

NRA 技術報告

NRA Technical Report Series

防潮堤に作用する津波段波の影響について Effects of Bore Pressure of Tsunami on Seawall

石田 暢生、森谷 寛、中村 英孝、飯島 亨、川内 英史

Nobuo ISHIDA, Hiroshi MORITANI, Hidetaka NAKAMURA,
Toru IJIMA and Hidefumi KAWAUCHI

安全技術管理官(地震・津波担当)付

Division of Research for Earthquake and Tsunami

原子力規制庁

長官官房技術基盤グループ

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority(S/NRA/R)

原子力規制委員会

Nuclear Regulation Authority

平成 27 年 10 月

October 2015

本技術報告は、原子力規制庁長官官房技術基盤グループが行った安全研究等の成果をまとめたものです。原子力規制委員会は、これらの成果が広く利用されることを期待し適時に公表することとしています。

なお、本技術報告の内容を規制基準、評価ガイド等として審査や検査に活用する場合には、改めて原子力規制委員会としての判断が行われます。

本レポートの内容に関するご質問は、下記にお問い合わせください。

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ 安全技術管理官（地震・津波担当） 付
〒106-8450 東京都港区六本木 1-9-9 六本木ファーストビル
電 話：03-5114-2226
ファックス：03-5114-2236

防潮堤に作用する津波段波の影響について

原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ

安全技術管理官（地震・津波担当） 付

石田 暢生 森谷 寛 中村 英孝 飯島 亨 川内 英史

要旨

防潮堤は、津波防護施設の一つであり、原子力発電所敷地内への津波の浸水を抑制する重要な構造物である。そのため、津波に対して防潮堤の防護機能が十分保持できるよう、津波の波圧特性を適切に把握し、防潮堤の津波に対する構造健全性を評価する必要がある。

平成 25 年 6 月に制定された「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」では、津波防護施設の設計に当たって、「津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針*等）及びそれらの適用性」を確認することとしており、さらに、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」でも「施設に作用する津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）に留意」することが明示されている。

*：国土交通省「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（平成 23 年 11 月 17 日）

平成 26 年 12 月に原子力規制庁より公開した「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」（NTEC-2014-4001）では、持続波を対象に防潮堤の構造健全性を評価するに当たり、国交省の暫定指針の適用性を確認した。

本研究では、段波を対象に防潮堤の構造健全性への影響を明確にするため、水理試験及び解析を実施した。

この結果、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。ただし、段波による影響は津波の砕波と密接に関係しており、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によつては持続波による影響よりも大きくなる場合があることを確認した。

さらに、本研究では、段波による影響が持続波よりも大きくなる場合においても、国交省の暫定指針の考え方を適用できることを確認した。

Effects of Bore Pressure of Tsunami on Seawall

Nobuo ISHIDA, Hiroshi MORITANI, Hidetaka NAKAMURA, Toru IJIMA
and Hidefumi KAWAUCHI

Division of Research for Earthquake and Tsunami

Regulatory Standard and Research Department,
Secretariat of Nuclear Regulation Authority (S/NRA/R)

Abstract

A seawall is one of the important structures for tsunami protection to prevent flooding in the nuclear power plant site. In order to maintain the tsunami protection function, it is necessary to well understand the characteristics of the tsunami wave force and evaluate the structural integrity of the seawall.

Regarding design and evaluation of tsunami protection measures, Regulatory Guide for Reviewing Design Basis Tsunami and Tsunami-Resistant Design, enforced in June 2013, requires to “confirm the technical basis to be considered on the loads due to tsunami such as wave pressure and impact force, (for example, the interim guideline* of the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) and so forth) and its applicability”. Regulatory Guide for Reviewing Tsunami-Resistant Design on Construction Plan also provides the same requirement, and requires that the load of bore pressure and sustainable pressure on a structure, which changes with time, shall be paid attention to.

- * “The interim guideline for the structural conditions of tsunami evacuation buildings etc, based on the building damage from the tsunami in the Tohoku earthquake”, MLIT, Nov. 17, 2011.

NRA Technical Report “Applicability of Water Depth Coefficient in Evaluation for Tsunami Wave Force Acting on Seawall” (NRA, NTEC-2014-4001, in Dec., 2014) confirmed the applicability of MLIT’s interim guideline issued in 2011 to evaluate structural integrity of a seawall affected by sustainable pressure.

In this study, hydraulic model tests and numerical simulations were conducted in order to investigate the effects of bore pressure on structural integrity of a seawall. As the results, the bore pressure generally had smaller effects on that structural integrity than sustainable one. However, under specific conditions, such as when the seawall stands near a shoreline and wave-breaking occurs just in front of the seawall, the bore pressure may have larger effects on the seawall. Even under such circumstances, it is confirmed that the method provided in MLIT’s interim guideline is applicable in evaluating the load of the bore pressure.

目 次

1. 序論	1
2. 防潮堤に作用する津波.....	3
2. 1 防潮堤に作用する波圧の概要.....	3
2. 2 段波による防潮堤の構造健全性への影響.....	3
3. 研究の概要	4
3. 1 研究の対象.....	4
3. 2 研究の着眼点.....	4
3. 3 研究の構成.....	5
4. 水理試験	8
4. 1 水理試験設備.....	8
4. 2 水理試験ケース.....	14
4. 3 水理試験結果.....	16
4. 4 水理試験のまとめ.....	23
5. 通過波検定試験結果のシミュレーション解析及び感度解析	27
5. 1 解析概要.....	27
5. 2 解析方法.....	27
5. 3 シミュレーション解析.....	28
5. 4 感度解析.....	32
6. 考察	37
6. 1 作用波の砕波発生の推定方法.....	37
6. 2 段波が構造健全性に与える影響.....	37
6. 3 段波に対する構造健全性評価の考え方.....	38
6. 4 段波に対する影響評価.....	41
7. 結論	42
謝 辞	42
参考文献	43
付録1 動的な荷重に対する構造物の応答	44
付録2 波圧試験結果における段波波圧作用時間の例.....	45
付録3 水理試験で採用されている相似則及び縮尺の考え方について.....	46
「防潮堤に作用する津波段波の影響について」の執筆者	51

表 目 次

表 4. 1	通過波検定試験ケース一覧	14
表 4. 2	波圧試験ケース一覧	14
表 4. 3	ひずみ試験ケース一覧	15
表 4. 4	対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備によるひずみ試験ケース一覧	15
表 5. 1	解析方法	27
表 5. 2	水の物性値	27
表 5. 3	水理試験シミュレーション解析ケース一覧	28
表 5. 4	感度解析ケース一覧	32

図 目 次

図 2. 1	防潮堤に作用する津波波圧	3
図 3. 1	本研究の構成	5
図 4. 1	水理試験設備の概要（通過波検定試験及び波圧試験）	9
図 4. 2	堤体に設置した波圧計の位置（波圧試験）	10
図 4. 3	波圧試験の状況	10
図 4. 4	水理試験設備の概要（ひずみ試験）	12
図 4. 5	堤体に設置した波圧計及びひずみゲージの位置（ひずみ試験）	13
図 4. 6	ひずみ試験の状況	13
図 4. 7	通過波検定試験における沖側波高及び浸水深	18
図 4. 8	最大段波波圧及び最大持続波圧の関係	19
図 4. 9	最大段波モーメント及び最大持続波モーメントの比較	20
図 4. 10	堤体前面浸水深、波圧時刻歴、ひずみ時刻歴並びに最大段波ひずみ 及び最大持続波ひずみの比較（水路底面勾配 0）	21
図 4. 11	堤体前面浸水深、波圧時刻歴、ひずみ時刻歴並びに最大段波ひずみ 及び最大持続波ひずみの比較（水路底面勾配 1/20）	22
図 4. 12	作用波の砕波前後の状態	23
図 4. 13	対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備による最大段波ひずみ及び最大 持続波ひずみの比較	26
図 5. 1	水理試験シミュレーション解析モデル（Case1）	28

図 5. 2	沖側波高及び浸水深 (Case1)	29
図 5. 3	沖側波高及び浸水深 (Case2)	30
図 5. 4	沖側波高及び浸水深 (Case3)	31
図 5. 5	感度解析モデルの水路底面形状	33
図 5. 6	沖側波高及び浸水深 (Case1-1、Case1-2、Case1-3)	35
図 5. 7	沖側波高及び浸水深 (Case2-1～Case2-5)	36
図 6. 1	最大段波ひずみ及び水深係数 3 相当ひずみの比較	39
図 6. 2	津波通過波における段波浸水深の例	40
図 6. 3	複数ケースでの最大段波ひずみ及び水深係数 3 相当ひずみの比較	40

本研究では下記のように用語を定義して用いた。

波圧	津波により防潮堤に作用する水平方向の圧力の総称
段波	津波先端部の波 段波には、津波の先端部が急峻な壁状となった後に砕波する場合の砕波段波と、津波の先端部が複数の波に分裂する場合の波状段波がある（例えば、津波の事典 ^(参1) ）。 本研究では、砕波段波を対象とした。
持続波	段波の後の津波本体の波
段波波圧	段波によって防潮堤に作用する、短時間で大きく変化する波圧 本研究では、堤体前面最大浸水深となる時刻より前の時間帯に生じるものとして整理した。
持続波圧	持続波によって防潮堤に作用する、長時間で一定の範囲の波圧 本研究では、堤体前面最大浸水深となる時刻より後の時間帯に生じるものとして整理した。
砕波	津波が海岸に近づくにつれ段波の周期は短く、波高は上昇するとともに波形勾配が大きくなり、その結果、波が砕ける現象
堤体	水理試験に用いた模擬防潮堤
作用波	水理試験及び解析に用いた模擬津波
沖側波高 $(h(t))$	沖側における作用波の高さの時刻歴
浸水深 $(\eta(t))$	堤体が無い場合の陸側における作用波の深さの時刻歴
段波浸水深 $(\eta_{i, \max_1st})$	堤体位置 i において、堤体が無い場合の段波に伴う作用波の深さの最大値
持続波浸水深 $(\eta_{i, \max_2nd})$	堤体位置 i において、堤体が無い場合の持続波に伴う作用波の深さの最大値
堤体前面浸水深 $(\eta h_i(t))$	堤体位置 i における作用波の深さの時刻歴
堤体前面最大浸水深 $(\eta h_{i, \max})$	堤体位置 i における作用波の深さの最大値
孤立波	単独の山又は谷だけが波形を変えず一定の速度で伝播する波 本研究では、水理試験時の造波装置の変位挙動により作用波を発生させた。

$$\text{変位挙動} = \frac{A}{2} \tanh \left\{ 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{1}{2} \right) \right\} + \frac{A}{2}$$

A：造波装置の振幅　T：造波装置の作動時間

t：時間（ $0 \leq t \leq T$ ）

最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$)	段波により位置 i の堤体の各測定点で計測される波圧の最大値
最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$)	持続波により位置 i の堤体の各測定点で計測される波圧の最大値
最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$)	各測定点で計測された最大段波波圧から算出した位置 i の堤体基部に作用する曲げモーメント
最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$)	各測定点で計測された最大持続波圧から算出した位置 i の堤体基部に作用する曲げモーメント
最大段波ひずみ ($\varepsilon_{i, \max_1st}$)	段波の作用により位置 i の堤体の各測定点で計測されるひずみの最大値
最大持続波ひずみ ($\varepsilon_{i, \max_2nd}$)	持続波の作用により位置 i の堤体の各測定点で計測されるひずみの最大値
水深係数	波圧と浸水深に相当する静水圧との比を表す無次元数
水深係数 3	国土交通省の「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」 ^(参2) (以下「国交省の暫定指針」という。) では、防潮堤に作用する津波波圧は設計用浸水深の 3 倍の高さに相当する静水圧より求めることとしており、この 3 を「水深係数 3」とする。
水深係数 3 相当ひずみ ($\varepsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$)	国交省の暫定指針の水深係数 3 の考え方を適用したもので、段波浸水深の 3 倍に相当する静水圧が作用した場合に位置 i の堤体に生じるひずみ
汀線	本研究では、海岸線を意味する用語として水理試験及び解析に使用
フルード数 (Fr)	流体の慣性力と重力との比を表す無次元数で、流体の性状を示す指標の一つ 本研究では、以下の式により堤体位置 i におけるフルード数 (Fr) を求めた。

$$Fr = \frac{v_i}{\sqrt{g\eta_{i,\max}}}$$

$\eta_{i,\max}$: 堤体位置 i において、堤体が無い場合の作用波の深さの最大値

v_i : 作用波深さの最大値発生時点の流速

g : 重力加速度

1. 序論

平成 25 年 7 月に施行された「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」^(参3)（平成 25 年原子力規制委員会規則第 5 号。以下「設置許可基準規則」という。）の第 5 条では、津波による損傷の防止のため、「設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波（以下「基準津波」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。」と規定している。この規定は「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」^(参4)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）で「別記 3 のとおりとする。」とされ、別記 3 の 3. に、この規定を満たすための基準津波に対する設計基準対象施設の設計に当たっての方針として、S クラスに属する設備を内包する建屋及び S クラスに属する設備に対しては、「基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備を設置すること。」を求めている。

また、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」^(参5)（平成 25 年原子力規制委員会規則第 6 号）の第 6 条においても、津波による損傷の防止のため、「設計基準対象施設が基準津波により安全機能が損なわれるおそれがないよう、防護措置その他の適切な措置を講じなければならない。」と規定し、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」^(参6)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では第 6 条として、上述の設置許可基準規則の解釈と同様の内容を求めている。

これらの規定に関して、基準津波策定の厳格な妥当性確認に活用することを目的として策定した「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」^(参7)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では、荷重の設定に関して、「5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件」の 5.1 (2) ②において、「a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針^(参2)等）及びそれらの適用性」とし、その設定の考え方を確認することとしている。

さらに、工事計画認可に係る審査において、耐津波設計の厳格な妥当性確認に活用することを目的として策定した「耐津波設計に係る工認審査ガイド」^(参8)（平成 25 年 6 月 19 日原子力規制委員会決定）では、「4.5 荷重評価」の ①において、「d) 入力津波の伝播及び遡上解析では、施設に作用する津波波圧の経時変化（段波波圧、持続波圧）に留意し、特に波圧が大きくなる段波波圧（衝撃波圧）が発生する場合、施設への影響を検討していることを確認する。また、衝撃的な波圧については、ばらつきが大きくなることから、規格及び基準類、既往の研究等を参考にして、衝撃的な波圧を考慮した、荷重係数等の安全係数を設定していることを確認する。」等を求めている。

平成 26 年 12 月に公開した NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」^(参9)（NTEC-2014-4001。以下「第一報」という。）では、持続波圧を対象に、国交省の暫定指針の水深係数 3 を防潮堤設計に適用するに当たって、その適用範囲を明確にするため水理試験及び解析を実施した。この結果、フルード数が大きくなるに従っ

て水深係数も大きくなるが、フルード数が 1 以下の範囲では水深係数は 3 を超えないことを確認した。

本研究では、段波により防潮堤に作用する波圧や構造健全性への影響を明確にすることを目的に、水理試験及び解析を実施し、その影響を確認するとともに、国交省の暫定指針の考え方の適用性についても確認した。

2. 防潮堤に作用する津波

2. 1 防潮堤に作用する波圧の概要

防潮堤に作用する津波波圧は図 2.1 に示すように、段波波圧と持続波圧がある。段波波圧は、最初に防潮堤に衝突する津波が与える短時間で大きく変化する波圧のことである。一方、持続波圧は、段波波圧の後の継続時間の長い波圧のことであり、防潮堤には長時間で一定の範囲の波圧が作用する。防潮堤の設計に当たっては、このような2種類の津波波圧を考慮する必要がある。

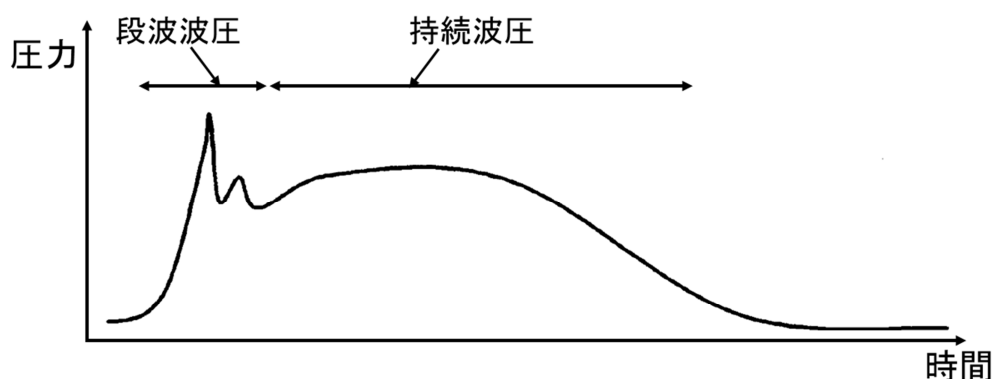


図 2. 1 防潮堤に作用する津波波圧

Figure 2. 1 Tsunami Pressure Acting on a Seawall.

