

補剛箱形断面柱の弾塑性連成座屈挙動

岐阜大学大学院	学生員	笠間	慈弘
岐阜県		坂口	雅紀
帝国建設コンサルタント	正員	森脇	良一
岐阜大学工学部	正員	奈良	敬

1. まえがき

近年、力学的に合理的な補剛板形式を用いた薄肉鋼板部材が、例えば、大阪湾岸線の東神戸大橋等の例を見るまでもなく、斜張橋や吊橋などの鋼橋の長大化を強く推進してきた。これらの鋼構造物の限界状態設計においては、地震や風などの支配的荷重下での板要素の座屈による局部崩壊を伴う弾塑性有限変位挙動を把握することが重要となっており、例えば宇佐美らの実験的研究がある¹⁾。

局部崩壊を考慮した鋼橋全体の強度評価を行うには薄肉集成構造物とみなして解析を行えばよいが、現状では種々の制約が存在する。崎元らはこれらの制約に対して仮定を設けて、実橋を対象とした強度評価法を提示している²⁾。

この方法は安全側の強度評価を与え、設計の実務の観点からは十分なものであるが、局部座屈にとり構造物全体の挙動を精密に把握するにはまだ制約が残る。

そこで、本研究では、図-1に示すように、鋼橋の主塔を局部崩壊をしない骨組構造とし、主塔の下部に局部崩壊を考慮できるように立体構成した板要素を組み込んだ混用解析法³⁾を拡張し、補剛断面にも対応できるようにした。ここでは、その数値計算結果について報告する。

2. 解析モデル

文献4)で開発された面内回転剛性を考慮した1節点6自由度の三角形平板要素を用いた立体解析法をに基づき、文献2)で拡張された解析法により数値計算を実施した。

解析対象としては、フランジおよびウェブにそれぞれ2本ずつの縦補剛材を有する補剛箱形断面柱とした。

図-2(a)に示す柱の変形の対称性を考慮して、図-2(b)に示すように立体化した板要素に骨組を組み合わせてモデル化した。図-2(c)は柱上半分の境界条件を模式的に示したものである。骨組の上端に強制圧縮変位 u を与え、骨組は XZ 平面内で変形する。載荷点はピン支持である。図-3に示す柱の中央のダイヤフラム間を板要素に置き換え、それ以外を骨組とする。図-4に示すように、板要素における分割数は縦補剛材間を4分割、長手方向に5分割とする。骨組の要素分割は5分割とした。断面パラメータとしては補剛板パネルのサブパネルの幅厚比パラメータ R および柱の細長比パラメータ λ の2種類とした。解析モデルの寸法諸元を表-1に示す。なお、 $l_0=b=d=144.0\text{cm}$ である。

初期たわみについては、柱が最大値 $L/1000$ の正弦波形、補剛材が図-5に示すように、最大値 $l_0/1000$ の縦補剛材および最大値 $bp/150$ の板パネルの初期たわみを重ねて導入した。残留応力はSM400材の場合の標準的なものを仮定した。

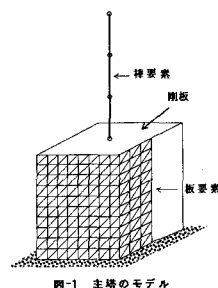


図-1 主塔のモデル

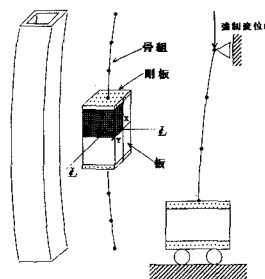


図-2 解析モデル

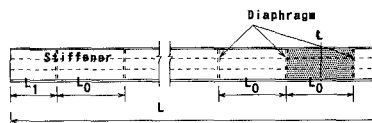


図-3 ダイアフラムの間隔とモデル比

3. 数値計算結果と考察

補剛材剛比パラメータおよび幅厚比パラメータを $\gamma/\gamma_N=1.0$, $R=0.7$ として、柱の細長比パラメータを $\lambda=0.2, 0.4, 0.8$ と変化させた場合の結果について考察する。なお、図-6に節点番号と丸囲み数字を考察のために示した。

図-7, 8, 9は縦軸に圧縮荷重を降伏荷重で除して無次元化し、横軸に柱軸方向の直ひずみを降伏ひずみで除して無次元化したものを用いて荷重-ひずみ曲線を示したものである。

