

大水深海底砂地盤上の防波堤の 大型模型破壊振動実験

運輸省 港湾技術研究所 正会員○上部達生
" " 正会員 守屋正平

1. まえがき

津波防護を主要な目的として、地震多発地域の大水深域に建設される防波堤の場合には、防波堤の耐震性の検討が重要な課題である。水中の大規模構造物となるので、水との連成を考慮した防波堤の振動性状を把握する必要がある。また、海底が砂地盤である場合には、砂地盤の液状化を考慮した防波堤の地震時安定を検討しなければならない。こうした点をふまえて、振動箱内にケーソンと割石マウンドからなる混成式防波堤の模型と、砂地盤を作成し、振動破壊実験を行った。実験結果により、防波堤の応答特性と、飽和砂地盤上のマウンドの地震時の安定に関して検討を行った。

2. 模型

砂地盤を含めた模型の相似率を全て満足させることは実験技術的に非常に困難であったので、実物の防波堤の形状に相似な小さな実物の防波堤の応答特性、破壊性状を検討するという立場をとった。通常、山砂で砂地盤を作成し、その上に実物の防波堤の1/40の縮尺の模型を作成した。ケーソン模型の単位体積重量は実物と等しくし、モルタルで作成した。マウンド模型の材料には、実物の割石の個々の重量から推定された粒径分布とほぼ相似な粒径分布をした道路用碎石 ($D_{50}=13\text{mm}$) を用いた。模型は2度作成しており、この報告ではこれらの模型をケース1とケース2で区別した。

図-1には振動箱(長さ約8m、幅4m、高さ2m)の中に作成した模型の断面を示す。表-1には、模型の性状を示す。また、図-2には砂地盤の材料として用いた木更津砂およびマウンド模型の材料として用いた碎石の粒径分布を示す。

加振後の模型の破壊変状を把握するために、マウンド模型および砂地盤内に、白色砂の薄い層(5mm厚)とパイル(直径6cm)を設置した。図-1の砂地盤内の縦線がパイル、砂地盤およびマウンド模型内の横線が白色砂層である。

模型を作成後、振動箱に注水した。砂地盤の飽和度を高めるために、注水後約2日間放置した。

表-1 模型の性状

実験ケース 項 目	ケース 1		ケース 2	
	地 盤	マウンド	地 盤	マウンド
湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)	1.46	1.65	1.53	1.58
砂投入時の含水比 (%)	10.0	0.9	10.0	1.6
乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)	1.33	1.64	1.39	1.56
飽 和 度 (%)	84.4	100	85.7	100
注水後単位体積重量 (gf/cm ³)	1.77	1.95	1.82	1.91
間 隙 比	1.08	0.64	0.99	0.72
相 対 密 度 (%)	34.0	—	53.0	—
内 部 摩 擦 角 (度)	36	40	38	40

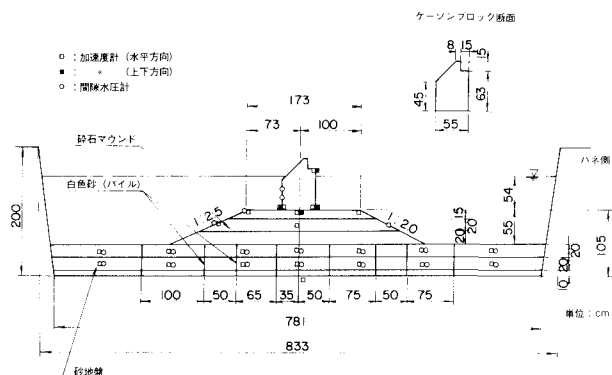


図-1 模型断面図

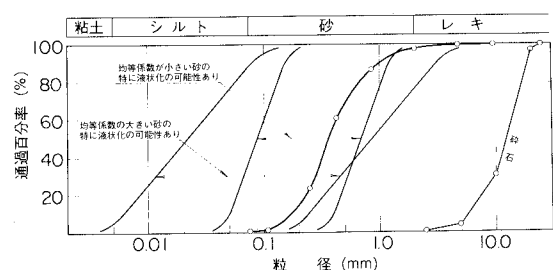


図-2 木更津砂、碎石の粒径分布

3. 振動実験

ここでの振動実験には振動破壊試験装置を用いた。図-3にこの試験装置の概要を示す。油圧シリンダにより振動箱を押し出してバネ装置に初期変位を与え、瞬間的にシリンダを引き戻すことにより、振動箱に水平一方向の自由減衰振動を発生させる試験装置である。

