

局部座屈を考慮した鋼柱およびはり一柱の極限強度解析

大阪大学工学部 正 員 小松定夫

大阪大学工学部 正 員 西村宜男

大阪大学大学院 学生員○西出俊亮

1. まえがき 近年の鋼構造設計法の進歩や実験データの蓄積に裏付けされ、更に合理的設計への要求から局部座屈を考慮しない場合の部材強度を著しく低下させない範囲でのより薄い板の使用が容認されるようになった。しかし、これに対する各国の規定はまちまちで、特に道路橋示方書による規定は各国のそれと比較してもかなり安全側となっている。以上の点より、局部座屈の連成効果を考慮した鋼柱の挙動を明らかにし、これによって裏付けされた耐荷力を算定する必要がある。そこで本研究においては、この連成効果を考慮できる解析プログラムを作成し、鋼柱の極限強度特性並びにその挙動を明らかにすることを目的とする。

2. 解析手法 部材や構成要素の局所的な変形挙動を追跡するには、薄板を曲げを考慮した有限要素で分割するのが最良であると思われる。ところが局部変形の追跡に必要な要素分割を構造系全体に拡張することは、超大型計算機の発達した今日においても数値計算上非常に困難である。そこで本研究では、図-1に示すように全体構造の中で局部変形が生じないと考えられる領域は骨組み有限要素で、局所的な変形の出現が予想される領域には板曲げ要素で細分化したブロックを適用し、両者の結合システムを作成する。この結合解析を行う際問題になるのが、結合点における自由度の相違である。そこで、板ブロック要素節点を内部節点と境界面節点に分け、内部節点に関する自由度を拘束条件も含めて消去し、境界面節点変位自由度まで縮重する。この縮重された薄板ブロック要素の剛性方程式は、

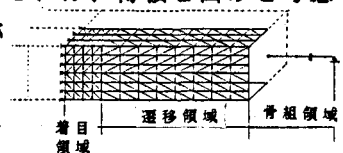


図-1 解析モデル

$$\{f_r\} - \{K_{rv}\} \{K_{vv}\}^{-1} \{f_v\} = \left(\{K_{rr}\} - \{K_{rv}\} \{K_{vv}\}^{-1} \{K_{vr}\} \right) \{\delta_r\} \quad (1)$$

ここで、 $\{f_v\}$: 内部接点力 (つり合力), $\{f_r\}$: 境界面節点力, $\{\delta_r\}$: 境界面節点変位を表す。一方、内部節点変位 $\{\delta_v\}$ は次式で示される。

$$\{\delta_v\} = \{K_{vv}\}^{-1} (\{f_v\} - \{K_{vr}\} \{\delta_r\}) \quad (2)$$

さらに、骨組み要素境界面節点の変位ベクトルと板ブロック要素境界面の変位ベクトルは一次結合で表され、また節点力も同様に一次結合で次式のように表せられる。ここで A は節点力変換マトリックス、 B は変位変換マトリックスである。

$$P_i = A_i \bar{P}_i, \quad U_i = B_i \bar{U}_i, \quad i=1 \sim N \quad (3)$$

ここに、 i は板ブロック境界面の節点番号を表し、 N は境界面節点数である。また $\bar{P}_i$, $\bar{U}_i$ は板ブロック要素境界節点 i における節点力ベクトル、変位ベクトル、 P_i , U_i は骨組み要素境界節点の節点力ベクトル、変位ベクトルである。ここで、式 (3) を式 (1) に代入し、整理してマトリックス表示すると、

Sadao KOMATSU, Nobuo NISHIMURA, Shunsuke NISHIDE

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 k_{11} B_1^{-1} & \cdots & A_1 k_{1i} B_i^{-1} \\ A_2 k_{21} B_1^{-1} & \cdots & A_2 k_{2i} B_i^{-1} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ A_i k_{i1} B_1^{-1} & \cdots & A_i k_{ii} B_i^{-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_i \end{Bmatrix} \quad (4) \quad k_{ij} : \text{式(1)の右辺の剛性マトリックスの各項}$$

更に、骨組要素材端力 P は、 $P = \sum_i P_i$ で表せるから、

$$P = K_{sb} \Delta \quad , \quad K_{sb} = A_1 k_{11} B_1^{-1} + A_1 k_{12} B_2^{-1} + \cdots + A_i k_{ii} B_i^{-1} \quad (5)$$

