# 孤立波を対象とした耐衝撃波圧の 部材設計に関する一考察

安藤 圭1・鈴木 高二朗2・森 信人3

1正会員 株式会社神戸製鋼所 社会インフラセンター (〒651-8585 神戸市中央区脇浜海岸通2-2-4)

E-mail: ando.kei@kobelco.com

<sup>2</sup>正会員 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 耐波研究グループ長 (〒239-0086 神奈川県横須賀市長瀬3-3-1)

> E-mail: suzuki\_k@p.mpat.go.jp <sup>3</sup>正会員 京都大学教授 防災研究所(〒611-0011 宇治市五ヶ庄) E-mail: mori@oceanwave.jp

津波による被災の一形態として部材破壊が挙げられるが、作用時間の短い衝撃的な波圧に対する設計時の考え方は検討されていない。本研究では、実験やシミュレーションで得られた波圧から、衝撃荷重による応答を簡易に評価する手法を検討した。まず、既往の衝撃設計の方法論から、耐衝撃波圧の設計フローを提案した。次に、規則波実験の結果から、その設計フローの妥当性を検討した。最後に、孤立波実験の結果に設計フローを適用した。その結果、「力積破壊」と「動的倍率」のいずれかによる評価となる設計フローを提案し、鉛直部材を対象とした場合に、衝撃波圧の設計は動的倍率を用いたものとなること、提案した設計フローを用いた場合に規則波実験の結果と傾向が一致すること、孤立波実験は複数回実施した場合に傾向が近付くことなどが分かった。

Key Words: impulsive wave pressure, impact force engineering, tsunami, solitary wave

## 1. はじめに

津波がソリトン分裂し、砕波するなどして構造物に衝突する場合、その被災形態には滑動や転倒などの他に、部材破壊が挙げられる。そして、実際の設計時に使用することになる津波波圧の式としては、例えば防波堤の場合では、防波堤の耐津波設計ガイドラインりにまとめられている。しかし、そこで示されている谷本式や修正谷本式は、滑動に着目したものであり、局所的に大きな値を示す衝撃圧は無視されている。このため、部材設計に使用する式として適しているとは言えない。現在、例えば直立壁のパラペットは、『海岸保全施設の技術上の基準・同解説』<sup>3</sup>では、波返し工の構造例、配筋例(図-1)

が示されているのみで、波圧に対しての具体的な設計方 法は示されていない.

安藤ら3,4は、孤立波の直立壁への衝突時の波圧につ



図-1 直立壁の構造例と配筋例

(出典:『海岸保全施設の技術上の基準・同解説』2)







図-2 安藤ら<sup>3,4)</sup>による孤立波の直立壁への衝突状況での分類(左から、Bagnold型、Wagner型、遷移型)

いて、高橋らりによる規則波での分類に倣い、衝突時の砕波状況によって、Bagnold 型、Wagner 型、遷移型の3種類に分類(図-2)し、Wagner 型や遷移型では局所的に大きな波圧が発生する可能性があることを示した。そして、実験ではコンクリート版にクラックや破壊が発生したことを示したが、その評価手法までの提案に至らなかった。特に、作用時間の短い衝撃的な波圧に対する設計時の考え方が不明瞭であった。津田らりは、規則波実験でBagnold 型のような作用時間が長い波圧ではコンクリート壁が破壊しやすい一方で、Wagner 型のような作用時間が短い波圧ではひずみが低減し、破壊しにくいことを示した。この研究は、桟橋上部工が対象で、直立壁のパラペットのような鉛直部材に対するものではない。

そこで本研究では、孤立波が直立壁に衝突した際の衝撃波圧に対して、部材設計の設計フローを提案し、それに沿って大規模水路で実施した破壊実験の結果を評価することを目的とした。特に、動的解析を実施せずとも、手計算レベルで簡易的に評価できる手法を検討する。

# 2. 既往の衝撃設計の模索と設計フローの提案

実験やシミュレーションで得られた波圧から,衝撃荷 重による応答を手計算レベルで簡易的に評価する手法を 検討するため,まず既往の衝撃設計の方法論を模索した.

