

軟弱地盤上の橋梁基礎設計施工の1例について

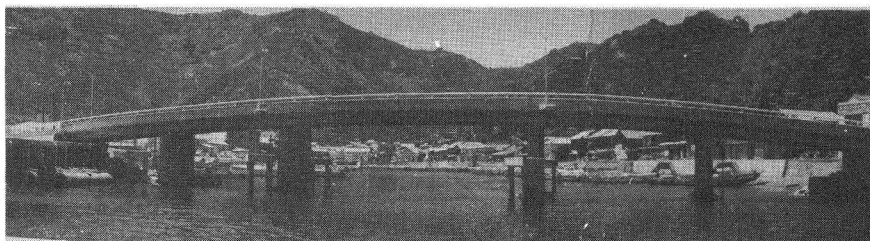
広島県土木建築部道路建設課 正員 山本弘史
広島県竹原土木事務所 正員 塚野義明
K.K. 福山コンサルタント 正員 福山俊郎

まえがき

大長橋は広島県瀬戸内海の商島 豊田郡大崎下島の循環道路改良工事の中の 長さ 64.0m 中最大 6.0m の鉄筋コンクリートスラブ連続橋であるが、地盤は極めて悪く海底下深さ 30m 以上で N 値 $1\sim3$ のシルト層を基礎として建設せねばならぬかつた。そのため基礎構造としてリバーサーキュレーション工法を採用した。

従来、考えられて来たように上部構造の弾性を考慮に入れないで、杭の水平抵抗力の計算をみると非常に大量の杭を採用せねばならぬ。しかし上部構造を水圧力に対しては弾性 EI と持つ梁と考へ、水平面内の地震時水平力を等分布荷重として、かつ杭の横抵抗を反力と考へて変形法による電算解析を行えば、梁の EI と反力のばね定数の関係によつて、梁と反力変位と応力及び、反力反力を計算することが出来る。それで杭のばね定数を種々変化させて考察することによつて、安全かつ経済的な基礎工を設計することが出来るわけである。そのため杭にかつる外力と変形の関係を通常使われている計算式によつて求め、それをばね定数として上部構造の応力と反力の分布を求めた。

〔 大長橋 竣工写真 〕



1. リバーサーキュレーション杭の施工について

1) 概要

場所打コンクリート杭基礎工法には、バノト工法、アースドリル工法と並んで、最近の工法といわれている。リバーサーキュレーション工法がある。昭和37年西ドイツ、ザルツギッター社の機械が輸入されて以来、橋梁、建物の基礎杭孔掘削にその偉力を示している。

ドリルパイプの内径 150mm 、吸水ポンプ能力 4000 l/min で 150mm 以内の塊状物が通過出来るようになっている。ピットは孔底をころがり廻るのみで双先で土を切る方式ではなく、孔底をかきまわす働きをする。しかも掘削抵抗は極めて小さく、アースドリルのような大きな掘削トルクは必要としない。

2) 施工について

一般的には、リバーサー工法はケーシングを使用しないのが原則であるが、本橋梁工事は軟弱地盤上

で表面は非常に軽い有機土でしかも海中施工であるため、約2.0mの水頭を保持させるためこれと採用した。

ケーシングの長さ及び径の決定について、根入、自重及び潮流等を考慮し、水頭2.0mで長さ12.50m全1.2m肉厚9mm重量約3tonのものを使用した。孔内水頭の確保のため6インチ水中ポンプ2台使用し孔内崩壊のおそれがあるので連続運転をした。掘削速度については水圧の不均衡を避けるため制限速度を4.5m/h以下におさえた。鉄筋建込み及びコンクリート打設等には吊能力10ton斜高18.0m起重機を用いた。本工事は海上であるので土運搬船に積込み、曳船揚上を行った。そのために詳細な施工計画及び順序は当日スライドで説明する予定である。

3) 施工上のあとがき

施工上の問題点として次のこととが挙げられる。

- 1) 掘削速度と掘削孔径との関係
- 2) 掘削速度とコンクリート割増率との関係
- 3) 砂礫層の掘削
- 4) 隣接構造物への影響

本工事では杭総本数23本、杭径全1,016mmのコンクリート打設記録によれば、掘削深さ318.7m、杭長372.7m、コンクリート打設数量365.2m³、その理論量292.50m³、割増率24.8%、コンクリート運搬数量371.7m³、運搬量と割増率の関係は1.75%、ピット全1,016mmに対して平均推算直至1,119mmの記録となった。

