

大水深フィルタイプ防波堤の強震観測， 動水圧観測とその記録の解析

ANALYSIS OF STRONG-MOTION AND HYDRODYNAMIC PRESSURE RECORDS OBSERVED ON FILL TYPE BREAKWATER IN DEEP SEA

上部達生*・土田 肇**・倉田 栄 ---***

By Tatsuo UWABE, Hajime TSUCHIDA and Eiichi KURATA

Strong-motion and hydrodynamic pressure records obtained on the Ofunato breakwater which consists of rock-fill mound of 19 m high and concrete caissons of 20 m high on the mound were analyzed. The maximum acceleration ratio of the caisson's top to the base rock decreased with the increase of the maximum acceleration of the base rock. The first-order natural frequency estimated from the transfer function between the caisson's top and the base rock decreased with the increase of the base rock acceleration. These seismic behaviors were due to the nonlinear characteristics of the mound's material. The hydrodynamic pressures observed at vertical surface of the caisson were a little small compared with those calculated from the Westergaard's formula.

1. ま え が き

近年、水深の大きい海中に大水深フィルタイプ構造物を建設する事例が増えつつある。ここでいう大水深フィルタイプ構造物は大規模な捨石マウンドから成る構造物、あるいは大規模な捨石マウンドとその上に設置された剛構造（たとえばコンクリートケーソン）から成る構造物を指す。前者の大水深フィルタイプ構造物の具体例としては、マルセーユ港の大水深防波堤（最大水深-31 m）がある。後者の具体例としては、昭和42年に完成した大船渡湾口防波堤（最大水深-38 m）、現在建設中の釜石湾口防波堤（最大水深-65 m）がある。この両防波堤は津波に対して湾内を防護することを目的とした津波防波堤である。津波防波堤としては、最大水深からみて前記のものとはほぼ同規模のものが、静岡県下田、高知県須崎でも計画されている。別の目的の大水深フィルタイプ構造物の例として、オランダのオスタースケルデの高潮対策水門を挙げることができる。この水門は建設地点の水深が約-31 mであり、マウンドの高さは約20 m、水門躯体の高さが約30 mである。海洋開発の進展

に伴いこのような大水深フィルタイプ構造物の建設は数を増していくものと考えられる。

地震の発生が予想される地域にこのような大水深フィルタイプ構造物が建設される場合には、耐震性の検討が重要な課題である。特に津波防波堤は、ほとんどの場合津波が来襲する直前に地震動の影響を受けるから、耐震性の検討はきわめて重要である。大水深フィルタイプ構造物は規模が大きいため地震時に大きな応答を示す可能性があり、通常の静的な震度法による耐震性の検討では対応できないことが考えられる。大水深フィルタイプ構造物の地震時の挙動を把握するための方法には、構造物を構成する材料の性質を明らかにし、構造物の振動性状解析や地震応答解析を行う方法と、類似の構造物について観測結果から類推する方法とがある。

上記に関して過去の研究成果をみると、フィル材料の動的性状に関してはロックフィルダム等に関連した砕石、礫材の研究成果があるが、大水深フィルタイプ構造物の捨石マウンドに用いられるような大きな割石についての研究成果はない。観測結果に基づき振動性状を知り、地震応答計算手法の妥当性を検証するための地震観測は数は限られているが実施されてきている。大水深フィルタイプ構造物の地震観測結果に基づく検討として土田・上部・倉田・林¹⁾の研究があるが、研究の初期に出され

* 正会員 運輸省港湾技術研究所地震防災研究室長
(〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所構造部長 (同上)

*** 運輸省港湾技術研究所耐震構造研究室 (同上)

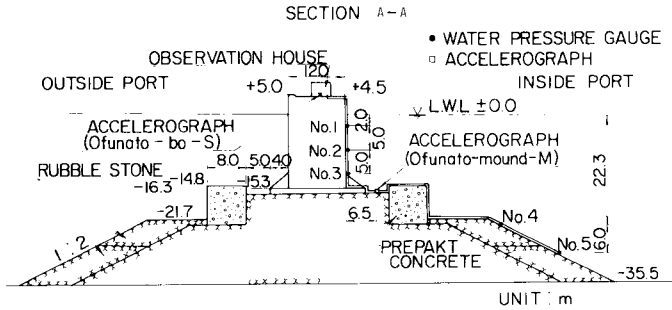


Fig.1 Section of Ofunato breakwater.

た報告であって、大水深フィルタイプ構造物の地震応答解析法の検証や振動性状の把握として確立するに至っていない。また、ダムは片側にしか水がないという点で本報告でいう大水深フィルタイプ構造物と異なるが、堤体がフィルタイプ構造物のものもあるということや、動水圧が作用するという点など共通する点も多い。そのダムの動水圧観測についてみると、これまでによく知られているのは田子倉ダムの観測²⁾だけであり、動水圧観測に基づく検討は必ずしも十分ではない。以上の事情から、ここに報告する研究では、大水深フィルタイプ構造物における地震観測結果に基づく検討を行う。

ここで対象としている大水深フィルタイプ構造物は先に例として挙げた大船渡湾口防波堤である。この防波堤は Fig. 1 に示すように捨石マウンドの上にコンクリートケーソンが設置された構造となっている。捨石マウンドはその高さが 19.2 m もあり、かなり規模の大きい堤体である。大船渡湾口防波堤では昭和 42 年の完成と同時に強震計が設置され、強震観測が実施されてきた。また、昭和 57 年からは動水圧観測も行われてきている。

