はり降伏型鋼構造偏心立体骨組の塑性崩壊荷重 に関する実験的研究

正 会 員 井 上 一 朗*
正 会 員 辻 岡 静 雄**
正 会 員 山 本 和 伸***

1. 序

本論は、はり降伏型偏心立体骨組の水平加力実験結果の報告である。本論では、水平力として骨組の重心に作用する地震力を対象とし、重心と耐力中心¹⁾のずれを偏心と定義する。立体骨組の塑性崩壊荷重は、この偏心の増大に伴って小さくなる。柱降伏型立体骨組については、横尾、山肩らの理論的研究¹⁾以後、いくつかの理論的・実験的研究が行われている²⁻⁴⁾が、はり降伏型については境界条件の設定が複雑なこともあって、その実験的研究は今のところ見当たらない。

筆者らはすでに、任意方向水平力に対するはり・ブレース降伏型偏心立体骨組の塑性崩壊荷重が上界定理に基づく方法によって比較的容易に得られることを明らかにしている⁵⁾が、この方法では柱のねじり抵抗が無視されている。柱に鋼管などの閉断面を用いる場合、柱のねじり抵抗を無視すれば安全側の崩壊荷重は得られるが、実際の崩壊荷重をかなり過小評価する可能性がある。柱が弾性域にとどまるはり降伏型立体骨組では、柱のねじり剛性を考慮すれば、厳密にはねじりを伴う崩壊機構すなわち塑性流れ状態は存在しない。そこで本研究では、まずはり降伏型偏心立体骨組の弾塑性荷重-変形挙動に及ぼす柱のねじり剛性の影響について考察している。続いてその結果に基づき、柱のねじり剛性が小さい場合と大きい場合の2種類のはり降伏型1層1スパン骨組を対象とし、主に骨組の偏心量と水平力の作用方向をパラメータとして行った実験結果を報告する。

2. 崩壊荷重に及ぼす柱のねじり剛性の影響

2.1 柱部材のねじり剛性比

骨組に作用するねじり外力に対しては、各平面構面の層せん断力から成る偶力和 (M_x^E) と柱個材のねじりモーメント和 (M_y^E) が抵抗する。柱がH形開断面の場合には、 M_y^E は M_x^E の1%程度であり、柱個材のねじり剛性は骨

組の弾塑性挙動にはほとんど影響を与えないことが指摘されている²⁾が、ここでは閉断面の柱材を有する図-2.1の1層骨組を対象とし、骨組のねじり剛性に対する柱のねじり剛性の割合がどの程度になるかを検討する。図-2.1の骨組の設計条件を次のように設定する。

- (1) はりは中細幅系列のH形断面とし、各方向水平力に対して塑性設計する。
- (2) 柱は角形鋼管とし、幅厚比を25とする。
- (3) 柱は2方向水平力による2軸曲げと軸力に対して弾性域に収まるように断面を算定する。
- (4) 設計用水平力は屋根面の重量を 1 t/m^2 として算出する。

以上の設計条件を用い、塑性設計用終局ベースシャー係数 (C_B) と柱軸力比 (N/N_p) をパラメータとして設計した骨組に対して行った計算結果を図-2.2(a), (b)に示す。(a) 図はY方向のスパン数が1, (b) 図はX, Y両方向のスパン数が同じ場合の結果であり、横軸にはX方向のスパン数をとっている。縦軸の γ は柱のね

図-2.1

図-2.2

* 大阪大学 助手・工博

** 大阪大学 助手

*** 大阪大学 大学院生

(昭和60年8月29日原稿受理)

じり剛性と骨組のねじり剛性の比であり、弾性域では次式で定義される。

$$\gamma = M_z^c / M_z^f \quad (2.1)$$

ただし柱材に対しては、サンプナンのねじりのみを考慮している。また、終局ベースシャー係数は結果にはほとんど影響を与えなかったため、 $C_b = 0.25$ 値に対する結果だけを示している。

