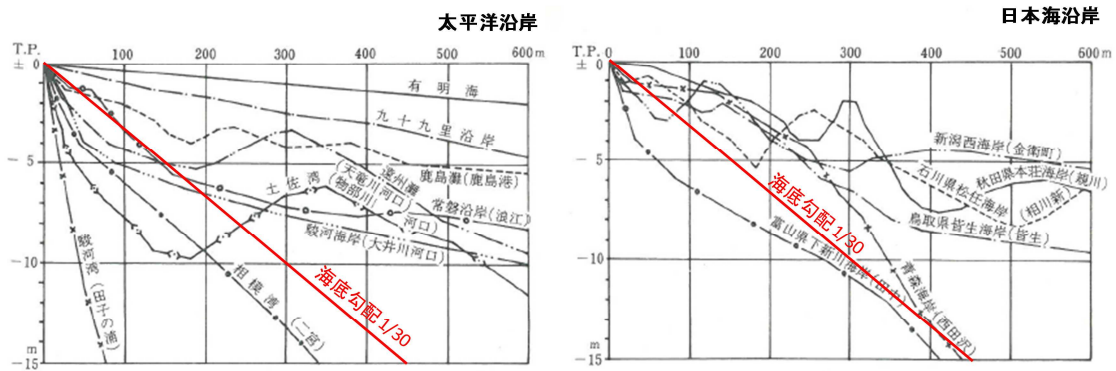


図-3.4 主要海岸の海底勾配<sup>2)</sup>

## (2) 海底勾配 1/30 の実験での砕波現象

国総研では、海底勾配が 1/30 の条件で実験を実施した<sup>3)</sup>。写真-3.1 に示すように人工リーフ模型に砕波が直接作用する状況に加え、砕波のボアが作用する状況もあり、砕波形態がさまざまであった。海底勾配 1/30 は、ブロックの性能を見るのに適した標準的な条件であると言える。

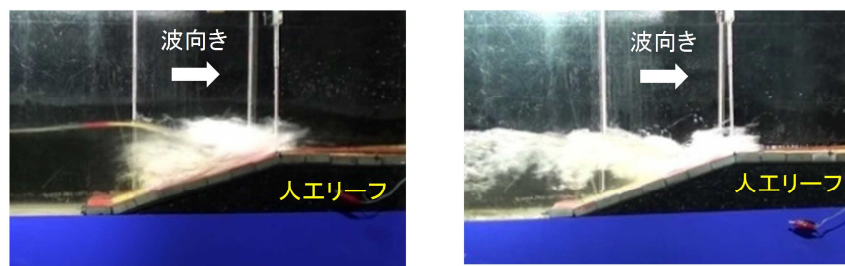


写真-3.1 人工リーフ上での砕波状況例（左写真：砕波が直接作用、右写真：砕波のボアが作用）

### 3. 3 人工リーフ断面

現地で実績の多い人工リーフの断面を標準的な断面形状とみなして、水理模型実験を行う。図-3.5に、人工リーフ断面形状の諸元の定義とマニュアルで設定している範囲を示す。諸元は、人工リーフの沖側法面勾配 ( $\tan\alpha$ )、天端幅 (B)、堤脚水深 (h)、天端水深 (R) である。

