

東京大学	正員	奥村 敏恵
国鉄	正員	阿部 英彦
国鉄	正員	竹名 興英
大成建設	正員	○反玄 勲

1. まえがき

従来、軸圧縮力と曲げモーメントをうける柱に対する研究は、殆んどが等断面柱に対するものであった。ところがラーメンの脚柱のように変断面柱が使われている構造物は多い。そこで、本論文では箱形鋼柱(断面形が軸方向に直線変化する柱)の、軸圧縮力と曲げモーメントをうける場合の終局耐荷力も、残留応力、柱の細長比(中央断面に対する値を使用)、柱のテーパ(断面形の変化の割合のこゝで、2個の端断面の断面二次モーメントの比で表示)圧縮力と曲げモーメントの連成の千個の要素に注目して、柱の耐荷力も実験、理論解析により研究した。

2. 実験概要

実験柱は、鋼材としてS41を使用し、中央断面では幅10cmの正方形である。又、細長比30.50、70、テーパ-1.8、1.5、備心量は大きき端断面の幅の1/6、2/6、3/6の合計36本の柱について実験を実施した。実験結果を表1にまとめしおく。又、素材引張試験、短柱圧縮試験から求めた σ_y, E, R_f は、それぞれ3131kg/cm²、2.10×10⁶kg/cm²、70.5%であった。

3. 理論解析

荷重状態としては、図1に示す状態を考えた。理論解析に際しては通常よく用いられる次のような仮定をした。(i)曲げによる歪は直線分布、(ii)鋼材は完全弾塑性体、(iii)曲げモーメント、軸力、曲率の三者の関係は、釣合条件のみから定まり、P、Mの作用する順序には無関係、(iv)残留応力の分布は、断面の両主軸に関して対称であり、板厚方向には一定、(v)部材の変形による軸力の方向の変化はない。



一般に、図1の柱の釣合方程式は、
$$B \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = p(v(x) + e(x)) \quad (3.1)$$

ここで、Bは曲げ剛性であり塑性域においては $B = B(v)$ となり、(3.1)を直接積分で解くことは出来ない。柱をn個の要素に分割し、要素を1~n、節点を1~n+1と番号をつけ、各要素内では曲げ剛性Bは一定であるとする。各節点での釣合式、連続の式より次の2式が出て来る。

$$v_{n+1} = f(B_n, \theta_n, v_n) \quad \theta_{n+1} = g(B_n, \theta_n, v_n) \quad (3.2)$$

この式を利用して、次の手順で耐荷力を求める。(i) $v_1 = 0$, θ_1 を固定、(ii) Pを仮定、(iii) (3.2)と、M-P- θ 曲線を利用して順次に v_n を求めていく。(iv) $v_{n+1} \neq 0$ ならば(iii)に戻り $v_{n+1} = 0$ になるPを求める。以上のステップの繰り返しで何組かの (θ, P) が求まるので、グラフにプロットして P_{max} を求める。

。それが柱の耐荷力である。計算結果を表1に示す。

表1.

細長比	偏心量	P_{max}/P_c	P_c	
		実験	計算	
30	1	1	0.704	0.728
		2	0.586	0.593
		3	0.528	0.464
	8	1	0.631	0.698
		2	0.563	0.598
		3	0.482	0.499
	15	1	0.576	0.627
		2	0.539	0.561
		3	0.444	0.475
50	1	1	0.665	0.696
		2	0.580	0.524
		3	0.466	0.494
	8	1	0.603	0.652
		2	0.518	0.526
		3	0.441	0.446
	15	1	0.580	0.580
		2	0.483	0.498
		3	0.403	0.413
70	1	1	0.570	0.571
		2	0.444	0.463
		3	0.413	0.387
	8	1	0.527	0.525
		2	0.446	0.439
		3	0.437	0.365
	15	1	0.518	0.475
		2	0.410	0.402
		3	0.347	0.339
90	1	1	0.448	0.437
		2	0.394	0.368
		3	0.363	0.337
	8	1	0.463	0.425
		2	0.375	0.350
		3	0.356	0.328
	15	1	0.425	0.399
		2	0.341	0.324
		3	0.287	0.275

4. 考察

計算結果と実験結果を比較してみると、誤差が5%以内のものが18本、5~10%が16本、10%以上のものが2本である。これよりここで採用した理論解析によって、かなりの精度で柱の耐荷力を推定出来ると言える。尚、誤差の原因としては(i)完全弾塑性体の仮定、(ii)残留応力の分布、(iii)初期たわみの存在、(iv)塑性域での曲げ剛性、(v)実験の精度、などが考えられる。

4.1 残留応力の影響

残留応力の耐荷力に及ぼす影響は計算によって求めた。その結果によると標準化された細長比が1近傍の柱(細長比70.40)が、残留応力による耐荷力の減少が著しく、この傾向は偏心量の増大により減少し、テーパの違によるこの傾向の変化は余り認められなかった。

4.2 テーパの影響

実験においては、偏心量を大端断面の幅の関数で与えた為に、テーパのみの影響が明確ではないので、計算において偏心量を中央断面の幅の関数で与えられた。それによると、テーパがある値にまで増加していく間は耐荷力も増加するが、それ以上にテーパが大きくなると耐荷力は次第に減少していく。これは前壊断面の位置の変化によるものと考えられる。又、この傾向は細長比の小さいもの程、偏心量の小さいもの程、顕著であった。

4.3 細長比の影響

実験及び計算結果の両方から判断して、細長比の小さいもの程、テーパ、偏心量の影響による耐荷力の変化が顕著であった。これは細長比の小さいもの程、前壊断面の位置の変化が激しいからであると思われる。

4.4 軸力と曲げモーメントの相関関係

柱の前壊条件としては、(i)中心圧縮側の端断面での降伏、(ii)偏心圧縮側の端断面で塑性モーメントに達して前壊、(iii)柱の内部断面で塑性モーメントに達して前壊、の三つの場合が考えられる。細長比の小さい柱では偏心量の増大と共に、前壊位置(従って、前壊条件)の変化が大きくなり、偏心量の変化による耐荷力の変化は大きい。但し、ここでは偏心量を幅の関数で与えたから、こういうことが言えるのである。もし、偏心量を長さの関数で与えれば違った結果が出たかも知れない。又、(ii)の条件で前壊する場合には、等断面柱についてはマンネの式があるが、これを実験を行った変断面柱に適用してみると、細長比70、90の柱は非常によく一致していた。このことから細長比の大きい柱にはテーパをつけても、耐荷力の変化は殆んどないということが言える。