2. 2 段波による防潮堤の構造健全性への影響

段波波圧は、津波が構造物に作用する際の条件によりその大きさや作用時間が大きく異なるが、構造物の直前で津波が砕波しそのまま衝突した場合等には非常に大きくなるとの報告（例えば、日本建築学会^(参 10)、耐波工学^(参 11)）がある。また、構造物に段波による衝撃的な波圧が作用する場合、波圧の作用時間と構造物の固有周期との関係によって構造物の応答が異なることから、構造物の応答特性を考慮した検討（例えば、林^(参 12)）がなされている。

本研究ではこれらの既往研究を踏まえ、防潮堤に対する段波の構造健全性への影響評価に当たっては、砕波に伴う波圧の値の大きさだけでなく、防潮堤の応答についても考慮した。

3. 研究の概要

3. 1 研究の対象

段波には、津波の先端部が急峻な壁状となった後に碎波する場合の碎波段波と、津波の先端部が複数の波に分裂する場合の波状段波があり、両波の先端部の形状はいずれも急峻な壁状となる。ここで、波状段波については、既に多くの検討があり、発生条件や波力算定に係る評価手法が提案されているため（例えば、国土交通省港湾局のガイドライン^(参 13)）、本研究では碎波段波を対象とした。

津波防護施設として原子力施設に設置される防潮堤は、鉄筋コンクリート製又は鋼製の直立壁タイプ及びセメント改良土等を用いた盛土タイプに大別される。本研究では防潮堤に作用する津波の特性を考慮し、津波による曲げ荷重の影響が大きいと考えられる直立壁タイプを対象とした。

3. 2 研究の着眼点

段波波圧は、波圧の値そのものは大きいが、作用する領域は局所的であり、かつ、時間的に分散する特性を有し、一方、持続波圧は、段波波圧と比べ波圧の値そのものは小さいが、防潮堤の比較的広い領域に、長時間で一定の範囲の波圧が作用する特性を有している。

このような両者の特性の差異により、段波と持続波の防潮堤の構造健全性に与える影響の度合いは異なると考えられる。これより、本研究では、段波と持続波の波圧の値とともに防潮堤の応答にも着目し、両者の相対的な比較を行うことで、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響の検討を行った。

また、津波の碎波によって大きな段波波圧を伴う場合があることを踏まえ、碎波発生の有無等を解析的に推定するための検討を行った。

3. 3 研究の構成

本研究は図 3.1 に示すように、水理試験、解析及び段波に対する構造健全性の評価から構成される。

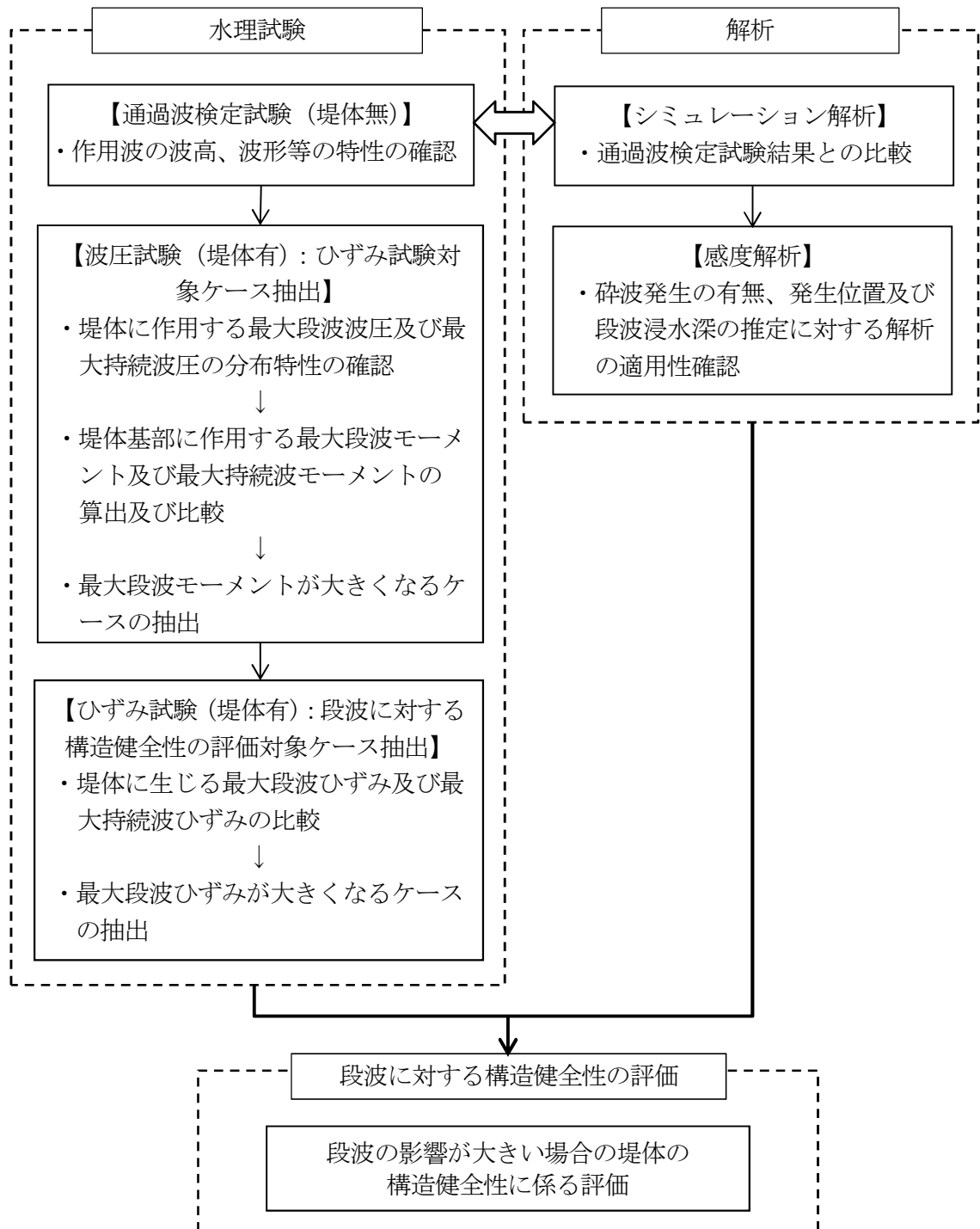


図 3. 1 本研究の構成

Figure 3. 1 Overall Framework of the Study.

3. 3. 1 水理試験

(1) 水理試験の概要

通過波検定試験、波圧試験及びひずみ試験の 3 種類を実施した。試験では、津波の海上伝播及び陸への遡上を模擬することのできる水路を用い、造波装置により津波を模擬した作用波を発生させた。水路底面の勾配等を試験パラメータとし、実規模に換算して海岸線近傍から陸側 100m 程度までを模擬した（対実規模縮尺：1/40）。

なお、水理試験及び水理試験データの整理は、委託研究事業の受託者である国立研究開発法人港湾空港技術研究所が実施した。

(2) 水理試験における考慮事項

①水路底面勾配の設定

段波波圧の大きさは、作用波の碎波発生の有無及び碎波位置に関係し、さらに、碎波発生は海底勾配と関係がある。

波圧試験及びひずみ試験では上記の関係を把握するため、複数の水路底面勾配を設定した。

②堤体の固有周期の設定

一般的に、動的荷重が作用する場合の構造物の応答は、動的荷重の作用時間と構造物の固有周期との関係に影響され、作用時間が固有周期に近い場合には共振し応答は大きくなる。段波に対する堤体の応答に関しても同様の傾向があると考えられることから、ひずみ試験では、段波波圧の作用時間とほぼ等しい固有周期を有する堤体を用いた。

(3) 水理試験の手順

図 3.1 に示すように水理試験ケースごとに、段波及び持続波に係る曲げモーメント及びひずみの大きさの比較を行い、構造健全性評価の検討対象とする段波の影響の大きいケースを抽出した。

①通過波検定試験

堤体が無い場合の作用波の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を測定し、作用波の特性を確認した。

②波圧試験

堤体壁面の波圧測定点に作用する最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$) を計測した。

本試験で得た最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$) の波圧分布より両者の特性を確認した。

さらに、③ひずみ試験の対象ケースを選定することを目的に、堤体基部に作用する最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$) を算出して両者を比較し、最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) が大きくなるケースを抽出した。

③ひずみ試験

波圧試験では、段波の影響が大きくなる場合として堤体位置汀線のうちの一部のケースを抽出した。このケースを対象に、堤体壁面のひずみ測定点に生じる最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_2nd}$) を計測した。

本試験で得た最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_2nd}$) を比較し、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) が大きくなるケースを抽出した。

さらに、堤体のひずみデータの拡充を目的に、対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備を用いたひずみ試験を行った。対実規模縮尺 1/10 の水理試験には、第一報^(参9)の設備を用いた。

3. 3. 2 解析

通過波検定試験のシミュレーション解析を行い、水理試験結果と比較することでモデル化及び解析手法の妥当性を確認した。

さらに、水路底面勾配及び汀線での水深をパラメータとした感度解析を行い、堤体近傍での碎波発生の有無、発生位置及び段波浸水深の推定に対する解析の適用性を確認した。

3. 3. 3 段波に対する堤体の構造健全性に関する評価

ひずみ試験で抽出した、段波による影響が持続波よりも大きくなるケースを対象に、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方の適用性等、段波に対する堤体の構造健全性の評価を行った。

4. 水理試験

4. 1 水理試験設備

4. 1. 1 通過波検定試験及び波圧試験

図 4.1 に通過波検定試験及び波圧試験を実施した水理試験設備の概要、図 4.2 に堤体に設置した波圧計の位置、図 4.3 に試験の状況を示す。水路は全長 105m、幅 0.78m で、波高計 WG₁ 位置（堤体位置から 28.6m）での水深は 1.275m である。堤体は、高さ 1.0m、幅 0.26m、厚さ 0.46m のコンクリート製の壁 3 体で構成した。

通過波検定試験は 4 ケースの水路底面勾配で堤体を設置せずに実施した（表 4.1 参照）。波圧試験は 4 ケースの水路底面勾配ごとに、堤体位置は汀線、汀線から陸側へ 1.25m 及び 2.5m に設置した全 12 ケースを実施した（表 4.2 参照）。

（1）計測項目及び計測データ収録

計測項目は、沖側波高（ $h(t)$ ）、浸水深（ $\eta(t)$ ）、段波浸水深（ $\eta_{i, \max_1st}$ ）、持続波浸水深（ $\eta_{i, \max_2nd}$ ）、最大段波波圧（ $P_{i, \max_1st}$ ）及び最大持続波圧（ $P_{i, \max_2nd}$ ）であり、データ収録のサンプリング間隔は、0.0005 秒（2000Hz）とした。

（2）計測センサ

波高及び波圧の計測には、波高計 10 個、波圧計 30 個の計測センサを用いた。これらには、ノイズ対策と防水対策を施した。

①波高計

水路上の波高及び遡上後の浸水深は、容量式波高計を用いて測定した。図 4.1 に示した位置に波高計を 10 個（WG₁～WG₁₀）設置した。波高計の測定範囲は、WG₁～WG₆ が 0～1000mm、WG₇ が 0～1200 mm、WG₈～WG₁₀ が 10～1200 mm であり、精度は、±0.5%/FS（FS：フルスケール）である。

②波圧計

堤体に作用する波圧は、ひずみ式波圧計を用いて測定した。図 4.2 に示した堤体の壁面に波圧計を 30 個（PG₁～PG₃₀）設置した。波圧計の測定範囲は、0～19.6kN/m² であり、精度は±1%程度である。

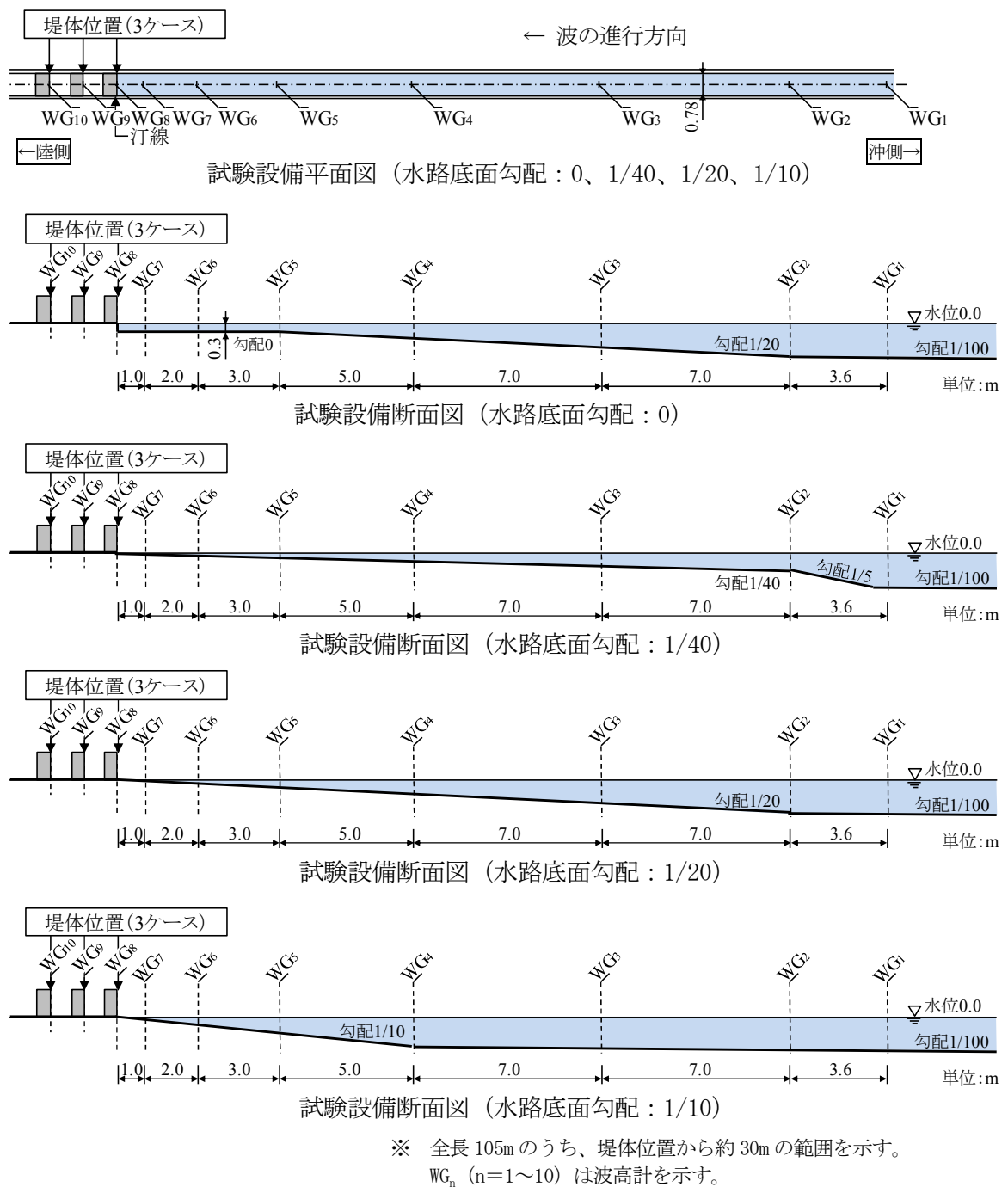
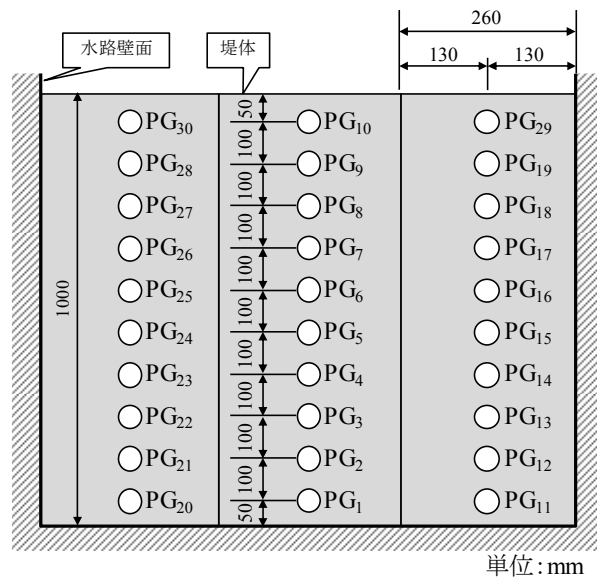


図 4. 1 水理試験設備の概要（通過波検定試験及び波圧試験）

Figure 4. 1 Two-dimensional Wave Flumes for Tsunami Run-up Tests and Tsunami Pressure Tests.



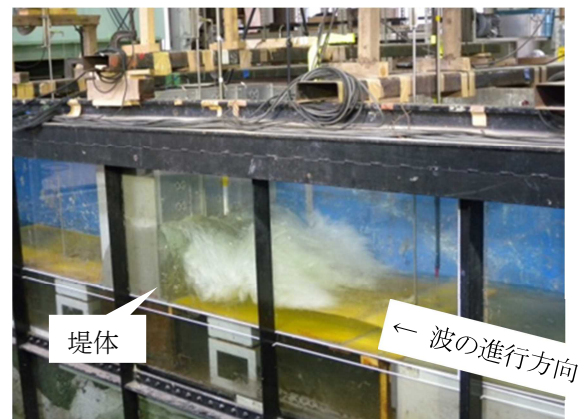
※ PG_n (n=1~30) は波圧計を示す。

図 4. 2 堤体に設置した波圧計の位置 (波圧試験)

Figure 4. 2 Positions of Pressure Gauges on the Seawall Model for Tsunami Pressure Tests.



堤体設置前



堤体設置後

(国立研究開発法人港湾空港技術研究所提供)

図 4. 3 波圧試験の状況

Figure 4. 3 Overview of a Tsunami Pressure Test.

