

建設省土木研究所 正員 常田賢一
 シ ○ シ 木全俊雄
 シ シ 吉田精一

1. まえがき

地盤の流動化の判定法は、これまでに種々提案されているが、その1つに流動化抵抗係数 F_L を判定指標にする方法がある。道路橋示方書¹⁾耐震設計編では、この F_L を指標に地盤の流動化の判定を行い各種基礎構造物の設計に際しては流動化する地盤の土質定数をその値に応じて低減するよう規定している。本文では、ケーソン基礎および杭基礎を例にとり、道路橋示方書に基づいて地盤流動化がそれらの下部構造の地震時応答特性に及ぼす影響を解析した結果を報告する。

2. 流動化を考慮した設計計算

まず、1978年の宮城県沖地震により流動化の被害のあった関上大橋の下部構造(ケーソン基礎)をモデルに計算を行った。図-1は、関上大橋橋脚付近の地盤の流動化判定結果であり、図中の凡で表わした範囲を流動化の対象とし、この範囲における水平地盤反力係数を表-1の各ケースに対応するように、 $\frac{2}{3}$ 、 $\frac{1}{3}$ 、0に低減した。表-1は、道路橋示方書の耐震設計編に規定している土質定数に乘じる係数である。この4ケースの水平地盤反力係数を用いて、ケーソン前面の地盤反力および回転変位をそれぞれ計算した結果を図-2に示した。同図からケーソン前面の地盤反力度については、 $D_E = 1$ の場合(流動化しない場合)に比べて、 $D_E = \frac{2}{3}$ の場合で約11%増、 $D_E = \frac{1}{3}$ の場合で約25%増となることがわかる。 $D_E = 0$ の場合は第2層において地盤反力度が最大となり、直接的には比較できないが、最大値のみを比較すれば

表-1 土質定数に乘じる低減係数 D_E ¹⁾

F_L の 範 囲	現地盤面からの深度 x (m)	土質定数に乘じる係数 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < x \leq 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < x \leq 20$	1

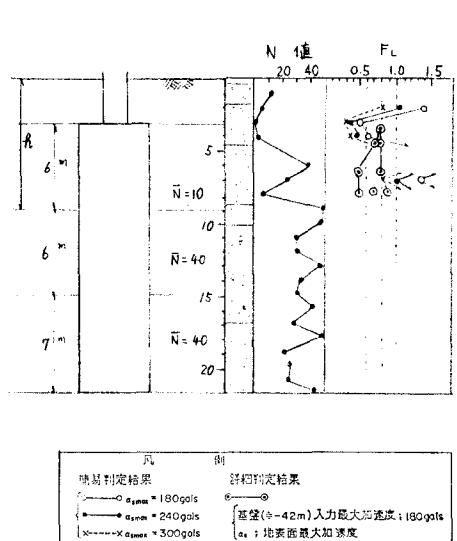


図-1 関上大橋の地盤流動化の判定結果⁴⁾

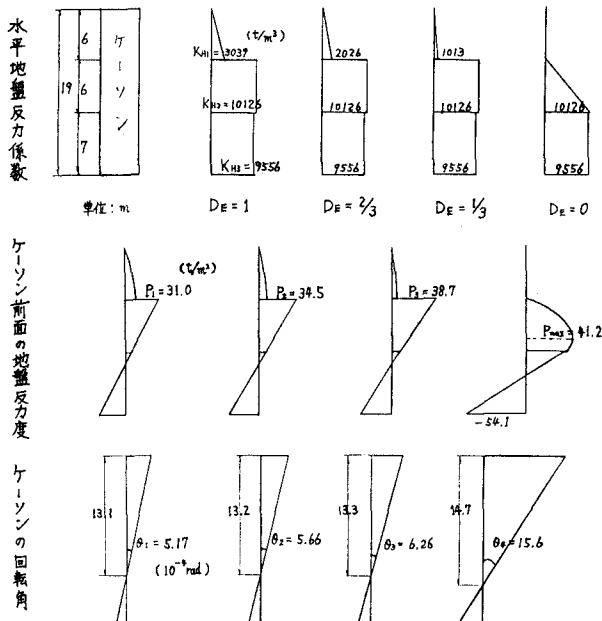


図-2 水平地盤反力係数と計算結果

約33%増となる。また、回転変位については、 $DE=1$ の場合に比べて、 $DE=\frac{2}{3}$ の場合で約10%増、 $DE=\frac{1}{3}$ の場合で約21%増、 $DE=0$ の場合には約300%増となる。