『衝撃実験・解析の基礎と応用』<sup>n</sup>には、1質点系問題における衝撃応答の簡易評価法が示されている。これによると、「衝撃荷重の継続時間τと対象構造物の弾性時の固有周期Tの比τ/Tを算定し、対象構造物の衝撃応答が増幅する範囲に属するのか、あるいは増幅がなく衝撃荷重の力積の大きさで決定される領域に属するのかをまず判断する」とある。また、『基礎からの衝撃工学』<sup>8</sup>には、同様の1質点系モデルに対して、衝撃荷重の継続時間と固有周期の関係から、衝撃載荷、動的載荷、準静的載荷の3種類に分類するとある。なお、分類数が2種類と3種類で異なっているが、これは準静的載荷を規定するかどうかの違いである。そして、『基礎からの衝撃工学』<sup>8</sup>では、1質点系モデルにおいて、長方形パルス荷重

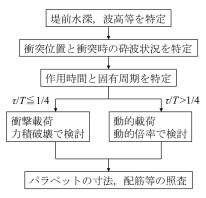


図-3 提案する設計フロー

や三角形パルス荷重が作用した場合の応答変位について、 畳み込み積分で計算した結果が示されている.

以上の先行研究を基に、図-3に示す耐衝撃波圧の設計フローを提案する。まず現地条件から衝突時の砕波状況を、そして作用時間を推定し、また部材破壊を想定する構造物の固有周期を算出する。次に作用時間と固有周期の比から、衝撃載荷と動的載荷のどちらに属するのかを選定する。そして、衝撃載荷の場合は衝撃荷重の力積の大きさで照査し、動的倍率を用いて照査する。次に、動的倍率の算出方法について、そのフローを図-4に示す。波圧の時系列を図-5のように模擬し、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、Po、toを選定し、動的倍率Lを図-L0の式より計算する。なお図-L5及び図-L0に示す、L0に対するピーク後の一定荷重、L1に対するピーク後に一定荷重となる時間の倍率、L1は動的倍率、L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動的倍率,L1は動

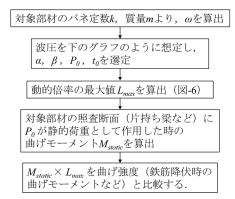


図-4 動的倍率の算出フロー (1質点系モデルとして算出)

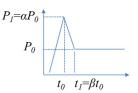
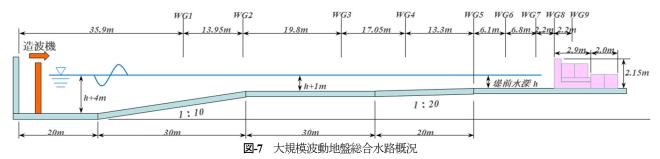


図-5 想定する波圧の時系列

時間区分	動的倍率(動的変位/静的変位)
$0 \le t \le t_0$	$L = \frac{u}{\delta_u} = \alpha \left( \frac{t}{t_0} - \frac{\sin \omega t}{\omega t_0} \right)$
$t_0 \le t \le \beta t_0$	$L = \alpha \left[ \cos \omega (t - t_0) + \frac{1}{\omega t_0} \{ \sin \omega (t - t_0) - \sin \omega t \} \right]$ $+ \frac{\alpha - 1}{1 - \beta} \left\{ \frac{t}{t_0} - \cos \omega (t - t_0) - \frac{1}{\omega t_0} \sin \omega (t - t_0) \right\}$ $+ \frac{1 - \alpha \beta}{1 - \beta} \{ 1 - \cos \omega (t - t_0) \}$
$\beta t_0 \le t$	$\begin{split} L &= \alpha \left[ \cos \omega (t-t_0) + \frac{1}{\omega t_0} \{ \sin \omega (t-t_0) \} \right] \\ &+ \frac{\alpha - 1}{1 - \beta} \left[ \beta \cos \omega (t - \beta t_0) - \cos \omega (t - t_0) \right. \\ &+ \frac{1}{\omega t_0} \{ \sin \omega (t - \beta t_0) - \sin \omega (t - t_0) \} \right] \\ &+ \frac{1 - \alpha \beta}{1 - \beta} \{ \cos \omega (t - \beta t_0) - \cos \omega (t - t_0) \} + 1 \\ &- \cos \omega (t - \beta t_0) \end{split}$

図-6 想定する波圧の時系列での動的倍率の計算式 (『基礎からの衝撃工学』<sup>8</sup>表4.8を改変)



的変位, $\delta_u$ は静的変位, $\omega$ は固有振動数である.そして,その最大値である最大動的倍率 $L_{max}$ を求め, $P_0$ が静的荷重として作用した時の曲げモーメント $M_{static}$ と掛け合わせて,曲げ強度と比較する.

