

鋼管斜組ぐい橋脚の耐震設計について

神戸大 正 畑中元弘 兵庫県土木部 正 河本慎二
神戸大 正 ○北村泰寿 ハ 橋 製 鉄 正 西田修治

1. まえがき

橋りょうの下部構造として最近大口径の鋼管ぐいが用いられているが、その耐震性については不明な点が多い。幸い著者等はこのような下部構造をもった兵庫県丹山川河口の港大橋につき種々の試験を行う機会を得た。試験結果については、すでに報告済みであるが、その優良橋の資料を用いて種々の解析計算を行ったのでその結果を報告するとともに、あわせて橋脚の耐震性について述べる。

2. 水平バネ定数について種々の解析結果の比較

本研究に用いた港大橋の橋脚の構造を簡単に示すと図-1のようである。同図より水平バネ定数を求めるには2本の斜組ぐいからなる組ぐいが基本要素となると考えられる。そこでまず2本の斜組ぐいについて考え、橋脚全体としては斜組ぐいと直ぐいの組み合わせで構成されているとして、水平バネ定数を求める。さらに図-1の構造を立体系ラーメンと考えマトリックス変位法により、また上

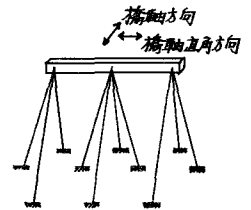


図-1 橋脚構造概略図

部コンフリートと剛性無限大のフーチングとみなし解析する方法(以下フーチング法と略称)による値と比較する。次のような諸元を用いる。 $\phi=609.6\text{ mm}$, $t=14\text{ mm}$, $\theta=13^\circ$, $A=439.1\text{ cm}^2$, $I=153523\text{ cm}^4$, $\lambda+L=55\text{ m}$, $k_R=1.0\text{ kg/cm}^3$, (θ :斜角, λ :地上部ぐい長, L :地表面下ぐい長)

まず1組の斜組ぐいの計算結果は表-1のようで、斜角 13° の斜組ぐいの場合橋抵抗はほとんど軸力によることがわかる。次に鋼管中の中詰コンフリートの充てん長の影響であるが、直ぐいについては図-2、斜組ぐいについては図-3に示すようである。なお斜組ぐいについてはくい頭ヒンジの場合である。

表-1 1組の斜組ぐいのK値(kg/cm) $\lambda=10\text{ m}$

支持条件	軸力のみで抵抗する場合(表2)	土上橋抵抗を考慮する場合(表2)
支持ぐい	17.0	17.6 (19.6)
摩擦 粘性土	29.0	29.4 (31.4)
ぐい 砂質土	23.0	24.0 (26.0)
備考		()はくい頭固定

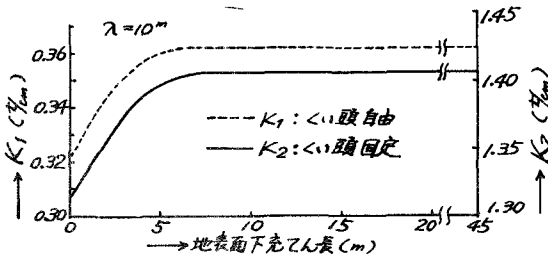


図-2 直ぐいのK値

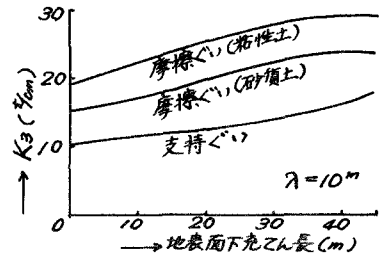


図-3 1組の斜組ぐいのK値

直ぐいについては7~8mの充てん長で無限長のぐいの効果を期待できる。また斜組ぐいについては十分な根入れと、中詰コンフリートはできるだけ長く充てんする方が良い。

次に実橋については、中詰コンフリートの充てん長さ12~13mであるから、図-2および図-3の粘性土の値を用いれば次のようになる。なお橋軸直角方向について K_R はくい頭固

