

盛土法尻の液状化対策工に作用する地震時土圧（その1 土圧漸増成分）

（独）土木研究所 正会員 岡村 未対
 正会員 石原 雅規
 正会員 田村 敬一

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、基礎地盤の液状化による河川堤防の沈下を低減するために、重要区間を中心に耐震対策が行われている。主な耐震対策工法は、盛土法尻直下の地盤改良や矢板締切り工法である。対策工の設計法としては、対策工に作用する地震時土圧と慣性力を与え、滑動や転倒に対する安全率を確保する震度法ベースのものが用いられている。しかしながら、近年では許容沈下量に基づいた設計が望まれており、比較的簡易な沈下量計算法も提案されている。筆者らが提案している簡易動的解析法¹⁾では、法尻部対策工に作用する地震時土圧を時刻歴で与える必要がある。本研究では、液状化地盤の地震時土圧を遠心模型実験により調べ、盛土の影響を考慮した土圧評価式を提案する。

2. 遠心模型

実験では、**図1**、**表1**に示すような法尻に鉛直な剛壁を有する模型と、**図2**に示す法尻部分に固化改良を模したブロックを有する模型を作成した。使用した試料は江戸崎砂と7号砂であり、内寸で幅1.5m、奥行0.3m、深さ0.5mの剛な土槽の中に模型を作成した。剛壁模型では、幅10cm×高さ2cmの受圧面を持ち直土圧とせん断応力を測定できる2成分土圧計を深さ方向に12段内蔵した剛壁を土槽に固定し、2つの剛壁間に層厚24cm、相対密度 $Dr=60\%$ の江戸崎砂層を作成した。土槽全体に約730mmHgの負圧を与えながら、50cstのメチルセルローズ水溶液で地盤全体を飽和させた後、江戸崎砂を締固め度約90%に締固めて盛土を作成した。一方、固化改良模型では $Dr=90\%$ の砂砂層を作成後、側面及び底面に土圧計を内蔵した幅20cmの固化体模型を設置し、剛壁模型と同様に江戸崎砂層と盛土を作成した。DM1とDM2は砂砂層への根入れ長が異なる模型であり、根入れをそれぞれ0および4cmとした。剛壁模型では盛土の形状を種々変えて実験を行った。全ての実験は50gの遠心力場で行い、地下水位は剛壁模型では盛土底面下5cm、固化体模型では4cmとした。以下本報では長さ及び時間を50倍し、原型スケールに換算して示す。

表1 各ケースでの盛土形状

Case	盛土高 (m)	法面勾配	天端幅 (m)
剛壁模型	(m)	1:n	(m)
R1	5	1:2	5
R2	2.5	1:2	5
R3	5	1:1	5
R4	10	1:2	10
R5	2.5	1:2	10
R6	5	1:2	5
R7	5	1:2	10
R8	5	1:4	5
R9	10	1:2	5
R10	5	1:2	5
R11	0	盛土無し	
R12	2.5	1:2	5
固化体模型			
DM1	5	1:2	5
DM2	5	1:2	5

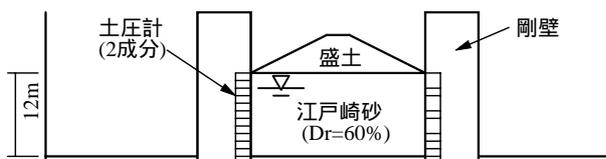


図1 剛壁模型

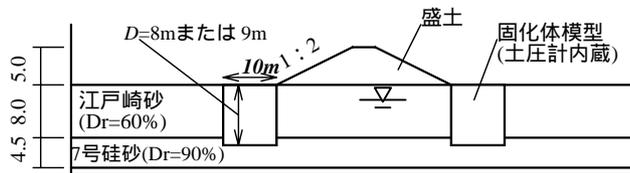


図2 固化改良模型

3. 実験結果

図3に全ケースに用いた入力加速度の時刻歴を示す。最初の4波は地盤全体を液状化させることを意図したもので、その後周波数2Hzで加速度振幅が約100, 250, 450galの正弦を3波ずつ入力し、さらに周波数1Hzで加速度振幅を変えた波を入力することにより、土圧挙動に及ぼす周波数と加速度レベルの影響を調べた。