次にリバー掘削速度及び燃料消費率については掘削長さ318.7mに対して掘削総時間21/時間50分、リバースドリル運転時間242時間50分、燃料消費数量3240t

なお、参考のため施工人工の全体と平均を次に示す³⁾

		(合計)	(平均)
リバー船舶機装	N0.1~N0.23まで	34.0人	
ケーシング打込み	"	102.3	4.6人
掘削	"	220.4	14.1
スパイラル建込み	"	27.8	1.2
鉄筋建込み	"	96.2	4.2
トレミー建込み	"	29.3	1.3
コンクリート打設	"	278.7	12.4
ケーシング引抜	"	48.0	2.1
杭ハツリ	"	55.3	2.4
その他	"	166.6	7.2
リバー船舶解体	"	18.0	

2. 変形法による面内荷重を受ける構造物の支突の問題

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(連合条件式)から次の関係式が成立する。¹⁾

$$(DKD^T + P\lambda P^T)Y = F' = F - AC^T E_{fa} - BC^T E_{fb} \dots (1) \quad K = \lambda P^T Y \dots (2)$$

$$\therefore K = \begin{bmatrix} 8XL^T & 8YL^T & 0 \\ 8YL^T & 8XL^T & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}\mu L & \frac{1}{2}8L \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} EAL^T & 0 & 0 \\ 0 & 12EIL^3 & 0 \\ 0 & 0 & 4EIL^3 \end{bmatrix}$$

$$P = \begin{bmatrix} \delta & 0 & 0 \\ 0 & \delta & 0 \\ 0 & 0 & \delta \end{bmatrix} \quad \lambda = \begin{bmatrix} \lambda_{xx} & \lambda_{xy} & \lambda_{x\theta} \\ \lambda_{yx} & \lambda_{yy} & \lambda_{y\theta} \\ \lambda_{\theta x} & \lambda_{\theta y} & \lambda_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad Y = \begin{bmatrix} X_P \\ Y_P \\ \theta_P \end{bmatrix}$$

$$F' = \begin{bmatrix} F'_x \\ F'_y \\ M'_z \end{bmatrix} \quad F = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{bmatrix} \quad A = \begin{bmatrix} \alpha & 0 & 0 \\ 0 & \alpha & 0 \\ 0 & 0 & \alpha \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} B & 0 & 0 \\ 0 & B & 0 \\ 0 & 0 & B \end{bmatrix}$$

$$O = \begin{bmatrix} XL^T & YL^T & 0 \\ YL^T & XL^T & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad \lambda = \begin{bmatrix} \lambda_{xx} & \lambda_{xy} & \lambda_{x\theta} \\ \lambda_{yx} & \lambda_{yy} & \lambda_{y\theta} \\ \lambda_{\theta x} & \lambda_{\theta y} & \lambda_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

$$F_{fa} = \begin{bmatrix} N_a \\ S_{fa} \\ M_{fa} \end{bmatrix} \quad F_{fb} = \begin{bmatrix} N_{fb} \\ S_{fb} \\ M_{fb} \end{bmatrix}$$

$$F_a' = \begin{bmatrix} N_a' \\ S_a' \\ M_a' \end{bmatrix}, \quad F_a = \begin{bmatrix} N_a \\ S_a \\ M_a \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} F, 0, 0 \\ 0, F, 0 \\ 0, \frac{1}{2}L, \frac{1}{2}L \end{bmatrix}$$

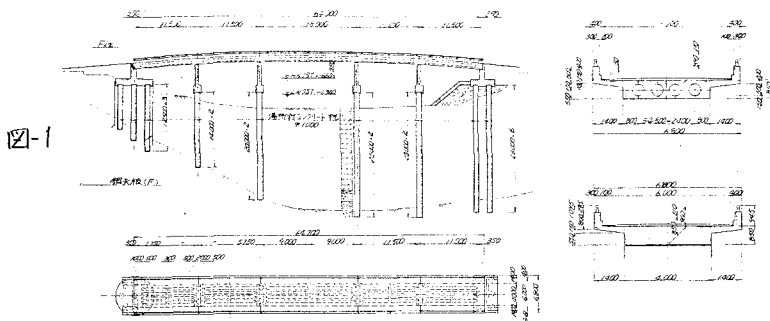
$$F_b' = \begin{bmatrix} N_b' \\ S_b' \\ M_b' \end{bmatrix}, \quad F_b = \begin{bmatrix} N_b \\ S_b \\ M_b \end{bmatrix}, \quad I = \begin{bmatrix} -E, 0, 0 \\ 0, -E, 0 \\ 0, \frac{1}{2}L, -\frac{1}{2}L \end{bmatrix}$$

