

(62) 砂マウンド式混成堤の液状化に関する検討

運輸省港湾技術研究所

○松永 康男

運輸省港湾技術研究所

井合 進

北海道開発局苫小牧港湾建設事務所 伊東 博信

1. まえがき

近年、港湾構造物の大規模化にともない、防波堤においても、大水深地域に建設される場合が多くなってきている。防波堤の設置水深が深くなる場合には、ケーソン高さの製作限界などから、必然的に捨石マウンドの高さが高くなり、防波堤の工費全体に対する捨石マウンドの築造費の割合が高いものとなる。そこで、水路の掘り込みや航路泊地の浚渫にともなって良質の砂を大量に入手でき、これを捨石の一部に置き換えることができるならば、建設費が低減されるとともに浚渫土砂を効率的に処分することができる。苫小牧港では、この砂マウンド式混成堤を施工するにあたっての技術的な課題を克服するために、昭和61年より実証実験用として防波堤計画位置に砂マウンドを造成し、ケーソン2函を設置して各種調査を実施している。

ここでは、この調査の一環として行われた砂マウンドの地震時安定性に関する調査およびその報告^{1)・2)}を基に、二次元有効応力解析の立場から砂マウンド混成堤の地震時の液状化に関する検討を行うとともに、液状化の可能性のある地盤上に存在する防波堤の液状化による変形挙動について考察を試みることにする。

2. 有効応力解析の概要

有効応力解析では、応力-ひずみ関係と過剰間隙水圧のモデルが必要となる。ここでは、応力-ひずみ関係に、東畑・石原による任意方向せん断面の双曲線型モデル³⁾（履歴ループの大きさを任意に調節可能なように拡張）を用い、過剰間隙水圧のモデルに井合によるモデル⁴⁾を用いた。

3. 解析断面、モデルのパラメータおよび解析条件

解析の対象となる砂マウンド式混成堤の断面を図-1に示す。有効応力解析においては、2つの場合について解析を試みた。すなわち、ケーソン下部の砂マウンドにおける浚渫部および盛土部分（図-1の点線の領域）において、ケーソン設置時の土質定数を用いた場合と、その部分を強度増加させた場合の2種類について解析を行った。これは、ケーソン設置後1年および2年におけるケーソン直下の砂マウンドのN値を調べたところ、バラツキはあるもののN値が増加していることが確かめられたためである。これは、ケーソン重量の影響およびケーソンに作用する波浪によって下部地盤が締め固められたものと考えらる。

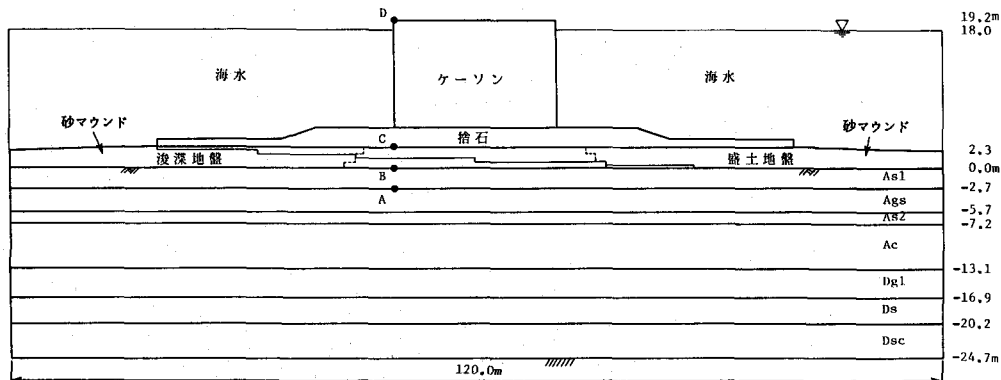


図-1 解析対象断面

今回の解析に用いた物性値を表-1に示す。表-1中の液状化に関するパラメータ $w_l, p_1, p_2, c_1, s_1^{5)}$ は、浚渫部および盛土部において実施した振動三軸試験結果をシミュレートできるように試行的に求めたものである。海底地盤面以下の部分については、振動三軸試験を実施していないので、この部分については、既往の振動三軸試験結果を参考にして、同等程度の土質条件を持つ地盤について既に求められているパラメータを用いている。