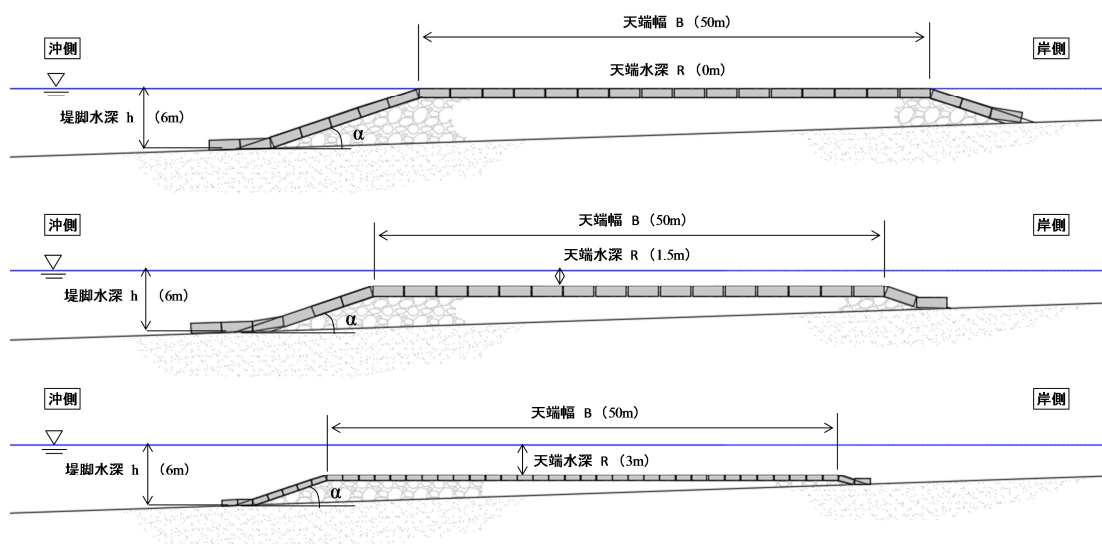


図-3.5 人工リーフの断面形状

#### 3. 3. 1 人工リーフ法面勾配

人工リーフ沖側法面勾配  $\tan\alpha$  は  $1/3$  を標準とする。

#### 解 説

全国実態調査では、図-3.6で示すように  $\tan\alpha = 1/3$  が全体の約 86%を占める。

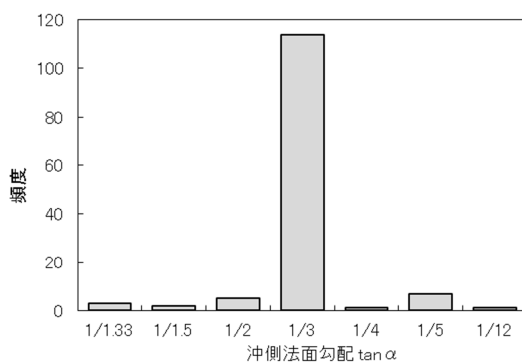


図-3.6 全国実態調査による沖側法面勾配  $\tan\alpha$  の頻度分布 (データ数 133)

### 3. 3. 2 天端幅

天端幅 B は、現地量で B=50m を標準とする。

#### 解 説

全国実態調査では、図-3.7 に示すように、 $20\text{m} < B \leq 50\text{m}$  までで全体の 63% を占めている。天端幅 20m よりも 50m の方が多様な碎波現象が生じると考え、50m を標準の条件とする。

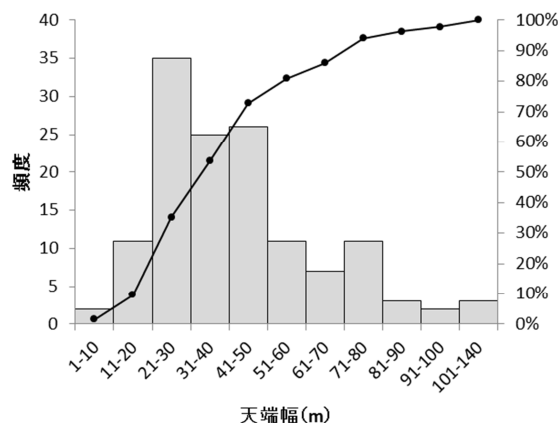


図-3.7 全国実態調査による天端幅 B の頻度分布（データ数 136）

### 3. 4 堤脚水深・天端水深

#### 3. 4. 1 堤脚水深

堤脚水深 h は、現地量で 6m を標準とする。

#### 解 説

##### (1) 現地の堤脚水深実績

全国実態調査では、図-3.8 で示すように現地実績は  $4\text{m} < h \leq 7\text{m}$  に全体の約 78% が含まれ、 $h=6\text{m}$  が最も頻度が高い。

