

組合せ断面力を受ける鋼管断面の極限強度特性

大阪大学大学院 学生員 ○二神 崇
(株)酒井鉄工所 正 員 竹内修治

大阪大学大学院 フェロー 西村宣男

1. はじめに

円形鋼管は、形状係数が大きく、また対称閉断面であるために、軸圧縮を受ける場合や一様な内外圧を受ける場合に効率的な断面形状である。このため、土木分野に限っても、橋脚・水圧鉄管・鉄塔・杭など多くの構造物に使用されてきたが、その多様な使用方法のため、この種の部材には軸方向圧縮力、曲げモーメントおよびねじりモーメントが組み合わさって作用する場合がある。

現在の道路橋示方書においては、軸方向圧縮応力度とせん断応力度を同時に受ける場合の照査式¹⁾²⁾(Charles G. Schilling の座屈耐力の式5): $\sigma/\sigma_a + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1$ が示されているが、この式における力学的根拠は薄く、また、圧縮、曲げ、ねじりが組み合わさって作用した場合の強度特性についての研究は、著者の知る限り、ほとんど行われていないのが現状である。

よって本研究の目的は、一般的な橋脚モデルを対象として、材料的初期不整と幾何学的初期不整を考慮した、組合せ断面力が作用する製作鋼管の極限強度特性を数値解析により明らかにすることによって、製作鋼管の耐荷力に関する基礎データを提供することである。

2. 解析モデル

解析には著者らの研究室で開発された 8 節点アイソパラメトリックシェル要素による薄肉シェルの弾塑性有限変位解析プログラムを用いた³⁾。解析モデルの諸元を表-1に、代表的な解析モデル図を図-1に示す。半径は、 $R=1000\text{mm}$ 、軸方向長さは、 $L=6000\text{mm}$ とし、一般的な橋脚のダイヤフラム間を取り出したモデルを用いた⁴⁾。解析に用いた鋼材の応力-ひずみ関係は SS400 材の実測データに基づいている⁵⁾。解析モデルに作用させる軸方向圧縮力 N 、曲げモーメント M 、ねじりモーメント T の各断面力は、図-2のような、解析モデルの両端に剛板を取り付けたと仮定し、この剛板に各断面力に見合う変位(軸方向変位、曲げ変位、ねじり変位)を強制的に与えることにより実現している。解析ケースとしては、円形断面の R/t を 20~100、の6種類、載荷状態については、2 種類の断面力を作用させる場合は、それぞれの断面力の比により場合分けし、0.0~ ∞ の 5 又は 9 ケースについて解析を行い、圧縮・曲げ・ねじりの 3 種の断面力を作用させる場合は、圧縮力は固定し($N/N_y=0.1, 0.3, 0.5$ の 3 ケース)、曲げとねじりについては、曲げねじり比 C_{mt} 、により場合分けし、0(ねじり)、0.5、1、2、 ∞ (曲げ)の 5 つのケースに対して弾塑性有限変位解析を実施した。境界条件としては、管軸方向端部を完全固定としている。幾何学的初期不整については参考文献4)の平均値相当とし、材料的初期不整については、冷間塑性曲げ加工による円周方向残留応力と、縦継手による残留応力(CHEN-ROSS⁶⁾の残留応力)の2種類を考慮している。

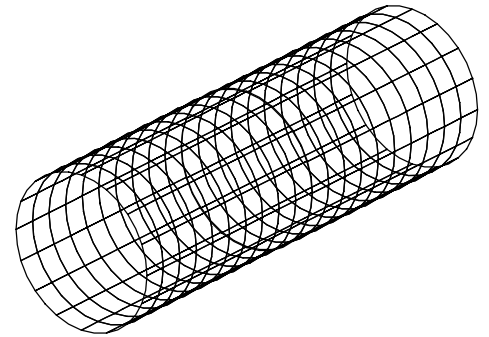


図-1 解析モデル

3. 解析結果

図-3~5に本研究での解析モデルのうち、代表的なモデルについてのみの解析結果を示す。(他のモデルの解析結果については大会当日に示す。)断面力を単独で受ける製作鋼管の解析結果を図-3に示す。縦軸は無次元表示した極限強度、横軸には径厚比パラメータ Rt と $R\tau$ ⁷⁾をとっている。これらの結果より以下の相関直線を得た。

