

新日本製鉄(株) 正員 虎石 龍彦
九州大学工学部 " 山内 豊聡
" " 佐藤 恵之輔

1. まえがき

現在各地で傾斜防波堤は用いられているが、その内部の応力状態などは外観からしても複雑なものと考えられる。しかし、波が作用した場合の堤体の挙動や応力状態については、解析した例は見当たらないようである。本論では、防波堤の傾斜と波圧の作用時間との関係から、その挙動が静的と捉えられるものが波圧を衝撃と見なし、動的解析も行なわねばならないかを検討し、波圧による傾斜堤内部の挙動と応力状態についてケーススタディを行なうものである。計算は有限要素法に基づく。傾斜防波堤という捨石の集合体のごとく構造物もFEMにより解析するのは必ずしも良策とはいえないが、適切な解析法がない現状では次善の方法として堤体材料も連続体と見なし有限要素法を用いても差支えないと考えられる。

2. 堤体材料と波圧分布

図-1に示すようにのり面こう配が1割の傾斜堤を対象として、内部を①、②の2層に分割した。各層の材料物性値は種々の文献から表-1のとおりである。傾斜堤に作用する波圧については波圧公式が確立されていないため、解析では高木ら¹⁾の実験結果に準拠した。すなわち、堤体の設置水深と沖波の波高との比 h/H_0 が1.1~0.7程度までは衝撃圧が作用することから図-1(a)の分布を仮定し、 h/H_0 が0.5以下のときは砕波圧が作用するので図-1(b)の分布を仮定した。

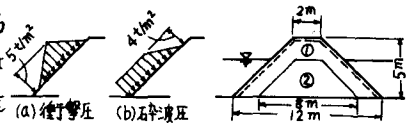


図-1 堤体形状と波圧分布

表-1 材料物性値

	① 層		② 層		砕石層	アスファルト
	水面上	水面下	水面上	水面下		厚さ
単位重さ(kg/m^3)	1.86	1.46	1.80	1.40	1.0	2.0
弾性係数(kg/cm^2)	4.0×10^4	3.5×10^4	3.5×10^4	3.0×10^4	2.0×10^4	5.0×10^4
動的増幅率(kg/cm^2)	4.0×10^4	3.5×10^4	3.5×10^4	3.0×10^4	2.0×10^4	5.0×10^4
動的増幅率	0.35	0.45	0.35	0.45	0.45	0.30
動的増幅率	0.45	0.47	0.45	0.47	0.48	0.30

3. 動的解析手法

多自由度系の動的応答問題は空間の設定と時間の評価に帰着されるが、波圧に対しては過渡応答も扱うことになるので、時間領域に対する評価は特に厳密性を要求され、空間の設定に際しても波圧の影響を受ける領域の取り方が問題となる。本論では空間に対して有限要素法も適用し、時間に対してはModal Analysisと1自由度系の解析解²⁾の結合型を考えた。解析領域は堤体部全域と基礎地盤の一部を取出し、前者については静的解析において波圧の影響が見出される境界点付近までを対象とし、その境界を完全拘束状態とした。かくして設定された解析領域を図-2に示す。なお、堤体に作用する波圧は作用時間が短くかつ時間的変化が早いことから、三角パルスと考えた。

