

東京大学 学生員 竹中 秀夫 東京大学 正員 長谷川彰夫
 東京大学 正員 西野 文雄 東京大学 正員 佐藤 尚次

1. まえがき 現在の構造物の設計では、それが許容応力度法であれ、限界状態設計法であれ、その構造物を部材単位に置換え、部材の持つ限界状態に対する照査という形で設計が行なわれている。特に圧縮部材の設計では、座屈に対処するために、細長比をパラメータとした耐荷力曲線を限界状態としている。従って、有効座屈長の正確な評価が、安全でかつ、合理的な設計を行なうために重要である。現行の道路橋示方書などでは、部材の境界条件に依存する有効座屈長をおおまかに定めているが、本来 有効座屈長は荷重条件によっても変化する。また 変断面部材については、現行規定での対応は難しい。その改善のため、固有値解析を骨組構造物に適用し、全体座屈荷重から各構成部材の有効座屈長を定める手法について研究がなされている。¹⁾ここでは、現行設計法と固有値解析による設計法のそれぞれを用いて最適設計された骨組構造物について、耐荷力解析を行ない、両設計法を比較、検討するとともに、部材単位の設計で全体構造物の安全性照査を行ない得るかどうかを考察する。

2. 耐荷力解析の方法と仮定 非弾性有限変位の耐荷力解析に対する精度の良い近似値を得るために、平面骨組の非線形弾性有限変位解析を行なう。応力-ひずみ関係の経路は唯一とし、降伏前のヤング係数は、 2.1×10^6 (Kg/cm²) であり、降伏後はゼロとする。材質はSS41 ($\sigma_y = 2400$ Kg/cm²) とする。断面は二軸対称のI型断面であり、残留応力は $\sigma_r = 0.5\sigma_y$ とし、その分布は上下フランジでは直線形の、ウェブでは二次曲線の分布形を考える。構造上避けることのできない初期たわみは、最大値が部材長の1000分の1の正弦波カーブを仮定する。なお、この耐荷力解析において、局部座屈や横倒れ座屈が全体耐荷力に与える影響は考慮していない。

3. 圧縮部材の挙動 圧縮部材の挙動を、弾性有限変位解析と非線形弾性有限変位解析を用いて数値計算した結果が右図である。この柱は、残留応力のない長方形（縦横比 2）充実断面の細長比 $l/r = 69.7$ の柱であり、弾性解析を行なうと破線の釣合い経路をたどる。非線形弾性解析では、弾性座屈荷重より低い荷重レベルでの問題となり、図のようなピーク荷重を得る。これを耐荷力とする

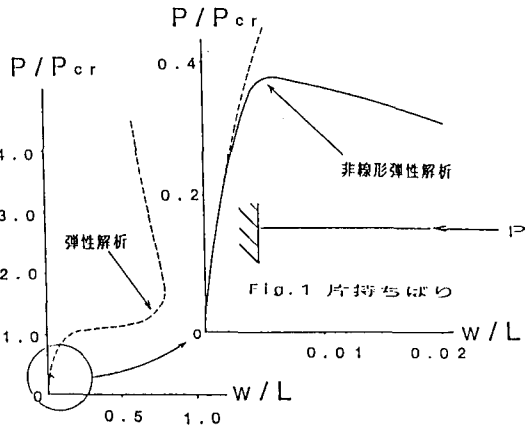


Fig. 2 片持ちばりの荷重-変位曲線

4. 骨組構造物の耐荷力 実構造に近い 2. で述べた部材条件のもとで現行設計法と固有値解析を用いた設計法により最適設計された二径間連続柱 (Fig. 3) と門形ラーメン (Fig. 4) を例にとり、耐荷力解析を行なった結果を示す。材料の量は 5.0×10^4 cm³ であり、部材長 $L = 500$ cm である。

二径間連続柱について荷重パラメータ α を変化したときの最適断面配分を Table 1 に示す。両設計法によって断面配分に違いが生じ、このために耐荷力や変位などの応答に違いが出る。変位を 100 倍に拡大した代表的な崩壊モードを Fig. 5 に示す。さらに最適断面配分に対する道路橋示方書での設計強度（許容荷重 $\times 1.7$ ），計算にり得られた真の耐荷力を Fig. 7 に示す。最適断面配分

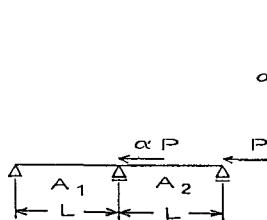


Fig. 3 二径間連続柱

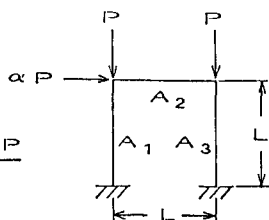


Fig. 4 門形ラーメン

に差があるにもかかわらず、その差が小さいために両設計法間での設計強度、耐力力にはほとんど相違は認められない。耐力力と設計強度の比は、荷重パラメータ α が変化しても、1.1程度の値を保ち、両者の相関が良いことが注目される。