$$Nu / Ny = \alpha = -1.600Rt + 1.090 (0.04301 \leq Rt \leq 0.2150)$$

$$Mu / My = \gamma = -2.934Rt + 1.373 (0.04301 \leq Rt \leq 0.2150)$$

$$Tu / Ty = \beta = -0.1551R\tau + 1.059 (0.1668 \leq R\tau < 0.2776)$$

$$Tu / Ty = \beta = -14.81R\tau + 2.076 (0.2776 \leq R\tau \leq 0.8340)$$

ただし、 $Rt = 1.65(\sigma_y / E)(R/t)$ 、 $R\tau = 2.63(\sigma_y / \sqrt{3}E)^{0.8}(R/t)$

また、2断面力(圧縮、曲げ、ねじりの内から2つ)を受ける製作鋼管の解析結果を図-4に示す。図-4は代表として圧縮とねじりを作用させた場合の解析結果である。これらの結果より式(1)~(3)のような相関曲線を得た。これらの結果より、3 断面力(圧縮と曲げとねじり)が作用する場合の、製作鋼管の極限強度相関曲線を以下のような式で評価した。

$$\left(\frac{Nu}{\alpha Ny} + \frac{Mu}{\gamma My} \right)^2 + \left(\frac{Tu}{\beta Ty} \right)^3 = 1 \quad \dots (4)$$

式(3)の結果より、圧縮と曲げを等価と評価し、同じ項とした。ねじりについては、式(1)(2)より、圧縮及び曲げとの関係が、2 乗対 3 乗であったため、圧縮曲げねじりの式

表-1 解析モデル諸元	
半径 R	1000mm
径厚比 R/t	20, 30, 50, 60, 70, 100
管長 L	6000mm
材質	SM400

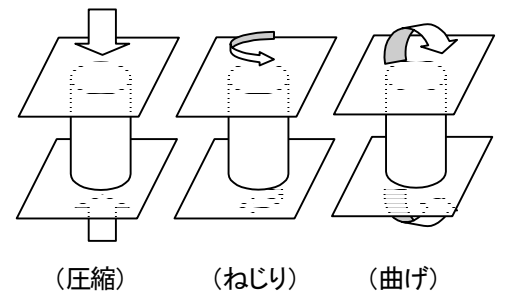


図-2 各強制変位

$$\left(\frac{Nu}{\alpha Ny} \right)^2 + \left(\frac{Tu}{\beta Ty} \right)^3 = 1 \quad \dots (1)$$

$$\left(\frac{Mu}{\gamma My} \right)^2 + \left(\frac{Tu}{\beta Ty} \right)^3 = 1 \quad \dots (2)$$

$$\left(\frac{Nu}{\alpha Ny} \right) + \left(\frac{Mu}{\gamma My} \right) = 1 \quad \dots (3)$$

キーワード：組合せ断面力、製作鋼管、

連絡先：〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2 - 1

(4)においても、式(3)で圧縮と曲げが等価であったこともあり、ねじりの項は 3 乗とした。この式の妥当性を解析により検討した結果が図-5である。式(4)の相関曲線の提案式において、径厚比が 50 以上のモデルでは、解析結果と相関曲線との差は、相関曲線が最大で 10%程度安全側に寄る程度であり本解析結果の極限強度に良好に適合している。しかし、径厚比が 30 以下のモデルにおいては、相関曲線の方が解析結果と比べて、最大で 30%以上も安全側に評価してしまう。このようになった原因は、提案式(4)が、断面力比を一定にした場合の結果より求めた提案式(1) (2) (3)が元になっているため、軸力を一定に保って解析を行った結果とは、軸力の載荷方法の違いにより、応力経路に違いがでたためだと考えられる。相関曲線全体としては、圧縮と曲げとねじりを受ける製作鋼管の極限強度を、実用上、安全側に精度よく評価でき、十分な有用性があるものといえる。