4. 1. 2 ひずみ試験

図 4.4 にひずみ試験を実施した水理試験設備の概要、図 4.5 に堤体に設置した波圧計及びひずみゲージの位置、図 4.6 に試験の状況を示す。水路の基本的な諸元は波圧試験と同一であるが、ひずみ試験では水路底面勾配は 2 ケースとし、堤体を汀線位置に設置した（表 4.3 参照）。堤体は底部を幅広くしたフーチングを有する構造であるため、直立壁部前面は汀線から 0.224m 陸側に位置している。なお、この 2 ケースは、後述する最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) が大きくなるケースに対応している。

堤体は、直立壁型で高さ 1.0m、幅 0.26m、厚さ 0.012m の鋼製の壁 3 体で構成した。堤体の固有周期は、大きなひずみ応答が得られるようにするため、段波波圧の作用時間が 0.05 ～0.3 秒程度であることを踏まえ、同程度の 0.1、0.2 及び 0.3 秒の 3 種類とした（付録 1、付録 2 参照）。対実規模縮尺 1/40 の堤体の固有周期は 0.1、0.2 及び 0.3 秒であることから、実規模の防潮堤の固有周期は 0.6、1.3 及び 1.9 秒に相当する（付録 3 参照）。

（1）計測項目及び計測データ収録

計測項目は、沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$)、堤体前面浸水深 ($\eta h_i(t)$)、堤体前面最大浸水深 ($\eta h_{i, \max}$)、段波浸水深 ($\eta_{i, \max_1st}$)、持続波浸水深 ($\eta_{i, \max_2nd}$)、最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$)、最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$)、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_2nd}$) であり、データ収録のサンプリング間隔は 0.0005 秒 (2000Hz) とした。

（2）計測センサ

波高、波圧及びひずみの計測には、波高計 10 個、波圧計 24 個、ひずみゲージ 9 個の計測センサを用いた。これらには、ノイズ対策と防水対策を施した。

①波高計

水路上の波高及び遡上後の浸水深は、容量式波高計を用いて測定した。図 4.4 に示した位置に波高計を 10 個 ($WG_1 \sim WG_{10}$) 設置した。波高計の測定範囲は、 $WG_1 \sim WG_6$ が 0 ～1000mm、 WG_7 が 0～1200 mm、 $WG_8 \sim WG_{10}$ が 10～1200 mmであり、精度は、 $\pm 0.5\%/FS$ (FS : フルスケール) である。

②波圧計

堤体に作用する波圧は、ひずみ式波圧計を用いて測定した。図 4.5 に示した堤体の壁面に波圧計を 24 個 ($PG_1 \sim PG_7$ 、 $PG_{11} \sim PG_{20}$ 、 $PG_{21} \sim PG_{27}$) 設置した。堤体高さ 250mm 以下に設置されている波圧計の測定範囲は 0～19.6kN/m²、それ以外の波圧計の測定範囲は、0～98.1kN/m² であり、精度は、 $\pm 1\%$ 程度である。

③ひずみゲージ

堤体の応答は、単軸ひずみゲージを用いて測定した。図 4.5 に示した堤体の裏面にひずみゲージを 9 個 (SG₁~SG₉) 設置した。ひずみゲージの測定範囲は、0~±50000μ であり、精度は、±1%程度である。

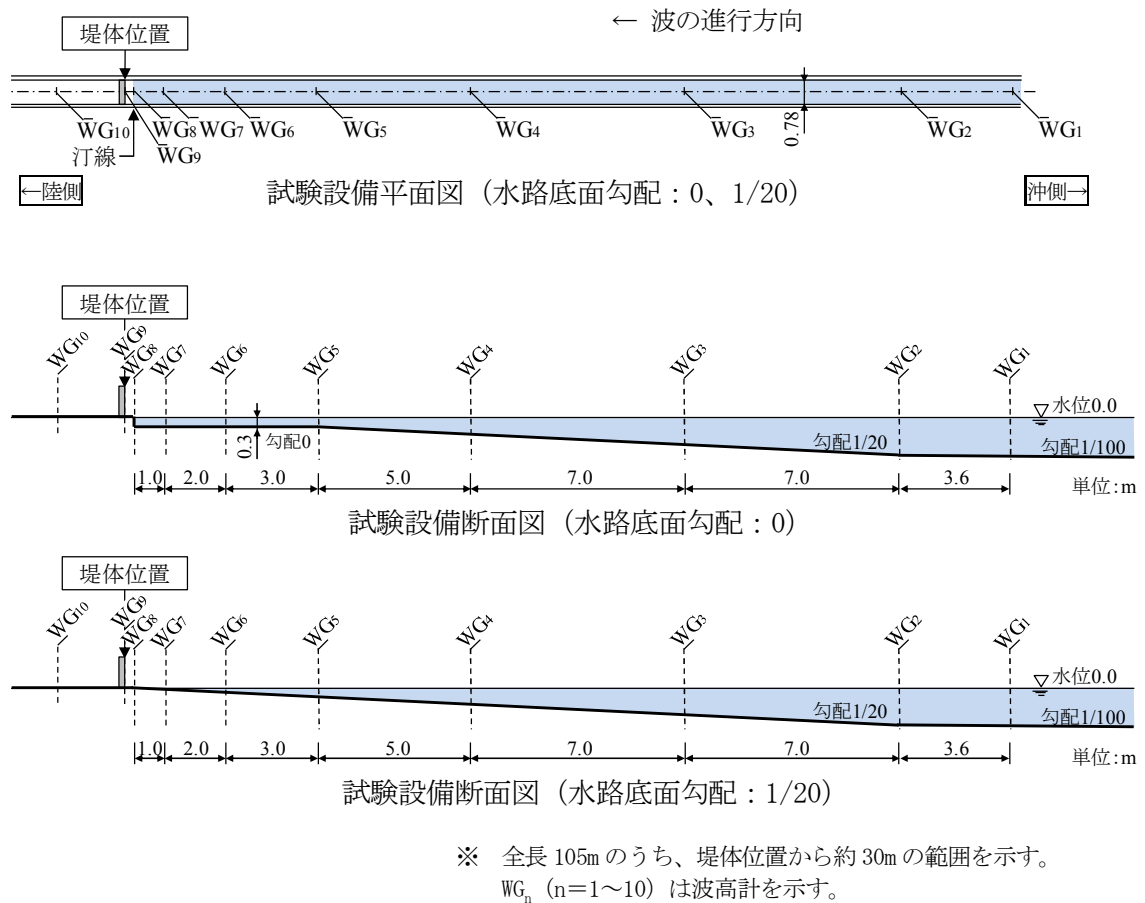
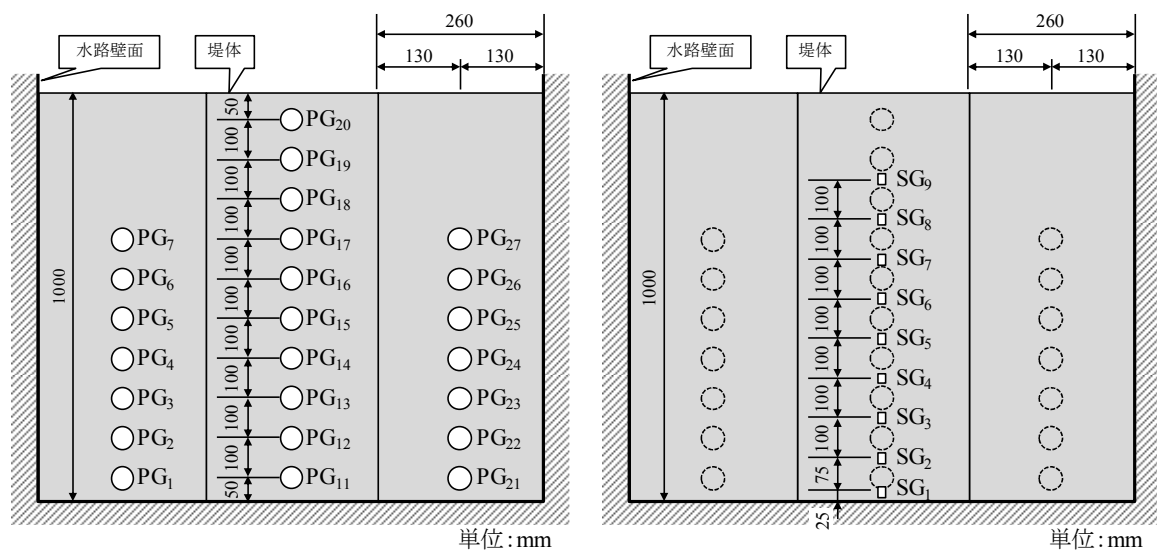


図 4. 4 水理試験設備の概要（ひずみ試験）

Figure 4. 4 Two-dimensional Wave Flumes for Strain Tests.



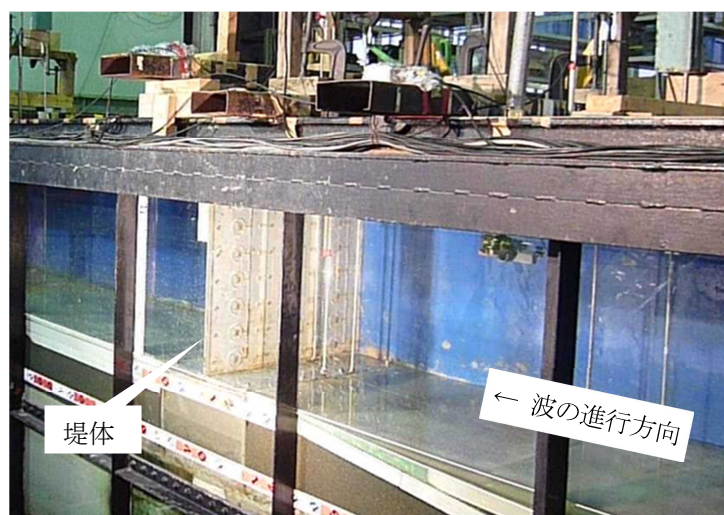
堤体模型正面（沖側壁面）

堤体模型裏面（陸側壁面）

※ PG_n ($n=1\sim7, 11\sim20, 21\sim27$) は波圧計を、 SG_n ($n=1\sim9$) はひずみゲージを示す。

図 4. 5 堤体に設置した波圧計及びひずみゲージの位置（ひずみ試験）

Figure 4. 5 Positions of Pressure Gauges and Strain Gauges on the Seawall Model for Strain Tests.



堤体設置状況

(国立研究開発法人港湾空港技術研究所提供)

図 4. 6 ひずみ試験の状況

Figure 4. 6 Overview of a Strain Test.

4. 2 水理試験ケース

試験に当たっては、水路底面勾配及び堤体位置を試験パラメータとし、作用波は孤立波とした。

(1) 通過波検定試験

堤体が無い場合の各測定点における沖側波高 ($h(t)$) と浸水深 ($\eta(t)$) を測定した。試験ケースを表 4. 1 に示す。

表 4. 1 通過波検定試験ケース一覧

Table 4. 1 Setting of Tsunami Run-up Tests.

試験条件				試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	孤立波の沖側波高 (沖側 28. 6m 位置での 目標値 : m)	
通過波検定試験	0 (汀線での水深 0. 3m)	無し	0. 2	3 回
	1/40 (汀線での水深 0m)			10 回
	1/20 (汀線での水深 0m)			3 回
	1/10 (汀線での水深 0m)			2 回

(2) 波圧試験

堤体壁面の波圧測定点 (図 4. 2 参照) における最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$) を測定した。試験ケースを表 4. 2 に示す。

表 4. 2 波圧試験ケース一覧

Table 4. 2 Setting of Tsunami Pressure Tests.

試験条件				試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	孤立波の沖側波高 (沖側 28. 6m 位置での 目標値 : m)	
波圧試験	0 (汀線での水深 0. 3m)	汀線 1. 25 2. 50	0. 2	各堤体位置に 対して 15 回
	1/40 (汀線での水深 0m)			各堤体位置に 対して 15 回
	1/20 (汀線での水深 0m)			各堤体位置に 対して 15 回
	1/10 (汀線での水深 0m)			各堤体位置に 対して 15 回

(3) ひずみ試験

堤体壁面のひずみ測定点（図 4.5 参照）における最大段波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_{1st}}$ ）及び最大持続波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_{2nd}}$ ）を測定した。試験ケースを表 4.3 に示す。

また、対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備^(参9)を用いて、最大段波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_{1st}}$ ）及び最大持続波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_{2nd}}$ ）を測定した。試験ケースを表 4.4 に示す。水理試験設備は水路長さ 184m、幅 3.5m である。汀線位置に設置した堤体は、高さ 2.0m、幅 1.1m の鋼製の壁 3 体で構成され、厚さ 0.05m の堤体の固有周期は 0.1 秒とした。汀線近傍で碎波が発生し大きな段波波圧の作用が見込めるように、水路底面勾配は 0 に設定した。なお、作用波は正弦波とした。

表 4. 3 ひずみ試験ケース一覧

Table 4. 3 Setting of Strain Tests.

試験条件				試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	孤立波の沖側波高 (沖側 28.6m 位置で の目標値：m)	
ひずみ試験	0 (汀線での水深 0.3m)	汀線	0.2	15 回
	1/20 (汀線での水深 0m)			15 回

表 4. 4 対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備によるひずみ試験ケース一覧

Table 4. 4 Setting of Strain Tests by the 1/10 Scale Flume.

試験条件				試験回数
試験	水路底面 勾配	堤体位置 (m)	正弦波の沖側波高 (沖側 80.5m 位置で の目標値：m)	
ひずみ試験	0 (汀線での水深 1.0m)	汀線	0.6	3 回

4. 3 水理試験結果

通過波検定試験、波圧試験及びひずみ試験の結果を以下に示す。

(1) 通過波検定試験

表 4.1 に示す条件で試験を行った。試験から得た各測定点における作用波の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を図 4.7 に示す。

(2) 波圧試験

表 4.2 に示す条件で試験を行った。試験から得た最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$) の関係を図 4.8 に示す。また、堤体基部に作用する最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$) の比較を図 4.9 に示す。

最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$) は (3) ひずみ試験の対象ケースを選定することを目的に、最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_2nd}$) の計測値から式 (4.1) 及び式 (4.2) を用いて算出した。

最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$) は、波圧計ごとに計測された段波及び持続波の波圧の最大値、負担面積及び堤体下端から波圧計の中心位置までの高さを乗じたものを全波圧計について積算することで求めた。各波圧計の負担面積は、波圧計の設置状況から 0.026m^2 (幅 0.26m 、高さ 0.1m の矩形面積) とした。

最大段波波圧 ($P_{i, \max_1st}$) は、作用する領域が局所的であり、かつ、時間的に分散する特性を有しているが、この最大値は同一時刻に発生すると見なし最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) を算出した。

したがって、図 4.9 の最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) は、実際値に比べ保守的な値となるため、ひずみ試験の対象ケースも同様に保守的な選定になったと考えられる。

$$M_{i, \max_1st} = \sum_{n=1}^{30} P_{i, \max_1st, n} a l_n \quad (4.1)$$

$$M_{i, \max_2nd} = \sum_{n=1}^{30} P_{i, \max_2nd, n} a l_n \quad (4.2)$$

ここで、

$P_{i, \max_1st, n}$: 位置 i の堤体における各波圧計 PG_n での段波波圧の最大値

$P_{i, \max_2nd, n}$: 位置 i の堤体における各波圧計 PG_n での持続波圧の最大値

a : 各波圧計の負担面積 (0.026m^2)

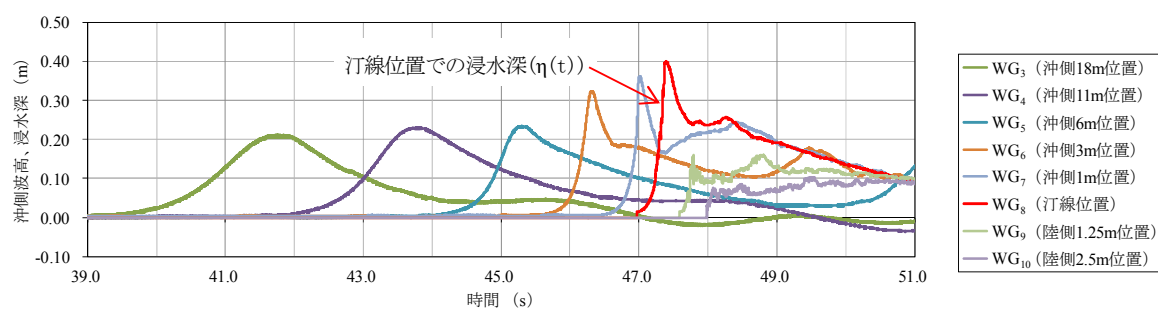
l_n : 堤体下端から各波圧計 PG_n の中心位置までの高さ

(3) ひずみ試験

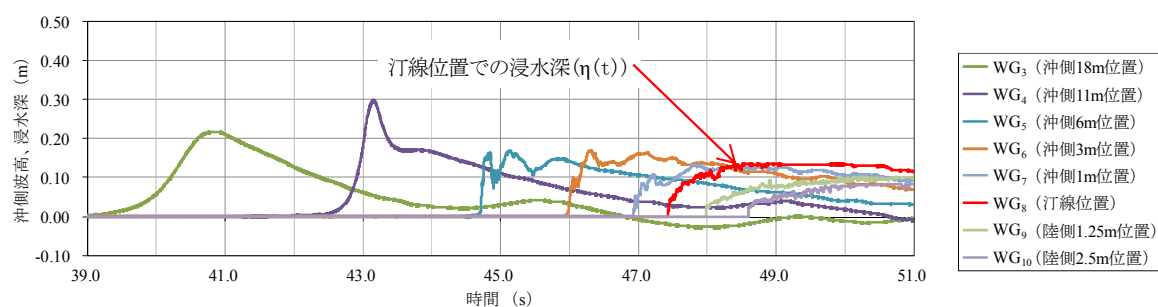
表 4.3 に示す条件で試験を行った。固有周期の異なる 3 種類の堤体のうち、ひずみ応答が大きかった固有周期 0.3 秒の堤体を用いた試験から得た堤体前面浸水深 ($\eta h_i(t)$)、波圧時刻歴、ひずみ時刻歴並びに最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) 及び最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_2nd}$) の比較を図 4.10 及び図 4.11 に示す。

(2) 波圧試験では、水理試験 3 ケースにおいて、最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) が最大持続波モーメント ($M_{i, \max_2nd}$) よりも大きくなったが、特に最大段波モーメント ($M_{i, \max_1st}$) が大きくなった、水路底面勾配 0 で堤体位置汀線及び水路底面勾配 1/20 で堤体位置汀線の 2 ケースを対象に、段波に対する堤体の構造健全性評価の視点から、ひずみ試験を行った。

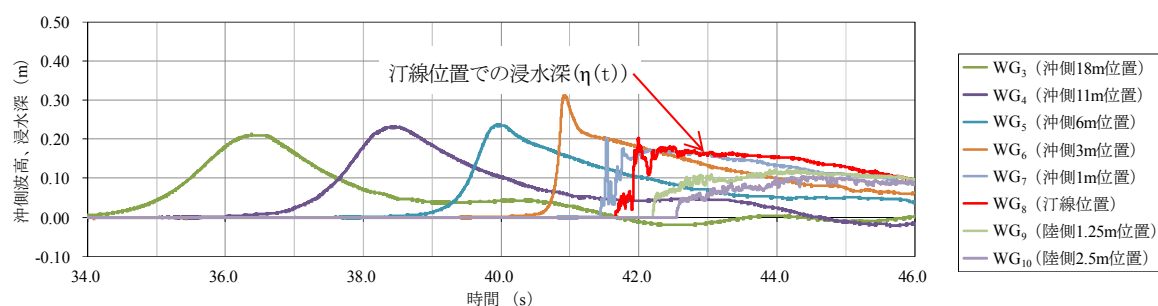
なお、既往研究(例えば、有川^(参 14))及び本研究の水理試験結果を踏まえ、堤体前面浸水深 ($\eta h_i(t)$) において堤体前面最大浸水深 ($\eta h_{i, \max}$) となる時刻より前の時間帯を段波波圧の発生領域、それよりも後の時間帯を持続波圧の発生領域として整理した。



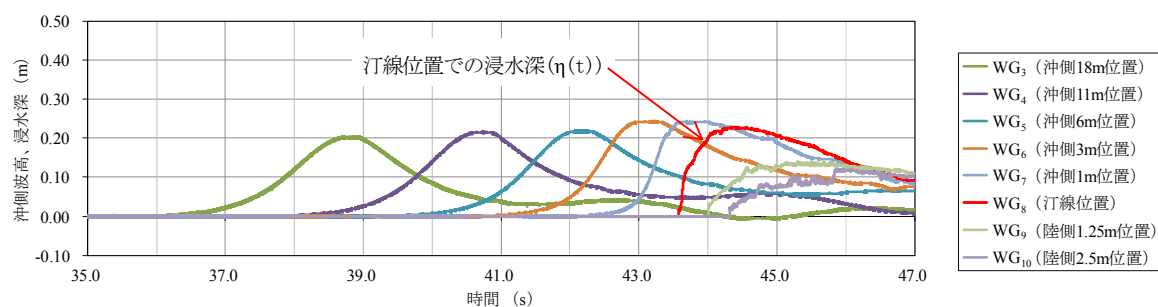
水路底面勾配 : 0



水路底面勾配 : 1/40



水路底面勾配 : 1/20



水路底面勾配 : 1/10

図 4. 7 通過波検定試験における沖側波高及び浸水深

Figure 4. 7 Time History of Offshore and Run-up Wave Height for Tsunami Run-up Tests.

