

I-88 弾性支持 R・C ホロースラブ連続梁の横断方向の地震時水平力に対する設計計算について

広島県土木建築部道路建設課 正員 竹元千多留

全 上 正員 山本 弘夫

株式会社福山コンサルタント 正員 福山 俊郎

はしがき

広島県瀬戸内海の離島豊田郡大崎下島の巡還道路のうち御手洗地区裁道橋と大長橋は鉄筋コンクリートホロースラブ連続橋であるが地盤がきわめて悪く、海底下深さ約30mに及んでN値1~3のシルト層を基礎として建設せねばならぬようになった。そのためリバースサーキュレーション工法による場所打ち杭を用いた基礎構造が考えられた。地震時水平力に対する変形及び応力が心配であるので上部構造の弾性を考慮に入れずに杭の水平抵抗力の計算をすると非常に大量の杭を使用せねばならない。しかし上部構造の梁の水平力に対する抵抗を利用して杭にかつて来る地震時水平力を分配させ合理的な杭配置をとれば、安全且つ経済的な基礎工を設計することが出来るわけである。

そのため杭にかかる外力と変形の関係を通常使われている計算式によって求め、それをばね常数として、上部構造の応力及び変形と反力の分布を求めた。

1. 変形法による面内荷重を受ける構造物の支点の問題

面内荷重を受ける構造物は部材の釣合方程式、部材の変形条件式及び部材端の変形と節点の変形の関係式(適合条件式)から次の関係式が成立する。

$$(DKD^T + IN^T)Y = P - ACF_{f3} - BCF_{f6} \quad (1) \quad IR = \lambda I^T Y \quad (2)$$

ここに

$$D = \begin{bmatrix} \delta X U' & -\delta Y U' & 0 \\ \delta Y U' & \delta X U' & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} \delta U' & \frac{1}{2} \delta U' \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} EA U' & 0 & 0 \\ 0 & 12EI U'^3 & 0 \\ 0 & 0 & 4EI U'^3 \end{bmatrix}$$

$$I = \begin{bmatrix} \delta & 0 & 0 \\ 0 & \delta & 0 \\ 0 & 0 & \delta \end{bmatrix} \quad \lambda = \begin{bmatrix} \lambda_x & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_y & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_\theta \end{bmatrix} \quad Y = \begin{bmatrix} X_P \\ Y_P \\ \theta_P \end{bmatrix}$$

$$P = \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad IP = \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \end{bmatrix} \quad A = \begin{bmatrix} \alpha & 0 & 0 \\ 0 & \alpha & 0 \\ 0 & 0 & \alpha \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 \\ 0 & \beta & 0 \\ 0 & 0 & \beta \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} XU' & YU' & 0 \\ YU' & XU' & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad \lambda = \begin{bmatrix} \lambda_{xx} & \lambda_{xy} & \lambda_{x\theta} \\ \lambda_{yx} & \lambda_{yy} & \lambda_{y\theta} \\ \lambda_{\theta x} & \lambda_{\theta y} & \lambda_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

λ は支点のばね常数であつて、支点方向に9つの成分をもっている。このうち相反作用の定理によつて $\lambda_{xy} = \lambda_{yx}$, $\lambda_{x\theta} = \lambda_{\theta x}$, $\lambda_{\theta y} = \lambda_{y\theta}$ であるから独立のばね常数は6つである。これを支点の支持条件に応じて与えると上部構造物と基礎構造の総合的な解析が出来るわけである。ばね常数は支点にかかる外力を支点の変位(x方向, y方向又は回転まわりの回転即ち θ)で割つたものであつて、基礎構造物の種類に応じて、どのようにしても計算出来るわけである。ばね常数について此の報告の他次の2つの報告に例をあげて述べることにする。