この大船渡湾口防波堤で強震記録および動水圧記録が得られているので、本研究ではこれらの記録を以下の点

について検討する。

- i) 大水深フィルタイプ防波堤の振動性状の把握
- ii) フィル材料の動的性状の把握
- iii) 大水深フィルタイプ防波堤に作用する動水圧

Fig. 1 に示したように大船渡湾口防波堤の捨石マウンドの規模は大きく ii) の検討結果はこの種の防波堤に限らずロックフィルダムにも利用できるものと考えられる。また、動水圧の検討成果は、動水圧が重要な検討項目と考えられる着底式の大水深海洋構造物等の耐震性の検討に貴重なデータを与えるものと考えられる。ここで検討している強震記録には最大加速度が比較的大きいものがあり、大水深フィルタイプ構造物の振動性状を強震を含めた種々の入力加速度レベルについて検討することが可能である。なお、大水深フィルタイプ構造物の地震時の挙動を把握するための方法として、地震応答解析による方法があり、地震記録より解析手法の適用性を検証することも重要な研究であるが、それについては改めて報告することとしたい。

2. 大船渡湾口防波堤

大船渡湾口防波堤は岩手県の大船渡湾の湾口に位置し

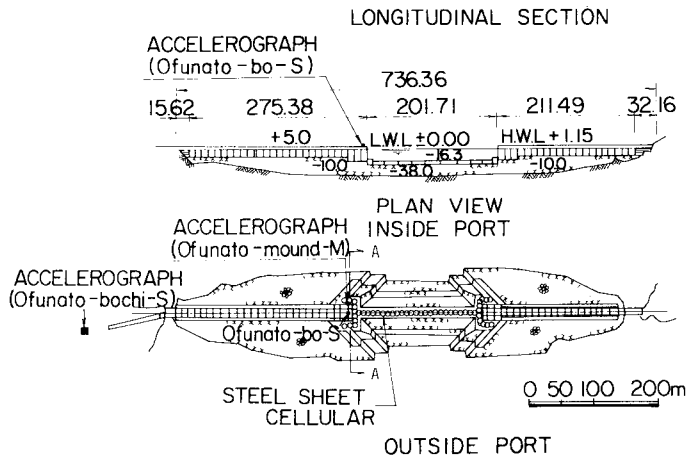


Fig.2 Longitudinal section and plan view of Ofunato breakwater.

ている津波防波堤である。防波堤位置における最大水深は-38mであり，防波堤の延長方向の中心線（防波堤の法線）方向はほぼ南北方向である。Fig. 2には防波堤全体の平面図と縦断面図を示す。Fig. 2に示すように防波堤の総延長は736mである。防波堤ケーソン部の延長は両岸からそれぞれ291m, 243mであり，この間202mは航路用として防波堤開口部となっている。

Fig. 2の平面図のA-A位置の防波堤断面がすでに示したFig. 1である。この位置における捨石マウンドは高さ19.2mであり，この上に高さ20.8mのコンクリートケーソンが設置されている。また，この位置は航路近くで流速が大きいため，プレキャストコンクリートを中詰とした高さ6mの鋼板セルが据え付けられ補強されている。

大船渡湾口防波堤の完成後に1968年十勝沖地震があったが，この際に防波堤は安定を維持するとともに，津波に対する湾内防護施設として立派に機能した³⁾。

3. 強震観測および動水圧観測

(1) 設置位置

運輸省港湾技術研究所では昭和37年より港湾地域における強震観測を実施してきている。この港湾地域強震観測網の一地点として大船渡湾口防波堤で強震観測が実施されてきている。Fig. 1, 2に示すように強震計が3か所に設置されている。この港湾地域強震観測とは別に動水圧観測も実施されており，Fig. 1に示す位置に動水圧計が設置されている。これら強震計，動水圧計の設置地点略称，設置位置，強震計と動水圧計の種類，設置年をTable 1に示す。Fig. 2に示すように，基礎岩盤上の強震計は南側の防波堤が陸地と結ばれる地点近くの岩盤上に設置されているが，この岩盤は防波堤の基礎岩盤と連続しているものである。基礎岩盤の強震計の設置地点は他の計測器が設置されているA-A断面位置とは約400m離れている。強震観測地点の略称の最後に示されているアルファベット文字のSおよびMは設置されている強震計の種類を示している。Table 1に示すように，SはSMAC-B₂強震計を意味し，MはERS強震計を意味している。これら強震計および動水圧計については次節で詳しく説明する。

(2) 強震計および動水圧計

Table 1に示したように用いられている強震計は，SMAC-B₂強震計とERS-C強震計である。SMAC-B₂強震計はわが国の強震観測に広く用いられている機械式の加速度計である。ERS強震計は可動線輪型換振器と

Table 2 Specifications of accelerographs.