定斜組ぐいの推定値である。() は全長にコンフリート充てんしたときの値である。

橋軸方向 $K = 4K_1 + 3K_3 = 73.4 \frac{t}{cm}$ (くい頭ヒンジ: 89.6, くい頭固定: 99.7)

橋軸直角方向 $K = 6K_2 + 2K_4 = 60.5 \frac{t}{cm}$ (くい頭ヒンジ: 60.9, くい頭固定: 71.1)

一方実測された橋軸方向の見掛けのバネ定数は $80 \frac{t}{cm}$ で計算値とよく一致している。なお橋軸直角方向については実測値がなかったため比較できないのは残念である。次に前記立体ラーメンとした場合³⁾、フーチング法による場合²⁾の計算結果を表-2に示す。前記K値(設計計算書の方法)と表-2のフーチング法と比較すると、表-2の値は中詰コンフリート充てん長が全長であることを考慮すれば、工学的には前記の計算法で十分であろう。

表-2 橋脚のK値($\frac{t}{cm}$) $\lambda = 10m$

L ₀	立体ラーメンの場合		フーチング法の場合	条件
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
30m	93	55	61.7	42.1
35m	80	47	91.2	59.4

注 L₀: 地表面下基礎固定長

3. 橋脚の重量について

天端コンフリート、防護板、鋼管+中詰コンフリート、鋼管ぐいに働く動木圧、起振機および群ぐいで囲まれた部分の重量等より等価重量を求めると橋軸方向で 105.9^t 、橋軸直角方向で 137.2^t となり、実測共振周期(橋軸方向 0.232^{sec} 、直角方向 0.256^{sec})を用いてバネ定数を求めると、それぞれ $K = 79.4 \frac{t}{cm}$ 、 $K = 84.8 \frac{t}{cm}$ となり橋軸方向については実測値とよく一致する。橋軸直角方向については2.の計算値と比較して、さらに検討を要する。

4. 地震応答について

いま上部構築設後の実橋を3.で述べた等価質量と上部構の質量を持つ1頂点系構造物とし、地震力としては土不研究所の平均加速度スペクトル⁴⁾、El Centro N-S成分の加速度スペクトル⁴⁾を用いると表-3のようになる。両方向とも上部構築設後では $\beta = 2.7$ となり、設計計算で水平震度 0.26 をとっているので最大地動加速度は約 $0.18g$ となっていることになる。

表-3 橋梁の地震応答

上部構	振動方向	固有周期(sec)	減衰率	動的係数 β	
				土研平均	El Centro
架設前	橋軸方向	0.232	0.14 ~0.16	1.5	1.8
" 後 "	"	0.344	0.026 ~0.040	2.7	3.0
架設前	直角方向	0.256	0.03 ~0.10	1.7	2.1
" 後 "	"	0.410	0.031 ~0.041	2.7	2.7

水平震度 $0.55 (0.28g)$

以上になると橋軸直

角方向ではやや危険になる。

5. おわりに

本研究の斜角 13° の橋脚1例と斜組ぐい橋脚橋梁等の耐震性を論じることとは問題であるが、本例の場合では、軟弱地盤上の橋脚として将来起りうる地震に対しては十分安全であることが判明した。また Chang 方式による簡単な方法で工学的に十分な精度でバネ定数を推定でき、等価質量を用いて1頂点系構造物として動的設計が可能であると思う。

参考文献

- 1) 畑中元弘: 鋼管斜組ぐい橋脚の振動実験 (第1報, 第2報), 建設工学研究所報告, 1966, 1967
- 2) 橋本幸夫: 鋼管の設計と施工 増補版, 山海堂, 1966. 5
- 3) 川股康也: マトリクス変位法による骨組の解析 (その2), 東京大学生産技術研究所報告 Vol.13, No.6, 1966. 6
- 4) 栗林栄一: 橋梁の耐震設計に関する研究 (I), 建設省土不研究所報告, 1964.