以上のフローにより、パラペットなどの鉛直部材に衝撃波圧が作用した際の部材設計を提案する.

## 3. 規則波実験による設計フローの妥当性検討

### (1) 実験方法

前章で示した設計フローの妥当性を確認するため、まずは規則波実験を実施し、その結果をフローに当てはめて検証した。ここで規則波としたのは、規則波実験では同規模の波を数多く発生させることができ、模型への衝突状況のわずかな違いによる結果の変化を捉えやすいと考えたためである。

実験には、図-7に示す長さ184 m, 幅3.5 m, 深さ12 m の大規模水路を用いた. 図中のWG1~9の位置には、波 高計を設置し、ピストン型の造波板で、振幅、周期、堤 前水深の値を種々に変化させて実験を実施した. 水路の 造波板と反対側には、図-8に示すように、幅1.12 mのL 型コンクリート製模型を幅方向に3体設置した. 両端の2 体は高さが2.15 mで、中央のL型模型のみ高さを1.65 mと し、その前面に高さが隣接する模型と同じになるように、 コンクリート平板をアンカーボルトで取り付けた. これ により、波が衝突することで、平板の天端から0.5 m位 置で大きく曲げモーメントが発生するようにした. コン クリート平板は厚さ6~10 cmとし、早強ポルトランドセ メントを使用して7日で22.8 N/mm<sup>2</sup>の強度が発現した. 鉄 筋はSD295AのD6を使用し、主鉄筋を75、150 mmピッチ、 無筋の3種類とした(図-9). 実験では、造波板より向 かって右側の模型において、図-8に示す位置で波圧を計 測した. また, コンクリート平板のコンクリート表面及 び裏面、鉄筋にはひずみゲージを貼り付け、発生したひ ずみを計測した. 図-9には, 厚さ6 cmの平板において, ひずみを計測した代表的な位置を示す. なお, サンプリ ング周波数は、波高計、波圧計、ひずみゲージ共に 1kHzとした. そして、波を作用させた後には、中央の 平板に発生したクラックや破断の状況を目視で確認した.

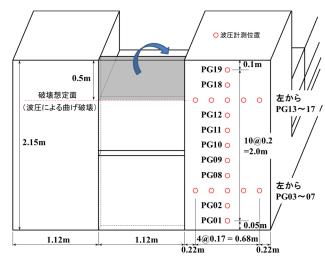


図-8 実験模型概況と波圧計測位置

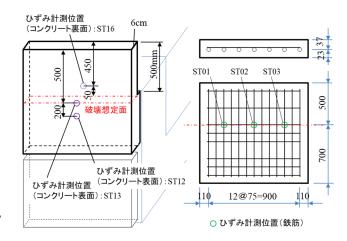
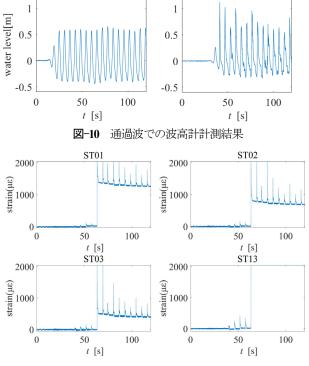


図-9 6cm厚で主鉄筋ピッチが75mmの平板とひずみ計測位置

#### (2) 実験結果と考察

ここでは、特に顕著な結果を示した1つのケースについて、結果を考察する。このケースでは、造波板の振幅を0.55 m、周期を5.9 s、堤前水深h=1.6 mとし、6 cm厚で主鉄筋ピッチが75 mmのコンクリート平板(図-9)を用いて実験を実施した。提案した設計フローの妥当性を確認するためには、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、Po、toの値にばらつきがある方が都合が良い。このケースでは、先に衝突して反射してきた波の影響等により、波がコンクリート平板に衝突する際、ちょうど砕波し始めるWagner型となることもあれば、既に砕波していてBagnold型となることもあった。そのため、規則波実験であるにも関わらず、 $\alpha$ ,  $\beta$ , Po,



WG08

WG01

図-11 規則波実験でのひずみの計測結果

tの値にばらつきが生じたケースであった。**図-10**には,通過波での波高計WG01及びWG08の計測結果を示す.ここでの時刻 t=0 sは,造波板が動作を始める20 s前である.WG01の時系列より,1波目を除いた全ての波が,約1 mで同程度の波高となっていることが見て取れる.一方,WG08では波高にばらつきがあり,このことからも,堤体位置周辺で砕波が発生することが分かる.