	SMAC-B ₂	ERS-C
Component	2 horizontal and 1 vertical	2 horizontal and 1 vertical
Natural frequency	7.14 Hz	3 Hz
Sensitivity	12.5 Gal/mm	2 or 10 Gal/mm
Damping	Critical	Damping factor=17
Damping mechanism	Air piston	Electro-magnetic
Amplitude limit	500 Gal	500 Gal
Recording speed	10 mm/s	40 mm/s
Recording medium	Waxed paper	198 mm x 30 m
Starter threshold	5 Gal	5 Gal
Time making	1 s	0.1 s
Power supply	4 dry cell	Rechargeable battery
Recording duration	3 min.	-----
Starter	Electric contact made by vertical motion	-----
Driving mechanism for recorder	Hand-wound spring motor	-----
Natural frequency of galvanometer	-----	270 Hz

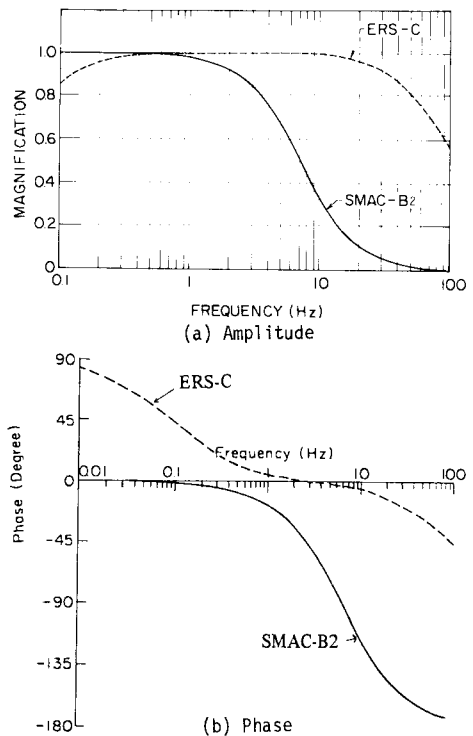


Fig. 3 Frequency characteristics of accelerographs.

Table 1 Installation outline of strong-motion and hydrodynamic pressure observation.

Brief name of station	Installation site	Measuring item	Used instrument		Start year of observation
			Type of measuring system	Model	
Ofunato-bo-S	on caisson	Acceleration	Mechanical	SMAC-B ₂	1967
Ofunato-mound-M	on mound		Electro-magnetic	ERS-C	1979
Ofunato-bochi-S	on rock		Mechanical	SMAC-B ₂	1968
Ofunato-do-1~3	Side of caisson	Hydrodynamic pressure	Strain-gauge	DAMS-2006	1982
Ofunato-do-4,5	Slope of mound		Strain-gauge	DAMS-2006	1982

電磁オシログラフとを組み合わせた加速度計であり、港湾技術研究所構造部耐震構造研究室で開発されたものである。ERS 強震計には ERS-B, ERS-C, ERS-D の 3 種類がある。大船渡マウンド-M に用いられているのは ERS-C である。

SMAC-B₂ 強震計と ERS-C 強震計の性能を Table 2 に、振動数特性を Fig. 3 に示す。Fig. 3 に示すように 2 つの強震計の振動特性はかなり異なるので、両強震計で得られた加速度記録を比較する場合注意が必要である。SMAC-B₂ 強震計および ERS-C 強震計はともに地震動の水平動 2 成分と上下動成分を記録する。大船渡湾口防波堤に設置された 3 台の強震計は水平動 1 成分が防波堤の法線に平行に、他の 1 成分が法線と直交するよう設置されている。

昭和 54 年度に防波堤のマウンドに強震計が設置される以前は、防波堤ケーソン天端と基礎岩盤上の強震計は別々のスターターで起動し、同期するようになっていなかった。防波堤のマウンド天端に強震計を設置する際に、3 つの強震計が 1 つのスターターで起動するように改良された。したがって、防波堤のマウンド天端に強震計が設置された昭和 54 年度以後は、3 つの強震計の加速度記録は同期のとれたものとなっている。

動水圧計は受圧面の直径が 74.5 mm のひずみゲージ式圧力変換器である。設置水深に応じて、5 台の動水圧計の定格容量をそれぞれ 0.5, 1.0, 1.5, 2.5, 3.0 kgf/cm²(×98 kPa) とした。捨石マウンドは滑らかな

斜面でないので袋詰コンクリートで基礎を作り、その上に受圧面を水平にして動水圧計を設置した。動水圧計の記録は強震計のスターターで起動するようになってい

(3) 記録の処理

対象とした強震記録は港湾地域強震観測の解析システム⁴⁾によりデジタル化を行った。このシステムでは SMAC-B₂ 強震計および ERS-C 強震計の記録はそれぞれのデジタル化処理方法により、0.1 Gal の量子化単位でデジタル化される。また、デジタル化された記録は時間間隔の補正により、0.01 秒間隔の記録に直される。

後に示す本報告の解析対象記録のうち 1970 年 9 月 14 日の地震の記録は、現在の強震記録解析システムが整備される以前の記録であるので円弧誤差による補正しか行われていない。

強震記録のデジタル化に関する誤差については、井合・倉田・土田の研究がある⁵⁾。それによれば、デジタル化する場合の誤差には上記の円弧誤差等以外にデジタル化装置のデジタル化誤差とオペレーターの読取り誤差がある。この報告で対象とした SMAC 強震計の記録についてはこれらの誤差の補正は行われていない。最大加速度が小さい SMAC 強震計の記録についてはデジタル化装置のデジタル化誤差とオペレーターの読取り誤差がデジタル化した後の波形に占める割合が大きいと考えられる。したがって、以下で検討する強震記録のうち最大加速度が 3 Gal の記録についてはやや精度に問題があるようにも考えられたが、3

Table 3 Strong-motion earthquake records (1970-Oct. 1982).