##### (2) 実験の堤脚水深

実験実態調査では、図-3.9 で示すように  $4\text{m} < h \leq 7\text{m}$  を赤線で囲っているが、ブロック 24 種で  $h=7\text{m}$  より大きい堤脚水深で実験を実施している。この意図としては、現地で多い設置状況と同様の実験条件とすると、波が人工リーフより沖側で碎波してしまう。そのため実験ではあらかじめ堤脚水深を大きく法高の高い人工リーフとし、人工リーフ上で碎波させることで、ブロックの被災限界波高を見つけている。しかし、被覆ブロックの移動限界や変状連鎖をみるにあたって、碎波帯内である現地設置条件とかけ離れた深い堤脚水深の条件で波浪安定性能を評価することは、現場の現象を再現出来ていないので、堤脚水深は碎波帯内である現地設置条件に則したものを標準とする。

### (3) 堤脚水深の設定

堤脚水深  $h$  の標準設定の考え方は以下の通りである。既往の知見<sup>4)</sup>より、 $h/L_i$  (堤脚水深と堤前波長の比) が安定性能を評価する上で無視できないことがわかっているため、現地の条件を網羅したものとする必要がある。

全国実態調査の結果である図-3.8より、頻度が最も多い堤脚水深  $h=6\text{m}$  を標準の実験条件として考えた。周期については、5.2 (波高と周期) より外洋海岸の計画波浪条件を網羅すると考えられる  $T_0=10\text{s}, 13\text{s}, 16\text{s}$  の3種類を標準としているので、 $h/L_i=0.05, 0.062, 0.082$  となる。これは、図-3.10で現地実績の約80%が含まれている  $0.05 \leq h/L_i \leq 0.1$  を網羅できる。

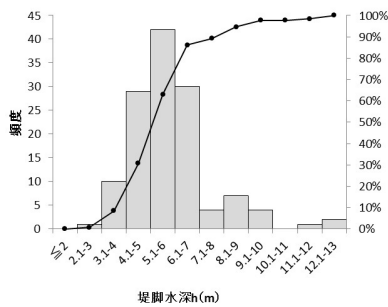


図-3.8 全国実態調査による堤脚水深  $h$  の範囲 (データ数 130)

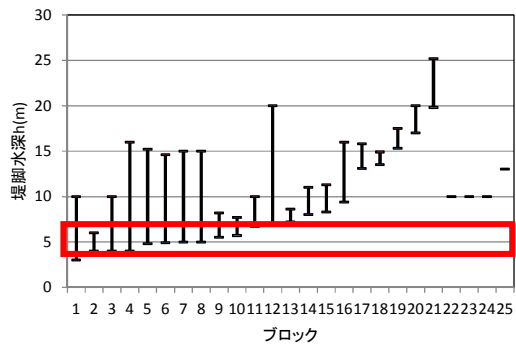


図-3.9 実験実態調査による各ブロックの堤脚水深  $h$  の範囲 (データ数 25)

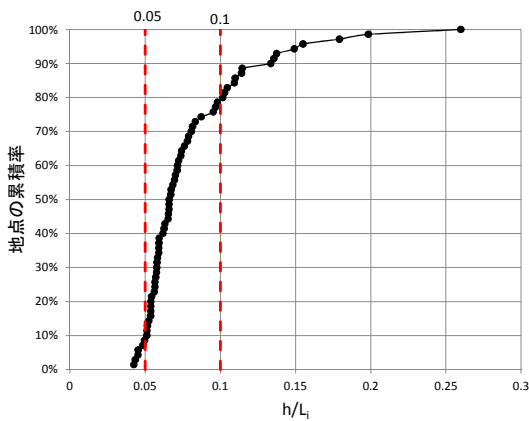


図-3.10 全国実態調査による堤脚水深  $h/L_i$  の範囲 (データ数 70)