図-11は、波の衝突による鉄筋のひずみST01~ST03及び、コンクリート表面のひずみST13の時系列である. このグラフより、5つ目の波が作用した際に、大きくひずみが生じ、鉄筋にも残留ひずみが生じたことが見て取れる.なお、実験後に目視で確認したところ、幅0.10mm程度のひび割れを確認した.

以下では、上記の実験結果のうち、2~5つ目の波が衝突した際の計測結果用いて、設計フローの妥当性を検証する. まず、使用したコンクリート平板は、その天端から0.5 mの位置で曲げモーメントが最も大きくなることから、0.5 mの片持ち梁として想定する. この時、固有周期Tを以下の式(1)より算出する.

$$T = 2\pi \times L^2/\lambda^2 \times \sqrt{\rho A/EI} \tag{1}$$

なお、L (m)は梁の長さ、 $\lambda$  は境界条件と振動モードで決まる定数で、片持ち梁の場合は小さいものから、1.875、4.694、7.855である。 $\rho$  (kN/m³)は単位体積重量、A (m²)は断面積、E (kN/m²)はヤング率、I (m⁴)は断面二次モーメントであり、T = 0.03 sとなる。次に、波圧の継続時間 $\tau$ についてであるが、図-12には、P13~19の波圧と天端から0.5 m位置で算出した曲げモーメントの時系列を示す。なお、

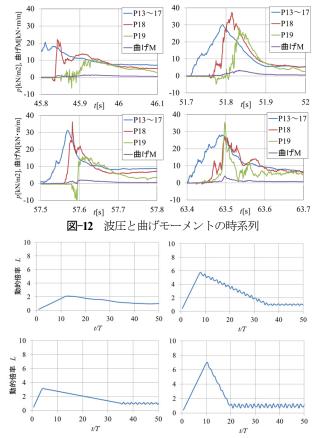


図-13 規則波実験の2~5波目の動的倍率*L* (左上,右上,左下,右下の順に2~5波目)

高さが同じである $P13\sim17$ では、波圧の値がほぼ同程度であることを確認しており、ここでは5点の平均値としている。これらのグラフより、波圧の継続時間 $\tau$ は、少なくとも固有周期Tの4倍の0.12 s以上であると判断し、よって以降は動的倍率で検討する。

動的倍率の算出には、1質点系モデルと見做して計算 することになるため、どの波圧に注目するかを決める必 要がある. 図-12の曲げモーメントの時系列と挙動が最 も似ている波圧の時系列はP19であること、P19が最も高 い位置の波圧であり、曲げモーメントに与える影響が最 も大きいこと、などから、ここではP19の波圧時系列に 着目した1質点系モデルと見做す.  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $P_0$ ,  $t_0$ を求める にあたり、まず $P_0$ を選定するが、ここではグラフより、  $P_{\ell}$ 5 kN/m<sup>2</sup>として設定する.  $\alpha$ 及びtoは、最大値及びその 時刻から算出し、βはΡωを下回った時刻から算出する. また、開始時刻はtoから遡り、初めて1 kN/m²とを下回っ た時刻とする. 以上より, 算出した $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $P_0$ ,  $t_0$ を図-6 の式に代入し、2~5波目のそれぞれについて求まった動 的倍率Lを図-13に示す. このグラフよりそれぞれの最大 動的倍率1/202となる. 最後に,  $t_1$  (= $\beta$  to) における波圧を静的荷重とした場合の曲げモ ーメント $M_{\text{static}}$ に $L_{\text{max}}$ を掛けると、それぞれ1.39、3.92、 2.17, 9.62 kN·m/mとなる. これらの求まった値は曲げ

耐力と比較することになり、例えば鉄筋を降伏させないことを条件とすると、曲げ耐力は約3.5 kN・m/mとなる.この時、2、4波目では残留ひずみが生じていない現実と一致する.3波目と5波目では、計算上は鉄筋が降伏することとなり、5波目については実験結果と一致している.また計算では突出して値が大きくなった結果とも一致している.ここで、3波目について、計算上は鉄筋が降伏するのに対して、実験では残留ひずみが生じておらず、整合が取れていない.この原因としては、鉄筋の降伏点の誤差、コンクリートの引張強度無視による誤差、1質点系モデル適用の誤差などが考えられる.

以上より,前章で提案した設計フローを使用した場合, 誤差は含まれるものの,傾向としては実験結果と一致す ることが分かった.