1. で述べたように、模型は2度作成しており、それぞれをケース1とケース2で区別した。両ケースとも模型断面は図-1に示すものである。ケース1ではマウンド模型の破壊性状を明確に計測、観察するために水位を砂地盤表面までとし、ケース2では実物の水位と同じ高さまで注水した。

模型には図-1に示すように加速度計、水圧計を配置し、各位置の加速度、模型に作用する動水圧、砂地盤内の間隙水圧を計測した。

50Gal 程度の最大加速度から、段階的に最大加速度を増大させ、模型の残留変位が大きくなり破壊したとみなせるまで加振を繰り返した。両ケースとも繰り返し加振数は5回であった。各加振の振動台の最大加速度はケース1で約60,110,230,340,610Gal、ケース2で約60,110,240,350,660Galであった。

各加振後に、模型の残留変位を測定した。基線およびマーカー（ゴルフのティーを使用した）を設け、レベルならびに金尺により鉛直と水平の残留変位を測定した。

4. 振動実験結果

1) 応答加速度

図-4に加速度および間隙水圧の計測結果の1例を示す。振動台加速度は図に示すように自由減衰振動の波形である。間隙水圧は振動中に上昇しているのがわかる。

図-5には模型中央位置の応答加速度の高さ方向の分布を示す。図の上に示すように加速度波形の第1半波を第1波、第2半波を第2波と呼んでおり、図-5に示したのは第1波、第2波の最大加速度値である。各加振の最大加速度値の高さ方向の分布を線種を変えて示している。振動台の最大加速度が小さい場合には、上にいくほど最大加速度は大きくなっているが、振動台の最大加速度が増加すると、地盤内で急激に最大加速度は減少し、マウンド部ではほぼ変化せず、ケーソン部でやや大きくなっているのがわかる。ケーソン天端の最大加速度応答比（ケーソン天端の応答最大加速度と入力最大加速度の比）は、入力最大加速度が100Galで1.5 と1以上であるが、入力最大加速度が200Gal以上では、最大加速度応答比は1以下となっている。

2) 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧を有効拘束圧で除した値を過剰間隙水圧比として、加振毎の変化をみたのが図-6である。横軸は地盤加速度（防波堤中央下の地盤表面の加速度で図-5ではAH11）である。第3回目の加振（振動台加速度245Gal、地盤加速度161Gal）以後、過剰間隙水圧比が増大し、0.5 以上となっているのがわかる。