1-1. 御手洗棧道橋及び大長橋の杭基礎についてのばね常数の決定
御手洗橋を図-1, 大長橋を図-2に示す。

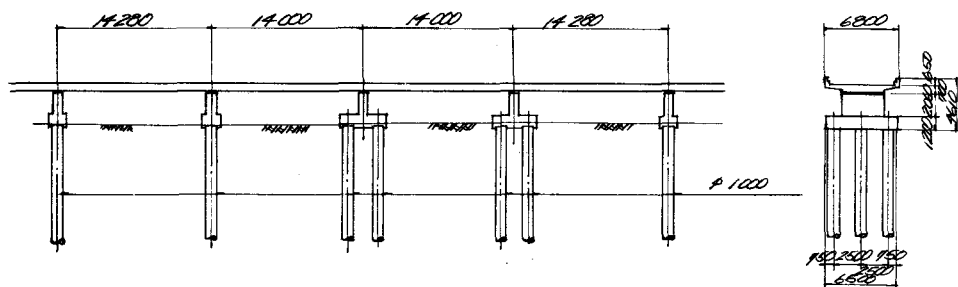


図 - 1

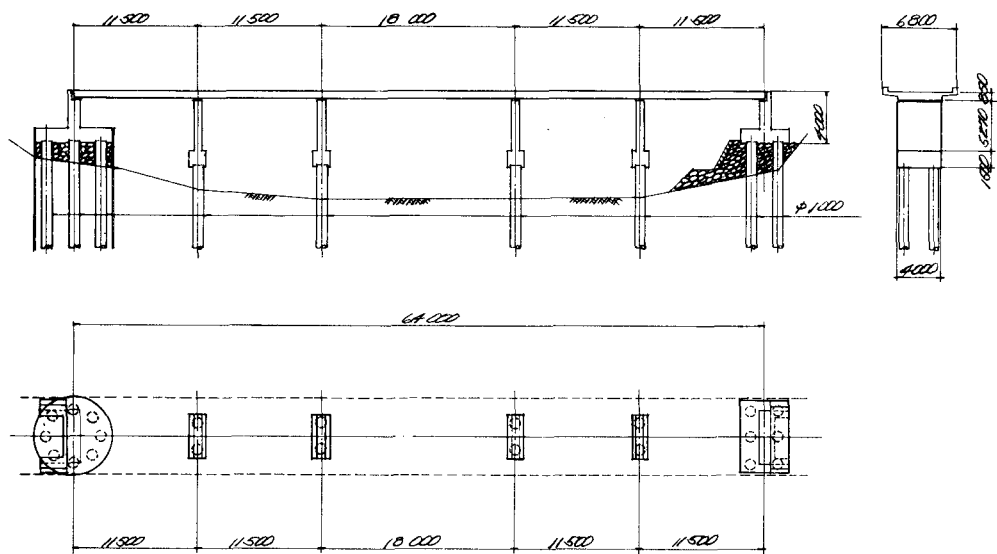


図 - 2

両橋ともに柱脚及び橋台は図に見るように高さの低い壁構造であるから、横断方向の曲げ変形と剪断変形は無視出来る。水平力による基礎の回転よりも杭長さ l と土の横抵抗 k とから考えて、杭の横変位の方が優越すると思った。そこで、橋台については基礎下端が接地しているのて杭頭固定の地中に埋めこまれた杭の水平力 H と水平移動量 δ との関係から求める。

$$\Delta y y = \frac{H}{\delta} = \frac{K D}{\beta}$$

橋脚については基礎下端が海中にあって杭の上部が海底面から出ているので杭頭固定で地上に於ける杭の水平力 H と水平移動量 δ との関係から求めることとなる。

$$\Delta y y = \frac{H}{\delta} = \frac{12 E I \beta^3}{(1 + \beta h)^2 \cdot 2}$$