Earthquake data						Strong motion earthquake records***				
Date and time	Location of hypocenter				Magni-tude	Record number	Installation site	Max. acceleration(Gal)		
	Epical region	Latitude	Longitude	Depth (km)				N-S	E-W	U-D
1970- 9-14*	E off S Tohoku	38°41'	142°40'	40	6.2	S- 554	on rock	25	66	21
						S- 569	on caisson	90	163	29
1977- 6- 8	E off S Tohoku	38°28'	141°20'	70	5.8	S-1022	on rock	49	79	38
						S-1021	on caisson	139	195	61
1978- 6-12*	E off S Tohoku	38°09'	142°10'	40	7.4	S-1210	on rock	138	161	60
						S-1211	on caisson	350	269	106
1978- 6-14	E off S Tohoku	38°21'	142°29'	40	6.3	S-1212	on rock	4	4	1
						S-1214	on caisson	13	39	6
1978- 6-21	E off S Tohoku	38°15'	142°00'	50	5.8	S-1223	on rock	10	4	4
						S-1222	on caisson	(13)	(16)	(10)
1978-12- 6*	Near Kunashiri Is.	44°44'	146°58'	100	7.7	S-1274	on rock	5	3	3
						S-1275	on caisson	13	27	5
1981- 1-19* (3:17)	E off Mid-Tohoku	38°36'	142°58'	0	7.0	S-1408	on rock	9	9	5
						M- 437	on mound	24	37	22
1981- 1-19 (10:14)	E off Mid-Tohoku	38°36'	143°05'	0	6.0	S-1409	on caisson	15	41	11
						S-1412	on rock	1	1	1
1981- 1-23*	S coast off Hokaido	42°25'	142°12'	130	7.1	M- 438	on mound	3	7	3
						S-1411	on caisson	3	11	1
1981-12- 2	E off N Tohoku	40°53'	142°36'	60	6.2	S-1424	on rock	8	8	4
						M- 449	on mound	28	25	19
1982- 6- 1	E off S Tohoku	38°41'	143°20'	40	6.2	S-1422	on caisson	20	35	10
						S-1456	on rock	4	4	1
1982- 7-23	E off Kanto	36°11'	141°57'	30	7.0	M- 501	on mound	16	13	16
						S-1455	on caisson	(13)	(25)	4
1982- 6- 1	E off S Tohoku	38°41'	143°20'	40	6.2	S-1494	on rock	21	40	9
						M- 544	on mound	68	36	100
1982- 7-23	E off Kanto	36°11'	141°57'	30	7.0	S-1493	on caisson	42	173	32
						S-1524	on rock	4	3	4
1982- 7-23	E off Kanto	36°11'	141°57'	30	7.0	M- 570	on mound	8	10	6
						S-1523	on caisson	5	18	3

* Record digitized for Chapter 5.