図3より、始めの4波が終了した時点で過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達しており、地盤が液状化したことがわかる。また土圧計で測定した水平全土圧の漸増成分は過剰間隙水圧と共に上昇し、液状化した後はほぼ一定値となっている。本報では、加振直後(T=23s)の水平全土圧を漸増成分、漸増成分からの差を振動成分とする。**図4**は代表的なケースの漸増成分の深度分布である。盛土のないCase11では漸増成分は全土被り圧と良く一致しており、計測値の信頼性が確認できる。盛土が高いほど、法面勾配が急なほど漸増成

キーワード 液状化, 土圧, 液状化対策, 遠心模型実験, 盛土

連絡先 〒305-8516 つくば市南原1-6 (独)土木研究所耐震研究グループ TEL:029-879-6771

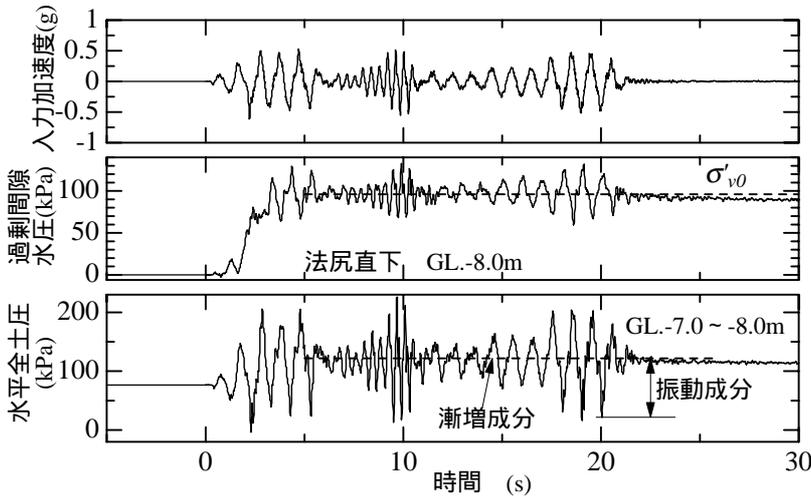


図3 入力加速度と水圧・土圧挙動 (Case10)

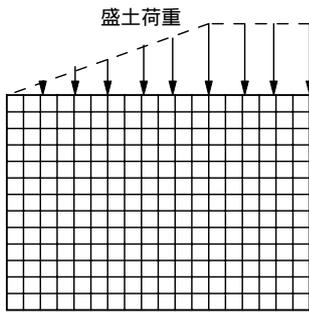


図5 FEメッシュの一例

表2 漸増成分算定のための係数

係数	最深部液状化層厚下面の深度			
	4m	8m	12m	16m
a_{11}	-0.0921	-0.0887	-0.0839	-0.080
a_{12}	0.694	0.187	0.0290	0.014
b_1	-3.35	-0.959	-0.190	0
a_{22}	-0.167	-0.161	-0.154	-0.147
b_2	1.42	3.63	5.83	8.04
a_{31}	2.11	4.41	6.71	9.01
a_{32}	-7.14	-6.24	-5.34	-4.44
b_3	34.9	30.8	26.6	22.4