ここで x, y, θ の座標系は図-3及び図-4のようにとる。

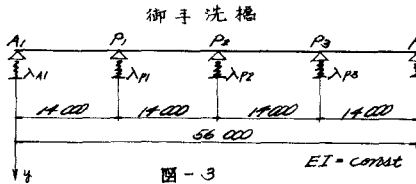


図-3

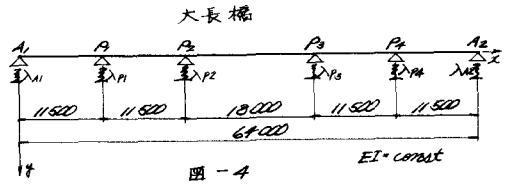


図-4

2 御手洗橋道橋の設計

海底下20~35mはレンガ屑や木片を含んだ砂礫層で、その下に粘土質シルト層、粘土質砂層及び粘土層が約30mの深さに及び、基盤は硬い粘板岩質の凡石岩である。N値は1~3回であり、ブレスイメーターによる初期圧は軟弱土層で0.2~1.1kg/cm²で、大値の計算値は最小値で0.15kg/cm²となった。設計にはその最小値を使用した。杭径は1mで $E = 2.1 \times 10^6$ kg/cm²とした。そのときの $\beta = \sqrt[4]{\frac{K D}{4 E I}} = 0.188 \times 10^{-2}$ cm⁻¹である。弾性支承と考えるのであるから、地震時水平力に対して杭の水平移動が復元せねばならぬのでその限界を次式によって定めた。²⁾

$$\delta_a = \frac{P_a}{k}$$

δ_a : 許容変位量, P_a : 流動圧, k : 横方向地盤抵抗係数

その結果を表-1に示す。

御手洗橋

	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	A ₂
杭本数	5	3	5	5	3	
バネ定数 k	6450	3270	5450	5450	3270	
土	R値 γ					
	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	
	P_a (kg)					
	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
性	限界変位					
	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	
荷重	初期圧 γ					
	12.2/5	24.4/30	24.4/30	24.4/30	12.2/5	
荷重	総圧 γ					
	33.000	8.300	17.600	17.600	8.300	
分担	210.00kg					
	0	0	0	0	12.200	
分担	上部地盤力					
	16.10	16.20	20.52	25.39	11.51	
分担	躯体 γ					
	30.03	12.92	17.39	15.31	8.57	
分担	210.00kg					
	-0.60	-0.69	-0.16	4.94	8.90	
合計	合計地盤力					
	45.58	28.43	45.95	45.94	28.48	
杭頭	地盤力 γ					
	0.295	0.495	0.523	0.466	0.352	
変位	躯体 γ					
	0.552	0.395	0.319	0.290	0.262	
	210.00kg					
	-0.011	-0.021	-0.003	0.087	0.272	
合計	合計変位 γ					
	0.836	0.869	0.837	0.843	0.886	

表-1

大長橋

	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	A ₂
杭本数	9	2	2	2	2	6
バネ定数 k	27690	1051	1051	1051	1051	4800
土	横方向地盤力 γ					
	0.60	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	流動圧 γ					
	1.20	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
性	許容変位量 γ					
	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
荷重	上部地盤力 γ					
	11.561	23.122	29.656	29.656	23.122	11.561
荷重	下部 γ					
	28.9	11.5	11.5	11.5	11.5	28.9
荷重	躯体 γ					
	13.4	0	0	0	0	8.6
分担	上部地盤力 γ					
	31.579	12.144	19.645	20.093	15.192	29.252
分担	下部 γ					
	37.105	5.497	8.374	9.606	8.334	29.856
分担	躯体 γ					
	12.937	0.204	0.221	0.499	0.946	9.243
合計	合計地盤力 γ					
	81.419	19.895	28.243	30.504	24.672	66.356
杭頭	上部地盤力 γ					
	0.114	1.153	1.869	1.928	1.445	0.609
変位	下部 γ					
	0.134	0.532	0.797	0.914	0.812	0.622
	躯体 γ					
	0.046	0.027	0.021	0.046	0.090	0.151
合計	合計変位 γ					
	0.294	1.703	2.687	2.943	2.347	1.382
地表面	変位 γ					
	0.294	1.530	2.415	2.603	2.110	1.382

