

I-200 鋼管橋脚の最適耐震性能におよぼす軸力の2次的影響について

防衛大学校 正会員 ○森 雅美
防衛大学校 正会員 石川 信隆
東京大学 正会員 西野 文雄

1. 緒言 現行の道路橋示方書による許容応力度を基準とした鋼管橋脚の設計では、鋼管の径厚比 D/t (D = 外径, t = 肉厚) が大きい (薄肉構造) ほど強度的には有利であるが、最近の一定軸力と繰返し曲げを受ける鋼管断面柱の弾塑性実験¹⁾によれば、 D/t の大きいほど逆に耐力と変形性能の低下が著しいことが報告されている²⁾。

本研究は、経済性と耐震性の観点から、耐力と変形性能を同時に考慮した鋼管橋脚の最適耐震性能を把握するため、上部構造の自重による軸力の2次的影響を考慮した鋼管橋脚の弾塑性地震応答解析を行ない、その結果から最適な径厚比 $(D/t)_{opt}$ を決定せんとしたものである。ここで軸力の2次的影響とは(i)軸力にともなう付加モーメントによる橋脚の見かけ上の剛性の低下、(ii)軸力による橋脚の全塑性モーメントの低下、(iii)軸力にともなう付加モーメントによる橋脚の見かけ上の全塑性モーメントの低下 (降伏後の $P-\Delta$ 効果) の3つの影響をいい、これらが最適径厚比 $(D/t)_{opt}$ の決定におよぼす影響を考察するものである。

2. 基本式 上部構造の自重の影響を考慮した鋼管橋脚を図-1のような一定軸力 P と水平地動 u を受ける1質点系モデルに置換すれば、軸力の2次的影響を考慮した運動方程式は次式のように表わされる。

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + Q = -m\alpha\ddot{u} \quad \text{----- (1)}$$

ここに $m (= P/g)$ = 上部構造の自重による質量; C = 粘性減衰係数; α = 地震加速度係数; Q = 図-2に示すような2次的影響を加味した復元力で、2次的影響のうち(i), (ii)を考慮した場合は図-2の実線のような完全弾塑性型となり、さらに(iii)の $P-\Delta$ 効果を考慮した場合は一点鎖線のような $Bifurcation$ 型の復元力特性を表わす。また図-2の k_0 は橋脚のばね定数

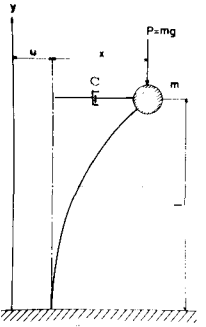


図-1 振動モデル

$$k_0 = \frac{\beta l}{\tan \beta l - \beta l} \cdot \frac{P}{l} \quad \text{----- (2)}$$

ただし、 $\beta l = \sqrt{P/EI} l$; EI = 曲げ剛性; l = 橋脚の高さ;

$I = \frac{\pi}{64} \{ D^4 - (D-2t)^4 \}$; P = 上部構造の自重による軸力; 式(2)で $P=0$ の場合は $k_0 = 3EI/l^3$ となる。

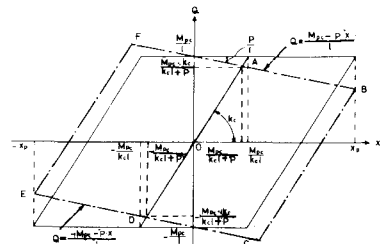


図-2 復元力特性

さらに図-2の M_{pc} は軸力を考慮した全塑性モーメントで、鋼管部材の座屈を考慮した軸力-曲げ相関降伏条件より次式のようになる。

$$M_{pc} = M_p \cos \left(\frac{\pi}{2} \bar{P} \right) \quad \text{----- (3)}$$

ただし、 $M_p = \{ 3(D/t)^2 - 6(D/t) + 4 \} \cdot \sigma_y \cdot A^2 / \{ 3\pi(D/t - 1) \}^{1/2}$;

$\bar{P} = \max. (P/P_y, P/P_{cr})$; $P_y = A \sigma_y$; $P_{cr} = 1.70 \sigma_{ca} A$; A = 断面積; σ_y = 降伏応力; σ_{ca} = 道示の許容圧縮応力度。

図-2の x_p は局部座屈が生ずるときの終局変位で、次式で表わされる。

$$x_p = \mu x_y \quad \text{----- (4)}$$

ただし、 x_y = 降伏変位; μ = 変形性能 (ductility factor) で、図-3に示すような D/t の関数で与えられるものと仮定した。また μ_o, μ_c はそれぞれ軸力を無視した場合および考慮した場合を示す。

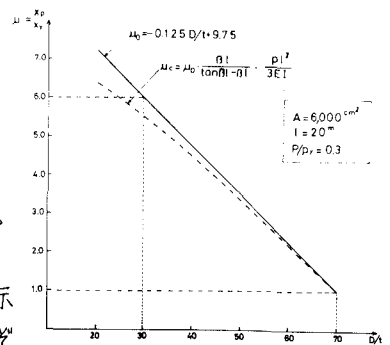


図-3 $\mu \sim D/t$ 関係

3. 弾塑性地震応答解析法と最適径厚比 $(D/t)_{opt}$ の決定

上記式(1)~(4)を用いて、一定の径厚比 D/t に対して図-4に示すような弾塑性地震応答解析を行なう。すなわち、地震加速度係数 α を逐次増加させることによって、最大応答変位 $|x_{max}|$ が終局変位 x_p を越えるときの最大地震加速度係数 α_{max} を求める。次に、一定の断面積 A のもとで D/t を変化させて図-4の計算を行なえば、 $\alpha_{max} \sim D/t$ 曲線がえられ、その中から最適径厚比 $(D/t)_{opt}$ を決定する。