### 3. 4. 2 天端水深

天端水深  $R$  は、図-3.11 に示す全国実態調査結果より現地実績の範囲から現地量で  $R=0\text{m}, 1.5\text{m}, 3\text{m}$  の 3 種類を標準とする。ただし、 $T_0=16\text{s}$  のときは  $R=0\text{m}, 1\text{m}, 2\text{m}$  の 3 種類を標準とする。

#### 解 説

##### (1) 現地の天端水深実績

全国実態調査では、図-3.11 に示すように天端水深  $R$  は  $0\text{m} < R \leq 3\text{m}$  に全体の約 93% が含まれている。また、図-3.12 に示すように天端水深堤前波高比  $R/H_i$  は  $0 \leq R/H_i \leq 0.6$  に全体の約 85% が含まれている。

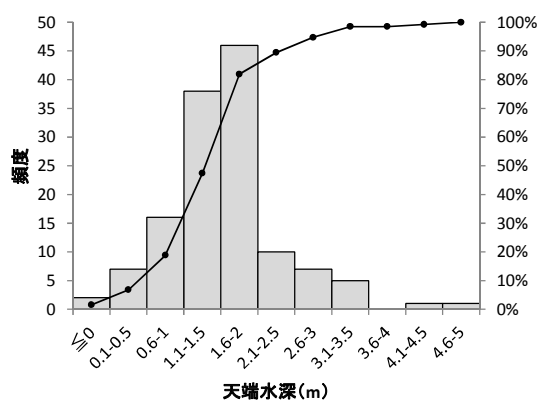


図-3.11 全国実態調査による天端水深  $R$  の  
頻度分布 (データ数 133)

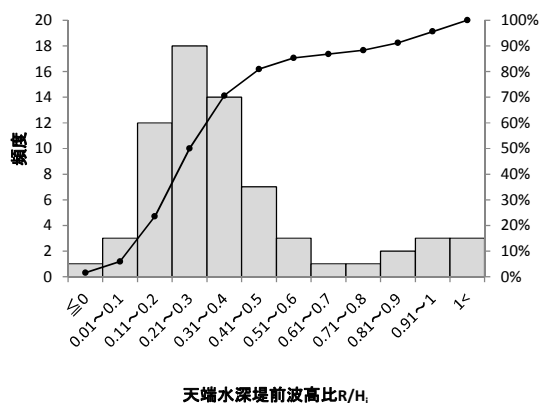


図-3.12 全国実態調査による天端水深堤前波  
高比  $R/H_i$  の頻度分布 (データ数 68)

##### (2) 実験の天端水深

現場実績において、 $R=0\text{m}$  としている事例は少なかったが、波と流れの現象としては天端ブロックが露出状態から急激に水中に没する条件であり、大きな揚圧力が加わる厳しい条件となりブロックが飛散する可能性があるのでケースに加えた。また、国総研の実験<sup>3)</sup>より、天端水深の影響で被覆ブロックの散乱メカニズムが異なることがわかった。天端水深のケースは現地量で  $R=0.5\text{m}, 1\text{m}, 3\text{m}$  で実施しており、被災の拡大過程はどの天端水深でも沖側天端法肩位置の被覆ブロックが散乱することで連鎖的に被災する傾向であったが、写真-3.2に示すように  $R=3\text{m}$  では天端上の巻波砕波により天端中央付近の被覆ブロックが散乱して連鎖的に被災していくケースもみられた。