表-2

図-5, 図-6は反力分布と杭頭の変位とを示す。

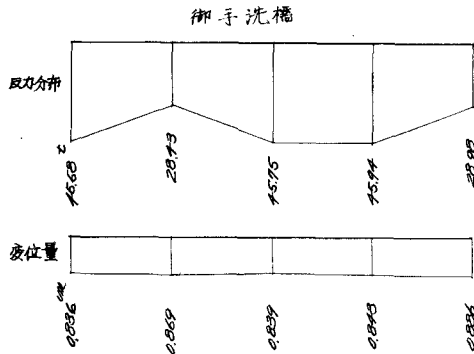


図-5

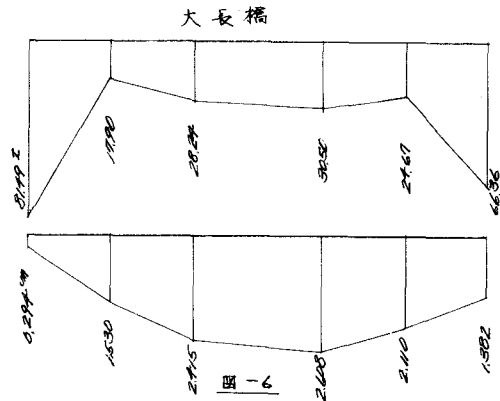


図-6

3 大長橋の設計

中央径間の航路の関係で18mの異径間連続橋であり起点側は深度63mの凡に岩の上に $N=3 \sim 13$ の粘土混り砂礫層であり $B=0.15 \sim 0.30$ $E=16$ であるのに 中央部及び終点側橋台附近は深度1750m以深の凡に岩の上に粘土質シルトが堆積している。 $N<3$ で $E=50$ であった。その為橋梁中心線に直交方向の地震時水平力の分配が起点側に集中するのを防ぐため 終点側にも相当量の杭を配置した上の横方向抵抗係数も夫々に異なした値を与えた。したがって場所によって許容変位もかわって来る計算結果を表-2にあげる。図-7は水平力による曲げモーメント図である。

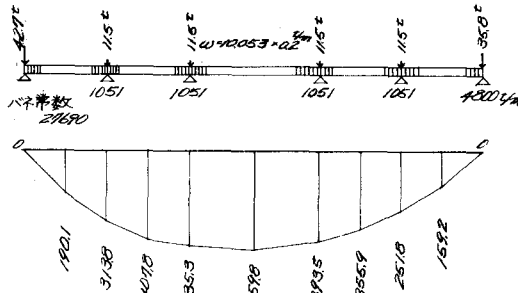


図-7

4 結び

軟弱地盤上の構造物を弾性支持と考えることに問題はあるが、地盤の変形の復元の可能な範囲の変形をたしあうことにより その範囲内の変形の問題を処理すれば 実際に近い構造物の変形及び応力を求めることが出来ると考えられる。これが許されれば変形法の式を三次元に拡張して図8に相当に定めれば、電子計算機の容量が大きくなりさえすれば立体的な弾性支持構造物の解析も容易である。

ここでは平面構造物の面内荷重の問題のうちの2つの例にとどめたが ばね常数さえ現実問題に適合するように定めることが出来れば どのような支持条件に対しても 解析が可能なのである。

支点の支持力係数を考えられる範囲でそれぞれ変化させて計算しその組み合わせを適当に選んで比較すれば軟弱地盤上の構造物の設計に対する信頼度と経済性が増してくるわけである。

参考文献 1) 大地洋三 電子計算機による構造解析 橋梁 Vol.2 No.9 pp.10

2) 森 博 垂直荷重及び水平力を受けた鋼杭の性状に関する研究

土木学会論文集 No.123号