

(22) 鋼・コンクリート合成橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案

A PROPOSAL FOR CHECK OF ULTIMATE EARTHQUAKE RESISTANCE OF PARTIALLY CONCRETE-FILLED COMPOSITE STEEL BRIDGE PIERS

宇佐美勉*・鈴木森晶**・葛 漢彬***

By Tsutomu USAMI, Moriaki SUZUKI and Hanbin GE

This paper is to present a practical method for the check of ultimate earthquake resistance of partially concrete filled bridge piers. The procedure starts with performing an elasto-plastic large-displacement analysis to compute the load-displacement relation of the column. The column is assumed to fail when either the average concrete strain along a certain column length (termed as an effective failure length) reaches the specified failure strain or the average strain in the flange plate along the effective length in the hollow section reaches the specified failure strain of a stiffened plate.

1. 緒言

平成7年1月17日に兵庫県南部を襲った直下型地震は、同地域の社会基盤施設に未曾有の損害を与えた。しかしながら、今回の地震による鋼製橋脚の損傷は同時期に建設された鉄筋コンクリート橋脚に比べ軽微のものが多かった。その理由の1つとして、橋脚基部に充填されている車両衝突防止用のコンクリートの存在が挙げられる。中詰コンクリートは低強度であるが、柱基部の構成板要素の局部座屈の発生を防止することにより耐震性能（強度と変形能）の向上にある程度の寄与をしたと考えられる。これは、過去の実験より分かっている事実である^{1,2,3}。この効果をよりいっそう発揮させ、かつ自重軽減を意図した鋼製橋脚が、標記のコンクリートを部分的に充填した合成橋脚である。

本研究は、片持柱タイプのコンクリート部分充填鋼製橋脚の2次設計法（地震時保有水平耐力照査法）について述べたものである。文献4)では、無補剛箱形断面鋼製橋脚の2次設計法について触れたが、本論文では補剛箱形断面を取り扱っている。

2. 設計の流れ

ここで述べる地震時保有水平耐力照査法は現行道路橋示方書⁵⁾（以下道示と略称する）に準拠したものであり、Fig.1にそのフローを示す。以下、主要なプロセスについて内容を記す。

②：震度法による設計では充填コンクリートを無視する。従って、設計法は現行設計法と変わるところがない。ただし、縦方向補剛材剛比 γ は、中空断面部については、線形座屈理論から得られる最適剛比 γ^* の3倍

* 工博 D.Sc. 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 工修 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

*** 工博 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

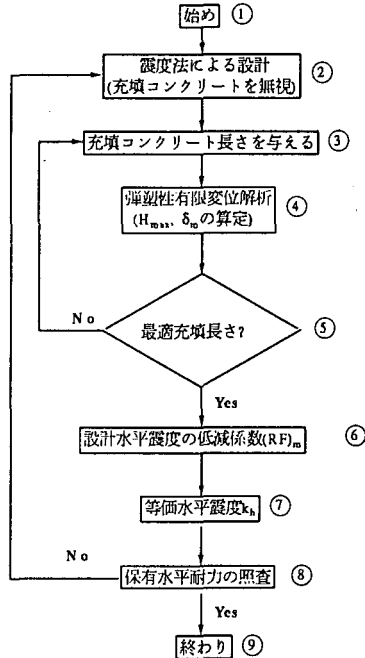


Fig. 1 Flow chart

以上とし、コンクリート充填部については、最適剛比以上とする。

③：コンクリートの充填高さを与えるが、片持柱では、柱の高さの30%程度を初期値として与える。

④：後述の方法により水平荷重－水平変位関係を求め、壊基準を基に最大水平荷重 H_{max} 、それに対応する水平変位 δ_m を求める。

⑤：破壊の照査点での損傷度が著しく異なるときは、充填コンクリートの高さを変える。

⑥：エネルギー一定則により設計水平震度の低減係数 $(RF)_m$ を求める。

⑦：道示と同様に、設計水平震度に低減係数を乗じて等価水平震度を求める。

⑧：道示と同様な方法で地震時保有水平耐力の照査を行う。

3. 水平荷重－水平変位関係の計算方法

水平荷重－水平変位関係 (H - δ 関係) は、Fig.2 に示すように、一定鉛直荷重 P の元での、水平荷重 H とそれに対応する自由端の水平変位 δ の関係である。ただし、Fig.2(b) のような構造では鉛直荷重 P によっても水平変位が生ずるが、 δ は水平荷重が作用してからの値をとるものとする。道示では、鉄筋コンクリート橋脚に対して、微小変位理論に基づく弾塑性解析により H - δ 関係を求めている。鋼製橋脚の場合には、 P - Δ 効果の影響が大きくなることが予想されるため、有限変位の影響を弾塑性解析に取り入れる。ただし、局部座屈の影響はこの段階では考えないため、骨組構造物に対する通常の有限変位解析にコンクリート充填の影響を取り入れる。その際、コンクリートと鋼の付着は完全とし、平面保持の仮定を用いる。