入力地震波としては、1968年の十勝沖地震時に八戸港で記録された強震記録のN-S成分を基盤への入射波に変換した波形を用い、最大加速度を178Gal、時間間隔を0.01秒、加振時間を20秒とし、0.05Hz以下の低振動数成分を除いている。境界条件は、下部で固定とし、側方を自由地盤とした。尚、断面両端の節点を互いに拘束させ、両側での水平変位に対する境界条件を等しくするような条件を加えている。モデル化は、砂地盤を非線形平面要素、ケーソンを線形要素とし、捨石部および粘性土は同等の強度を持つ液状化しない砂地盤として解析を行った。

動的解析は非排水条件で実施し、積分はWilson- θ 法 ($\theta=1.4$)、レーレー減衰 ($\alpha=0.0, \beta=0.005$) を用いた。実際の砂マウンドでは完全な非排水とは言えないが、ここでは非排水条件で解析し、動的解析終了後の残留変形量から砂マウンドの地震時の安定性を考察するものとする。

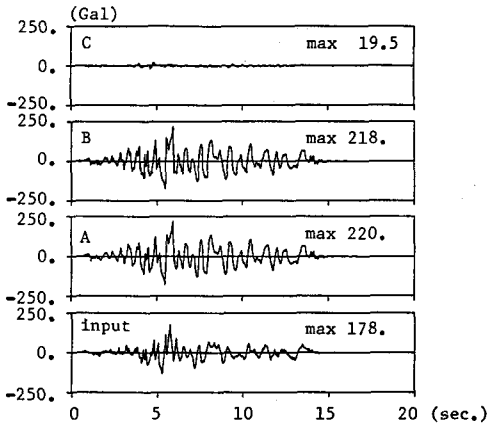
4. 解析結果と考察

図-1中の点A (GL-2.7m)、点B (GL, 海底地盤面)、点C (GL+2.7m, 砂マウンド天端) における加速度時刻歴を入力加速度波形とともに図-2に、点D (ケーソン左上端) における変位の時刻歴を図-3に、

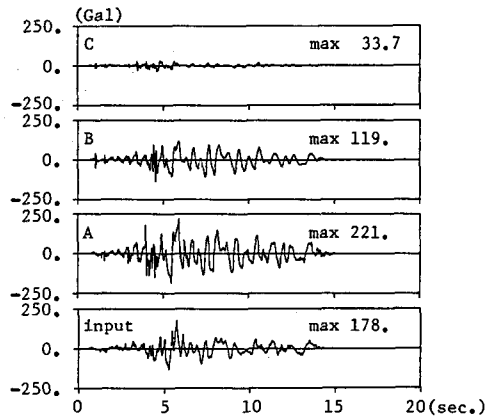
表-1 解析に用いた物性値

標尺 (m)	種類	密度 (t/m)	せん断弾性係数 (kPa)	内部摩擦角 (度)	液状化に関するパラメータ ⁵⁾				
					w _l	p ₁	p ₂	c ₁	s ₁
2.3	浚渫	1.9	52000.	35.0	2.4	0.45	1.16	1.14	0.005
		1.9	101474.	35.0	8.6	0.57	1.09	4.18	0.005
0.0	盛土	1.9	52000.	35.0	2.6	0.50	1.32	1.08	0.005
		1.9	101474.	35.0	9.8	0.70	1.22	3.95	0.005
0.0	As1	2.0	60552.	37.0	7.0	0.50	1.15	2.90	0.005
-2.7	Ags	2.0	156800.	37.0	25.0	1.00	0.50	10.00	0.005
-5.7	As2	2.0	103722.	37.0	12.0	0.90	0.80	6.00	0.005
-7.2	Ac	1.7	46283.	37.0	999999.	1.0	0.5	999999.	0.005
-13.1	Dg1	2.0	163592.	37.0	999999.	1.0	0.5	999999.	0.005
-16.9	Ds	2.0	156800.	37.0	999999.	1.0	0.5	999999.	0.005
-20.2	Dsc	2.0	97682.	37.0	999999.	1.0	0.5	999999.	0.005
-24.7									
捨石		1.9	170000.	44.0	999999.	1.0	0.5	999999.	0.005
ケーソン		2.21	線形要素: ヤング率 $E=8.84E+06$ (kPa), ポアソン比 $\nu=0.2$						