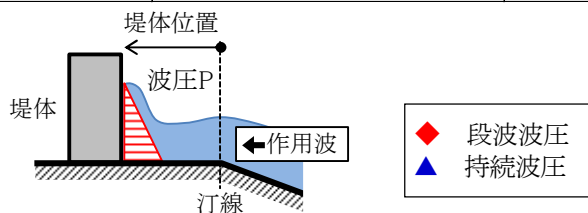
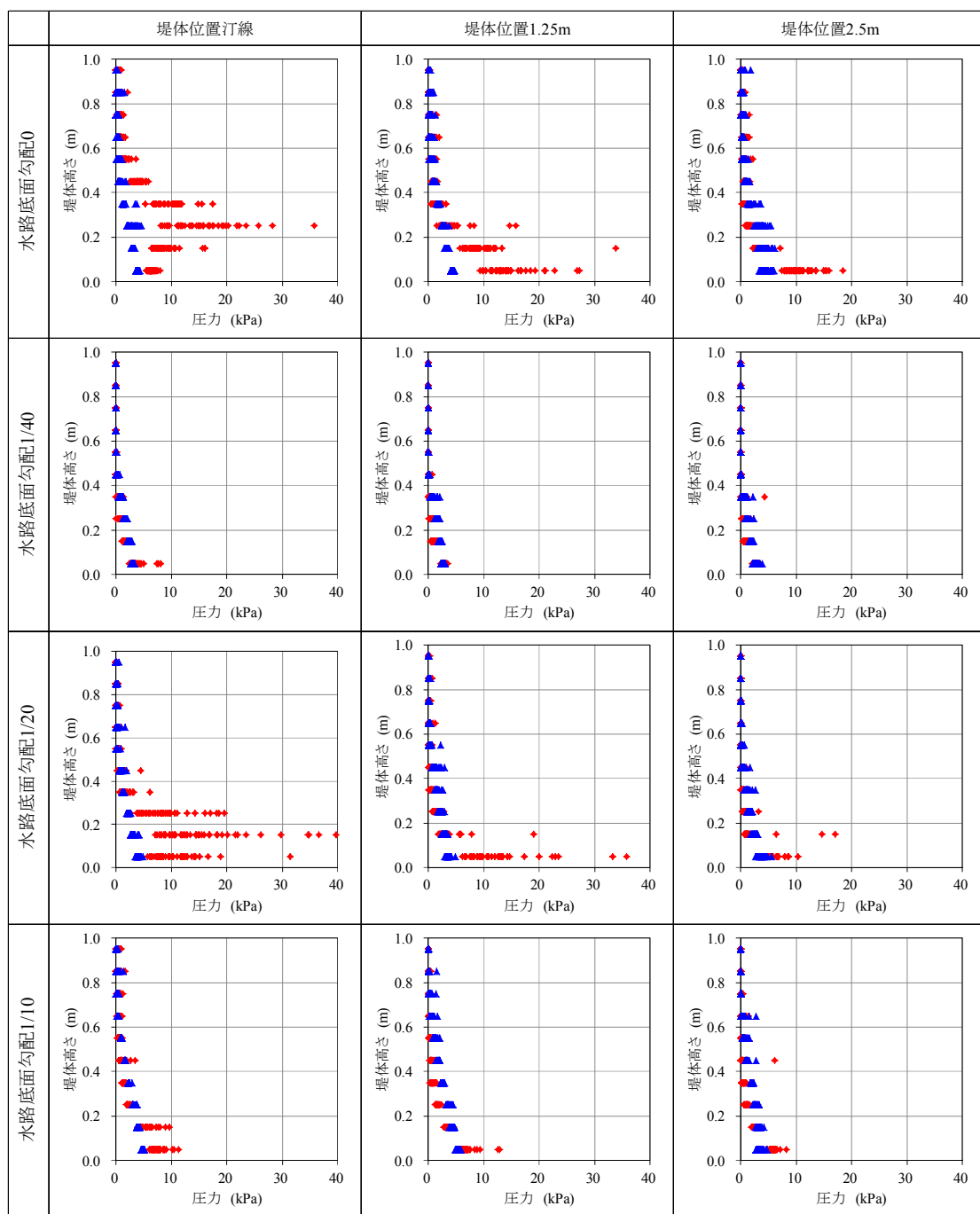


図 4. 8 最大段波波圧及び最大持続波圧の関係

Figure 4. 8 Relationship between Maximum Bore Pressure and Maximum Sustainable Pressure.

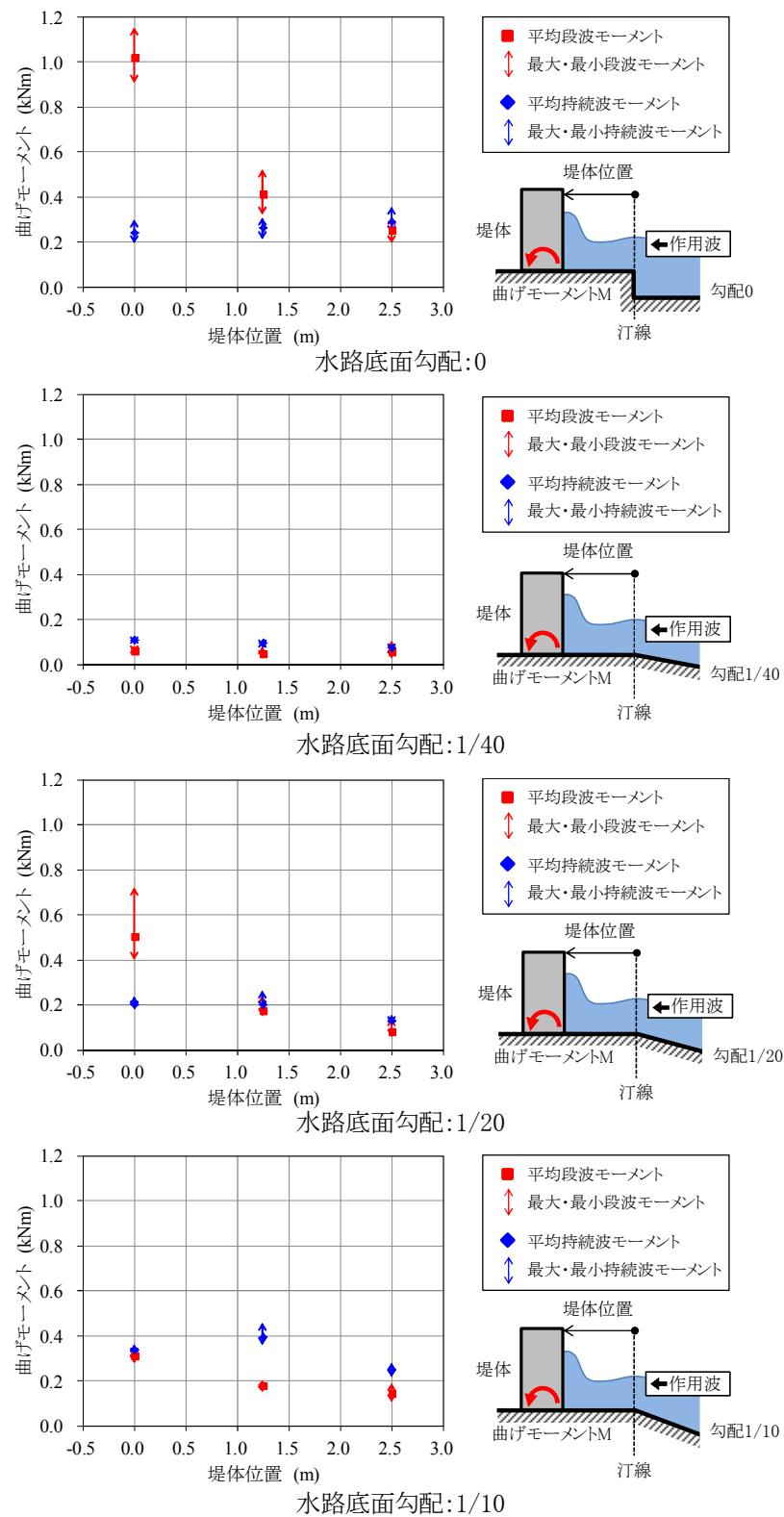
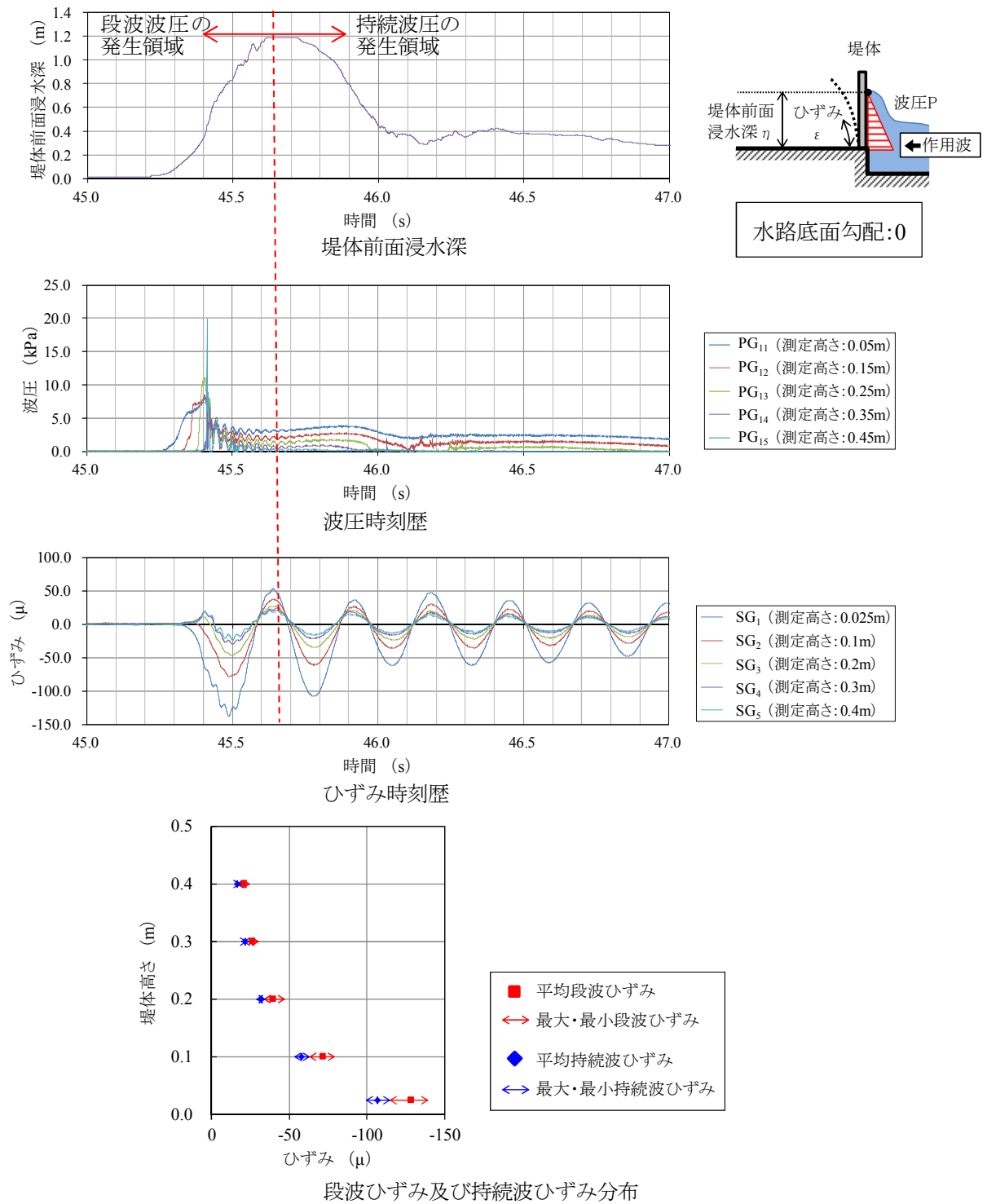


図 4. 9 最大段波モーメント及び最大持続波モーメントの比較

Figure 4. 9 Comparison between Maximum Bending Moments due to Bore Pressure and Sustainable Pressure.



水路底面勾配 : 0、堤体位置 : 汀線

図 4. 10 堤体前面浸水深、波圧時刻歴、ひずみ時刻歴並びに最大段波ひずみ及び最大持続波ひずみの比較（水路底面勾配 0）

Figure 4. 10 Time History of Wave Height in Front of the Model, Tsunami Pressure, and Strain of Model (above), and Comparison between Maximum Strains due to Bore Pressure and Sustainable Pressure (below) where Bed Slope is Zero.

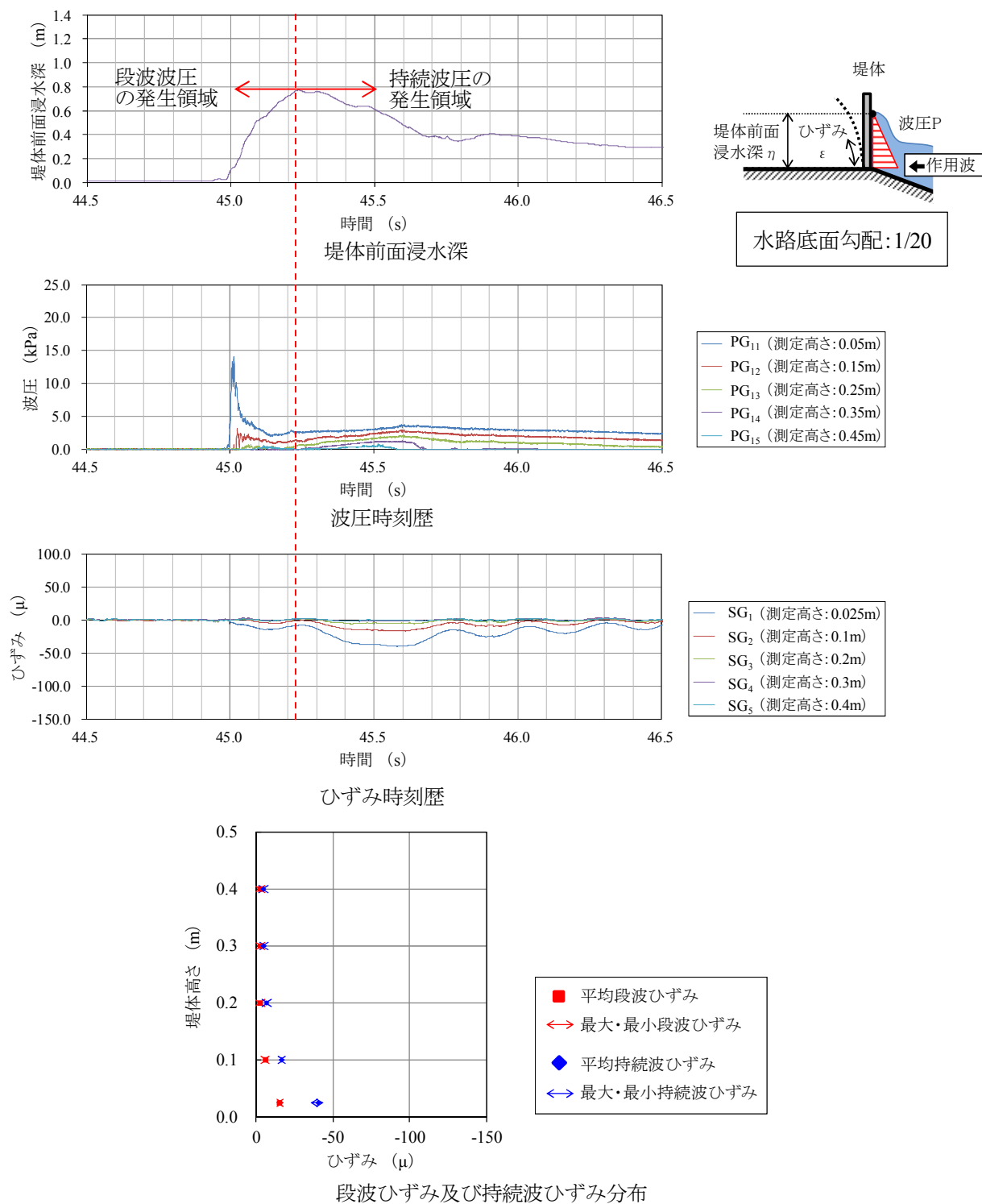


図 4. 11 堤体前面浸水深、波圧時刻歴、ひずみ時刻歴並びに最大段波ひずみ及び最大持続波ひずみの比較 (水路底面勾配 1/20)

Figure 4. 11 Time History of Wave Height in Front of the Model, Tsunami Pressure, and Strain of Model (above), and Comparison between Maximum Strains due to Bore Pressure and Sustainable Pressure (below) where Bed Slope is 1/20.