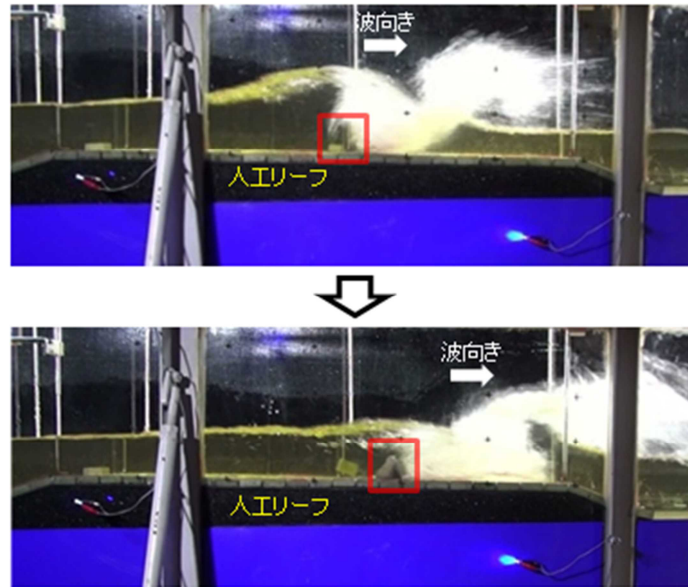


写真-3.2 人工リーフ天端上での被覆ブロックの被災例（赤枠：被災箇所）

### （3）天端水深の設定

天端水深  $R$  の標準設定の考え方は、以下の通りである。安定数  $N_s$  の算定に必要な  $N_s$  算定図 ( $N_s$ - $R/H_i$  図) の表示を統一するために、 $R/H_i$  の標準範囲を決める必要がある。なお、 $N_s$  算定図の作成方法については、6.2.2.2 (性能曲線 ( $N_s$  算定図) の作成) に示している。

$R \leq 3\text{m}$  とすれば、図-3.11 の天端水深の実績から 9 割以上をカバーでき、かつ写真 3-2 に示すような天端上での被災も含めることができる。天端水深  $R=0\text{m}$  については、被覆ブロックにとって最も厳しい条件と考えられることや近年の被災の動向を踏まえて、標準値に加える。堤脚水深  $h=6\text{m}$  地点の  $H_i$  はせいぜい  $9\text{m}$  と考えられるので、 $R/H_i$  は、図-3.12 に示す全国実態調査結果において 85% を占める  $0 \leq R/H_i \leq 0.6$  を網羅できる。 $T_0=16\text{s}$  のときは、 $R=3\text{m}$  とすると人工リーフ断面を確保しにくくなるので  $R=2\text{m}$  としている。

## 3.5 還流施設（戻り流れ）

人工リーフ背後には沖側に還流させる設備は設けず、人工リーフ上またはマウンド内からのみ通水する条件とする。

### 解説

人工リーフの実験を造波水路で実施すると人工リーフ背後において側方（沿岸方向）への水の流出が遮られるため、水位が上昇する。この水位上昇を制御するために図-3.13 のようにパイプ等により環流施設を設ける場合がある。しかし、本マニュアルでは、還流施設を設けない条件を標準とした。これは、手引き（改訂版）で示された性能と比較のために実験条件を揃え、設備が複雑となることによる実験条件のばらつきを防ぎ、および、人工リーフの性能を左右する要素の 1 つである水位上昇量について悪条件を基本とするため



ある。また、人工リーフ上の岸側から沖側への戻り流れによる沖側への散乱にとって危険側となるようにする意図もある。なお、ブロックの岸側への散乱にとっては水位上昇が小さい方が、波力が大きくなり危険側となるとも考えられるので実験結果の解釈にあたっては注意が必要である。

図-3.14 は還流のあり・なしの条件での水位上昇について実験を行った結果である。還流がある場合には、ない場合よりも水位上昇量は小さく、その減少割合は天端水深が小さいほど大きい。

図-3.15 は人工リーフの岸側からの戻り流れがある場合とない場合についての水位と波高の岸沖分布に関する実験結果である。戻り流れを許すと、平均水位の上昇は約 1/2 になる。波高についてはほとんど変化しないことがわかる。