## 4. 孤立波実験の結果への設計フローの適用

#### (1) 実験方法

孤立波による実験を実施し、その結果に対しても提案した設計フローの適用を試みた.実験は、前章と同様の水路、模型、計測器を用いて実施した.前章の実験と異なるのは、規則波ではなく孤立波を造波するため、造波板を前後にピストン運動させるのではなく、一回で押し出している点で、振幅の代わりにストローク(ST)と呼称している.

## (2) 実験結果と考察

水深h=1.00 m, ST=8 m, 周期20 sで孤立波を造波し, 8 cm厚の無筋コンクリート平板に衝突させたケースに着目する.まず,この孤立波は衝突時には既に砕波しており,Bagnold型である.図-14は、衝突時の波圧とコンクリート表面のひずみの時系列である.コンクリート平板の固有周期Tは約0.02 sと算出され、波圧の継続時間 $\pi$ は、PG19で0.05s以上である.これより、 $\pi$ 0は通過波高の2倍の静水圧を用いることとし、堤体前面位置での通過波高が1.38mより、P0=16.86 kN/ $\pi$ 0<sup>2</sup>となる.規則波実験での場合

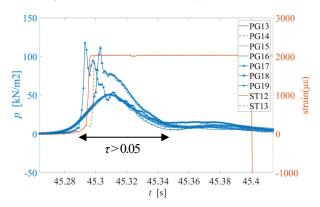


図-14 Bagnold型の波圧と無筋CON平板のひずみの時系列

と同様に、図-5のグラフを想定して最大動的倍率を求めると、 $L_{max}$ =731となる。このケースは無筋のコンクリート平板を使用しており、 $t_{l}$ での波圧を静的荷重とした場合の曲げモーメント $M_{state}$ に $L_{max}$ を掛けると、耐力を大きく上回る。実験でも、孤立波の衝突によって、コンクリート平板が天端から0.5 mの位置で破断している。無筋であるため靭性も低く、破断したものと考えられる。

実験でコンクリート版が破壊した別のケースとして、 $h=1.00\,\mathrm{m}$ ,  $ST=6\,\mathrm{m}$ , 周期 $20\,\mathrm{s}$ で孤立波を造波し、 $8\,\mathrm{cm}$ 厚の無筋コンクリート平板に衝突させたケースに着目する.この孤立波は衝突時にちょうど砕波しており、Wagner型もしくは遷移型である。図-15は、衝突時の波圧とコンクリート表面のひずみの時系列であり、波圧の継続時間  $\tau = 0.02\,\mathrm{s}$ より、 $\tau T=1>1/4$ となり、やはり動的倍率で検討することとなる。 $P_0=12.82\,\mathrm{kN/m}^2$ で、 $L_{max}=11.84$ となり、この時もやはり耐力を大きく上回り、コンクリート平板が破壊したという実験結果と一致している。また、作用時間の短いWagner型でも動的倍率を用いた検討となることから、孤立波の衝撃波圧の評価に「力積破壊」はほぼ無いと考えられる。

次に、実験でコンクリート版が破壊しなかったケースとして、1~1.00 m、ST=6 m、周期20 sで孤立波を造波し、8 cm厚で主鉄筋ピッチが150 mmのコンクリート平板に衝突させたケースに着目する。図-16は、衝突時の波圧とコンクリート表面のひずみの時系列である。波圧の時系列は、図-15と概ね同じ傾向、値を示しているが、ひず

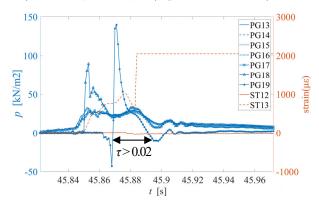


図-15 Wagner型の波圧と無筋CON平板のひずみの時系列

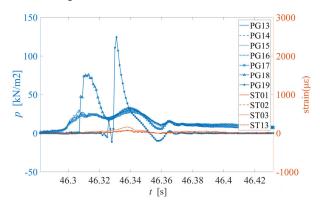


図-16 Wagner型の波圧と鉄筋CON平板のひずみの時系列

みがほとんど生じていない. 一方, 設計フローに当てはめると, 動的倍率を用いて評価することになり, 計算の結果は耐力を大きく上回る. これは, コンクリート平板と鉄筋にほとんどひずみが生じていないという実験の結果とは一致しない. ただし, 実験ではこの孤立波と同じ条件の孤立波をその後9回, 計10回作用させたところ, 2回目で鉄筋に残留ひずみが生じ始め, 3回目の実験後には, コンクリート平板の造波板側から向かって右側に幅0.04 mm以下のひび割れを目視で確認した. そして10回目の実験後には, 破壊想定面の全長に渡って幅0.50 mm程度のひび割れを目視で確認した. これは鉄筋の靭性などが影響していることが考えられ, その評価方法については今後の課題である.