4. 4 水理試験のまとめ

(1) 通過波検定試験

①水路底面勾配 0

作用波の沖側波高 ($h(t)$) は汀線付近で上昇し、周期が短くなる砕波直前の状態が計測された (WG_8) (図 4. 12 参照)。

これは、作用波が汀線よりやや沖側で短い周期の高い波高に成長したことに加え、汀線部が直立した護岸形状であるため、護岸部分での作用波の反射により先端部の波高が更に上昇したことによると考えられる。

さらに、作用波の遡上に伴う砕波後の状態が計測された (WG_9) (図 4. 12 参照)。

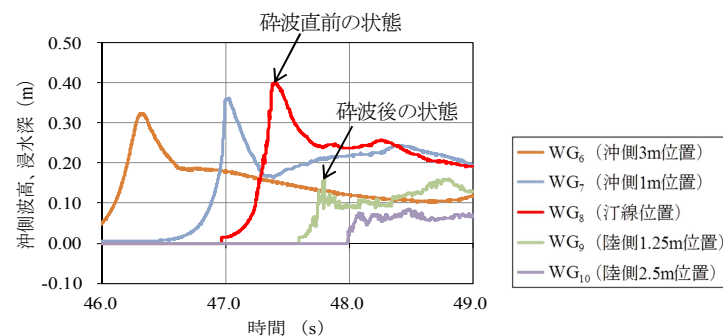


図 4. 12 作用波の砕波前後の状態

Figure 4. 12 State Before and After the Wave-Breaking.

②水路底面勾配 1/40

作用波は汀線より遠方の沖側で砕波が発生しており ($WG_4 \sim WG_5$)、汀線位置での浸水深 ($\eta(t)$) では比較的なだらかな波形が計測された (WG_8)。

これは、水路底面が緩やかな勾配で遠方での水深が既に浅くなっているため、作用波は遠方で砕波した後に、遡上に至ったことによると考えられる。

③水路底面勾配 1/20

作用波は汀線よりやや沖側で砕波が発生し、その後の遡上に伴い浸水深 ($\eta(t)$) は低下した ($WG_6 \sim WG_{10}$)。さらに、汀線位置では短い周期の高い波高が計測されたが、水路底面勾配 0 のように顕著なものではなかった (WG_8)。

これは、水深が徐々に浅くなるため、汀線に比較的近い沖側 ($WG_6 \sim WG_7$) で砕波が発生したことによると考えられる。

④水路底面勾配 1/10

作用波の沖側波高 ($h(t)$) は汀線に近づくと徐々に上昇し、汀線位置では比較的なだらかな波形が計測された (WG_8)。

これは、水路底面が比較的急勾配で急激に水深が浅くなるため、砕波には至らずに遡上したことによると考えられる。

(2) 波圧試験

①波圧

大部分のケースにおいて、堤体の波圧測定点で計測された最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波圧 ($P_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きく、特に堤体高さの中間部から下部に作用する波圧についてその傾向が顕著であった。

なお、砕波発生に伴い、堤体高さの中間部から下部で大きな最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) が計測されたケースでは、砕波のタイミングのずれ等の影響により、同一ケースの試験回数 15 回の波圧のばらつきが大きくなった。

②曲げモーメント

a. 堤体位置との関係

最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) 及び最大持続波モーメント ($M_{i, \max_{2nd}}$) の比較では、堤体位置が汀線に近いほど、最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) が大きくなる傾向となった。これは、一般的に堤体位置が汀線から陸側に離れるほど、作用波の遡上に伴い流れの勢いが減少することによると考えられる。

b. 水路底面勾配との関係

水路底面勾配 0 は、他の水路底面勾配 1/40、1/20 及び 1/10 に比べ最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) は大きくなった。これは水路底面勾配 0 の場合、(1) ①に記したように、汀線部が直立した護岸形状であるため、護岸部分での作用波の反射により先端部の波高が更に上昇し、壁状波形となった後に堤体に作用したことにより、更に大きな最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) になったと考えられる。

水路底面勾配 1/40 の場合には、最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波モーメント ($M_{i, \max_{2nd}}$) よりも小さい。これは、水路底面勾配が緩やかであるため、作用波は汀線から離れた遠方の沖合で砕波が生じ、堤体に作用した際には段波の流れの勢いは小さくなっていたと考えられる。

③波圧と曲げモーメントの関係

大部分のケースで、最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波波圧 ($P_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きい傾向が認められた (図 4.8 参照)。

一方、堤体基部に作用する曲げモーメントを最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) 及び最大持続波波圧 ($P_{i, \max_{2nd}}$) から算出したところ、水理試験 12 ケースのうち、最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) の方が最大持続波モーメント ($M_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きかったのは 3 ケースのみ (水路底面勾配 0 で堤体位置汀線及び 1.25m 並びに水路底面勾配 1/20 で堤体位置汀線) であった (図 4.9 参照)。

(3) ひずみ試験

①水路底面勾配 0 で堤体位置汀線の水理試験ケース

最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きくなった。

この要因としては、図 4.7 に示すように、汀線付近で波高が高くなり堤体近傍での作用波の砕波が顕著に影響したことが考えられる。本ケースでは、このような高い波高の作用波が急峻な壁状となり、堤体の前面で砕波してそのまま堤体の比較的高い位置に衝突したと考えられる。図 4.8 の波圧分布からも、大きな最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) は堤体高さの中間部付近に作用しており、このことを裏付けている。

また、図 4.10 のひずみ時刻歴の波形に示すように、段波による荷重が堤体に作用することによって、堤体の一次の固有周期で大きく応答している。

②水路底面勾配 1/20 で堤体位置汀線の水理試験ケース

最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) よりも小さくなった。

この要因としては、図 4.7 に示すように、作用波の砕波位置が堤体位置よりもやや沖側だったことから、波高が低下し堤体の低い位置に衝突したことにより、砕波の影響が①のケース程顕著ではなかったことが考えられる。図 4.8 の波圧分布からも、作用波が砕波後に堤体に衝突し、大きな最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) は堤体高さの下部付近に作用していることが分かる。

また、図 4.11 のひずみ時刻歴の波形に示すように、段波による堤体の応答は小さく、その後の持続波により大きく応答している。

③対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備によるひずみ試験

試験から得た最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) 及び最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) の比較を図 4.13 に示す。本ケースでは、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きくなった。

この要因としては、①のケース同様、水路底面勾配 0 で堤体位置汀線であり、堤体近傍での作用波の砕波が顕著に影響したことが考えられる。

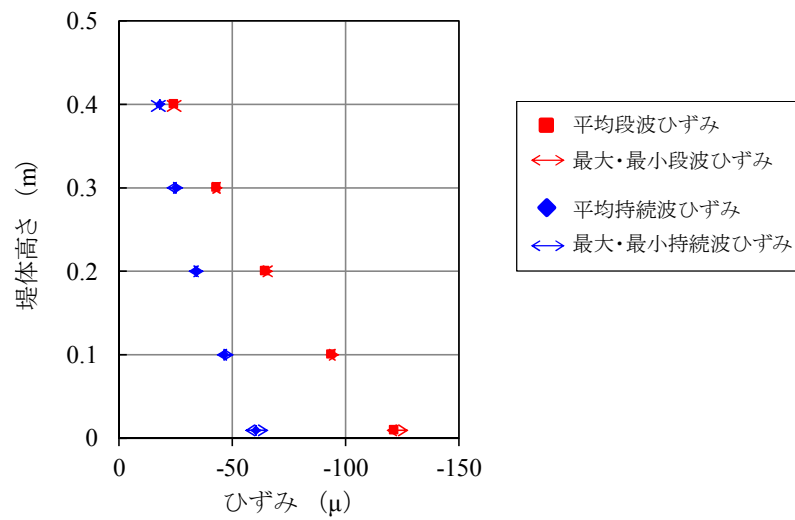


図 4. 13 対実規模縮尺 1/10 の水理試験設備による最大段波ひずみ
及び最大持続波ひずみの比較

Figure 4. 13 Maximum Strains due to Bore Pressure and Sustainable
Pressure by the 1/10 Scale Flume.

5. 通過波検定試験結果のシミュレーション解析及び感度解析

5. 1 解析概要

通過波検定試験結果の再現を目的に、シミュレーション解析により作用波の沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) を求めた。

また、通過波検定試験では、水路底面勾配によって砕波発生の有無及び発生位置が異なることを確認した。この結果を踏まえ、砕波発生の有無及び発生位置との関係を解析的に確認することを目的に、水深及び水路底面勾配をパラメータとした感度解析を実施した。

5. 2 解析方法

水を非圧縮性粘性流体と仮定した数値流体解析を実施した。解析コードは CADMAS-SURF/2D^(参15) を用いた。

解析方法を表 5.1、解析に用いた水の物性値を表 5.2 に示す。CADMAS-SURF/2D は、非圧縮性粘性流体に対する連続の式及び Navier-Stokes 方程式を基礎式とした解析コードであり、自由表面の取扱いに VOF (Volume of Fluid) 法を採用している。境界条件としては、流速がゼロとなるノンスリップ境界条件、任意の波形が入力可能な造波境界条件及び圧力がゼロとなるフリー境界条件を用いることができる。ここでは、水路底面と流体の境界部をノンスリップ境界条件、津波が流入する側の解析モデル端部を造波境界条件、その他をフリー境界条件とした。なお、造波境界には、水理試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の波形を入力した。

表 5. 1 解析方法

Table 5. 1 Outline of the Analysis.

基礎方程式	気相及び液相についての非圧縮性粘性流体の Navier-Stokes 方程式と連続の式
空間の離散化	有限差分法
界面捕捉法	VOF 法
境界条件	水路底面と流体との境界部：ノンスリップ境界条件 上記以外の境界部：造波境界条件又はフリー境界条件
造波方法	造波境界に水理試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) の波形を入力

表 5. 2 水の物性値

Table 5. 2 Physical Property of Water.

物性	水
密度 [kg/m^3]	1.0×10^3
分子動粘性係数 [m^2/s]	1.0×10^{-6}

5. 3 シミュレーション解析

5. 3. 1 シミュレーション解析条件

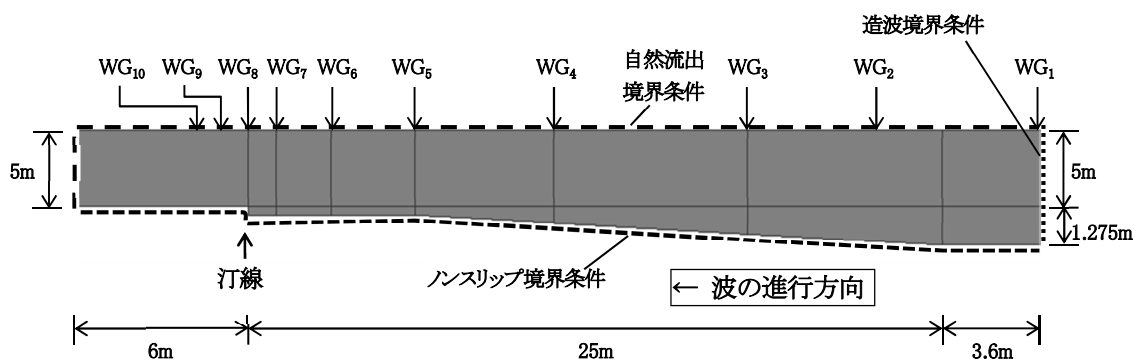
解析ケース一覧を表 5.3 に示す。また、代表ケースとして水路底面勾配 0 の解析モデルを図 5.1 に示す。

解析では、水理試験で設定した汀線を基準に沖側へ 28.6m まで、及び陸側へ 6m までの範囲をモデル化した。また、沖側のモデル端部の境界面に水理試験の通過波検定試験で計測された沖側波高 ($h(t)$) 及び流速 ($v(t)$) に基づいた波形を入力した。堤体位置近傍のメッシュサイズは $2.5\text{cm} \times 2.5\text{cm}$ とした。

表 5. 3 水理試験シミュレーション解析ケース一覧

Table 5.3 Simulation Analyses of Hydraulic Tests.

解析ケース	水路底面勾配	堤体位置 (m)	沖側波高 (沖側 28.6m 位置での 計測値 : m)
Case1	0 (汀線での水深 0.3m)	無し	0.2
Case2	1/20	無し	0.2
Case3	1/10	無し	0.2



※ WG_n ($n=1 \sim 10$) は沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) 出力位置を示す。

図 5. 1 水理試験シミュレーション解析モデル (Case1)

Figure 5.1 Simulation Analysis Model of the Hydraulic Test for Case1.

5. 3. 2 シミュレーション解析結果

通過波検定試験のシミュレーション解析結果を図 5.2、図 5.3 及び図 5.4 に示す。

各測定位置における沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) について、水理試験結果とそのシミュレーション解析結果を比較したところ、両者の結果は良く一致した。この解析結果は水理試験結果を精度良く再現できていることから、モデル化とそのシミュレーション解析手法は妥当であると考えられる。

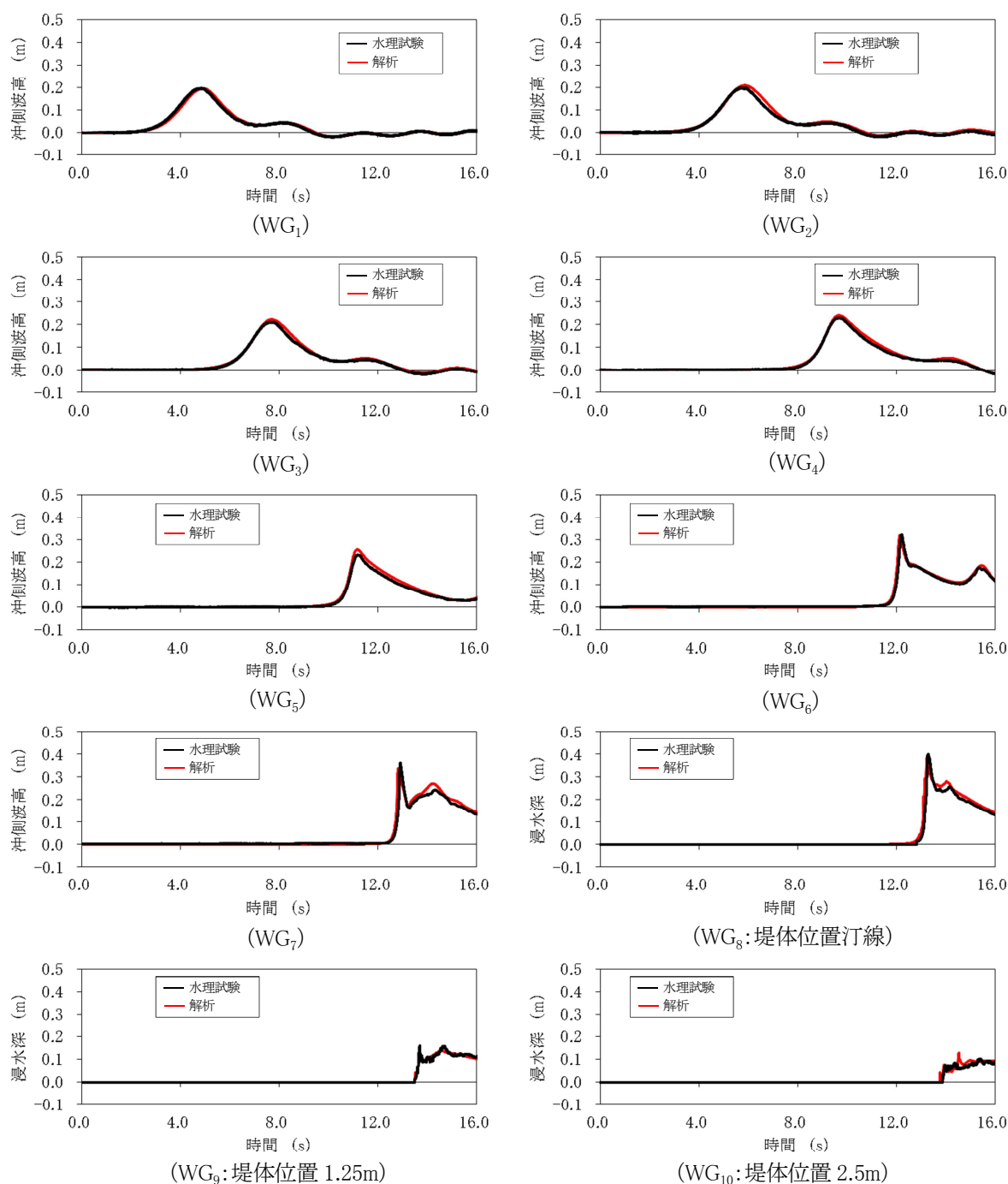


図 5. 2 沖側波高及び浸水深 (Case1)

Figure 5.2 Time History of Offshore and Run-up Wave Height of Case1.