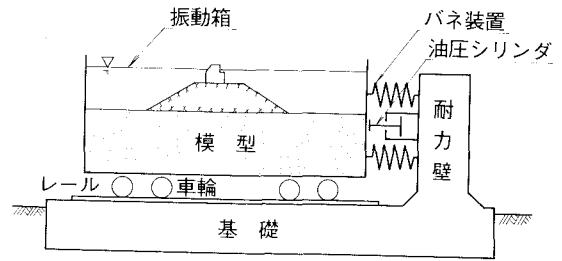


図-3 振動破壊試験装置の概要

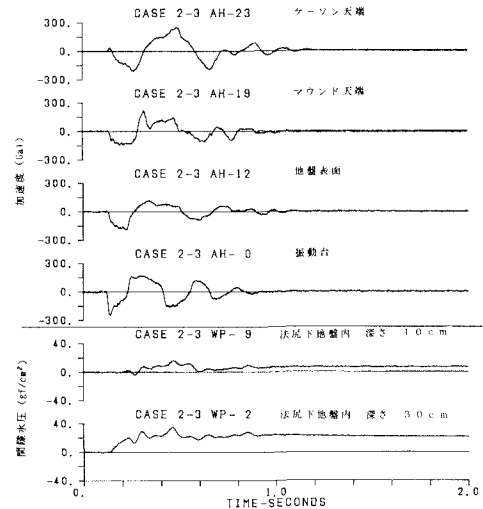


図-4 加速度及び間隙水圧の時刻歴

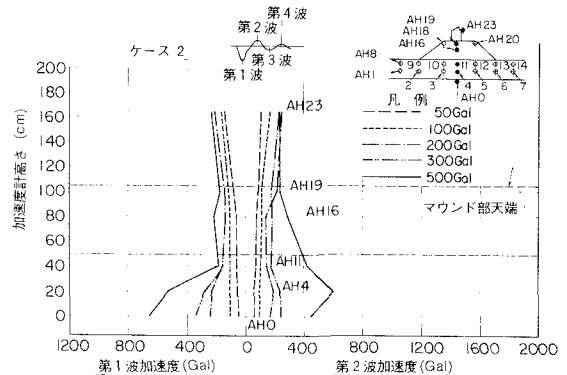


図-5 最大加速度分布

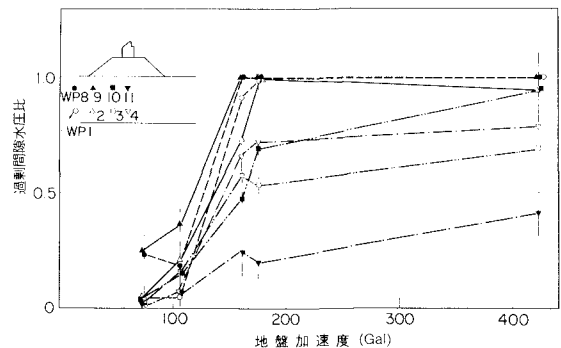


図-6 間隙水圧比と地盤加速度

図-7には砂地盤の表面から10cmの位置の各測定点の過剰間隙水圧比を、加振毎に並べて示したものである。図-7によれば、マウンド法尻下の地盤内および防波堤模型のない地盤内の過剰間隙水圧比が最初に増大していく様子がわかる。マウンド中央直下のWP11の位置は、拘束圧が大きいと最終加振においても過剰間隙水圧比は0.5以下となっていた。

3) 水平変位量および沈下量

図-8には各加振後の模型各位置の沈下量を地盤加速度に対して示してある。この図によれば、第3回目の加振で残留沈下量が増大したのがわかる。図-6にみたように、この時の過剰間隙水圧比は防波堤中央直下の部分を除く地盤内で0.5以上となっており、これが残留沈下量の増大に大きく影響したものと考えられる。また、図-8に示すように、マウンド法尻の先の地盤表面は振動台加速度が大きくなると盛り上がっている。

図-9には各位置の沈下量の分布を加振毎にみたものである。この図によれば、法尻付近が盛り上がり、ケーソン模型が大きく沈下しているのがわかる。

一方、防波堤模型の残留水平変位量の測定結果によれば、マウンドの2つの斜面のうち、勾配の急な斜面の残留水平変位量がもう一方の斜面の残留水平変位量よりやや大きい値を示した。

4) 最終加振後の防波堤模型の変状

最終加振後の模型撤去時に、防波堤法線方向の中央位置から片側をスコップにより段切りし、砂地盤内に敷設した白色砂層の段差および白色砂パイルの曲がり等を測定した。また、白色砂層に設置したマーカーの沈下量を合せて測定した。これらの測定結果を図-10に示す。この図に示すように、マウンド模型および砂地盤内ですべり破壊面が白色砂層を切断することを示す白色砂層の段差は認められなかった。3)でみたように、法尻付近の変形状況が大きいこと、ケーソン模型の設置位置の沈下が大きいことが確認された。