$$R = \begin{bmatrix} H_Y \\ V_Y \\ M_Y \end{bmatrix}$$

λ は変位のばね定数であつて、変位方向の9つの成分をもっている。このうち相互作用の定数は少つて $\lambda_{xy} = \lambda_{yx}$, $\lambda_{x\theta} = \lambda_{\theta x}$, $\lambda_{\theta y} = \lambda_{y\theta}$, であるから独立のばね定数は6つである。これを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できるわけである。ばね定数は変位に及ぶ外力を変位のばね定数(変位方向, 変位方向 又は 回転軸まわりの回転即ち θ)で割つたものであつて、基礎構造の種類に応じてどのようにも計算出来る。ついでばね定数について述べることにする。

3. 杭基礎についてのばね定数の決定 (Y. L. Chang)

橋脚及び橋台は図に見るような高さの低い壁構造であるから、横方向の曲げ変形とせん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との横方向抵抗力とから考へて、杭の横変位の方が優越すると考へる。そこで橋台については基礎下端が接地しているのと同様に地中に埋込された杭の水平力 H と水平移動量 δ との関係から求める。

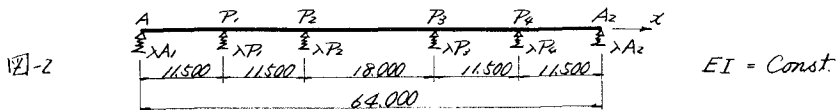


$$\Delta y = \frac{\delta}{\theta} = \frac{K D}{\beta}$$

橋脚 \$K\$ については基礎下端が海中にあるが、杭の上部が海底面から出ているので、杭頭固定で地上 \$K\$ 元^mの杭の水平力 \$H\$ と水平移動量 \$\delta\$ との関係から求めることができる。

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

ここで \$x, y, \theta\$ の座標系は 図-2 のようにとる。



4. 設計 \$K\$ について

中央径間及航路の関係で 18 m の異径間連続橋であり、起岸側は深度 6.3 m の風化岩の上 \$K\$ 値 5~15 の粘土混り砂礫層であり、\$D_0 = 0.15 \sim 0.30\$, \$E = 1.6 \text{ kg/cm}^2\$ である。中央部及び終岸側橋趾附近は深度 17.50 m 以深の風化岩上 \$K\$ 値粘土質シルトが堆積している。\$N < 3\$ で \$E = 5.2 \text{ kg/cm}^2\$ である。その \$K\$ 値橋梁中心線 \$K\$ 直交方向の地震時水平力分担が起岸側に集中するのを防ぐため終岸側 \$K\$ にも相当量の杭を配置し、上の横方向地盤係数もそれぞれ異なり \$K\$ 値を与える。

横方向地盤係数はプレントナーの測定で \$0.2 \sim 1.1 \text{ kg/cm}^2\$ である \$K\$ ので計算値として \$0.15 \text{ kg/cm}^2\$ とし \$K\$。杭を \$1 \text{ m}\$ のコンクリートの \$E\$ は \$2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2\$ とし \$K\$。そのときの \$\delta\$ の値は $\sqrt{\frac{K D}{4 E I}} = 0.158 \times 10^{-2} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$ である。

杭の横抵抗をばねと考えると \$K\$ 値は、地震時水平力に対して、杭の水平移動量は復元しなければならない。よってその限度は次式 \$K\$ によって定め \$K\$。2)

$$\delta = \frac{P_{\pm}}{k} \quad \text{ここで} \quad \begin{cases} \delta a : \text{許容水平変位} \\ P_{\pm} : \text{流動圧} \\ k : \text{横方向地盤係数} \end{cases}$$