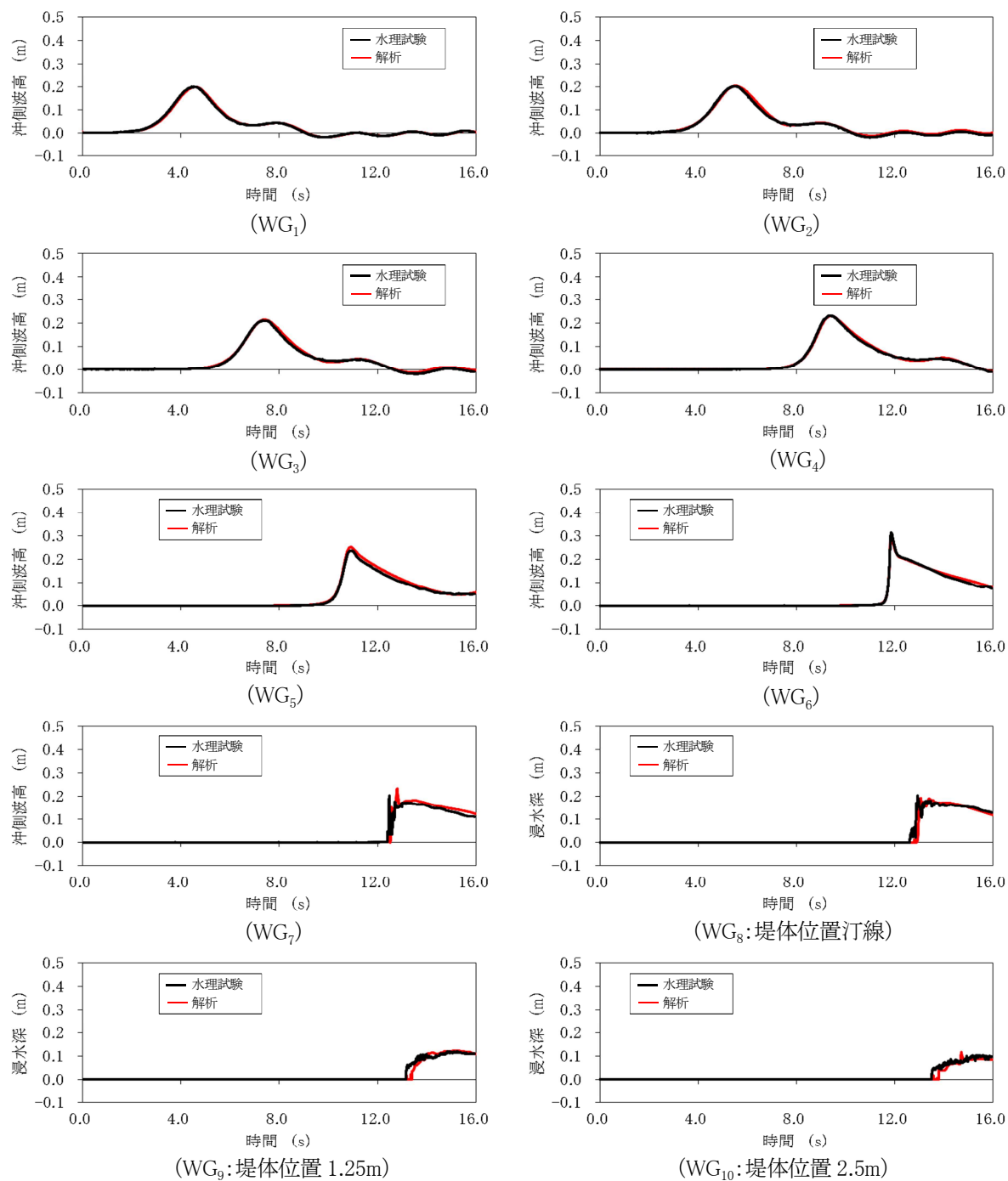


図 5. 3 沖側波高及び浸水深 (Case2)

Figure 5. 3 Time History of Offshore and Run-up Wave Height of Case2.

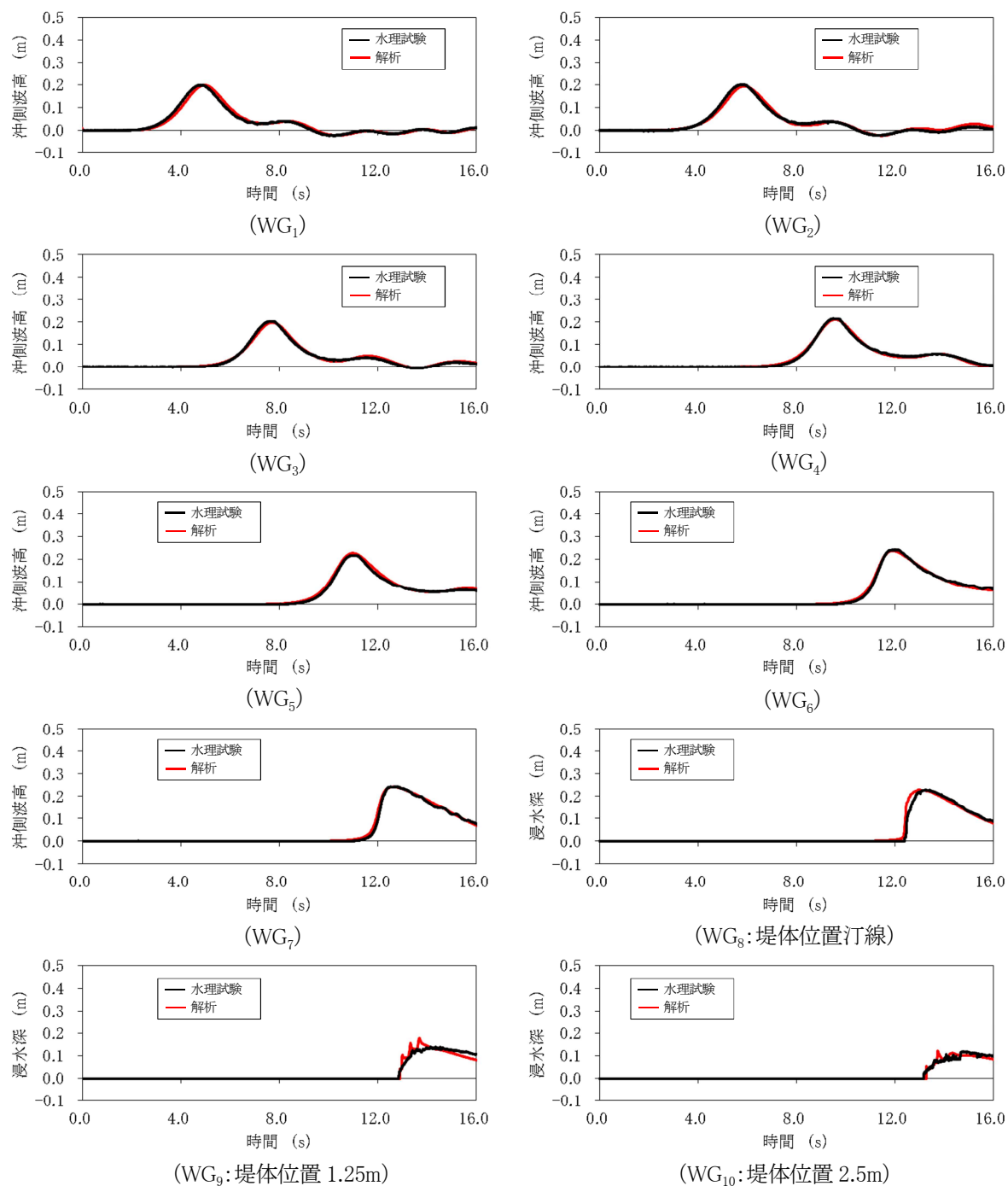


図 5. 4 沖側波高及び浸水深 (Case3)

Figure 5. 4 Time History of Offshore and Run-up Wave Height of Case3.

5. 4 感度解析

5. 4. 1 感度解析条件

感度解析ケース一覧を表 5. 4 に、各ケースの水路底面勾配を図 5. 5 に示す。水路底面勾配以外の解析条件はシミュレーション解析と同条件とした。

表 5. 4 感度解析ケース一覧

Table 5. 4 Sensitive Analyses of Hydraulic Tests.

解析ケース	水路底面勾配	堤体位置 (m)	沖側波高 (沖側 28. 6m 位置での 計測値 : m)
Case1-1	0 (汀線での水深 0. 2m)	無し	0. 2
Case1-2	0 (汀線での水深 0. 3m)	無し	0. 2
Case1-3	0 (汀線での水深 0. 4m)	無し	0. 2
Case2-1	1/20	無し	0. 2
Case2-2	1/16	無し	0. 2
Case2-3	1/14	無し	0. 2
Case2-4	1/12	無し	0. 2
Case2-5	1/10	無し	0. 2

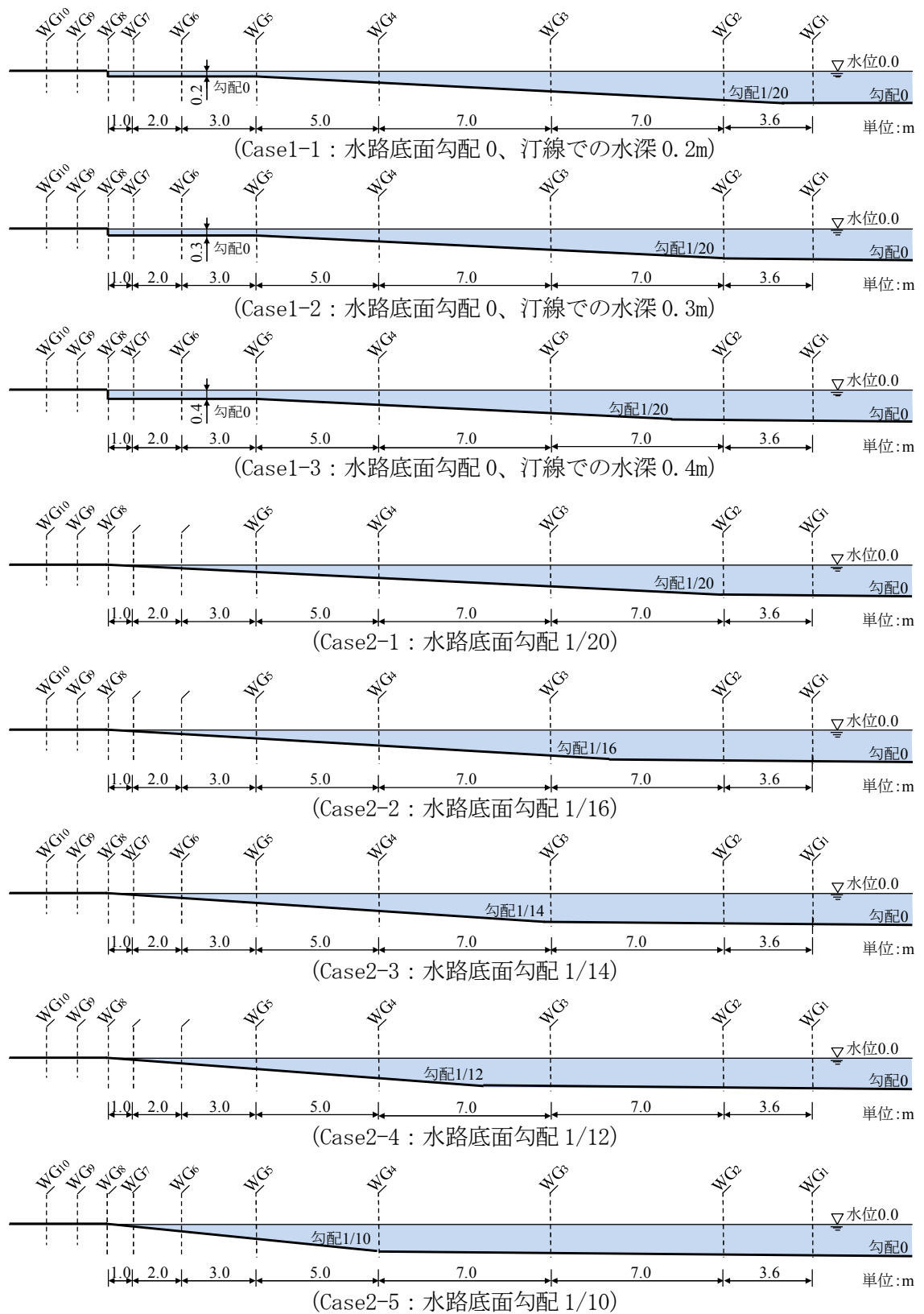


図 5. 5 感度解析モデルの水路底面形状

Figure 5. 5 Bottom Slopes of Sensitive Analysis Models.

5. 4. 2 感度解析結果

感度解析結果の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を図 5.6 及び図 5.7 に示す。

水路底面勾配 0 で、汀線での水深と作用波の砕波発生との関係を確認するため、感度解析の各ケース（汀線での水深 0.2m、0.3m 及び 0.4m）の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を比較した（図 5.6 参照）。

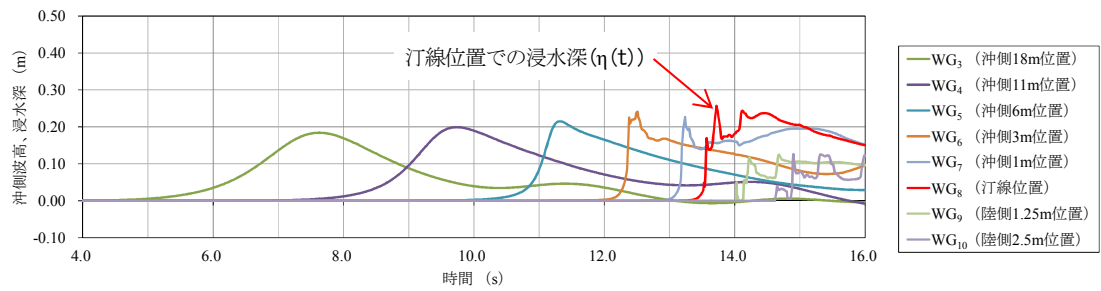
汀線での水深が浅い場合（0.2m）には、汀線より沖側で波高が上昇した後に砕波が発生することを確認した。また、汀線での水深が深い場合（0.4m）には、汀線位置における作用波の波高は、汀線での水深 0.3m の場合程には成長しないことを確認した。

この結果、砕波の発生位置は汀線での水深と関係しており、汀線での水深が浅い場合には砕波は汀線より沖側で発生することが分かった。一方、汀線水深が深くなるにつれ、砕波位置は陸側に遷移することが分かった。

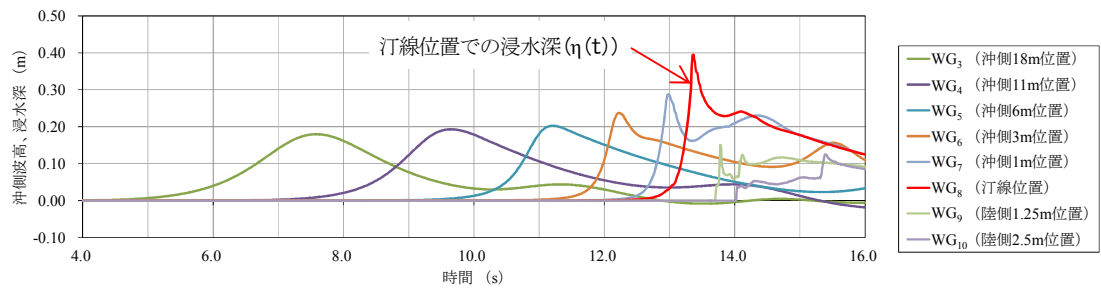
水路底面勾配と作用波の砕波発生との関係を確認するため、感度解析の各ケース（水路底面勾配 1/20、1/16、1/14、1/12 及び 1/10）の沖側波高 ($h(t)$) 及び浸水深 ($\eta(t)$) を比較した（図 5.7 参照）。

水路底面勾配 1/16 では汀線よりやや沖側及び水路底面勾配 1/14 では汀線付近において、波高が上昇した後に砕波が発生する一方で、水路底面勾配 1/12 では汀線位置において、作用波が砕波に必要な波高まで成長せず、砕波に至っていないことを確認した。

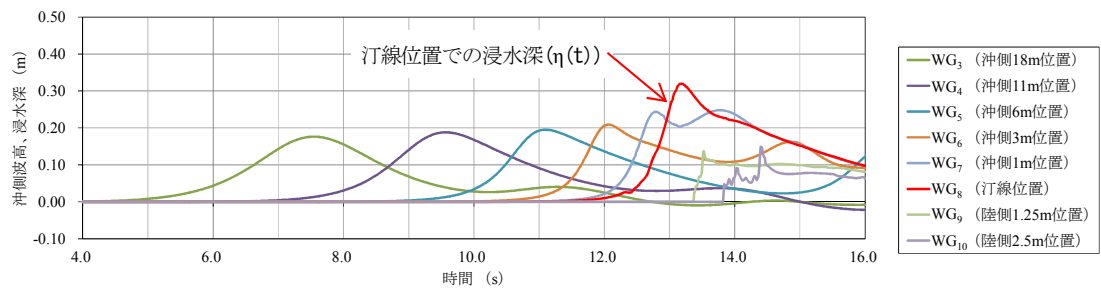
この結果、砕波の発生位置は水路底面勾配と関係しており、水路底面勾配が急になるにつれ、砕波の発生位置は沖側から汀線方向に遷移することが分かった。



(Case1-1 : 水路底面勾配 0、汀線での水深 0.2m)



(Case1-2 : 水路底面勾配 0、汀線での水深 0.3m)



(Case1-3 : 水路底面勾配 0、汀線での水深 0.4m)

図 5. 6 沖側波高及び浸水深 (Case1-1、Case1-2、Case1-3)

Figure 5. 6 Time History of Offshore and Run-up Wave Height of Case1-1, Case1-2, and Case1-3.