4. まとめ

以上、本稿での結論を列挙すれば次の通りである。①2種の断面力が作用する場合の極限強度相関曲線を提案した。②圧縮、曲げ、ねじりの3種の断面力が同時に作用する場合の鋼管断面の極限強度相関曲線を提案した。

【参考文献】 1) Schilling, C.G : Buckling Strength of Circular Tubes, Proc. of ASCE, Vol.91, No.ST.5, pp.325-348, 1965. 2) 日本道路協会:道路橋示方書 I 共通編II 鋼橋編, 1997. 3) 村上茂之:変厚鋼板および有孔鋼管の極限圧縮強度特性に関する研究, 大阪大学学位論文, 1996. 4) 西村宜男, 竹内修治, 二神崇, 神谷信彦:製作円形鋼管の局部座屈強度と局部応力に及ぼす各種幾何学的初期不整の影響, 鋼構造論文集 No.24, Vol6, pp.133-148, 1999. 5) 西村宜男, 小野潔, 池内智行:単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集 No.513/I-31, pp.27-38, 1995. 6) Chen, W.F and Ross, D.A. : Tests of Fabricated Tubular Members, Journal of Structural Division, Proc. of the ASCE, pp.618-634, March, 1977. 7) 土木学会鋼構造委員会, 鋼構造終局強度研究小委員会:鋼構造の終局強度と設計, 第2章, pp.186, 1994.