λ が大きくなるにつれて極限強度が低くなるのは当然であるが、 $\lambda=0.2$ と $\lambda=0.4$ の場合はほとんど極限強度の差は認められずその差は1%程度である。これは、図-7および8からも分かるように、板要素1の曲げひずみが載荷直後から大きく生じ補剛板の局部座屈が先行しているためである。ただし、 $N/N_V=0.6$ 付近では、 $\lambda=0.4$ の場合柱の曲げひずみを表す板要素11と37のひずみの差が急激に発達し、柱のたわみが増大する挙動が認められる。

$\lambda=0.8$ の場合は、最初から柱の曲げひずみも板要素1の曲げひずみと同程度に生じているが、 $N/N_V=0.5$ を越えてから柱の曲げひずみが卓越する挙動が見られた。

全体的に極限強度は道路橋示方書で与えられている柱の規準耐荷力曲線から得られるものより低くなった。 $R=0.7$ のときの補剛板の極限強度は $\lambda=0.8$ のときの柱の基準耐荷力とほぼ同レベルであるが、柱の座屈挙動が大きく生じる結果となった。

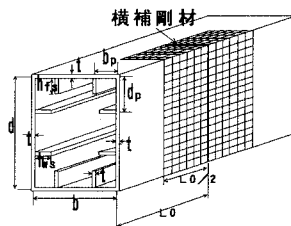


図-4 補剛箱型断面モデル

	R	t	h f	t r	L
0.2	0.5 0.7 0.9	1.2	9.0065	1.2	1049.9
0.4	0.5 0.7 0.9	1.2	9.0065	1.2	1859.1
0.8	0.5 0.7 0.9	1.2	9.0065	1.2	4197.0

表-1 解析モデルの寸法補元

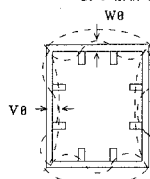


図-5 初期たわみ

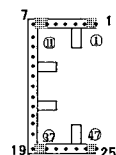


図-6 板の節点番号

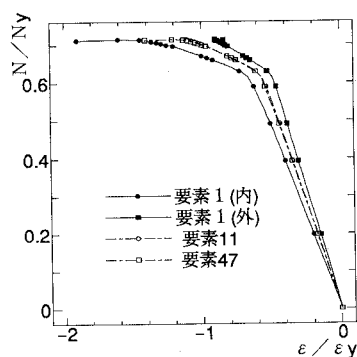


図-7 荷重-ひずみ曲線 ($\lambda=0.2$)

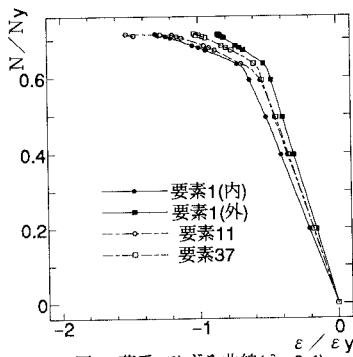


図-8 荷重-ひずみ曲線 ($\lambda=0.4$)

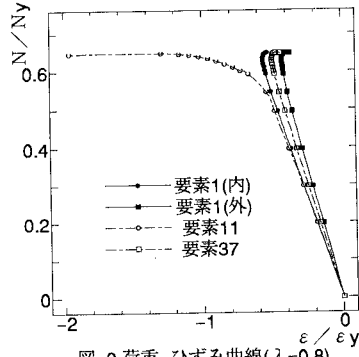


図-9 荷重-ひずみ曲線 ($\lambda=0.8$)

4. 結論

無補剛断面柱から補剛断面柱に解析対象を拡張した。ここでは $R=0.7$ の補剛板の場合について考察を行ったが、その他の数値計算結果については講演当日に発表する予定である。

参考文献

- 1) 宇佐美 勉, 福本 晴士, 青木 徹彦, 松川 昭夫: 補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第350号/I-2, 1984年10月。
- 2) 崎元達郎, 奈良 敬, 小松定夫, 北沢正彦: 曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 33A, 1987年 3月。
- 3) 笠間慈弘, 森脇良一, 奈良 敬: 鋼板構造物の弾塑性有限変位解析法, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, I-30, 1993年 9月。
- 4) 岩木和洋, 森脇良一, 奈良 敬: 薄肉鋼板構造の立体弾塑性有限変位解析, 土木学会中部支部研究発表講演概要集, I-6, 1992年 3月。