次に門形ラーメンについての結果を示す。荷重パラメータ α を変化させたときの最適断面配分がTable 2であり、これから得られた代表的な崩壊モードがFig. 6、設計強度、耐力力がFig. 8である。この場合も、二径間連続柱と同様に、両設計法において設計強度、耐力力ともに相違は認められない。両設計法ともに横力が加わると設計強度、耐力力ともに激減する。これはモーメントの影響の大きさを示し、swayの崩壊モードを促進することに原因があると考えられる。荷重パラメータ α が変化しても、両設計法ともに耐力力と設計強度の比は1.2程度の値を保ち、両者の相関が良いことがこの場合も認められる。

以上の結果から耐力力と設計強度の比は1.1~1.2程度のものであり、これはI型断面の形状係数に近い値となっている。すなわち、設計で考えていない全塑性断面性能を、ここでの耐力力解析では自動的に期待しているため、この差が現れたと判断できる。この差を除けば、構造物全体の耐力力と部材照査を通して期待される設計荷重はほぼ等しくなる。このことから、構造物の設計を部材単位の設計に置換える現在の設計手法の合理性が認められる。

5. まとめ 現行設計法と固有値解析による設計法の比較を、それぞれの設計法を用いて最適設計された構造物の耐力力を求めることにより行なったが、両者に特に差異は認められなかった。部材照査を通して、構造物に期待している設計荷重と厳密な非線形弾性有限変位解析から得られる構造物の耐力力の相関性が極めてよい。したがって、全体骨組構造物の設計を部材単位の設計で代用して、特に問題はない。

参考文献1) F. Nishino, A. Hasegawa; A Practical Design for Compression Members and Frames Using Eigen Value Analysis, Third International Colloquium on Stability of Metal Structures, held in Paris on Nov. 16/17 1983

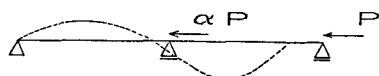


Fig. 5 二径間連続柱の崩壊モード
固有値解析による設計 $\alpha = 1.0$
変位 100倍拡大

Table 1 二径間連続柱の最適断面配分

荷重パラメータ α	固有値解析による設計		現行設計	
	A_1 %	A_2 %	A_1 %	A_2 %
0.0	50.0	50.0	50.0	50.0
0.5	60.9	40.0	56.1	41.9
1.0	66.7	33.3	63.6	36.4
1.5	71.4	28.6	67.5	32.5

Table 2 門形ラーメンの最適断面配分

荷重パラメータ α	固有値解析による設計			現行設計		
	A_1 %	A_2 %	A_3 %	A_1 %	A_2 %	A_3 %
-0.30	43.9	24.1	32.0	42.1	23.3	34.5
-0.15	41.0	23.6	35.4	39.9	23.0	36.2
0.0	38.4	23.1	38.4	38.4	23.3	38.4
0.15	35.7	23.9	40.4	36.3	23.9	39.8
0.30	32.3	25.3	42.4	34.7	23.4	41.9

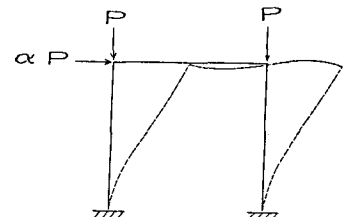


Fig. 6 門形ラーメンの崩壊モード
固有値解析による設計 $\alpha = 0.30$
変位 20倍拡大

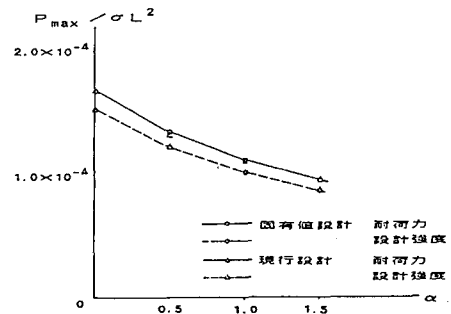


Fig. 7 二径間連続柱の設計強度と耐力力

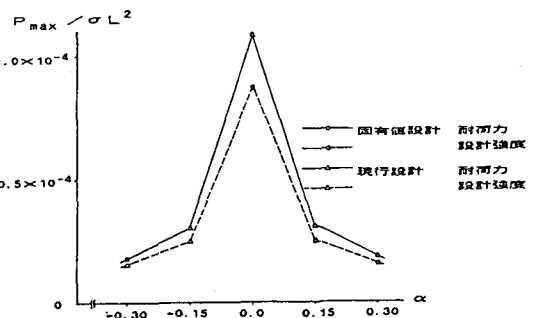


Fig. 8 門形ラーメンの設計強度と耐力力