鋼材の応力－ひずみ関係にはひずみ硬化の影響を考慮する。ここでは、SS400, SM490 および SM570 材の引張試験から得られた Fig.3 の応力－ひずみ関係を用いる。また、コンクリートの圧縮応力－ひずみ関係は、Fig.4 を用いる。コンクリートの破壊は、鋼板による拘束効果により、0.6% まで生じないと仮定している⁴⁾。

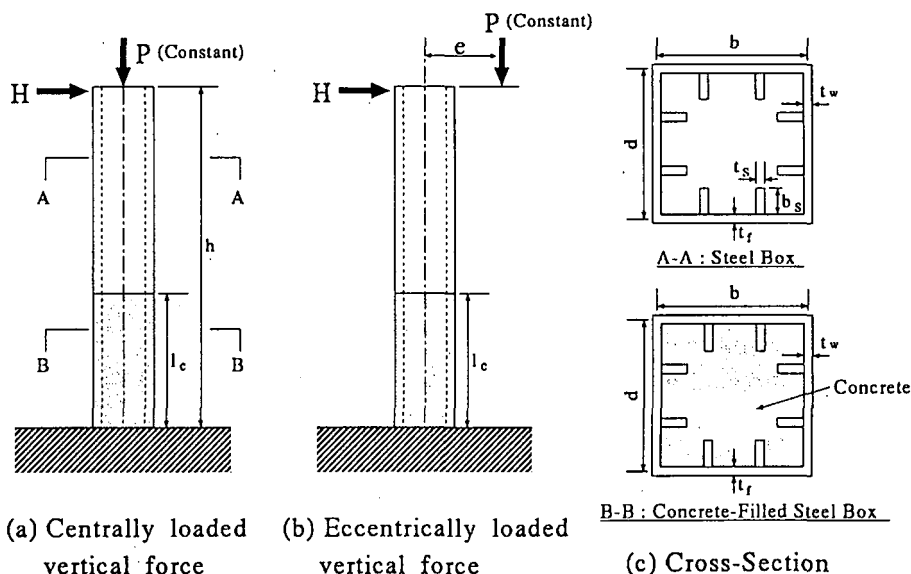


Fig. 2 Stiffened box columns

また、コンクリートの引張強度は無視している。

なお、鋼断面の残留応力および部材の初期たわみはこの種の問題では影響が小さいと考えられるため考慮しない。

4. 破壊基準

破壊基準は、前節の方法で求めた $H-\delta$ 関係の終点を求める条件であり、その点より、最高水平荷重 H_{max} 、その点の変位 δ_m が求められる。前論文⁴⁾では、有効破壊長 ($=0.7b$, b =フランジ幅) での平均曲率が限界曲率に達した時に部材は破壊すると判定した。この論文では、有効破壊長の概念は踏襲するが、曲率の代わりに平均圧縮ひずみを用いる。理由は、補剛断面部材の場合、限界曲率を求めることは容易ではないからである。平均圧縮ひずみは、コンクリート充填部ではコンクリートの最縁端に発生する圧縮ひずみの有効破壊長の領域での平均値、中空断面部ではフランジに発生する圧縮ひずみの有効破壊長の領域での平均値を用いる。これらの平均圧縮ひずみを、それぞれ $\varepsilon_{a,c}$ (コンクリート充填部)、 $\varepsilon_{a,s}$ (中空断面部) とし、それぞれの領域での部材の損傷度 D_c 、 D_s を次式で表す。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (1)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (2)$$

ここで、 $\varepsilon_{u,c}$ 、 $\varepsilon_{u,s}$ は、それぞれ、コンクリート充填部、中空断面部の限界ひずみであり、後述の方法で求める。構造物は、 D_c または D_s が 1.0 に達すれば破壊すると仮定する。