#### (3) 実スケールに対する考察

直立壁のパラペット(図-1)の固有周期Tは約0.01sと 算出される。そのため、dTの値は実験よりも更に大き くなる。このことから、一般的な鉄筋コンクリート構造 物では版の固有周期が、鉛直部材に働く衝撃波力の作用 時間に比較して短い場合が多く、孤立波による衝撃波力 に対しては「力積破壊」ではなく、動的倍率を用いた評 価となると考えられる。

#### おわりに

本稿では、衝撃波圧による部材破壊の可能性に着目し、 設計フローを提案した。そして、直立壁のパラペットな どの鉛直部材を対象として、まず規則波を対象にその妥 当性を検討した。その後、孤立波へも同様に適用を試み た。以下に得られた新たな知見を示す。

1)提案した設計フローでは、波圧の継続時間と部材の固有周期の比によって、力積破壊で評価するか、動的倍率で評価するかが分かれる。そして、衝撃波圧を対象とした場合には、Wagner型であってもBagnold型であっても、動的倍率による評価となる。

- 2)規則波による実験結果に対し、提案した設計フローは 誤差はあるものの、傾向は一致した.
- 3)孤立波による実験結果より、孤立波が鉄筋コンクリートに作用した場合の評価は、孤立波を複数回作用させた結果に合う. 鉄筋の靭性などが影響していることが考えられ、その評価方法は今後の課題である.
- 4)本研究では鉛直部材に対して実験を実施している。そのため、水平部材に本設計フローを適用する場合、 衝撃波圧が作用した時の作用時間などを調べる必要があり、今後の課題である。

謝辞:本研究の遂行にあたり,港湾空港技術研究所耐波研究グループの皆様に実験とデータ解析の協力を頂いた. ここに謝意を表する.

#### 参考文献

- 国土交通省港湾局:防波堤の耐津波設計ガイドライン, http://www.mlit.go.jp/common/001012142.pdf, 2013年9月.
- 2) 全国の農地海岸保全協会,公益社団法人全国漁港漁場協会,一般社団法人全国海岸協会,公益社団法人日本港湾協会:海岸保全施設の技術上の基準・同解説,2018年8月.
- 3) 安藤圭, 鈴木高二朗: 孤立波が直立壁に作用した際の飛沫の打ち上げ高さについて, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol. 73, No.2, pp.I\_246-I\_251, 2017.
- 4) 安藤圭, 鈴木高二朗: 孤立波による直立壁への衝突に 関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 74, No.2, pp.I\_1057-I\_1062, 2018.
- 5) 高橋重雄, 谷本勝利, 鈴村諭司: 直立壁に作用する 衝撃波圧の発生機構に関する一考察, 港湾技術研究所 報告, Vol. 22, No.4, 1983.
- 6) 津田宗男:衝撃波力を受けるケーソン壁の設計法に 関する研究,博士学位論文,京都大学,2006年.
- 7) 土木学会:衝撃実験・解析の基礎と応用,2004年5月.
- 8) 石川信隆,大野友則,藤掛一典,別府万寿博:基礎からの衝撃工学,2008年3月.

(2019.3.13 受付)

# A STUDY ON MEMBER DESIGN METHOD AGAINST IMPULSIVE WAVE PRESSURE BY SOLITARY WAVE

# Kei ANDO, Kojiro SUZUKI and Nobuhito MORI

The design method for impulsive wave pressure with very short duration time is unknown, though there is a possibility that the members will be destroyed by tsunami. In this study, we proposed a simple method to design structure for impulsive wave pressure. First, the design procedure considering either "impulse" or "dynamic magnification" for impulsive wave pressure was proposed from the existing methodology of impact design. Next, the validity of the design procedure was examined based on the results of the regular wave experiments. Finally, the design procedure was applied to solitary wave experiments. It was found that the design for impulsive wave pressure always uses dynamic magnification, the tendency of the results of the solitary wave experiments and the regular wave experiments agrees when the proposed design procedure is used and the solitary wave experiments are conducted multiple times.