5. 防波堤の地震応答解析

1) 地震応答計算手法

図-5に示したように、ケーソン天端の最大加速度応答比は、入力最大加速度の増加とともに減少しており、これは地盤やマウンド模型の材料の非線型特性によるものと考えられる。したがって、地震応答計算ではこの材料の非線型特性を考慮する必要がある。厳密な非線型計算は大型計算機を用いても長時間を必要とし、実用的ではないので、ここでは等価線型化手法による地震応答計算を行った。この計算手法は線型計算であるが、材料のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存特性を考慮することができる。

防波堤模型は水中にあるので、

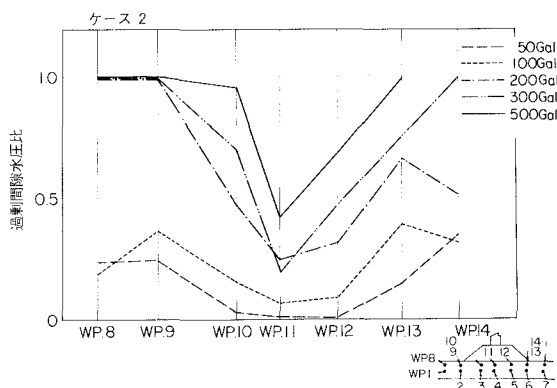


図-7 各測点の間隙水圧比

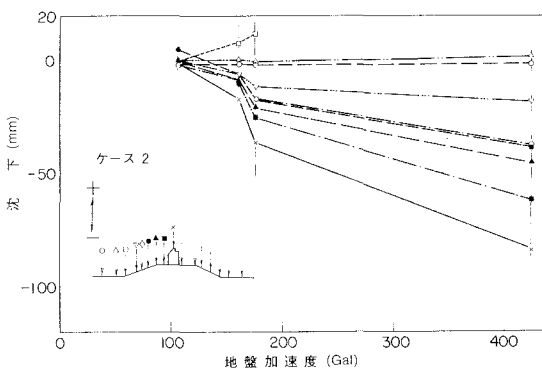


図-8 残留沈下量と地盤加速度

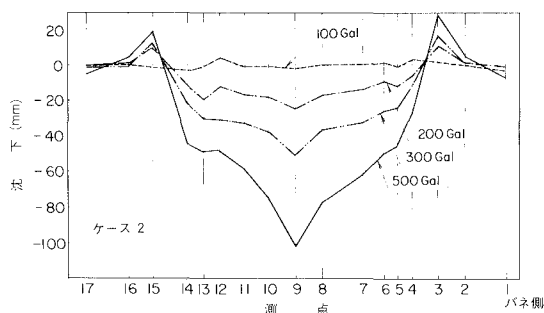


図-9 各測点の残留沈下量

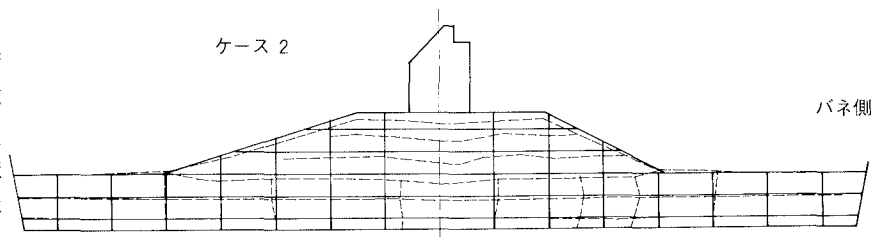


図-10 最終加振後の模型の変状

地震応答計算を行う場合には水の影響を考慮しなければならない。ここでは、水と構造物の連成を考慮できる地震応答計算を行うこととした。

ここでの検討は上述した地震応答計算が可能な有限要素法の地震応答計算プログラム”BEADIII”を用いた。以下には、このプログラムの計算結果と実験結果との比較を示す。

2) 計算に用いたモデルおよび定数

図-11には地震応答計算で用いた防波堤模型と地盤と水の要素モデルを示す。この図には、加速度計の測定位置も示した。

地震応答計算を行う場合に必要な主な定数は単位体積重量、微小ひずみ時のせん断弾性係数、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性、ポアソン比等である。単位体積重量は表-1に示した。微小ひずみ時のせん断弾性係数は後に示すように拘束圧と間隙比の関数として与えられているので、この拘束圧を求めるために有限要素法による静的変形応力解析を行った。また、間隙比は表-1に示されている値を用いた。