ひずみを照査する断面は、等断面の場合は Fig.5(a) に示すような 2 カ所 (柱基部および中空断面部) であるが、Fig.5(b) のような変断面の場合には断面変化部も照査する必要がある。これは、先に指摘した点である⁴⁾。

次に、限界ひずみについて述べる。

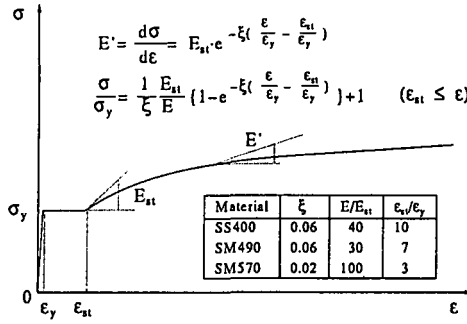


Fig. 3 Stress-strain relation of steel in tension and compression

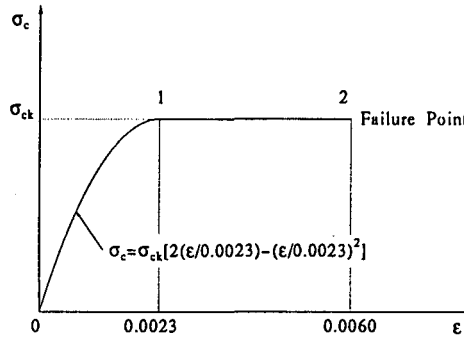


Fig. 4 Stress-strain relation of concrete in compression

コンクリート充填部はコンクリートの圧縮ひずみが破壊ひずみ 0.6%に達した状態を破壊とする (Fig.5 参照)。すなわち、

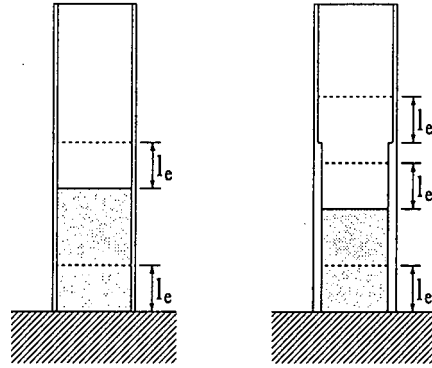
$$\epsilon_{u,c} = 0.006 \quad (3)$$

次に、中空断面部の限界ひずみは次のように求める⁶⁾。橋脚のダイヤフラム間のフランジ補剛板を取り挙げ、それが純圧縮（载荷辺は剛棒を介して载荷されていると考え、板の幅方向に一様な変位を長さ方向に与える）を受けるときの载荷縁での平均応力 σ_a （圧縮力/補剛板断面積）と平均ひずみ ϵ_a （载荷縁の縮み/補剛板の長さ）関係を弾塑性有限変位解析により求め、平均応力がピーク値 σ_{max} を過ぎ、 $0.95\sigma_{max}$ まで降下した点での平均ひずみを、中空断面部の限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ とする。 $0.95\sigma_{max}$ を用いる理由は、耐震性能の良い部材の補剛板は、補剛材剛比が大きく、かつ幅厚比が小さいため、最高荷重後の荷重低下が非常になだらかで σ_{max} をとらえるのが難しいこと、および σ_{max} に対応する平均ひずみでは補剛板の変形能を有効利用できないと考えたからである。勿論、0.95 という値は多少、恣意的なところがあるが、この程度の荷重低下は許容できると考えられるためこの値を採用した。

解析は、補剛材 4 本または 2 本で 4 辺単純支持の補剛板について行った⁶⁾。結果を Fig.6 および次式で示す。

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (4)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$



$l_e = 0.7b$: Effective failure length, b : Flange width

(a) Uniform section (b) Stepped section

Fig. 5 Effective failure lengths

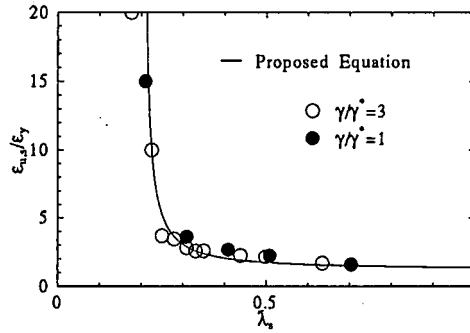


Fig. 6 Failure strain of stiffened plates (SS400 steel)

$$Q = \frac{1}{2R} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R} \right] \leq 1.0 \quad (6)$$

$$R = \frac{b}{n \cdot t} \sqrt{\frac{12(1 - \nu^2)}{4 \cdot \pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (7)$$