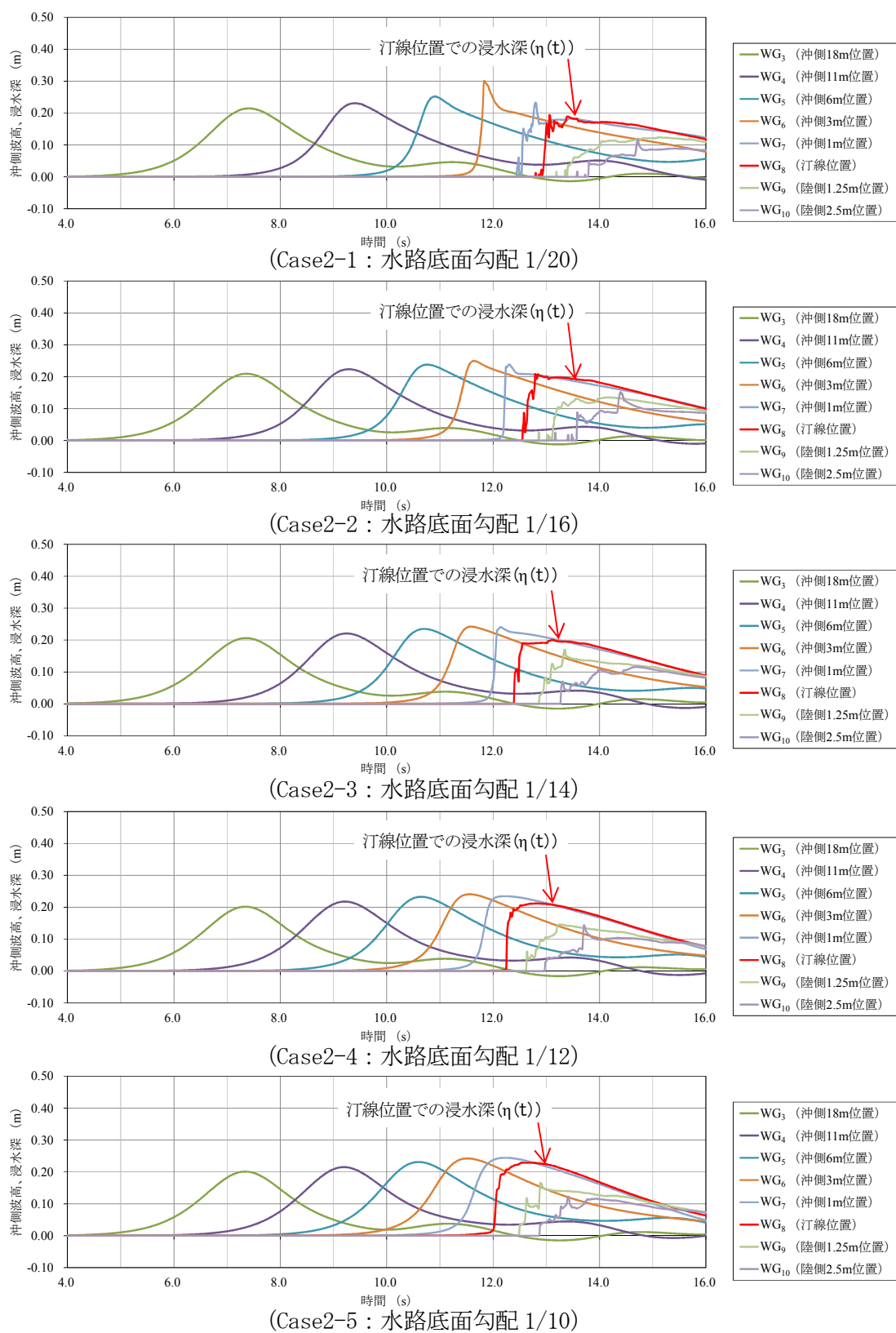


図 5. 7 沖側波高及び浸水深 (Case2-1~Case2-5)

Figure 5. 7 Time History of Offshore and Run-up Wave Height from Case2-1 to Case2-5.

6. 考察

6. 1 作用波の砕波発生の推定方法

4. 3 (1) 通過波検定試験の試験結果から、水路底面勾配の違いにより、堤体近傍での作用波の沖側波高 ($h(t)$)、浸水深 ($\eta(t)$) 及び波形は大きく異なることを確認した。

特に水路底面勾配 0 及び 1/20 では、汀線位置近傍又はやや沖側で作用波の砕波直前及び砕波発生後の状態が認められた (図 4.7 参照)。これらについては、シミュレーション解析でも、通過波検定試験結果を精度良く再現できた (図 5.2、図 5.3、図 5.4 参照)。

さらに、水路底面勾配等をパラメータとした感度解析においても、同様の状態を把握できることを確認した (図 5.6、図 5.7 参照)。

したがって、本研究の結果からは、解析を用いることで堤体近傍での砕波発生の有無及び砕波発生位置等の推定が可能と考えられる。

6. 2 段波が構造健全性に与える影響

本研究の水理試験 12 ケースのうち多くのケースで、最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) は最大持続波圧 ($P_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きい傾向が認められた (図 4.8 参照)。

一方、4. 3 (2) の最大段波波圧 ($P_{i, \max_{1st}}$) 及び最大持続波圧 ($P_{i, \max_{2nd}}$) に基づく保守的な曲げモーメントの評価では、最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) の方が最大持続波モーメント ($M_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きかったのは 3 ケースであり、他の 9 ケースは、段波による影響は持続波よりも小さいことが分かった (図 4.9 参照)。

上記 3 ケースのうち、特に最大段波モーメント ($M_{i, \max_{1st}}$) が大きかった 2 ケースを対象に、ひずみ試験を実施した。(図 4.10、図 4.11 参照)。

水路底面勾配 0 で堤体位置汀線の水理試験ケースでは、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) が最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) よりも大きくなった。これは、堤体が汀線近傍に設置されるとともに、堤体近傍で砕波が発生する等、複数の条件が重畳したことにより、急峻な壁状となった作用波が堤体の中央部付近に衝突したため、砕波に伴う影響が顕著だったと考えられる。

一方、水路底面勾配 1/20 で堤体位置汀線の水理試験ケースでは、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{1st}}$) が最大持続波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_{2nd}}$) よりも小さくなった。これは、砕波が堤体位置よりもやや沖側で発生し、作用波は堤体基部付近の局所的な領域に時間的に分散して作用したことから、砕波に伴う影響が上記ケース程顕著でなかったことが考えられる。

これらより、段波による構造健全性に与える影響の評価に当たっては、作用波の砕波発生の有無及び発生位置を考慮する必要がある。

6. 3 段波に対する構造健全性評価の考え方

6. 2で、最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) が大きくなったケースを対象に、段波に対する構造健全性に係る評価を実施した。

評価に当たっては、一般的に用いられている国交省の暫定指針に着目した。国交省の暫定指針では、適用範囲として段波及び持続波の区別はしていないことから、段波に対する構造健全性に係る評価に、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用した。

①国交省の暫定指針の水深係数3の考え方の適用

水路底面勾配0で堤体位置汀線の水理試験ケースを対象に、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用し、水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$) を算出した。

水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$) と最大段波ひずみ ($\epsilon_{i, \max_1st}$) を比較した結果、水深係数3相当ひずみ ($\epsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$) の方が大きくなることを確認した (図6.1 参照)。

なお、式(6.1)に示す津波波圧算定式の設計用浸水深には、段波浸水深 ($\eta_{i, \max_1st}$) を用いた (図6.2 参照)。

$$P = 3\rho g \eta_{i, \max} \quad (6.1)$$

ここで、

P : 津波波圧

ρ : 流体密度

g : 重力加速度

$\eta_{i, \max}$: 設計用浸水深

②国交省の暫定指針の水深係数3の考え方の適用範囲

本研究では、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方の適用範囲を確認するため、水路底面勾配0及び1/20で堤体位置汀線のひずみ試験に加え、4.4(3)③対実規模縮尺1/10の水理試験設備によるひずみ試験（水路底面勾配0で堤体位置汀線）の結果についても比較を行った（図6.3参照）。比較に当たっては、ケースごとの水深係数3相当ひずみ（ $\epsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$ ）を共通化するための正規化の補正を行った。

この結果、比較した全てのケースにおいて、最大段波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_1st}$ ）は水深係数3相当ひずみ（ $\epsilon_{3\eta_{i, \max_1st}}$ ）よりも小さいことを確認した。

なお、水路底面勾配1/20の正規化した最大段波ひずみ（ $\epsilon_{i, \max_1st}$ ）は、水路底面勾配0の場合よりも大きかった。これは、水路底面勾配1/20における段波浸水深（ $\eta_{i, \max_1st}$ ）が、水路底面勾配0の場合に比べ低いためであり、ひずみの絶対値については水路底面勾配0の場合の方が大きい。

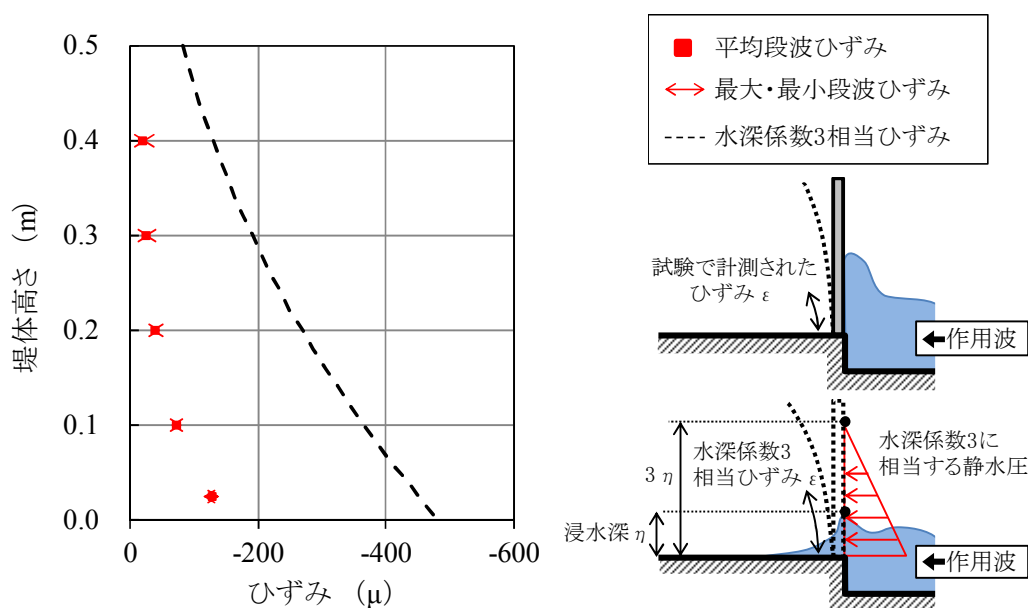


図 6. 1 最大段波ひずみ及び水深係数3相当ひずみの比較

Figure 6.1 Comparison between Maximum Bore Pressure Strain and Equivalent Strain
Based on the Water Depth Coefficient ($\alpha=3$).

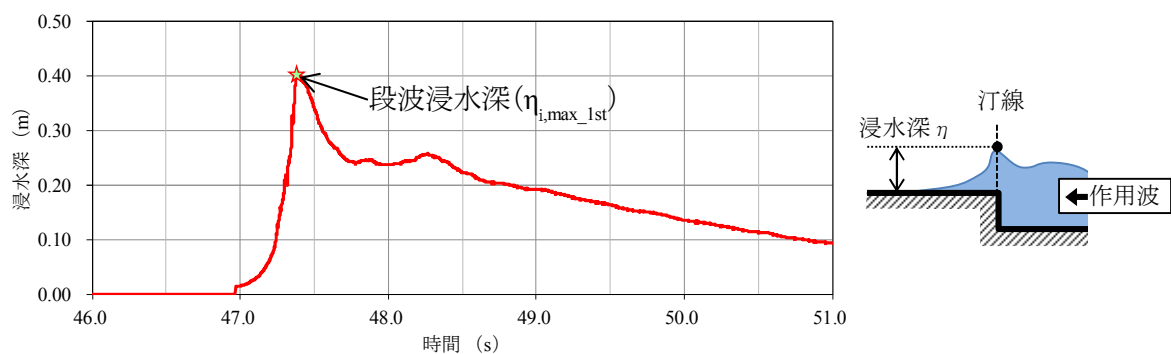


図 6. 2 津波通過波における段波浸水深の例

Figure 6.2 Example of Run-up Wave Height for Evaluation of Bore Pressure Effect.

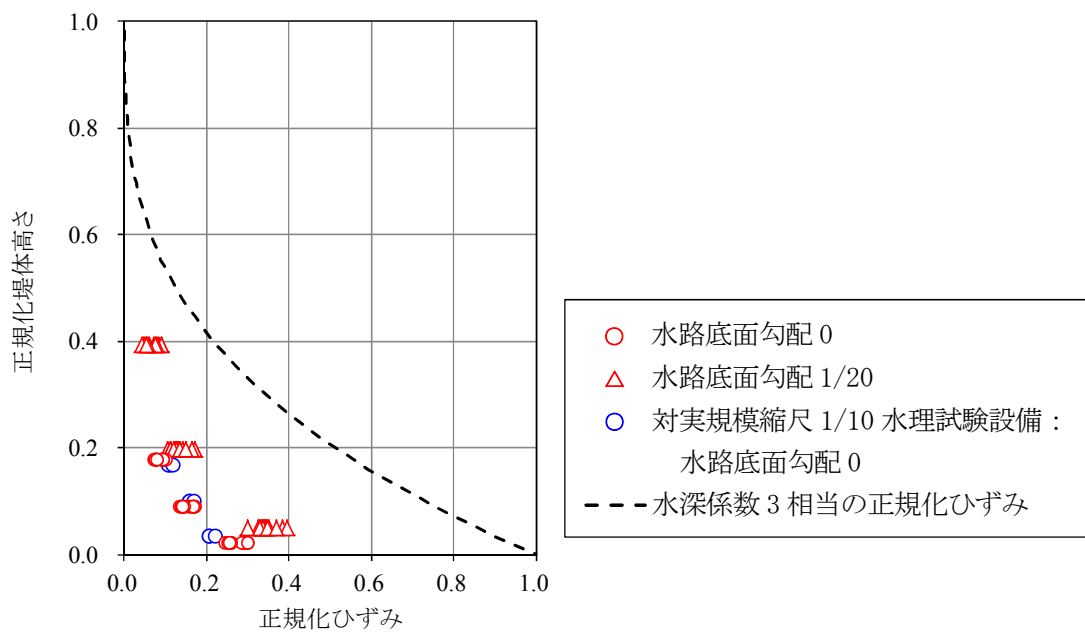


図 6. 3 複数ケースでの最大段波ひずみ及び水深係数 3 相当ひずみの比較

Figure 6.3 Comparison between Maximum Bore Pressure Strain and Equivalent Strain Based on the Water Depth Coefficient ($\alpha=3$) Including 1/10 Scale Flume Test Results.

6. 4 段波に対する影響評価

(1) 段波と砕波の関係

段波による波圧は、津波の砕波の有無によって大きく異なることを確認した。

砕波発生の可能性や発生場所等は、津波波高、波形、周期、水深、海底の形状、海岸線の形状、陸域の形状等の複合要因に依存するため、砕波の発生条件等を一般的に規定することは困難であるが、津波通過波の波高、波形等を確認することによって、防潮堤近傍での砕波発生の有無等の推定が可能であると考ええる。

このため、固有の海底地形等の異なる条件を踏まえた解析等を行い、防潮堤近傍での砕波発生の有無、砕波発生位置及び段波浸水深を確認することが重要である。

(2) 段波の特性について

既往知見等では、短時間に作用するパルス的な波力について、作用時間が短いことを踏まえ、有意な影響が及ばないことを確認することが望ましいとする報告（例えば、日本電気協会^(参16)）等はあるものの、構造物の実際の応答に着目した評価を行った事例は少ない。

これに対して、本研究では、構造物の実際の応答に着目し、段波作用時に防潮堤に生じるひずみの評価を行った。

この結果、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。これは、段波波圧が、波圧の値そのものは大きい、作用する領域は局所的であり、かつ、時間的に分散する特性を有することに関係している。

ただし、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によっては、段波による影響が持続波による影響よりも大きくなる場合がある。

本研究では、これらの複数の条件の重畳によって段波による影響が持続波よりも大きくなる場合においても、(1)に示す固有の海底地形等の条件に基づいた解析で得た砕波に伴う段波浸水深を用いることで、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用できることを確認した。

(3) 段波と持続波の評価について

段波の影響が持続波よりも大きくなる場合においても、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用できることを確認したが、本水理試験ケースにおけるフルード数(Fr)は0.55であった。

持続波については、第一報でフルード数(Fr)が1以下の範囲では水深係数が3を超えるデータの無いことを確認しており、段波の場合と同様の結果であった。

7. 結論

本研究では、段波を対象に防潮堤に対する影響を明確にするため、水理試験及び解析を実施した。

この結果、段波が防潮堤の構造健全性に与える影響は、概して持続波による影響よりも小さいことを確認した。ただし、段波による影響は津波の砕波と密接に関係しており、防潮堤が海岸線近傍に設置されるとともに、防潮堤近傍で砕波が発生する等、複数の条件の重畳によつては持続波による影響よりも大きくなる場合がある。

本研究では、これらの複数の条件の重畳によつて段波による影響が持続波よりも大きくなる場合においても、国交省の暫定指針の水深係数3の考え方を適用できることを確認した。

謝 辞

本技術報告の水理試験に係る記載に当たっては、国立研究開発法人港湾空港技術研究所への委託研究事業で実施した水理試験から得られたデータの整理結果を使用した。

また、中央大学有川太郎教授、京都大学平石哲也教授、米山望准教授、筑波大学庄司学准教授より、本技術報告作成に当たり有益な意見を受けた。ここに感謝の意を表する。

参考文献

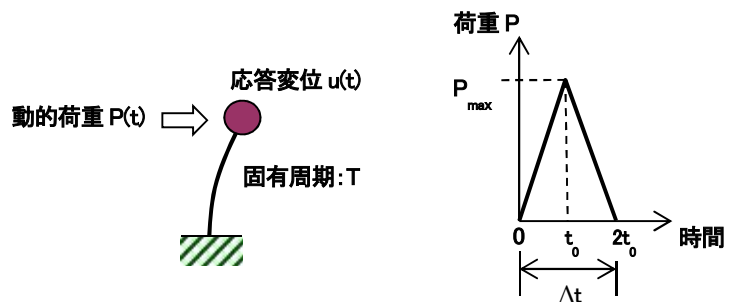
- 参 1 首藤伸夫、他共著、津波の事典、3 章 津波の物理、朝倉書店、初版、平成 19 年
- 参 2 国土交通省、東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針、平成 23 年 11 月 17 日
- 参 3 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則、原子力規制委員会規則第 5 号、平成 25 年 6 月 28 日
- 参 4 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈、原規技発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 5 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則、原子力規制委員会規則第 6 号、平成 25 年 6 月 28 日
- 参 6 原子力規制委員会、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈、原規技発第 1306194 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 7 原子力規制委員会、基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド、原管地発第 1306193 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 8 原子力規制委員会、耐津波設計に係る工認審査ガイド、原管地発第 1306196 号、平成 25 年 6 月 19 日
- 参 9 原子力規制委員会、NRA 技術報告、防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について、NTEC-2014-4001、平成 26 年 12 月
- 参 10 日本建築学会、建築物荷重指針・同解説(2015)、10 章 津波荷重、平成 27 年
- 参 11 合田良實、耐波工学 港湾・海岸構造物の耐波設計、4. 1. 3 章 衝撃砕波力と直立部の滑動、鹿島出版会、平成 20 年
- 参 12 林泰造、服部昌太郎、林憲吉、砕波の波力と力積、海岸工学講演会講演集、pp. 21-27、昭和 33 年
- 参 13 国土交通省港湾局、防波堤の耐津波設計ガイドライン、平成 25 年 9 月
- 参 14 有川太郎、防潮堤背後の建物に作用する津波力に関する実験的検討、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、70、2、pp. I_806-I_810、平成 26 年
- 参 15 磯部雅彦・高橋重雄・余錫平・榊山勉・藤間功司・川崎浩司・蔣勤・秋山実・大山洋志、数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究-VOF 法基本プログラムの作成、海洋開発論文集、土木学会、vol. 15、pp. 321-326、平成 11 年
- 参 16 日本電気協会、原子力発電所耐津波設計技術規定、JEAC 4629-2014、平成 26 年 9 月

付録 1 動的な荷重に対する構造物の応答

1. 単純な体系での動的応答

動的な荷重が作用した場合の構造物の応答変位は、荷重が静的に作用した場合の変位とは異なり、動的荷重 P の時間変化特性、構造物の固有周期 T と動的荷重の作用時間 Δt の関係に影響される。

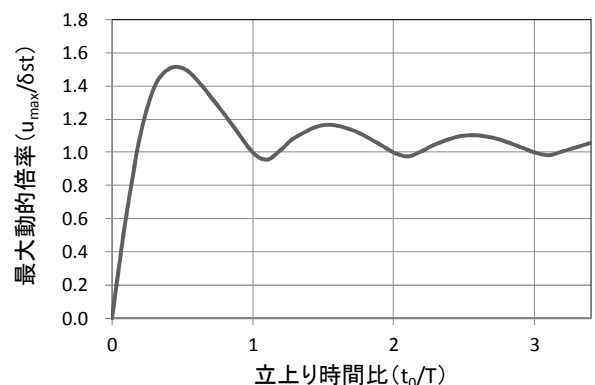
動的応答の例として、付録図 1.1 に示すような単純な一質点系モデルに付録図 1.2 に示すような三角形動的荷重が作用した場合の質点の応答を考える。



付録図 1.1 一質点系モデル
Appendix Figure 1.1 1DOF Model.