起岸側ボーリング No. 1 \$K\$ について (\$A_1\$ 側)

$$P_1 = 1.20 \text{ kg/cm}^2, \quad k = 0.6 \text{ kg/m}^2, \quad \delta = \frac{1.20}{0.6} = 2.0 \text{ cm}$$

ボーリング No. 2, No. 3 (\$P\$ および \$A_2\$ 側) \$K\$ について

$$P_3 = 0.40 \text{ kg/cm}^2, \quad k = 0.10 \text{ kg/m}^2, \quad \delta_f = \frac{0.4}{0.1} = 4.0 \text{ cm}$$

右起岸即ち橋名及び橋脚の杭の本数、ばね定数、土性、荷重、分担水平力、杭頭変位及び地表面に

おける杭の変位量を(表-1)に示す。

{表-1}

		単位	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	A ₂
杭本数		本	9	2	2	2	2	6
ばね定数		N/m	27,670	1051	1051	1051	1051	4800
土性	横方向地盤反力	N/cm ³	0.60	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	流動圧	N/cm ²	1.20	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	許容変位量	cm	2.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
荷重項	上部地震力	t	11,561	23,122	23,656	23,656	23,122	11,561
	下部 " " "	t	28.9	11.5	11.5	11.5	11.5	24.0
	裏込土 " " "	t	124.0	0	0	0	0	8.5
分担水平力	上部地震力	t	31,577	12,114	12,645	12,645	12,114	31,252
	下部 " " "	t	37,105	5,497	5,377	5,377	5,434	37,856
	裏込土 " " "	t	12,737	0.284	0.221	0.484	0.446	7,248
	合計	t	81,419	17,895	18,243	18,504	18,072	76,356
杭頭変位	上部地震力	cm	0.114	1.153	1.869	1.888	1.445	0.608
	下部 " " "	cm	0.134	0.532	0.797	0.914	0.812	0.622
	裏込土 " " "	cm	0.046	0.027	0.021	0.046	0.080	0.151
	合計	cm	0.294	1.703	2.687	2.948	2.347	1.382
地表面変位		cm	0.294	1.530	2.415	2.608	2.110	1.382

図-3は支床反力分布、即ち橋名及び橋脚が受ける分担水平力及び杭頭の変位を示す。

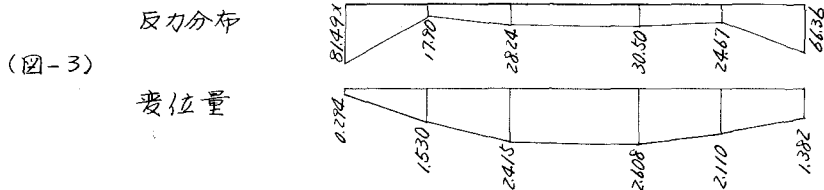
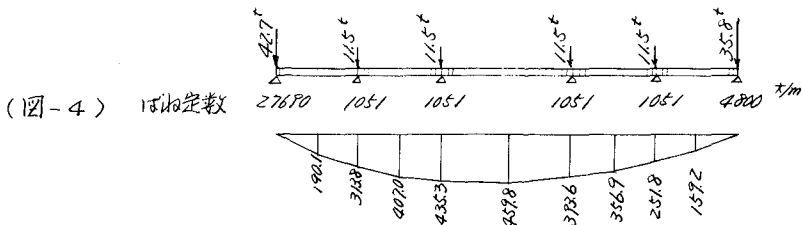


図-4 は地震時水平力による梁の水平面内の曲げモーメント図である。



5 結 論

軟弱地盤上の構造を弾性支持と考えることに問題があるが、地盤の変形の復元の可能な範囲の変形を仮定することが出来、その範囲内の変形で問題を処理すれば、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へ拡張して〔入〕を適当に定めれば、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例にとりあえず、ばね定数さえ実際の値に適合するように定めることができればどのような支持条件に対しても解析が可能なわけである。

支床の支持力係数を考えられる範囲にそれぞれ変化させて計算し、その組合せと適当に逆にと比較すれば、軟弱地盤上の構造物の設計に就いてより大きな信頼度と経済性を得られるわけである。

参考文献

- 1) 大地羊三 電算計算機による構造解析 橋梁 Vol.2 No.1~No.10
- 2) 森 博 垂直荷重及び水平力の受けの鋼桁の性状に関する研究
土木学会論文集 No.123号
- 3) 施工資料 施工者 五洋建設株式会社.