木更津砂の微小ひずみ時のせん断弾性係数は次式より求めた。

$$G_0 = 850 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot (\sigma'_c)^{0.5}$$

ここに、 G_0 ：微小ひずみ時のせん断弾性係数
(kgf/cm²)

e ：間隙比

σ'_c ：有効拘束圧 (kgf/cm²)

また、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性を図-12に示す。この図には碎石の物性のひずみ依存特性も示されているが、これは後述する。以上の木更津砂の物性は振動箱内の砂層の共振実験より推定されたものである。

碎石の材料定数は予備実験として行った振動箱の共振実験より求めた。共振実験により得られた共振振動数と加速度応答比に地震応答計算結果が一致するようなせん断弾性係数、減衰定数を推定した。碎石の微小ひずみ時のせん断弾性係数には、次式より計算される値を用いた。

$$G_0 = 1230 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot (\sigma'_c)^{0.55}$$

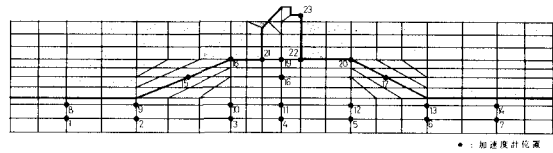


図-11 有限要素モデル

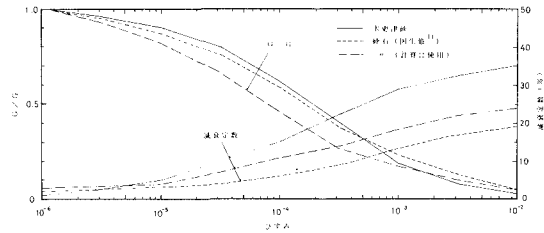
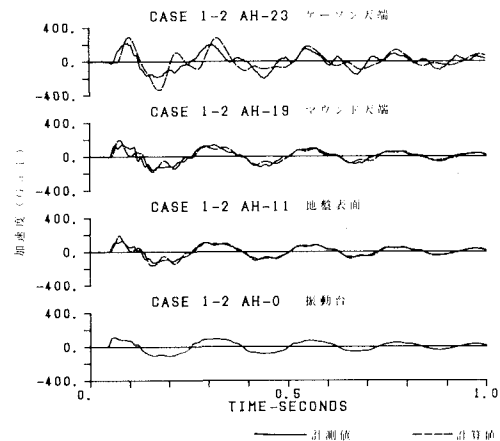
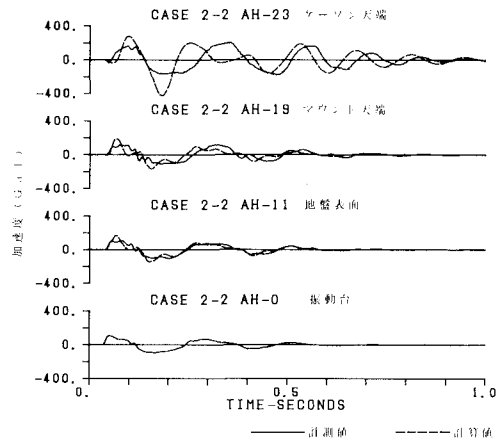


図-12 ひずみ依存特性



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図-13 計算結果と実験結果の比較

共振実験結果と地震応答計算結果の比較から推定されたせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性を図-12に示す。図-12には国生・江刺・桜井¹⁾の碎石の振動三軸試験結果による曲線も示してある。この曲線とここで推定した曲線と比較すると、せん断弾性係数は国生らの曲線がやや大きく、減衰定数は国生らの曲線が小さくなっている。これらの検討結果から判断すると、ここで推定した碎石の微小ひずみ時のせん断弾性係数、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性は妥当な数値を与えていると考えられる。