** S of record number : Records of SMAC-B2

M of record number : Records of ERS-C

*** Value in □ means SMAC-B2 equivalent acc.

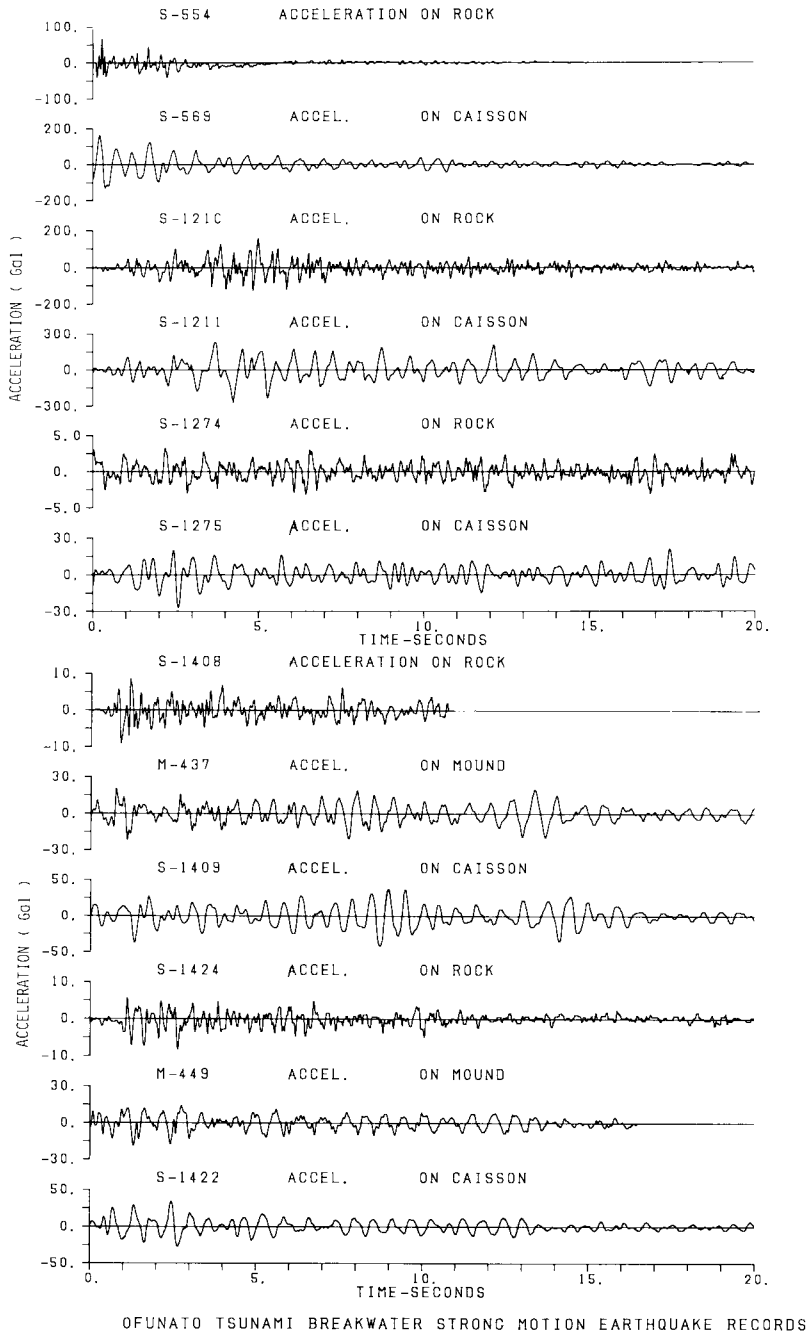


Fig. 4 Strong-motion earthquake records.

図化したものを Fig. 4 に示す。

(2) 強震計の機種の違いによる補正

SMAC-B₂ 強震計と ERS-C 強震計の振動数特性は異なっており (Fig. 3), 両者の強震記録を同時に検討する場合には注意が必要であることは 3. においてすでに述べた。したがって, この研究でも両強震計の記録を得ら

れたままの状態と同一に議論することは避けた。過去において SMAC-B₂ 強震計の記録が耐震工学の分野において非常によく用いられてきており, 現在でもその傾向が強い。また, SMAC-B₂ 強震計の振動数帯域は ERS-C 強震計のそれより狭く, SMAC-B₂ 強震計の記録を ERS-C 強震計の記録に相当するものに補正するのは誤

差が多く含まれる可能性が高い。さらに、SMAC-B₂強震計の振動数特性が低下する振動数範囲の成分が強震記録に占める割合は補正しても後に示す記録の解析で検討する振動数範囲の成分のそれに比較して小さいことが推定された。これらのことから、この研究では大船渡マウンド-MのERS-C強震計の記録をSMAC-B₂強震計の記録と等価なものに変換し、これとSMAC-B₂強震計の記録を用いて解析することとした。この変換方法は港湾地域強震観測年報に示されている手法⁴⁾によった。

Fig. 4 に示したマウンド天端の加速度波形はSMAC-B₂強震計の記録と等価なものに変換したあとの波形である。

(3) 3観測地点の強震記録相互間の時間差の補正

すでに述べたように大船渡マウンド-Mの設置以前はケーソン天端と基礎岩盤の強震計は別々に起動していた。また、大船渡マウンド-Mが設置された後は同一スターターで起動するようになったが、同一スターターで起動しても大船渡防地-Sと大船渡防-Sとは約400m離れているので、大船渡防-S地点直下の地震動と大船渡防地-S地点の地震動に時間のずれが生ずる可能性がある。そこで、各観測地点の強震記録について相互相関数を計算し、これにより、各記録相互の対応が最もよくなるように各記録間の時間的対応を定めた。大船渡湾口防波堤はかなり大きな構造物であるので基礎岩盤の入力波形に対してケーソン天端の応答波形に位相差があることが考えられるが、これについてここでの時間差の補正を行うと、位相差に関する情報に誤差を持ち込むおそれが強いこと、同一スターターで起動していない記録については補正の方法がないことによりここではこれを考慮しなかった。相互相関数より得られた記録間の時間差だけそれぞれの強震記録をずらし、以後の検討に用いることとした。Fig. 4の加速度波形はこのようにずらした後の波形である。

(4) 動水圧観測結果

昭和57年12月に動水圧計が設置されてから、昭和58年12月までに8地震について記録が得られている。8地震の記録のうち動水圧の値が小さいものを除いた6地震の記録の最大値をTable 4に示す。Fig. 5には動水圧波形を強震記録波形と同時に示す。

5. 観測記録の解析と考察

(1) 防波堤の加速度応答

防波堤のケーソン天端およびマウンド天端の最大加速度は、Table 3, 4に示したように基礎岩盤の最大加速度より大きい。また、Fig. 4に示したように加速度波形も基礎岩盤と防波堤の各位置とでは異なった様子を示している。基礎岩盤に対して防波堤がどの程度の加速度応