(注) 浚渫および盛土地盤の下段の値は、ケーソン下部の強度を増加させた部分の物性値

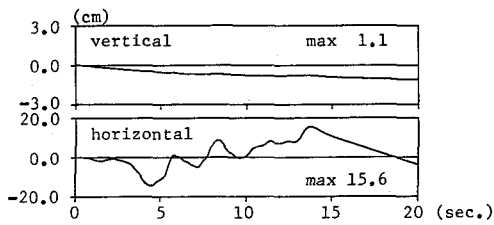


(a) ケーソン下部地盤を強度増加しない場合

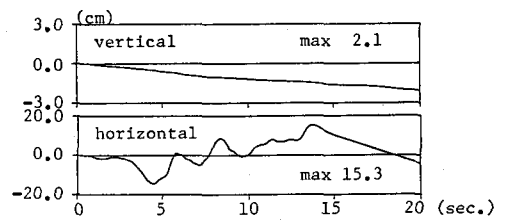


(b) ケーソン下部地盤を強度増加した場合

図-2 加速度時刻歴

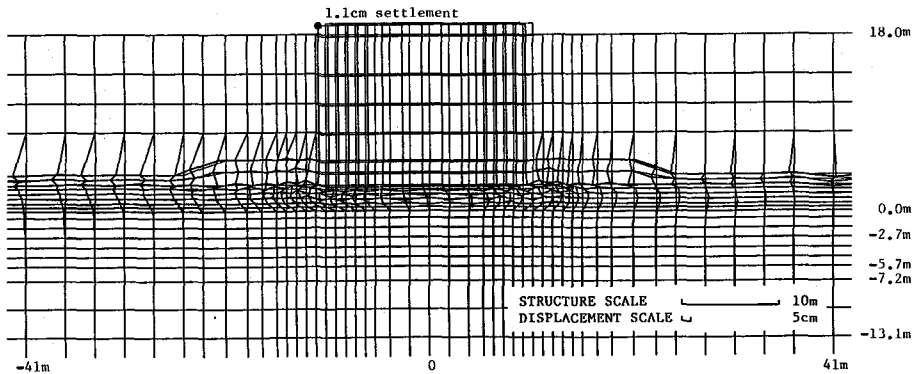


(a) ケーソン下部地盤を強度増加しない場合

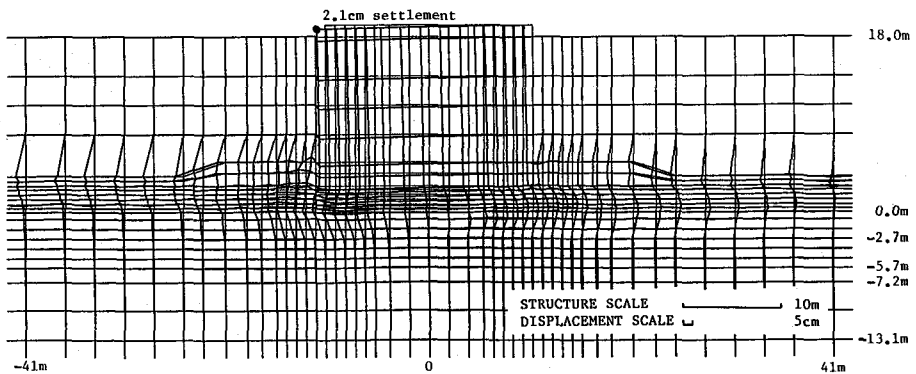


(b) ケーソン下部地盤を強度増加した場合

図-3 変位時刻歴



(a) ケーソン下部地盤を強度増加させない場合



(a) ケーソン下部地盤を強度増加させない場合

図-4 加振後の全体変形

加振後の全体変形を図-4にそれぞれ示す。符号は、解析断面の右向きおよび鉛直上向きがそれぞれ図の横軸および縦軸の正の方向に対応する。

図-2に示した加速度時刻歴では、入力地震動の最大加速度178Galに対して点Aでは両者とも約220Galと、ほぼ同等の加速度応答を示している。しかしながら、点Bではケーソン下部の浚渫部および盛土部を強度増加させた場合(約120Gal)の方が、強度増加させない場合(約220Gal)に比べ約半分の加速度応答になっている。すなわち、ケーソン下部の砂マウンド部分を強度増加させた場合の方が、その下方地盤をより軟化させているという結果となった。これは強度増加させることによって、ケーソンの慣性力によりGL~-2.7mま