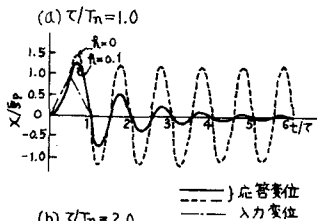


図-3 三角パルスに対する応答変位

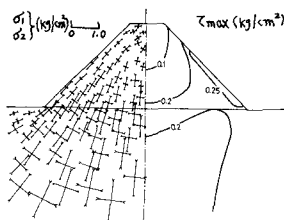


図-4 静水圧と自重のみによる応力状態

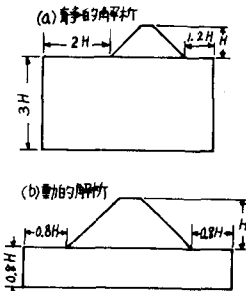


図-2 解析領域

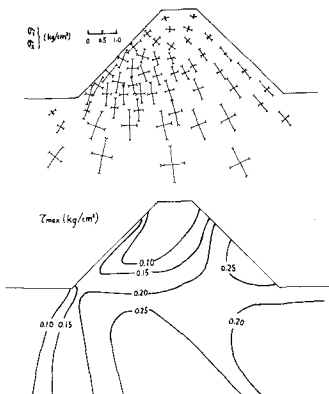


図-5 砕波圧作用時の応力状態

4. 動的解析の必要性の検討

三角パルスに対する応答の概要を知り動的解析の必要性を論ずるために、1自由度系の応答変位

を求めたのが図-3である。これから明らかなように、パルスの作用時間と系の固有周期との比で T_n が1.0の場合には、減衰の有無に関係なく応答変位が反復して動的解析も必要とし、 $T_n=2.0$ の場合には応答変位が入力変位とほぼ等しくなり、三角パルスが終るとすぐに減衰して動的解析の必要ないことがわかる。今回の解析では堤体の高さも一定としているために固有周期 T_n の変化はないと考えられるので、 T/T_n の相違はてによるところが大きく、 $T_n=0.1$ 秒で1割こう配の堤体に衝撃圧が作用する場合は $T=0.1$ 秒程度となり、図-3(a)の場合となる。砕波圧が作用する場合には $T=0.2$ 秒より大きいと思われるので、図-3(b)の場合となる。したがって、1割こう配の堤体に衝撃圧が作用する場合には動的解析が必要であり、砕波圧が作用する場合には静的解析でよいことがわかる。実際の堤体ではある程度の減衰を期待し得るので、以後動的解析においては減衰定数を $\alpha=0.1$ として解析を行なっている。このとき、0.8秒程で応答変位はほとんど減衰してしまう。実際の波の周期はこれよりもっと長いと考えられるので、一波による挙動は次の波がくるまでに減衰してしまい、次波の影響は及ばないと考えられる。

5. 計算結果と考察

図-4に静水圧と自重のみによる主応力の分布と最大せん断応力の等値線も示す。図-5は砕波圧が作用したときの結果で、これを図-4と比較すれば、主応力および最大せん断応力ともほとんど差異はなく、砕波圧の影響は小さいことがわかる。

衝撃圧($T=0.1$ 秒)が作用したときの堤体・地盤系の変位モードは図-6のとおりである。

これから明らかなように、衝撃圧が作用

した場合の堤体は波圧の作用方向に変形し出し($t=0.03$ 秒)、応答変位の最大時($t=0.07$ 秒)において最大の変形を示すが、その後変形は小さくなり、 $t=0.13$ 秒には波力の作用方向とは逆向きとその変形が最大となる。これも減衰しながら数サイクルくり返すこととなる。この傾向は応力状態についても同様で、図-7に示すように最大せん断応力は応答変位最大時($t=0.07$ 秒)に堤体後方で最大となり、逆位相最大時($t=0.13$ 秒)には逆に堤体

前面部で最大値を示す。主応力分布においては引張応力領域の存在が特徴的で、応答変位最大時に堤体前面基部に現われ逆位相最大時には後方基部に出現し、堤体前面のみならず後部においても引張破壊の起る可能性のあることがわかる。これらの結果について静的解析結果と比較すれば、動的解析から得られた応力値は静的解析結果の1.4倍程度となり、また静的解析で把握し得なかった引張応力領域が堤体前面部のみならず堤体後部にも発生することが明らかとなった。このことから、1割こう配の堤体に衝撃圧が作用する場合には動的解析を行なう要のあることがわかる。

図-8にアスファルト被覆をした場合の結果も示すが、図-7と比較して大した差異はなく、被覆層の応力低減の効果は余りないと思われる。

参考文献 1) 高木・九津見, 土木研究所報告, No. 142 (1971. 11), pp. 1~59.

2) 合田, 港湾技術報告, Vol. 6, No. 33 (1967. 11), pp. 4~41.

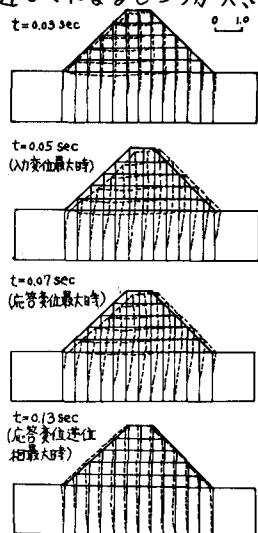


図-6 衝撃圧作用時の堤体・地盤系の変位モード

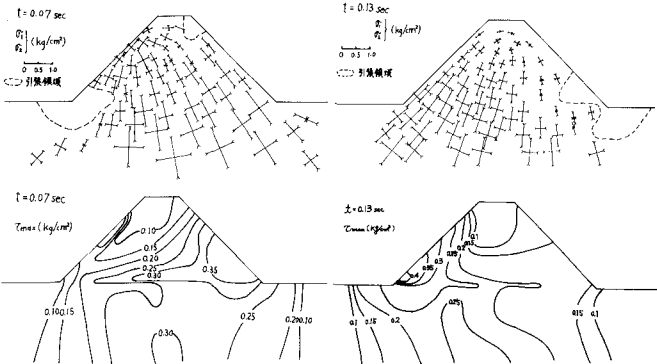


図-7 衝撃圧作用時の応力状態

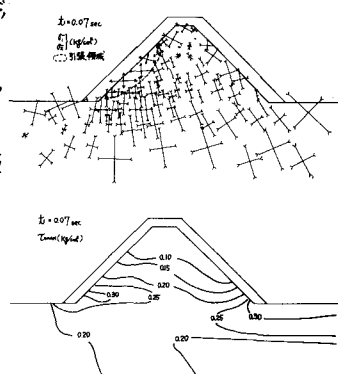


図-8 衝撃圧作用時の応力状態(被覆層あり)