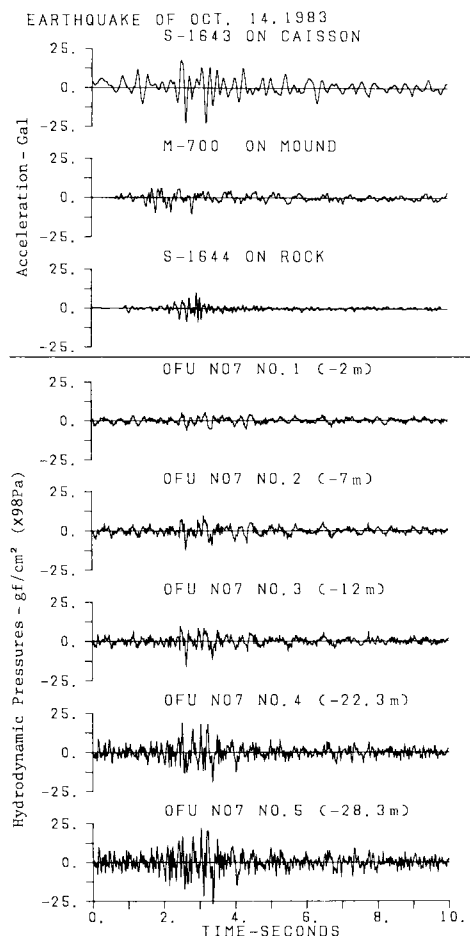


Fig. 5 Records of acceleration and hydrodynamic pressure.

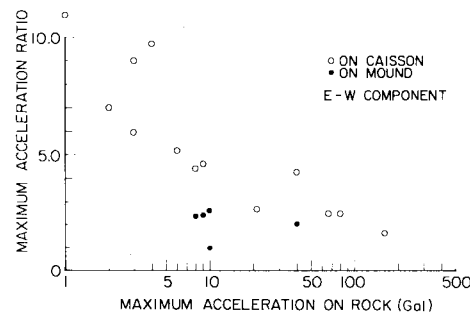


Fig. 6 Maximum acceleration ratios of caisson's top to rock surface.

答を示しているのかをみるために、ケーソン天端およびマウンド天端の最大加速度を基礎岩盤のそれで除した値を最大加速度応答比として求め、基礎岩盤の最大加速度に対して示したのがFig. 6である。マウンド天端の最大加速度応答比はSMAC-B₂強震計の記録と等価なものに変換した後の加速度について求めた結果である。

Fig. 6には記録のスタート時点でいくつかの波が重ね書きされている強震記録の最大加速度応答比は示していない。Fig. 6をみると防波堤は最大加速度応答比が1以上の応答を示していることがわかる。マウンド天端の最大加速度応答比のデータは4記録と少なく、1つの記録が1.0であり、他は2.0~2.4の値を示している。一方、ケーソン天端の最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度が1~5 Galで5~11と大きい値を示しているが、基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少し、基礎岩盤の最大加速度が161 Galで、その比は1.7となっている。このようにケーソン天端の最大加速度応答比が基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少しているのは、防波堤のマウンド材の非線形特性によるものであると考えられる。

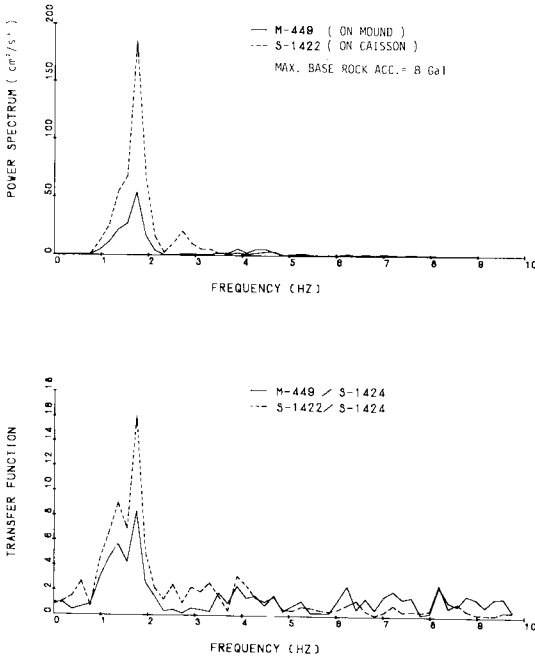


Fig. 7 Power spectra and transfer function.

(2) 防波堤の周波数伝達関数

ここでは、デジタル化した強震記録のパワースペクトルと防波堤の周波数伝達関数を検討する。周波数伝達関数は基礎岩盤の強震記録を入力とし、防波堤のケーソン天端またはマウンド天端の強震記録を出力として求めた。この周波数伝達関数により防波堤の固有振動数を推定する。

パワースペクトルはFFTにより計算した。周波数伝達関数は次式により求めた。

$$A(f) = Z_{yx}(f) / P_x(f)$$

$$Z_{yx}(f) = \sqrt{P_{yx}^2(f) + Q_{yx}^2(f)}$$

ここに、 $A(f)$: 周波数伝達関数

$Z_{yx}(f)$: クロススペクトルの絶対値

$P_x(f)$: 入力のパワースペクトル

$P_{yx}(f)$: コスペクトル (複素数で表わされるクロススペクトルの実数部)

$Q_{yx}(f)$: クォドラチャスペクトル (複素数で表わされるクロススペクトルの虚数部)

この報告で用いた周波数伝達関数を求めるプログラムは桑島・永井のプログラム⁶⁾を強震記録解析用に変換したものである。このプログラムで使用されているウィンドウはB.G.T型データウィンドウと放物線型のスペクトル平滑化関数である。

パワースペクトル、周波数伝達関数の計算はFig. 4に示した強震記録の最初から10秒間について実施した。

3. で示したように強震記録のデジタル化データの時間きざみは0.01秒であるので、データ数は1000個となる。スペクトルの移動平均幅は約0.4 Hzとして、スペクトルの出力は約0.2 Hzきざみで10 Hzまでとした。

パワースペクトル、周波数伝達関数について、ケーソン天端とマウンド天端とを比較したのがFig. 7である。この図によればケーソン天端、マウンド天端の応答はともに2 Hz付近の振動数成分が大きく増幅されている。ただし、その増幅の程度はケーソン天端とマウンド天端

Table 5 Predominant frequency of power spectrum and frequency of transfer function's peak.