での地盤に加わるせん断力がより大きなものとなるために、この部分の有効応力が大きく低下したものとと思われる。また、点Cでは、どちらの場合も加速度がほとんど伝達されておらず、ケーソン下部の強度増加にかかわらず、浚渫部および盛土部においてほぼ完全な液状化が起きている。

図-3に示す点Dの変位の時刻歴からは、沈下は徐々に進行していくのに対し、水平変位はケーソンが液状化した地盤の上を長周期モードで振動し、最終的に変位量が収束していない。これは、入力波形の影響によるもので、低振動数領域のカットをもう少し大きくすればこの影響は除外されるものと思われる。また、水平変位の時刻歴に対するケーソン下部の強度増加の影響はほとんど見られない。

図-4の加振後の全体変形図からは、ケーソン下部を強度増加させない場合には浚渫部および盛土部でのみ変形が進行しているのに対し、強度増加させた場合にはGL-2.7mまでの範囲で変形が進行している。また、有効応力の低下の程度からみると、強度増加させない場合には砂マウンドでのみ有効応力が大きく低下して液状化に至っているのに対し、強度増加させた場合には、ケーソン下部のGL-2.7mまでの範囲で初期の平均有効応力が9割程度低下しているという結果が得られている。すなわち、ケーソン下部の砂マウンドを強度増加させることによって、GL-2.7mまで有効応力が大きく低下してしまったわけである。ただし、ケーソン重量および波浪による締め固め効果はこの範囲にも適用できると思われるので、解析においてGL-2.7mまで強度を増加させればこのようなことは起こらないものと思われる。以上により、加速度時刻歴の結果とあわせて、液状化は造成した砂マウンドにおいてのみ起こる可能性があると考えられる。ただし、砂マウンドの液状化によるケーソンの変位量そのものはあまり大きなものとはならない。これは、捨石がケーソンの重量を分散させるために、ケーソンの沈み込みおよびそれにとまらう傾きが極力抑えられたためと考えられる。

5. まとめ

苫小牧港に実証実験用として建設された砂マウンド式混成堤を対象として、二次元有効応力解析手法を用いて非排水条件の基で解析を行った。その結果、造成した砂マウンドにおいて液状化の可能性があることが分かったが、捨石部がケーソンの重量を分散させるために、液状化によるケーソンの変形量は非常に小さいものとなった。すなわち、捨石によるケーソンの荷重分散効果は非常に大きく、たとえ下部地盤が液状化してもそれによるケーソンの沈下や傾斜はほとんど起こらないという結果となった。また、実測結果からもケーソン直下のN値がケーソン設置時に比べて増加しているという結果が得られており、このようなことから判断すると、防波堤のような海中構造物でしかも捨石の効果十分に期待できる場合には、液状化の影響を受けにくいものと思われる。また、ケーソンの変形量が小さいものとなった要因に、動的解析を非排水条件で実施していることもあるが、過剰間隙水圧の消散を考慮した場合には沈下量は増加するものの、過剰間隙水圧の増加が抑えられるために液状化に対する安定性は増加すると思われる。さらに、捨石の効果十分な場合には、その沈下量も疑似的に一次元と考えても問題ないものと思われる。

参考文献

- 1)春日井康夫・和田耕造・中島 靖(1988): 苫小牧東港砂マウンド式混成堤実証実験について(第3報) - 砂マウンドの地震時の安定性 -, 第32回北海道開発局技術研究発表会講演概要集, 港湾部門, pp.293-298.
- 2)伊東博信・佐々木秀郎・中島 靖(1989): 苫小牧東港砂マウンド式混成堤実証実験について(第4報) - 砂マウンドの地震時の安定性 -, 第33回北海道開発局技術研究発表会講演概要集, 港湾部門, pp.317-320.
- 3)Towhata, I. and Ishihara, K. (1985): Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp.523-530.
- 4)井合 進(1988): 液状化の二次元有効応力解析において破綻しないための工夫をした一つのモデル, 土木学会第43回年次学術講演会, 3部, pp.418-419.
- 5)井合 進・松永康男(1991): F L I Pによる解析, 地盤の液状化防止策に関する研究委員会報告, 土質工学会地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp.94-103.