適用範囲: $H_D = 2m \sim 10m$ $n = 1 \sim 4$

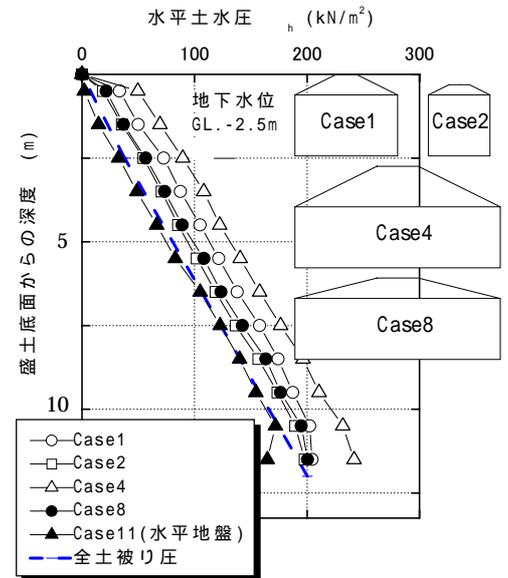


図4 漸増成分の深度分布

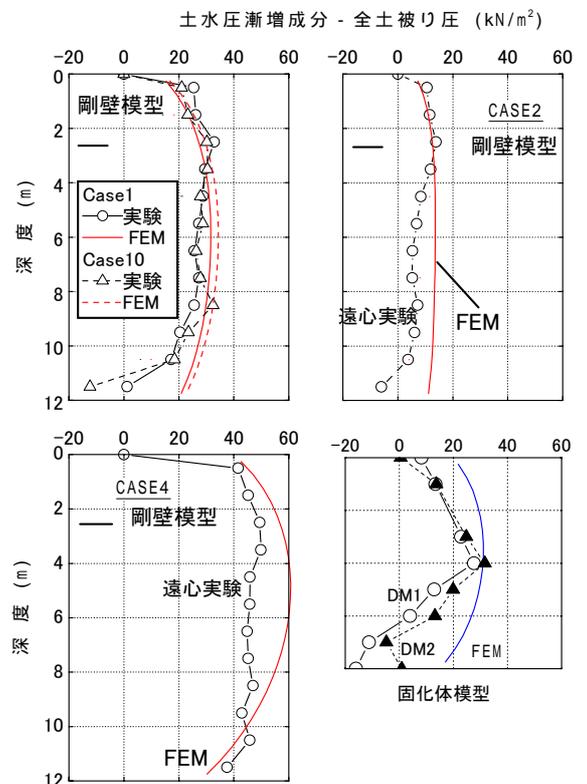


図6 FEMと実測値の比較

分土圧が大きくなることわかる。また、何れのケースでも液状化層深部の剛壁付近では液状化に至らず土圧が小さくなった。

Okamura ら²⁾は法尻液状化対策工に作用する漸増成分を弾性 FEM 解析から求めている。本研究でも弾性 FEM によって漸増成分土圧を評価することを試みた。図5はFEメッシュの一例である、盛土直下地盤の判断面をモデル化し、側面は鉛直ローラー、底面は固定条件とした。地盤は非圧縮（ポアソン比 0.499）の弾性体とし、地盤表面に加振直後の盛土荷重に相当する鉛直荷重を作用させた。計算結果を実測値と併せて図6に示す。図6の横軸は漸増成分から全土被り圧を差し引いたものである。解析結果は実測値の深度分布の形状を良く捉え、その値も実測値とほぼ同程度かやや安全側となっている。また、固化体模型の場合にも実測値とFEMは良く対応しているが、固化体が水平変位したことにより深度5m以深では固化体近傍で地盤が液状化しなかったため実測値が小さくなった。このFEMにより種々の盛土形状と液状化層厚に対する漸増成分土圧 $p_{r(z)}$ をパラメトリックに計算し、その近似式を以下のように求めた。

$$P_{r(z)} = \frac{\gamma}{18} (A \cdot z^2 + B \cdot z + C) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$A = a_{11} \cdot H_D + a_{12} \cdot n + b_1 \quad B = -2A(a_{22} \cdot n + b_2) \quad C = (a_{31} \cdot H_D + a_{32} \cdot n + b_3) + \frac{B^2}{4A}$$

H_D : 改良体外側の水平地盤面から堤防天端の高さ(m), n : 平均のり面勾配, z : 盛土底面からの深度(m), γ : 堤体の単位体積重量(kN/m³)である。式中の係数は表2に示す。

参考文献 1)岡村ら(2001):固化改良により液状化対策を行った盛土の地震時沈下量評価法,地震工学研究発表会
2)Okamura ら(1999): "Effect of sheet piling as a measure against liquefaction-induced embankment failure," Proc. 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering Vol. 2, pp. 731-736