付録図 1.2 三角形動的荷重
Appendix Figure 1.2 Triangular Dynamic Load.

このときの動的荷重による質点の最大応答変位 u_{max} と荷重 P_{max} による静的変位 δ_{st} との比（最大動的倍率 u_{max}/δ_{st} ）を付録図 1.3 に示す^(付参 1-1)。動的荷重作用時間 Δt が構造物固有周期 T と等しいとき最大動的倍率は最大となり、立ち上がり時間比が大きくなると静的変位に収束していく。



付録図 1.3 最大動的倍率
Appendix Figure 1.3 Maximum Dynamic Amplification Ratio.

2. 段波波圧に対する堤体模型の応答

本研究で対象としている段波波圧は、段波によって防潮堤に作用する、短時間で大きく変化する波圧である。段波波圧は、大きさ、波圧形状及び作用時間のばらつきが大きくその荷重特性を一概に設定することは困難であるが、防潮堤に対しては 1. に述べたものと同等の影響を与えることが考えられる。このため、本研究では、段波波圧に対する応答がより顕著に現れるよう、段波波圧の作用時間とほぼ等しい固有周期を有する堤体を用いひずみ試験を行った。

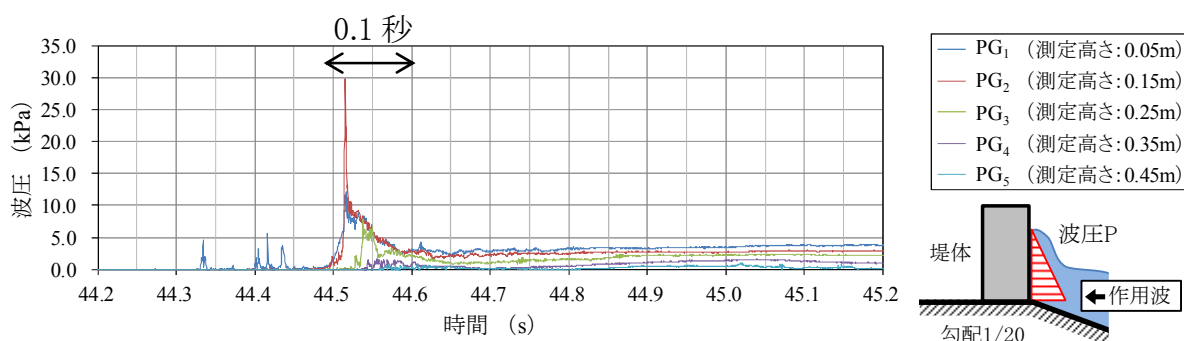
付録 1 の参考文献

付参 1-1 石川信隆、他共著、基礎からの衝撃工学—構造物の衝撃設計の基礎—、4 章、森北出版株式会社、第 1 版、平成 21 年

付録2 波圧試験結果における段波波圧作用時間の例

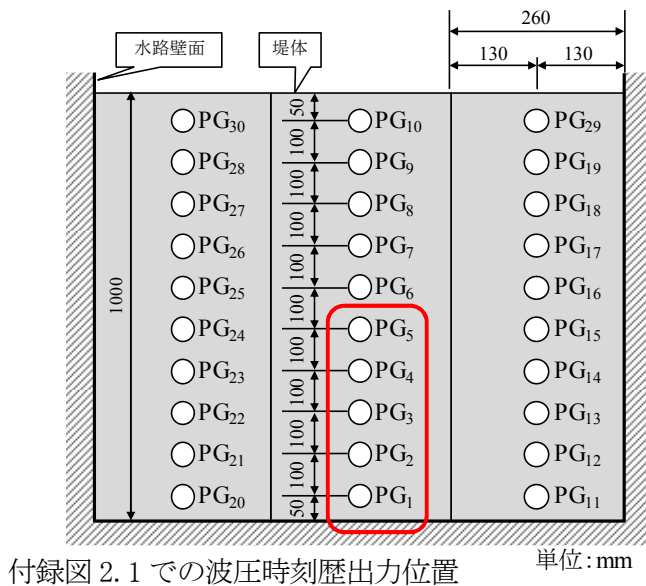
付録図 2.1 に代表ケース（水路底面勾配：1/20、堤体位置：汀線）での波圧時刻歴を、付録図 2.2 に波圧の計測位置を示す。波圧時刻歴は津波先端が堤体に衝突する近傍の 1 秒間をプロットしたものであり、付録図 2.1 の 44.5～44.6 秒付近が段波波圧のピークである。

付録図 2.1 から、本ケースでの段波波圧の作用時間が、おおむね 0.1 秒程度であることが分かる。



付録図 2.1 波圧時刻歴（水路底面勾配：1/20、堤体位置：汀線）

Appendix Figure 2.1 Time History of Tsunami Pressure.



付録図 2.1 での波圧時刻歴出力位置

単位：mm

※ PG_n (n=1～30) は波圧計を示す。

付録図 2.2 堤体に設置した波圧計の位置（波圧試験）

Appendix Figure 2.2 Positions of Pressure Gauges on the Seawall Model.

付録3 水理試験で採用されている相似則及び縮尺の考え方について

本研究では、国立研究開発法人港湾空港技術研究所への委託研究として、対象とする実規模の系（以下「実機系」という。）を縮尺 1/40 で模擬する水理試験を実施した。

以下、これらの試験装置の設計で採用されている実機系との相似則及び縮尺の考え方について解説する。なお、当該試験装置は、実機系を水平方向（流れ方向）と鉛直方向の二次元で模擬しており、両方向の縮尺は同じ値（1/ n ）となるように設計されている。

相似則は、一般には、流れの基礎方程式を無次元化し、その係数として現れる無次元数から導出される。ただし、自由液面を有する水平流れはフルード数 Fr により特徴付けられることが知られており、当該試験装置も、そこでのフルード数 Fr_m が実規模の系でのフルード数 Fr_p と同じとなるように設計されている。すなわち、以下の相似則が採用されている。

$$Fr_m = Fr_p \quad (1)$$

ここで、添字 p は実機系を、 m は当該試験装置の系（以下「モデル系」という。）を意味する。また、 Fr は次式で定義される。

$$Fr = v_0 / \sqrt{gH_0} \quad (2)$$

ここで、 v_0 は代表速度 (m/s)、 H_0 は鉛直方向の代表長さ (m)、 g は重力加速度 (m/s²) を示す。本付録3では、対象とする流れの基礎方程式を無次元化し、上記相似則を導出する。一般に、こうした試験装置の設計では、相似則を満足するように、幾何形状の縮尺や、モデル系での物理量の実機系での物理量に対する比（以下「物理量の比」という。）を決めることになるが、その方法は単一ではない。そのうち、当該水理試験で採用されているものについて、1. に示す。2. では、対象とする構造体の基礎方程式を無次元化し、同様に物理量の比を決定する。以下の付録表 3.1 にその結果のまとめを示す。

付録表 3.1 幾何形状の縮尺及び各物理量の比

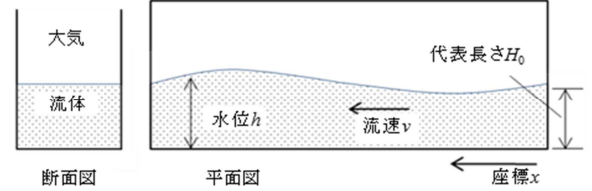
Appendix Table 3.1 Scale Ratio of Geometry and Physical Quantity.

物理量	記号	単位	縮尺/物理量の比	実機系(p)での物理量と モデル系(m)での物理量の関係
鉛直方向長さ	H	m	1/ n	$H_m = H_p / n$
水平方向長さ	L	m	1/ n	$L_m = L_p / n$
時間	t	s	1/ $\sqrt{n}$	$t_m = t_p / \sqrt{n}$
流速	v	m/s	1/ $\sqrt{n}$	$v_m = v_p / \sqrt{n}$
圧力	P	N/m ²	1/ n	$P_m = P_p / n$
流体密度	ρ	kg/m ³	1.0	$\rho_m = \rho_p$
防潮堤の固有 角振動数	ω	1/s	$\sqrt{n}$	$\omega_m = \sqrt{n} \omega_p$

本表に示すとおり、当該水理試験では、幾何形状の縮尺は $1/n$ としているのに対し、時間の比は $1/\sqrt{n}$ である。すなわち、時間を歪ませる縮尺法(time-distorted scaling)を採用している点に特徴がある。

1. 流体の基礎方程式の無次元化と相似則の導出

付録図 3.1 に、開渠内の水平層状流を模式的に示す。この場合、流体の一次元運動方程式は、流速 v (m/s)、水位 h (m) 及び圧力 P (N/m²) を従属変数として、次式で表現できる (付参 3-1、3-2)。



付録図 3.1 開渠内の水平層状流の模式図

Appendix Figure 3.1 Profile of Flow in a Flume.

$$\rho \left(\frac{\partial}{\partial t} v + v \frac{\partial}{\partial x} v \right) = - \frac{\partial}{\partial x} P - \Delta \rho g \frac{\partial}{\partial x} h \quad (3)$$

ここで、 t は時間(s)、 x は流れ方向の座標(m)、 $\Delta \rho$ は流体と大気の密度差(kg/m³) である。簡略化のため、流体は非圧縮性と仮定し、壁面及び大気との界面での摩擦項等は無視した。なお、右辺第 2 項は、重力により液面を水平に保つように流体に作用する力(lateral gravitational force)を表している。式(3)を基礎方程式として、無次元化する。

まず、以下の無次元時間 t^* 及び無次元座標 x^* を導入する。

$$t^* = v_0 t / L_0 \quad (4)$$

$$x^* = x / L_0 \quad (5)$$

ここで、 L_0 は流れ方向の代表長さ(m)、 v_0 は代表流速(m/s) である。さらに、無次元流速 v^* 、無次元水位 h^* 及び無次元圧力 P^* を次式で定義する。

$$v^* = v / v_0 \quad (6)$$

$$h^* = h / H_0 \quad (7)$$

$$P^* = P / (\rho v_0^2) \quad (8)$$

次に、式(4)から(8)までを式(3)に代入して、次式に示す無次元基礎方程式を得る。ただし、 $\Delta \rho / \rho$ を 1 と近似した。

$$\frac{\partial}{\partial t^*} v^* + v^* \frac{\partial}{\partial x^*} v^* = - \frac{\partial}{\partial x^*} P^* - \frac{1}{Fr^2} \frac{\partial}{\partial x^*} h^* \quad (9)$$

本式の各項の係数には、フルード数 Fr のみが現れている。このことから、式(9)の解として

求まる無次元量 v^* , h^* 及び P^* は、二つの異なる系で Fr が同一であれば、同一となることがわかる。すなわち、式(1)が満足されれば、実機系とモデル系で相似則が成立することが示された。

ただし、ここで採用した基礎方程式（式(3)）では、流路内の流れを一次元で模擬し、かつ、液体の圧縮率や、壁面及び大気との界面での摩擦項等を見捨てしているため、相似則はそうした近似が成立する範囲で成立することに留意する必要がある。

実機系とモデル系で、相似則（式(1)）が成り立つと仮定すると、式(2)より次式を得る。

$$\frac{v_{0,m}}{v_{0,p}} = \frac{Fr_m \sqrt{gH_{0,m}}}{Fr_p \sqrt{gH_{0,p}}} = \sqrt{\frac{H_{0,m}}{H_{0,p}}} = 1/\sqrt{n} \quad (10)$$

さらに、 t^* 及び x^* が両系で一致する条件より、式(4)、(5)及び(10)を用いて次式を得る。

$$t_m = t_p/\sqrt{n} \quad (11)$$

$$x_m = x_p/n \quad (12)$$

同様に、 v^* , h^* 及び P^* が両系で一致する条件より、式(6)から(8)と(10)を用いて次式を得る。

$$v_m = v_p/\sqrt{n} \quad (13)$$

$$h_m = h_p/n \quad (14)$$

$$P_m = P_p/n \quad (15)$$

ただし、当該水理試験では流体として水を使っており、 $\rho_m = \rho_p$ で近似できるとした。

以上により、付録表 3.1 に示した物理量の比が導出された。

2. 構造体の基礎方程式の無次元化と相似則の導出

次に防潮堤の挙動について同様に相似則の考え方を示す。

防潮堤に段波波圧が作用したときの防潮堤の挙動を単純な一質点系に置換えて考える。一質点系に衝撃荷重が作用した時の挙動は、次の単振動運動方程式で表現できる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\frac{k}{m}u \quad (16)$$

ここで、 u は質点変位(m)、 k はばね定数(N/m)、 m は質点質量(kg)、 t は時間(s)である。式(16)を基礎方程式として、無次元化する。

まず、以下の無次元変位 u^* 及び無次元時間 t'^* を導入する。

$$u^* = u/u_0 \quad (17)$$

$$t'^* = \omega t \quad (18)$$

ここで、 u_0 は代表長さ(m)であり、 ω は固有角振動数(1/s)である。ただし、ここでの無次元時間 t'^* は、式(4)で示される流体系の無次元時間 t^* と異なる。なお、 ω は次式で定義される。

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (19)$$

式(16)に式(17) 及び式(18)を代入して、次式に示す無次元基礎方程式を得る。

$$\frac{\partial^2 u^*}{\partial t'^{*2}} = -u^* \quad (20)$$

さらに、流体系の無次元時間 t^* と構造系の無次元時間 t'^* の関係について、式(18)に式(4)を代入して次式を得る。

$$t'^* = \omega \frac{L_0}{v_0} t^* = \gamma t^* \quad (21)$$

$$\gamma = \frac{\omega L_0}{v_0} \quad (22)$$

式(16)に式(21)を代入して、無次元基礎方程式として新たに次式を得る。

$$\frac{\partial^2 u^*}{\partial t^{*2}} = -\gamma^2 u^* \quad (23)$$

u^* 及び t^* が両系で一致するには、二つの異なる系で γ^2 が等しければよいから、

$$\gamma_m = \gamma_p \quad (24)$$

ここで、 γ_m 及び γ_p は式(22)を用いて、次式とする。

$$\gamma_m = \frac{\omega_m L_{0,m}}{v_{0,m}} \quad (25)$$

$$\gamma_p = \frac{\omega_p L_{0,p}}{v_{0,p}} \quad (26)$$

ここで、 $L_{0,m}$ 及び $L_{0,p}$ の関係については、付録表 3.1 から次式となる。

$$L_{0,m} = L_{0,p}/n \quad (27)$$

式(24)に式(25)及び式(26)を代入し、さらに、式(10)及び式(27)の関係から次式を得る。

$$\frac{\omega_m}{\omega_p} = \frac{v_{0,m}L_{0,p}}{v_{0,p}L_{0,m}} = \sqrt{n} \quad (28)$$

以上により、固有角振動数の比を $\sqrt{n}$ とすることで段波波圧が作用したときの実機防潮堤とモデルの挙動は相似となる。

付録 3 の参考文献

- 付参 3-1 Hirano, M. and Watanabe, T., Numerical Study on Shock Phenomena and Void Wave Propagation in Horizontal Stratified Flow, Nucl. Eng. & Des., 122, pp. 53-66, 1990.
- 付参 3-2 Rousseau, J. C. and Ferch, R. L., A Note on Two-Phase Separated Flow Models, Int. J. Multiphase Flow, 5, pp. 489-493, 1979.

「防潮堤に作用する津波段波の影響について」の執筆者

原子力規制庁 長官官房 技術基盤グループ

安全技術管理官（地震・津波担当）付

石田 暢生 上席技術研究調査官

森谷 寛 技術研究調査官

中村 英孝 上席技術研究調査官

飯島 亨 首席技術研究調査官

川内 英史 首席技術研究調査官