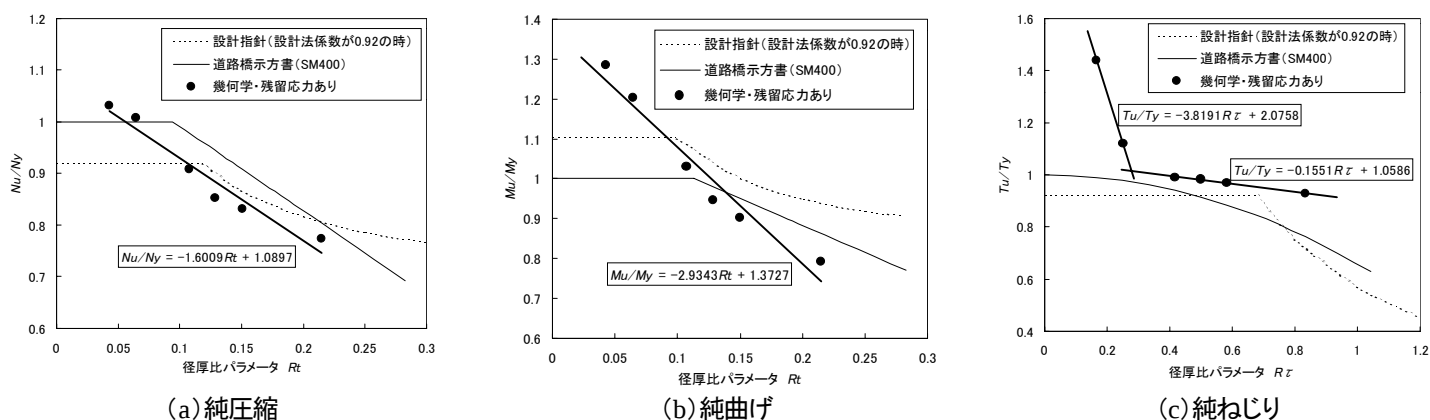


図-3 断面力を単独で受ける場合の極限強度と相関直線

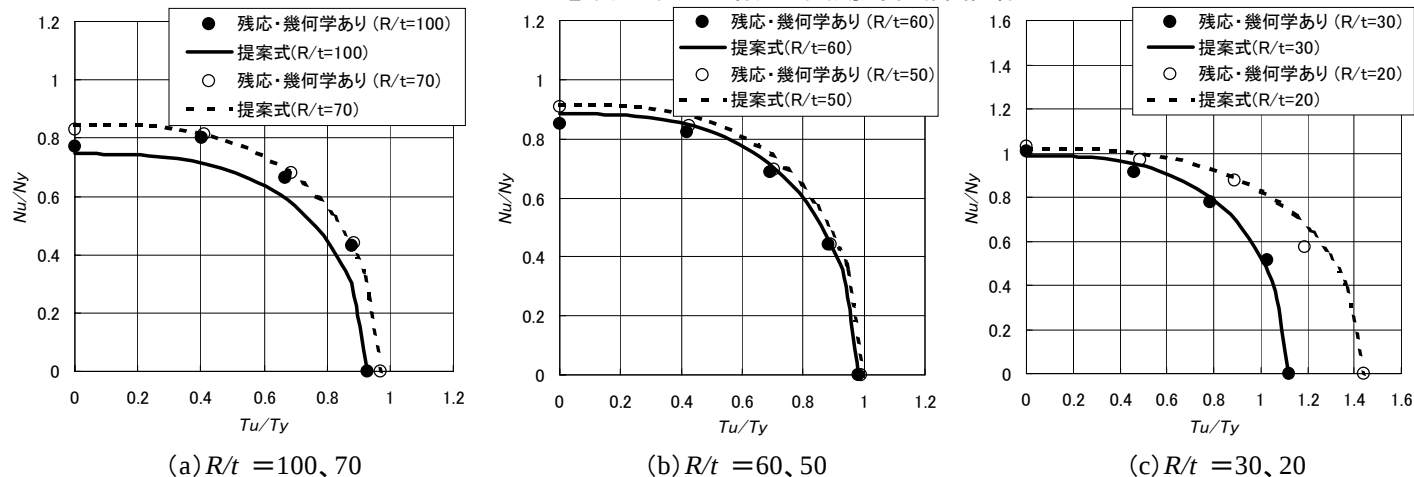


図-4 圧縮とねじりを受ける鋼管断面の極限強度と相関曲線

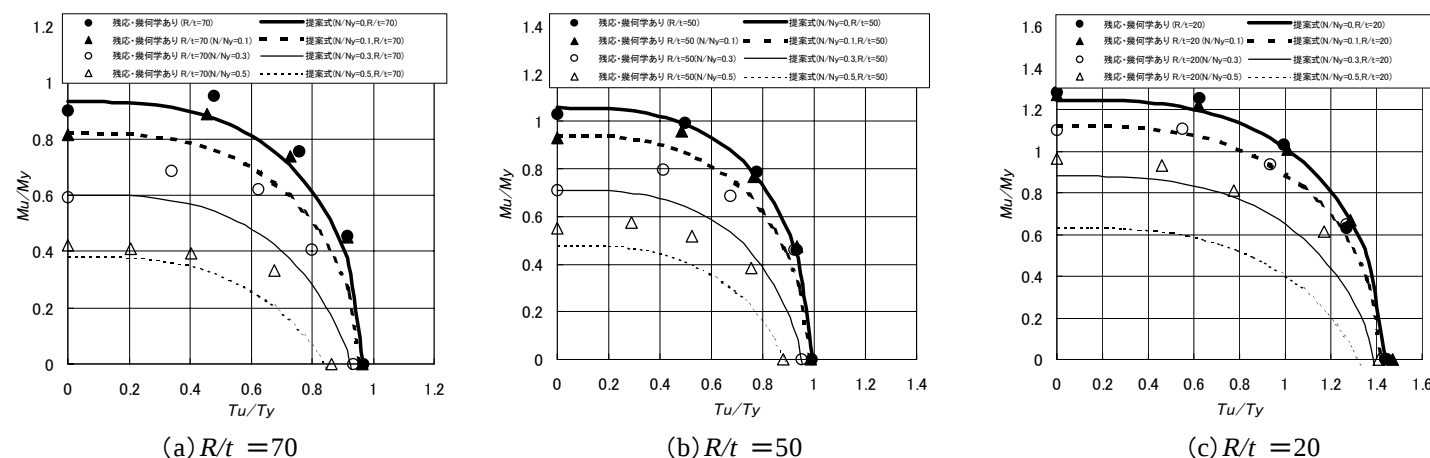


図-5 圧縮と曲げとねじりを受ける鋼管断面の極限強度と相関曲線