Earthquake	Installation site	Record number	Max. Acc. (Gal)	Predominant freq. of power spectrum* (Hz)	Freq. of transfer function's peak (Hz)
1978-12-6	on rock	S-1274	3	3.3, 1.2	1.6, 1.9, 3.1, 4.3
	on caisson	S-1275	37	1.6, 3.3	
	on rock	S-1424	8	2.7, 4.9, 2.1	
1981-1-23	on mound	M-449	19	1.8	1.4, 1.8, 3.5, 3.9
	on rock	S-1424	8	2.7, 4.9, 2.1	
	on caisson	S-1422	35	1.8, 2.7	
1981-1-19	on rock	S-1408	9	2.5, 4.5, 0.6	1.6, 1.9, 3.5, 4.1
	on mound	M-437	22	2.1, 3.5	
	on rock	S-1408	9	2.5, 4.5, 0.6	
1970-9-14	on caisson	S-1409	41	1.9	1.4, 1.9, 3.1, 3.9
	on rock	S-554	66	2.7, 5.8	
	on caisson	S-569	163	1.4, 1.9, 2.9	
1978-6-12	on rock	S-1210	161	2.3, 2.7, 1.8, 3.3	1.0, 1.9, 2.5, 2.9
	on caisson	S-1211	269	1.9, 1.0, 2.5	

* put in order of peak value

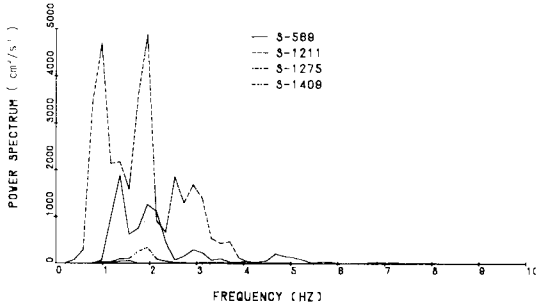


Fig. 8 Power spectra of acceleration on caisson's top.

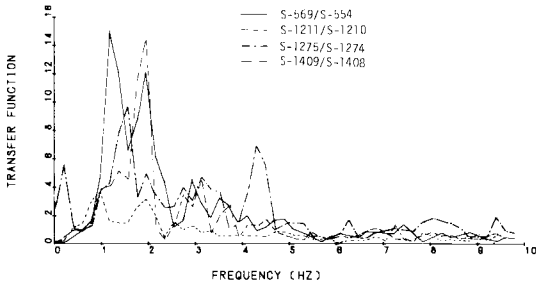


Fig. 9 Transfer functions.

では異なっているのがわかる。パワースペクトルと周波数伝達関数の全体的傾向はケーソン天端とマウンド天端とでよく似たものとなっている。

Table 5 にパワースペクトルの卓越振動数、周波数伝達関数のピークを示す振動数を示す。パワースペクトルの卓越振動数はパワースペクトルのピーク値の大小の順に示してある。一方、周波数伝達関数の方はピークを示す振動数の値の小さい順に示してある。この周波数伝達関数のピークを示す振動数は防波堤の固有振動数と考えられるものである。

Table 5 によれば基礎岩盤のパワースペクトルの卓越振動数のうちピーク値が最大となるものは 2.3 Hz と 3.3 Hz の間にあり、その振動数は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少の傾向がある。Fig. 8 には防波堤ケーソン天端の 4 つの強震記録のパワースペクトルを示す。S-1275 を除く 3 本の記録のパワースペクトルでは 2 Hz の振動数が卓越しているが、S-1275 では 2 Hz の卓越振動数が認められない。ただし、S-1275 の周波数伝達関数を見ると他の記録のそれと同様に 2 Hz においてピークが認められるので、S-1275 の場合に防波堤が特別な応答を示したとは考えられない。基礎岩盤の最大加速度が大きくなると、2 Hz 以下の振動数も卓越するようになり、しかもその卓越振動数は最大加速度の大きいものほど小さくなっている。

Fig. 9 には防波堤ケーソン天端の周波数伝達関数を 4 つの地震について示す。Fig. 9 に示す S-1275 には 0.2

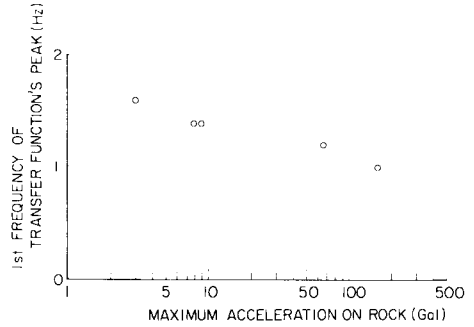


Fig. 10 1st frequency of transfer function's peak.

