

Ⅱ-39 都市内高架橋単脚構造の耐震性に関する基礎研究

神戸市建設局 正員 山崎 博, 正員 藤原正善
京都大学工学部 正員 後藤尚男, 正員 渡部卓郎

1. 緒言

最近急増しているわが国大都市の交通を緩和するために、高架高速道路が建設されはじめている。このような高架道路を既成の都市内に建設する場合、土地利用効率の増大と都市の美観上から高架線の下部に図-1のようなスレンダーな単脚構造形式を取り入れることが、欧米では既に数多く実施されている。わが国にこれを実現しようとするときの大きな課題は耐震上の問題である。ここでは神戸市を対象とした場合について、これらに関する基礎的な研究結果を報告しようとするものである。

図-1 Chicagoで計画中の高速道路高架橋

2. 外国における実例と神戸市の場合

(1) 外国の実例 ここ数年來の外国文献を調査したところ、このような単脚構造はドイツ、フランス、イギリスおよびアメリカなどに多いようである。これら各国における2, 3の実例をあげるとつぎのごとくである。

1) ドイツ Unkelsteinの高架橋(図-2): 中空はこ桁形式, 全長358.7m, 9スパン連続, スパン32.6~41.0m, 立体交差部に使用。

2) ドイツ Baden-BadenのOostal高架橋: PC中空はこ桁形式, 全長420m, 16スパン連続, スパン22~29m, 立体交差部に使用。

3) イギリス LondonのHammersmith高架橋: プレカスト中空はこ桁形式, 全長600m, スパン40m, 全幅18m, 上下道路平行部に使用。

4) アメリカ CaliforniaのRomana FreewayおよびChicagoで計画中の高速道路高架橋(図-1)。

(2) 神戸市の場合 神戸市は周知のとおり山と海の間で東西に細長く横たわっていて、都市内交通は飽和状態にある。その高速道路の計画、建設に当って下部構造に単脚形式の採用が強く要望されている。神戸市は一般に地質が良好で地震来歴も余り大きくないので、このような形式の高架橋を実現すべく本研究が着手された。昭和35年度には下部構造の形式と耐震性を検討する一方現地盤調査の一部を実施した。

3. 単脚構造基本断面の検討

(1) 構造形式 上部構造は全幅員16.0m(4車線), スパン20.0m, 桁下6.0mが与えられており、これをドイツ、イギリスの例のごとく中空はこ桁形式とすると、1スパン当り約600tonとなる。地盤調査の結果を参照し、かつ耐震力を考慮して図-3のごとく斜杭を含めた鋼杭基礎をとるものとする。単脚躯体はPC構造となろうが、一応基本断面として

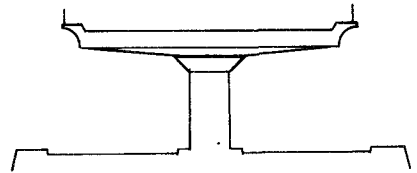
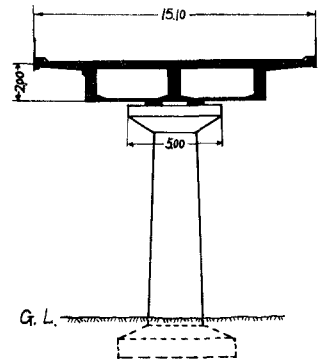


図-2 Unkelsteinの高架橋



2.00 × 2.00 m² の正方形断面について検討した。

(2) 耐震計算

神戸市の地震来歴と地盤よりして水平震度を $\alpha_0 = 0.2$ にとり、震度法によって図-3のA-A断面の軸方向力Nと曲げモーメントM₀を算出すると、

$$N = 677 \text{ ton}, \quad M_0 = 1,022 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

1) 極限設計理論による計算 この場合は結局曲げせん断破壊するものと考えられ、断面A-Aが耐え得る極限の曲げモーメントM_rとせん断力Sとは

$$M_r = 2,360 \text{ ton} \cdot \text{m}, \quad S = 310 \text{ ton}$$

これより構造安全率 $= M_0/M_r = 2.31$ となる。

2) 許容応力法による計算 圧縮縁コンクリート圧縮応力 $\sigma_c = 80 \text{ kg/cm}^2 < 300/3 \text{ kg/cm}^2$, 引張鉄筋最大応力 $\sigma_s = 1,190 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$, コンクリートの最大せん断応力 $\tau_{max} = 5.7 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2$, 鉄筋の付着応力 $\tau' = 1 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$ 。ゆえにいずれも許容範囲にある。

3) 基礎杭の検討 図-3の橋脚躯体が地震力によるモーメントM'によってその下端が図-4のように変位 δ_n を生じたものとする、 $\delta_n = M'^2/6EI$ 。上述のM_rに安全率2をみて $M' = M_r/2 = 1,180 \text{ ton} \cdot \text{m}$ 。これより躯体の I と EI を入れると、結局 $\delta_n = 1.62 \text{ cm}$ 。しかるに図-3の斜・直1組のH杭(幅 300 mm)上端の水平ばね定数は $k_n = 59.3 \text{ ton/cm}$ と算出される(地盤反力を考慮)。ゆえに $\delta_n = 1.62 \text{ cm}$ に対する水平力は 95 ton。しかるに設計水平力は $\alpha_0 N = 0.2 \times 677 = 135.4 \text{ ton}$ であるので $135.4/95 = 1.44$ 。したがって図-3のような組杭を奥行方向に2組使用すればよい。

4. 模型振動実験

計画単脚構造の耐震性を明らかにするため振動台による模型実験を続行中である。模型は図-5に示すアクリライト製で原型の $1/20$ (幅員 800 mm, 高さ 475 mm) であり、上部構造 5 m 分の重量を鋼製パターン1個 (7.5 kg) に換算表示して、スパンが 20 m の外に 10 m と 30 m の場合も実施している。模型躯体の基礎は完全固定とゴム材支持による弾性固定の2種である。これらに関する実験結果の詳細とその考察は講演時にゆずる。

本研究の実施には神戸市建設局計画部の縮見健一郎、島田喜十郎の両氏および京大土木の元学生、芦見忠志、高山兼寿、滝井健司の3君(いずれも昭和36.3卒業)の御助力を頂いたことを付記する。

図-3 単脚構造概略図 (単位 m)

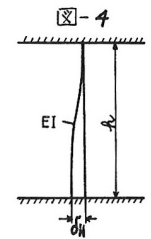
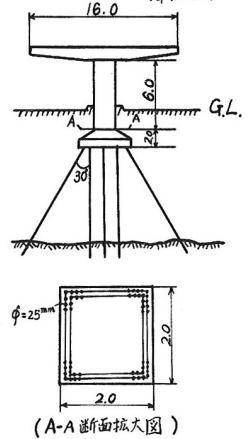
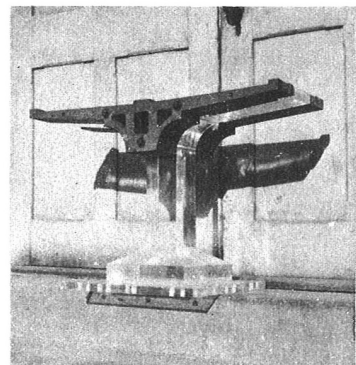


図-5 アクリライト製単脚模型



(鋼製パターン6個を取付け)