

東電設計(株) 正員 松島 学^{※1}
東京電機大学 正員 松井 邦人^{※2}

1. はじめに

構造物が耐用期間中に大きな地震を受けることはまれであり、そのような地震時に構造物を弾性範囲内で設計することは経済的に困難である。一方、道路橋、電力施設等重要な土木構造物は、大きな地震時でもその機能を消失させることはできない。本研究は、地震時にくり返し力を受ける機械基礎の塑性を許した場合、塑性ひずみエネルギーを評価することにより最適な杭径を求める手法について検討したものである。

2. 機械基礎の振動モデル

図1aに機械基礎の概念図を示す。その振動モデルを図1bに示す。モデル化にあたって、モデルの重量は基礎体重量と機械重量を合せたものを、バネとして地盤内に埋めこまれた杭の水平剛性と与え、一質点系の振動モデルとし、水平剛性を考えるにあたり、チャンの式³⁾を利用し、杭頭部に塑性ヒンジを考慮した弾塑性バネと適用した。

長柱杭のたわみに関する方程式は次式のように表せる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K \cdot D \cdot y = 0 \quad (1)$$

ここで、 EI ：杭の曲げ剛性、 y ：杭の変位、 K ：地盤の横方向地盤反力係数。上式を解くと、杭頭が剛な場合の杭頭変位と水平力の関係は、

$$P = k_1 \delta = 4\beta^3 EI \delta \quad (2)$$

さらに、杭頭が塑性ヒンジになった場合の杭頭変位と水平力の関係は、

$$P = k_2 (\delta - \delta_y) + P_y = 2\beta^3 EI (\delta - \delta_y) + P_y \quad (3)$$

ここで、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}}$ 、 P_y 、 δ_y ：図2参照。

(2)、(3)式の関係より、4本杭の基礎体の荷重変位の復元力特性は、図2に見られるようなバイ・リニア・モデルとなる。

3. 地動によるエネルギー入力と最適設計

地動を受ける一質点系の運動方程式は、次式で表される。

$$m \ddot{y} + C \dot{y} + K(y) y = -m \ddot{y}_0 \quad (4)$$

ここで、 m ：質量、 C ：減衰定数、 $K(y)$ ：バネの復元力特性、 $\ddot{y}_0$ ：地動加速度、 y 、 $\dot{y}$ 、 $\ddot{y}$ ：応答の変位、速度、加速度。

(4)式に $dy = \dot{y} dt$ を乗じて、地震の継続時間 t_0 にわたり積分すると次式で表される。

$$m \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + C \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} K(y) y \cdot \dot{y} dt = -m \int_0^{t_0} \ddot{y}_0 \dot{y} dt \quad (5)$$

(5)式の左辺の第一項は運動エネルギー、第二項は減衰機構による消費エネルギー、第三項は弾性ひずみエネルギーとバネに蓄えられる塑性ひずみエネルギーで

*1. 工修・送電土木設計部・主任、*2. PRD・理工学部建設工学科・教授

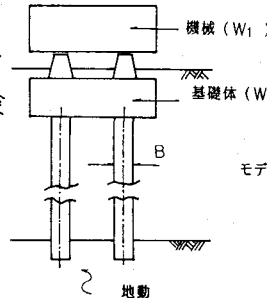


図1a 機械基礎の概念図

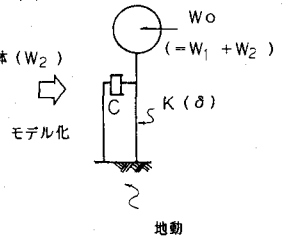


図1b 振動モデル

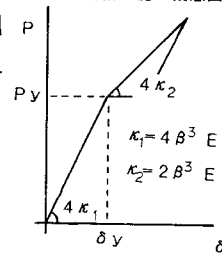


図2 杭の復元力特性

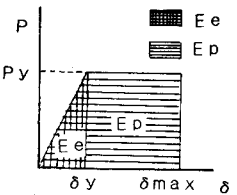


図3 エネルギーの概念図

表1 試算のパラメーター

No.	B (cm)	4K1 (ton/cm)	T1 (sec)	Remarks
1	30	21.9	0.74	W0=300 ton
2	40	36.3	0.58	h=0.03
3	50	53.6	0.47	α=0.1, 0.2, 0.3
4	60	73.7	0.40	κ2=μκ1
5	70	96.6	0.35	μ=0.5
6	80	122.0	0.31	K=10 ¹ /m ²
7	90	149.9	0.28	
8	100	180.3	0.26	
9	110	213.0	0.24	
10	120	248.0	0.22	
11	130	285.3	0.21	
12	140	324.8	0.19	
13	150	366.5	0.18	
14	160	410.3	0.17	
15	170	456.2	0.16	
16	190	554.2	0.15	
17	200	606.3	0.14	

ある。ただし、上述の運動エネルギー、弾性エネルギーは地終了後、減衰機構によりゼロに帰するものである。ここで重要なのは杭の損傷に等価する塑性ひずみエネルギーであり、本研究はこのエネルギーと評価することにある。図3に基礎体のエネルギー入力の概念図を示す。図中での E_e は弾性ひずみエネルギーであり、 E_p は塑性ひずみエネルギーである。本研究では、 E_p の指標として次式の値 η を利用する。

$$\eta = E_p / 2E_e \quad (6)$$

η は累積塑性率²⁾と呼ばれるもので、塑性率 $\epsilon = \delta_{max} / \delta_y$ に対応するものである。しかし、実際の応答の荷重変位関係は、くり返しの変位力を示すため、塑性率ではそのことを考慮することができないので、その点では有効な方法と思われる。