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (8)$$

ここで、 $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接板パネルよりなる T 形断面（フランジ総幅 $= b/n$ ）の断面 2 次半径、 n = サブパネル数、 a = 補剛板の長さ（すなわち、ダイアフラム間隔）、 ν = ポアソン比である。Fig.6 または式 (4) から得られる重要な知見は、 $\lambda_s \leq 0.2$ であれば、局部座屈は実質上生じないと考えてもよいことである。なお、SS400 以外の鋼材に対する限界ひずみについては文献 (6) で検討してあるが、式 (4) は SS400 から SM570 までの鋼材に対して、安全側の式として使用して良い。

5. 水平震度低減係数 $(RF)_m$

道示⁵⁾は、鉄筋コンクリート橋脚に対して、弾性応答から求められる水平慣性力を橋脚の塑性変形に応じて低減出来るよう規定している。道示では、Newmark のエネルギー一定則から得られた次式が採用されている。

$$(RF)_m = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (9)$$

ここに、 μ は塑性率である。上式は、 H - δ 関係を完全弾塑性体と仮定して求められた式である。いま、終局状態を最大荷重 H_{max} に設定し、降伏荷重 H_y から H_{max} の間を直線で置き換えた *Bilinear* 形の H - δ 関係を仮定すると、式 (9) の μ は次式で表される⁷⁾。

$$\mu = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{H_{max}}{H_y} + 1 \right) \frac{\delta_m}{\delta_y} + 1 - \frac{H_{max}}{H_y} \right] \quad (10)$$

ここで、この式中の、 H_{max} および δ_m は前節までの計算方法で、また、 H_y と δ_y は Appendix の方法によって求めることができる。

Newmark のエネルギー一定則は、弾性応答と弾塑性応答のポテンシャルエネルギーが等しいとして導かれたものであるが、この考えの妥当性は、文献 (6) で実証してある。

6. 結言

コンクリートを部分的に充填した合成柱の地震時保有水平耐力照査法について述べた。この論文では、紙面の制約上、実験結果との比較については触れられなかったが、これについては文献 (6) を参照されたい。この方法を効率的に適用するためには、パソコン程度で計算できる骨組構造物の弾塑性有限変位解析プログラムの標準プログラムを開発する必要がある。これについては、土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG (主査：宇佐美 勉) で現在検討中である。

Appendix 降伏水平荷重 H_y および変位 δ_y

降伏水平荷重 H_y は以下に示す局部座屈を考えない鋼部材に対する終局強度相関式および断面強度式から求めるか、または弾性有限変位解析から求める。いずれにしても、充填コンクリートの影響は無視する。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{0.85M}{M_y(1 - P/P_E)} = 1.0 \quad (A.1)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} = 1.0 \quad (A.2)$$

ここに、 $M = H \cdot h + P \cdot e$ 、 e = 鉛直荷重 P の偏心量、 P_E = 片持柱のオイラー座屈荷重 (有効座屈長 = 2.0)、 P_u = 中心軸圧縮柱の強度 (有効座屈長 = 2.0)、 M_y = 降伏モーメントである。両式から得られる水平荷重の小さい方が H_y となる。一方、 δ_y は 3 節で求めた水平荷重-水平変位関係において、 H_y に対応する水平変位である。

参考文献

- 1) 宇佐美 勉、水谷慎吾、青木徹彦、伊藤義人、安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究。構造工学論文集，Vol.38A，1992，pp.105-117。
- 2) 宇佐美 勉、葛 漢彬、水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動。構造工学論文集，Vol.39A，1993，pp.249-262。
- 3) 葛 漢彬、宇佐美 勉、戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究。構造工学論文集，Vol.40A，1994，pp.163-176。
- 4) 葛 漢彬、宇佐美 勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究。土木学会論文集，No.513/I-31，1995.3，pp.77-88。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，V 耐震設計編，丸善，1990。
- 6) 宇佐美 勉・鈴木森晶・I.H.P.Mamaghani・葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案。土木学会論文集に掲載予定。
- 7) 宇佐美 勉・北田俊行・後藤芳顕・伊藤義人：鋼製橋脚の統一的地震時保有水平耐力照査法の提案。第23回地震工学研究発表会講演概要，平成7年7月，土木学会耐震工学委員会。