表-2 円形すべりの計算条件と計算結果

ケース	単位体積重量(tf/m^3)			内部摩擦角(度)		テスト No.	波の 番号	震度			円形すべり の安全率
	地盤	マウンド	ケーソン	地盤	マウンド			地盤	マウンド	ケーソン	
1	1.77	1.65	2.16	36	40	—	—	0	0	0	1.93, 2.04
						2	1	0.122	0.142	0.168	1.25
							2	0.119	0.147	0.167	1.30
							3	0.111	0.127	0.162	1.27
							4	0.093	0.117	0.147	1.36
						3	1	0.208	0.197	0.183	1.09
							2	0.196	0.195	0.214	1.02
							3	0.172	0.213	0.283	0.96
							4	0.142	0.186	0.215	0.86
						4	1	0.242	0.231	0.221	1.04
							2	0.265	0.235	0.269	0.90
							3	0.196	0.249	0.324	0.90
							4	0.138	0.080	0.030	0.88
2	1.82	1.91	2.16	38	40	—	—	0	0	0	1.58, 1.69
						2	1	0.091	0.112	0.118	1.33
							2	0.077	0.111	0.139	1.31
							3	0.061	0.102	0.143	1.25
							4	0.038	0.079	0.138	1.37
						3	1	0.153	0.138	0.129	1.03
							2	0.108	0.118	0.141	1.00
							3	0.077	0.051	0.	0.91
						4	1	0.120	0.140	0.117	1.00
							2	0.171	0.138	0.092	0.96

常時の安全率は右が海側斜面、左が陸側斜面

3) 計算結果

計算結果の波形を実験結果のそれと比較して図-13に示す。図-13(a) はケース1、図-13(b) はケース2の場合である。両ケースとも第2回目の加振（入力最大加速度が約100Gal）と第3回目の加振（入力最大加速度が約200Gal）の場合の結果を示した。

図-13によれば、入力最大加速度が約100Galの場合には計算結果と実験結果のケーソン天端の波形がやや異なるが、他の位置の波形は一致している。入力最大加速度が約200Galの場合には、計算結果と実験結果の差が大きい。入力最大加速度が約200Galの場合には、防波堤模型の中央直下を除いた砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以上となっており、このことが計算結果と実験結果の応答加速度の差に大きく影響しているものと考えられる。

6. 円形すべり面法による防波堤の地震時安定解析

図-10に示したように、防波堤模型は大きく沈下しているが、完全には崩壊していない。3. で示したように、防波堤模型の変位量はある入力最大加速度で急増し、その後の入力最大加速度の増加とともに、防波堤の変状も進むという変動を示した。この防波堤の変位量が急増した場合の加振では、砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以上となっていた。このような変状を示す防波堤模型に対して、ここでは、防波堤に作用する慣性力と動水圧合力、および地盤の過剰間隙水圧を考慮した円形すべり面法による安定解析を行い、円形すべり面法による安定解析の安全率と防波堤模型の変位量の増加との関係について検討した。

港湾施設の設計では、通常土塊を分割して考えるスウェーデン法のうち、チェボタリオフが述べている方法により安定解析が行われている²⁾。本報告での円形すべり安定計算は、港湾施設の設計で用いられている手法を修正³⁾して、慣性力および飽和砂地盤内に発生した過剰間隙水圧を考慮して行った。

表-1には砂および碎石の内部摩擦角を示した。砂の内部摩擦角は上部・北沢・檜垣³⁾の報告に示されているもの、碎石の内部摩擦角は莊司⁴⁾の三軸試験結果に基づいて定めた。計算で用いる震度は、地盤、マウンド、ケーソンの三つの部分で別々の値を与えた。各時刻における、各部分のいくつかの測定加速度を平均し、それを重力加速度で除したものを各部分の震度とした。砂地盤内の過剰間隙水圧およびケーソン模型側壁に作用する動水圧は各時刻における測定値を用いた。