となり、薄板ブロック要素の剛性方程式が骨組自由度まで低減された。この剛性マトリックス K_{sb} を骨組全体系剛性マトリックスに組み込み、掃き出し計算を行い骨組節点変位を計算する。この計算された骨組結合節点変位をポアソン比の影響を考慮した変位変換マトリックスを用い、板ブロック要素境界面節点変位を求め、式(2)より内部節点変位を計算し内力を求める。そして、不釣合力が収束判定値以下になるまで反復計算を行う。

3 数値計算結果 解析モデルとしては、表1-1に示す諸元を有するものを考えた。残留応力としては $-0.4\sigma_y$ を考え、柱板両方の初期たわみを考慮した。ここではモデルC-05の荷重とスパン中央部上フランジの鉛直たわみの関係を図-2に示す。図中実線は、骨組解析プログラムによる局部座屈を考慮しない場合の解析結果である。また図-3は、同モデルのスパン中央断面における応力分布の変化である。これより、荷重が増大していくにつれ板曲げの効果が大きくなり、上フランジ中央部、ウェブ中央部では局部座屈の発生による応力の低下がみられる。またこの図と図-2より、このモデルにおいては、局部座屈の発生による極限強度の低下が約12%程度みられる。次に、表-2にこれら解析モデルの各国の規定値と本解析結果の比較を示す。この表より、連成効果による強度の低下は、本解析によるとあまり大きくないことがわかる。これは、上フランジにおける塑性域の広がりウェブの拘束により抑えられたためではないと思われる。また、道路橋示方書は各国の規定と比較してもかなり安全側となっており、今後改善が要求される。

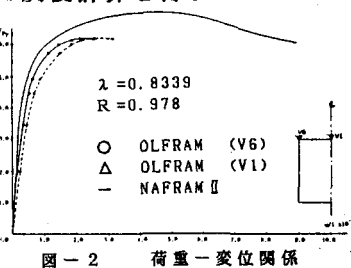


図-2 荷重-変位関係

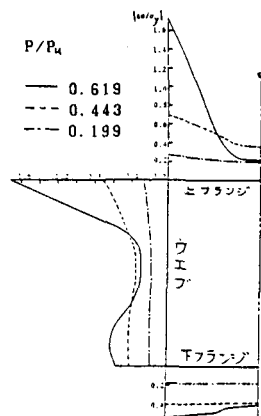


図-3 スパン中央部における応力分布

表 1-1 解析モデル一覧表

モデル名	SECTION	板厚 (CM)	部材長 (CM)	偏心距離	λ	R
C-01	55*55	1.00	2134	0	1.023	0.978
C-02	55*55	1.11	2134	0	1.022	0.881
C-03	55*55	1.25	2134	0	1.023	0.782
C-04	55*55	1.43	2134	0	1.023	0.684
C-05	55*55	1.00	1740	0	0.834	0.978
C-06	55*55	1.11	1740	0	0.834	0.881
C-07	55*55	1.25	1740	0	0.834	0.782
C-08	55*55	1.43	1740	0	0.834	0.684
C-09	45*45	0.87	1137	0	0.667	0.900
C-10	45*45	1.00	1137	0	0.667	0.800
C-11	45*45	1.14	1137	0	0.667	0.700
B-01	55*55	1.00	1740	29.4	0.834	0.978

表 1-2 極限強度一覧表

モデル名	柱座屈強度 (P/P_k)				連成座屈強度 (P/P_k)			
	JRA	DAS1	HS5400	NAFRAMII	JRA	DAS1	HS5400	本解析
C-01	0.550	0.581	0.581	0.586	0.287	0.506	0.430	0.552
C-02	0.550	0.581	0.581	0.586	0.354	0.541	0.504	0.569
C-03	0.550	0.581	0.581	0.586	0.500	0.590	0.621	0.577
C-04	0.550	0.581	0.581	0.586	0.550	0.591	0.540	0.587
C-05	0.655	0.702	0.702	0.701	0.342	0.606	0.591	0.619
C-06	0.655	0.702	0.702	0.701	0.422	0.648	0.609	0.650
C-07	0.655	0.702	0.702	0.701	0.535	0.693	0.629	0.680
C-08	0.655	0.702	0.702	0.701	0.655	0.702	0.653	0.696
C-09	0.746	0.811	0.811	0.804	0.460	0.738	0.691	0.697
C-10	0.746	0.811	0.811	0.804	0.583	0.796	0.714	0.736
C-11	0.746	0.811	0.811	0.804	0.746	0.811	0.740	0.777
B-01				0.331				0.287