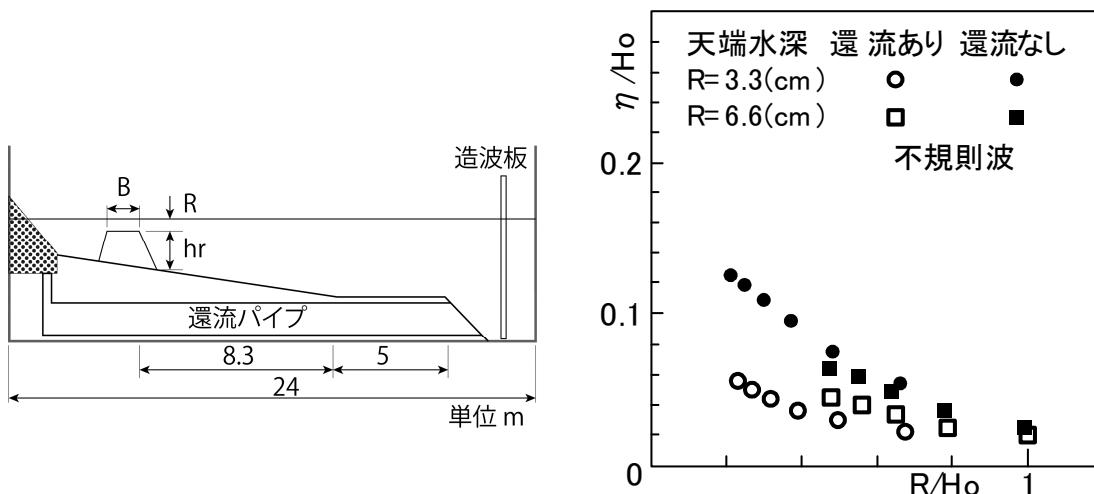


図-3.13 人工リーフ背後から還流させる実験例<sup>2)</sup>

図-3.14 平均水位上昇量 (山下ら, 1995)<sup>3)</sup>

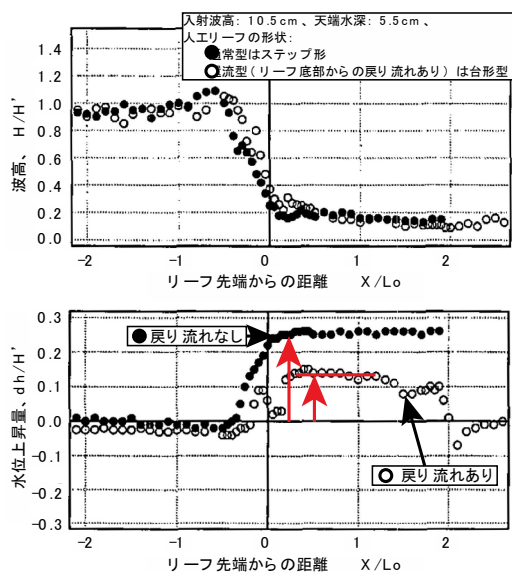


図-3.15 波高分布と水位分布 (仲座ら, 1995)<sup>2)</sup>

## 参考文献

- 1) 合田良実 (2008) : 「耐波工学-港湾・海岸構造物の耐波設計」, p193.
- 2) 社団法人全国海岸協会、監修国土交通省河川局海岸室 (2002) : 「海岸便覧 (2002 年版)」, p403.
- 3) 中村英輔・野口賢二・岩佐隆広・二瓶 功・伊藤幸義・諏訪義雄 (2015) : 人工リーフ変状連鎖に及ぼす碎波と設置位置の関係, 土木学会論文集 B 2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, I\_1147-I\_1152.
- 4) 竹田英章・菊池聡一・木村克俊・笹島隆彦・水野雄三 (1994) : 不規則波による潜堤被覆材の安定に関する研究 (第 2 報), 海洋開発論文集, Vol.10, pp.183-188.
- 5) 山下俊彦・平野明德・小野敏行・佐伯浩 (1995) : 人工リーフの水理特性とブロックの安定への還流の効果に関する実験的研究、海岸工学論文集、第 42 巻、pp.766-770.
- 6) 仲座栄三・津嘉山正光・川中匠・玉城重則・大城真一 (1997) : 潜堤背後の水位上昇量と海浜流の制御に関する研究、海岸工学論文集、第 44 巻、pp.756-760.