最適重を決定するための制限値としては、

i. 最大応答変位 $\delta_{max} < \delta_{cr}$, ii. 累積塑性率 $\eta < \eta_{cr}$

の2つを考え、2つの条件を満足する最小重量の杭径を求める。

4. 計算例

図1に示した基礎体について試算を行う。試算を行うにあたり、全重量 $W_0 = 300 \text{ ton}$ 、減衰定数 $\lambda = 0.03 (\text{C} = 2\lambda W_0)$ と一定とし、杭径のパラメータとし、さらに、全重量 W_0 と降伏耐力 P_y の比 $\alpha (= P_y / W_0)$ も変化させる。対象地盤は $N = 10$ 程度の関東ローム層とし、地盤反力係数 $k = 10^{10} \text{ t/m}^3$ とす。入力地震波はEl Centro 1940 NSであり、最大加速度を $0.3g$ に合せた。表1に試算を行なったケースの一覧を示す。試算結果を $\alpha = 0.1 \sim 0.3$ の場合について、系の固有周期 T_1 をパラメータに η , δ_{max} を図4a, b, cに示す。ここで、 T_1 は杭径 B の関数であり便宜的に B ではなく T_1 で表している。図に見られるように、固有周期が長くなるにつれて、累積塑性率は小さくなる傾向を示し、逆に最大応答変位は大きくなる傾向にある。図5a, bに α をパラメータに δ_{max} , η の特性を示す。 δ_{max} は α の影響は受けにくい、 η は α の影響を受け、 α が大きくなると小さくなる傾向を示す。

次に最適形状を求める。今、強震時の機械の機能上の許容変位 $\delta_{cr} = 5 \text{ cm}$ と仮定し、累積塑性率の許容値は、既往の実験結果³⁾を見て $\eta_{cr} = 20$ とす。各図中にその値を示す。その結果、 δ_{cr} , η_{cr} を満足する最小径 $B_{opt}(T_1, \alpha)$ は、 $\alpha = 0.3$ で $B_{opt} = 60 \text{ cm} (T_1 = 0.4)$ が最適重として採択される。

(参考文献)

- 1) Housner, G. W.; Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE 1956
- 2) 加藤 秋山; 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集第235号, 昭和50年1月
- 3) 和田, 森河; 基礎杭の変形性能に関する実験, 橋梁と基礎, 1982年1月。

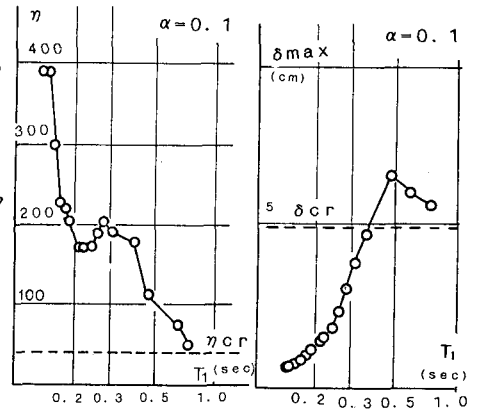


図4a $\eta, \delta_{max} \sim T$ ($\alpha = 0.1$)

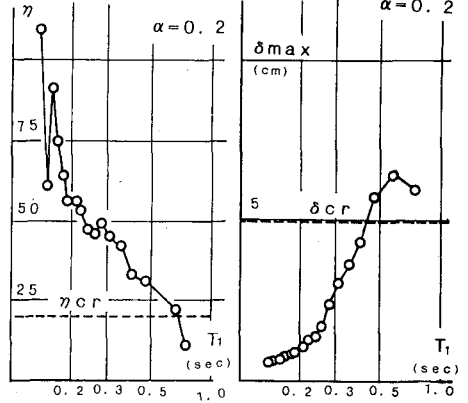


図4b $\eta, \delta_{max} \sim T$ ($\alpha = 0.2$)

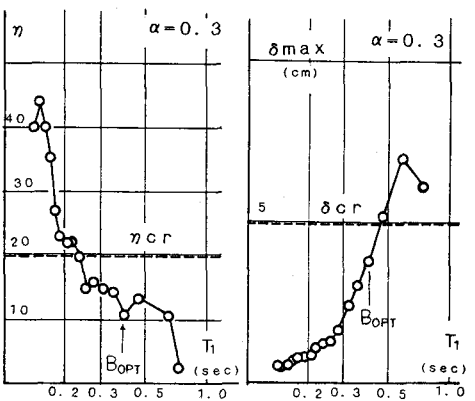


図4c $\eta, \delta_{max} \sim T$ ($\alpha = 0.3$)

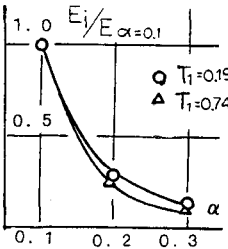


図5a $\eta \sim \alpha$

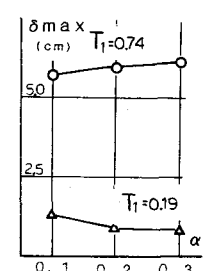


図5b $\delta_{max} \sim \alpha$