次に1964年の新潟地震で被害のあった昭和大橋（パイルベント基礎）に対して道路橋示方書に基づいて横方向危値を低減させて杭頭変位の計算を行った。図-3は、昭和大橋の地盤流動化の判定結果である。復旧前の下部構造に対する計算結果を設計震度で0.2で $DE=1$ の場合の変位量を基準(1)として示したのが表-2である。同表によれば、 $DE=1$ の場合に比べて、 $DE=\frac{2}{3}$ の場合で約11%増、 $DE=\frac{1}{3}$ の場合で約37%増、 $DE=0$ の場合で約611%増となることがわかる。さらに杭を1列9本増やした復旧後の杭頭の変位量についても計算を行ったが、復旧前を基準にした変位量の割合を表-3に示す。同表より復旧後の変位量は復旧前の $\frac{1}{10}$ 程度に減少することがわかる。

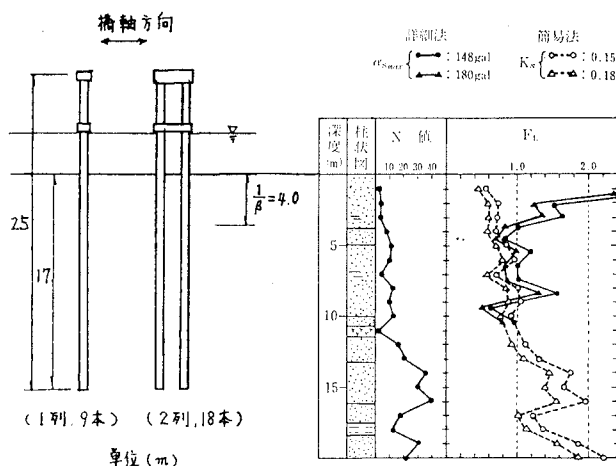


図-3 昭和大橋の地盤流動化の判定結果³⁾

表-2 杭頭変位量（1列9本）

	$k_A = 0.15$	$k_A = 0.20$	$k_A = 0.25$
$DE = 1$	0.75	1	1.25
$= \frac{2}{3}$	0.83	1.11	1.39
$= \frac{1}{3}$	1.03	1.37	1.71
$= 0$	4.58	6.11	7.64

表-3 杭頭変位量（2列18本）

	$k_A = 0.15$	$k_A = 0.20$	$k_A = 0.25$
$DE = 1$	0.07	0.10	0.13
$= \frac{2}{3}$	0.08	0.11	0.14
$= \frac{1}{3}$	0.11	0.14	0.18
$= 0$	0.42	0.56	0.70

3. 考察

以上の計算の結果から、本文で対象としたケーソン基礎については、流動化層厚とケーソン根入れ長さの比が $\frac{1}{3}$ 程度であればケーソン天端変位もそれ程の変化はなく、最もクリティカルな条件（設計震度0.3、 $DE=0$ ）でも2~3cm程度であることから、流動化の条件によって基礎寸法が変わることも少ないと思われる。一方、くい基礎の場合には当然の事ながら、表層付近の水平抵抗が設計において支配的となり、また流動化自体が表層地盤（地表からせいぜい10m程度まで）で起こる現象であり、その際に危値を低減するごとにより必要くい本数が急激に増えて、 $DE=0$ の場合には設計が不可能になる場合が起こるものと思われる。

また、静的な常時の設計を考える場合、その設計条件となる土質定数（くい基礎の場合は、横方向危値）の判定値自体のバラツキがかなり大きいことがしばしばある。 $DE=0$ の条件を除いては低減することによる危値の変化よりバラツキ幅の方が大きくなることもあるので、今後設計に流動化現象を反映させる場合に十分にその事を留意しておく必要があると思われる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説Ⅶ耐震設計編
- 2) 吉見吉昭；砂地盤の液状化、技報堂
- 3) 岩崎、常田、木全、吉田；昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査、土研資料1591号
- 4) 岩崎、常田；関上大橋における地盤の耐震性調査、土木技術資料 Vol.22, No.7