4. 計算例および考察

一例として断面積 $A = 6,000 \text{ cm}^2$ 、軸力 $P = 0.3 P_y$ 、減衰定数 $\eta = 0.05$ として、橋脚長 $l = 20, 30, 45 \text{ m}$ の場合について図-4の計算を行なえば、それぞれ図-5, 6, 7のような $\alpha_{max} \sim D/t$ 曲線がえられる。ただし、入力地震波は El Centro 1940 N-S 成分を用いた。ここで、軸力の2次的影響を調べるため、図-5, 6, 7に示すように Case (a) ~ (e) の計5通りの計算をし比較検討した。

(1) すべての2次的影響を無視した場合: Case (a) の最適径厚比

図-5, 6, 7から α_{max} が最も大きいのは l に無関係に $(D/t)_{opt} = 20$ となる。これは、図-3の仮定より $D/t = 20$ で、 x_p が最も大きくなるためと思われる。

(2) すべての2次的影響を考慮した場合: Case (e) の最適径厚比

$l = 20 \text{ m}$ では $(D/t)_{opt} = 40$ 、 $l = 30 \text{ m}$ では $(D/t)_{opt} = 50$ 、 $l = 45 \text{ m}$ では $(D/t)_{opt} = 50$ となり、2次的影響を考慮すると必ずしも D/t の最も小さい場合が有利とはいえない。すなわち、経済的かつ耐震性のある鋼管の径厚比 $(D/t)_{opt}$ を決定するには、軸力の2次的影響を考慮する必要があることが認められる。

(3) 軸力によるばね定数の低下 (k_c) のみを考慮した場合: Case (b)

Case (b) の曲線はいずれも Case (a) の曲線とほとんど変わらず、一般に k_c の影響はあまりないことが認められる。

(4) 軸力による全塑性モーメントの低下 (M_{pc}) のみを考慮した場合: Case (c)

M_{pc} のみを考慮した場合、降伏せん断力 Q_y が低下するのみであるので、図-5, 6では Case (a) とほぼ平行に低下している。しかし図-7では D/t が小さい程 α_{max} が極度に低下している。これは、 l が大きくなると、式(3)の M_{pc} 中の $\bar{P}$ が大きくなり、 M_{pc} が極度に小さくなることに帰因している。

(5) 降伏後の P- Δ 効果のみ考慮した場合: Case (d)

2次的影響のうちこの P- Δ 効果が $(D/t)_{opt}$ の決定に最も大きく影響している。また P- Δ 効果が α_{max} に与える影響は D/t が小さいほど大きく、さらに図-7のように l の大きいほど α_{max} の低下が著しいことが認められる。

5. 結言

(1) 鋼管橋脚の最適径厚比の決定には、軸力による2次的影響を考慮する必要がある、特に降伏後の P- Δ 効果次いで M_{pc} の影響が大きいことが認められる。

(2) 本計算例の範囲内では、最適径厚比は $(D/t)_{opt} = 40 \sim 50$ が適当である。

参考文献

- 1) 葛西, 金井, 波田; 繰返し荷重を受ける鋼構造部材の終局耐荷力, 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集, I-302, 昭和52年10月。
- 2) 建設省土木研究所; 新耐震設計法(案), 土木研究所資料, 昭和52年3月。

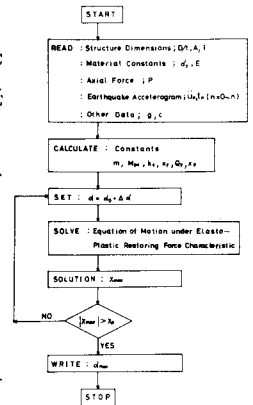


図-4 弾塑性地震応答解析フローチャート

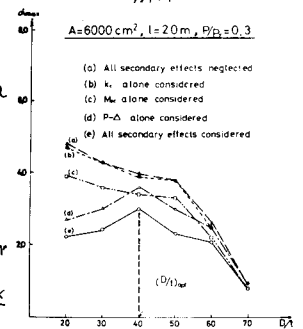


図-5 $\alpha_{max} \sim D/t$ 関係 ($l=20 \text{ m}$)

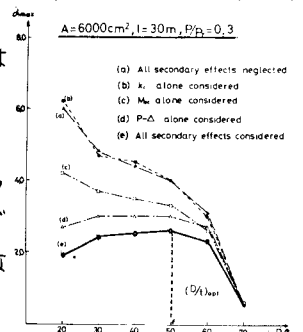


図-6 $\alpha_{max} \sim D/t$ 関係 ($l=30 \text{ m}$)

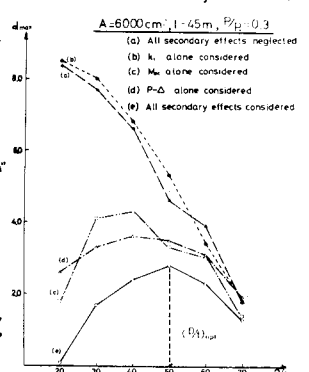


図-7 $\alpha_{max} \sim D/t$ 関係 ($l=45 \text{ m}$)