ケース1およびケース2の加振毎に、各時刻における円形すべりの安定計算を行い、第1波から第4波について安全率の最小値を求めた。表-2にこの計算結果を示す。この表には計算に用いた単位体積重量、内部摩擦角、震度の値も示した。図-14にはこの最小安全率を地盤加速度に対して示した。図-14に示す黒ぬりの記号は防波堤模型の残留変位量がそれまでの加振の場合と比較して急増した加振の場合を示す。図-14に示すように、黒ぬりの記号は全て1以下となっている。したがって、防波堤模型の残留変位量が急増する加振条件では、円形すべり面法の安定解析の安全率が1以下となることが判明した。

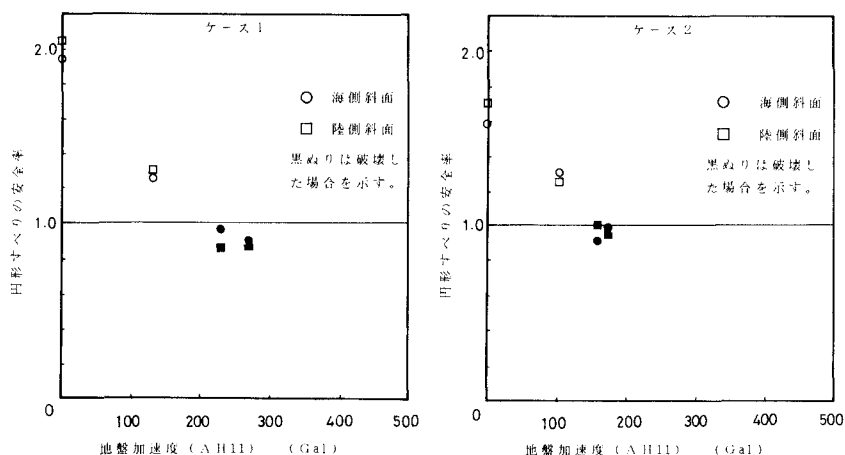


図-14 円形すべりに対する最小安全率

7. 結論

砂海底地盤上の大水深防波堤の大型模型振動実験を行い、その解析を行った。得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1) ケーソン模型天端の最大加速度応答比は入力最大加速度の増加とともに減少した。入力最大加速度が約100Galで1.5であったが、入力最大加速度が約200Gal以上では1以下となった。
- (2) 砂地盤で防波堤が設置されていない部分およびマウンド法尻の下部分の過剰間隙水圧比は入力最大加速度の増加とともに1に近づいていったが、防波堤模型の直下の砂地盤内では0.5以下であった。
- (3) 砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以上になると、防波堤模型の残留変位量が急増した。
- (4) マウンド法尻部が砂地盤の液状化の影響をもっとも受けやすく、他と比較してマウンド法尻部の変状がやや大きかったが、防波堤の全体安定に影響を及ぼすようなマウンド法尻部の大きな破壊が発生するような現象はなかった。
- (5) 入力最大加速度が約100Gal以内の場合には、砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以内であり、ここでの地震応答計算結果と実験結果の応答加速度波形はほぼ一致した。
- (6) 実測加速度を重力加速度で除した震度と実測過剰間隙水圧を与えた円形すべり面法による地震時安定解析によれば、防波堤模型の残留変位量が急増した加振条件では、安定解析の安全率が1以下であった。

円形すべり面法による斜面の地震時安定に関するここで示した結果は、飽和砂地盤上の堤体の1つの検討事例を与えるものであるが、これが直ちに斜面の地震時安定解析手法の一般化には結びつかない。さらに、詳細な検討の蓄積が必要である。

参考文献

- 1) 国生剛治、江刺靖行、桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒材の動的変形特性と減衰特性、電力中央研究所報告、No.380002、1980年6月
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、昭和54年、pp.5.93～5.98
- 3) 上部達生、北澤壮介、檜垣典弘：飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析、港湾技術研究所報告、24巻、2号、1985年6月、p.313
- 4) 荘司喜博：大型三軸圧縮試験による捨石材料のせん断特性に関する考察、港湾技術研究所報告、22巻、4号、1983年12月、pp.59～120