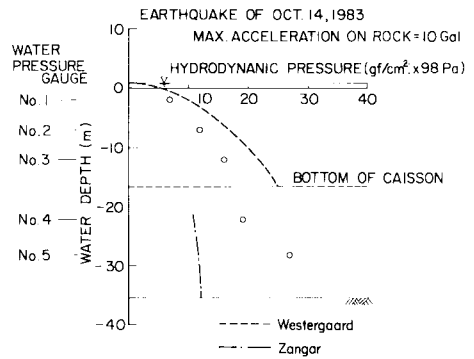


Fig. 11 Hydrodynamic pressures versus water depth.

Hz にピークが認められるが、これは S-1275 に長周期成分の誤差が含まれていたことによるものであり、固有振動数とは考えなかった。Table 5 に示したように、1.8 Hz あるいは 1.9 Hz に二次の固有振動数があり、一次の固有振動数は最大加速度の増大とともに減少している。これを図に示したのが Fig. 10 である。このように一次の固有振動数が基礎岩盤の最大加速度とともに減少しているのは、防波堤のマウンド材の非線形特性によるものと考えられる。すでに示した Fig. 6 およびここに示した Fig. 10 にみられるように、マウンド材の非線形特性が 20 Gal 程度の低い最大加速度ですら認められるのは興味深い。

(3) 動水圧の深さ方向の分布

1983 年 10 月 14 日の地震について動水圧記録の最大値を各設置水深別に示したのが Fig. 11 である。基礎岩盤の最大加速度は 10 Gal であった。

Fig. 11 の点線は通常よく用いられている Westergaard の簡略式を近似的に適用して計算した結果である。震度を 0.018 とし、水深をマウンド天端までの水深とした。この震度はケーソン天端の最大加速度 (26 Gal) とマウンド天端の最大加速度 (10 Gal) の平均値を重力加速度で除したものである。図に示した動水圧の計算値は観測結果よりやや大きくなっている。他の地震の動水

圧記録についても同様の結果であった。防波堤のケーソンは大きな応答を示しており、捨石マウンドの上に設置された構造となっているので、剛な鉛直壁に作用する動水圧を与える Westergaard の簡略公式をそのまま適用することに問題があると考えられる。このような構造物に作用する動水圧を今後詳細に検討するには、水と構造物の連成を考慮した地震応答解析による検討が必要である。

Fig. 11 の一点鎖線は斜面に作用する動水圧を与える Zangar の公式の値である。マウンド斜面が水面までであると仮定して、計算したマウンド部の値である。ここで対象としている防波堤のマウンドのような水中にある大きな捨石からなる斜面に Zangar の公式を適用するのは問題があるが、この Zangar の公式は斜面に作用する動水圧を与える公式としてよく知られているので、ここでは参考として Fig. 11 に示した。なお、ここで検討している大きな捨石からなる斜面の動水圧の観測方法についてはいろいろ論議があると考えられるので、ここで得られた動水圧観測値を利用する場合には常にここでの計測方法を考慮しておく必要がある。

6. 結 論

(1) 捨石マウンドとコンクリートケーソン（高さはそれぞれ 19.2 m と 20.3 m）からなる大船渡湾口防波堤の最大加速度応答比（ケーソン天端と基礎岩盤の最大加速度の比）は基礎岩盤の最大加速度が 1~5 Gal で 5~11 と大きな値を示した。この最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少し、記録された中で最も大きい基礎岩盤の最大加速度値 161 Gal で、その比は 1.7 となった。

(2) 強震記録より求められたケーソン天端の基礎岩盤に対する周波数伝達関数によれば、周波数伝達関数の

一次のピークを示す振動数は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少した。

(3) (1) および (2) の結果は、防波堤マウンド材が非線形性を有することによるものと考えられる。

(4) 動水圧観測より得られたコンクリートケーソンに作用する動水圧は Westergaard の簡略公式を近似的に適用（ケーソン天端とマウンド天端の最大加速度の平均値を重力加速度で除した値を震度として与えている）した計算値よりやや小さい値を示した。

謝 辞：本報告は港湾地域強震観測の成果によること大であり、大船渡湾口防波堤に設置されている強震計あるいは動水圧計の保守管理にあたっている運輸省第二港湾建設局宮古港工事事務所、岩手県港湾課、岩手県大船渡土木事務所の協力を謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 土田 肇・上部達生・倉田栄一・林 聰：有限要素法によるフィルタイプ防波堤の地震応答計算と観測結果の比較、関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム、pp. 357~364, 1973 年 9 月。
- 2) Okamoto, S. : Introduction to Earthquake Engineering, Second Edition, University of Tokyo Press, pp. 417~419, 1984.
- 3) 運輸省港湾局・港湾技術研究所・第二港湾建設局・北海道開発局港湾部：1968 年十勝沖地震港湾被害報告・津波調査報告、pp. 264~267, 1968 年 12 月。
- 4) 倉田栄一・福原哲夫・野田節男：港湾地域強震観測年報（1982）、港湾技研資料、No. 486, 1983 年 6 月。
- 5) 井合 進・倉田栄一・土田 肇：強震記録のデジタル化と補正、港湾技研資料、No. 286, 1978 年 3 月。
- 6) 桑島 進・永井康平：任意個数試料の FFT (Fast Fourier Transform) 算法とそのスペクトル解析への応用、港湾技研資料、No. 155, 1973 年 3 月。

(1984. 10. 30・受付)