1 スパン骨組では γ の値は 10～30 % 程度であるが、2 スパンになるとこの値は急激に小さくなり、スパン数の増加に伴って漸減して数 % になる。また、柱軸力比が大きくなると、はりに比べて柱断面が相対的に大きくなるため γ 値も大きくなる。図—2.2 は 1 層骨組に対する結果であるが、図中の軸力比 0.5 の場合は多層骨組の下層部を想定したもので、多層骨組の γ 値は、 $N/N_p = 0$ と 0.5 に対する γ 値の中間の値をとることが予想される。ただし、図—2.2 に示す γ の値は、設計条件 (3) の効果で実際の骨組に比べてやや大きな値となっている。

2.2 はり降伏型骨組の弾塑性挙動

ここでは、前項 (2.1) 式で定義した γ の値によってはり降伏型偏心立体骨組の弾塑性挙動がどのように影響されるかを、簡単な解析によって検討する。以下に解析方法の概略を示すが、解析仮定は次のとおりである。

- (1) 床板は面内剛である。
- (2) 水平力は床板の図心 (重心) に作用する。
- (3) 立体骨組を構成する各平面構面の層せん断力-層間変位関係は完全弾塑性型とする。
- (4) 柱のねじり剛性としてはサンプナンのねじりのみを考える。
- (5) はりは強軸まわりの曲げだけに抵抗する。
- (6) 微小変形である。

まず、図—2.3 に示す 1 層 1 スパン立体骨組に対して、荷重およびその作用点 (図心 G) の変位の各ベクトルを次のように定義する。

図—2.3 荷重と変位

$$\{H\} = \{H_x \ H_y \ M_z\}^T, \{U\} = \{U_x \ U_y \ R_z\}^T \quad (2.2)$$

ここで、 U_x , U_y はそれぞれ荷重点 G の X , Y 方向層間変位、 R_z は層間ねじり角であり、 T は転置記号を表す。

次に、立体骨組を構成する各平面構面の層間変位とねじり角から成る変形ベクトル、および、これに対応する応力ベクトルを次のように定義する。

$$\{Q_d\} = \{Q_{x1} \ Q_{x2} \ Q_{y1} \ Q_{y2} \ M_z^c\}^T \\ \{U_d\} = \{U_{x1} \ U_{x2} \ U_{y1} \ U_{y2} \ R_z\}^T \quad (2.3)$$

ここで、 Q_{xi} などは各平面構面の層せん断力であり、 M_z^c は柱のねじりモーメント和である。応力ベクトル成分の正方向は図—2.3 に示す変位の正方向と同じとする。

$\{H\}$ と $\{Q_d\}$ のつり合い条件式は次式で与えられる。

$$\{H\} = [T] \{Q_d\} \quad (2.4)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ l/2 & -l/2 & -l/2 & l/2 & 1 \end{bmatrix}$$

$\{U\}$ と $\{U_d\}$ の適合条件式は、上式における変換行列 $[T]$ を用いて次式で表される。

$$\{U_d\} = [T]^T \{U\} \quad (2.5)$$

$\{Q_d\}$ と $\{U_d\}$ の間の弾性構成関係を次式で表す。

$$\{Q_d\} = [K_d] \{U_d\} \quad (2.6)$$

$$[K_d] = \begin{bmatrix} K_{x1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{x2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{y1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{y2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_z \end{bmatrix}$$

ここで、 K_{xi} , K_{yi} などは、 X , Y 各方向の i 番目の平面構面の層せん断力と層間変位を関係づける弾性剛性であり、 K_z は柱のねじり剛性である。

式 (2.4)～(2.6) より、荷重 $\{H\}$ とその作用点の変位 $\{U\}$ を関係づける剛性方程式は次のようになる。

$$\{H\} = [T][K_d][T]^T \{U\} \quad (2.7)$$

弾塑性域では、たとえば X_1 構面が図—2.4 のような機構になってそのせん断耐力に達すると $K_{x1} = 0$ と置いて解析を続ける。以上の式は 1 層 1 スパン骨組に対して誘導したが、多層多スパン骨組に対しても同様にして定式化される。また、微小変形の仮定に基づいているから、荷重増分と変位増分の関係も同じ形をとる。

上記の方法を用い、式 (2.1) で定義される γ をパラメータとして図—2.5 の 1 層 1 スパン骨組を解析する。この骨組は、図—2.1 で $S_x = S_y = 1$ の場合と同じ形状であり、その設計条件も 2.1 項で示したとおりである。各平面構面のせん断耐力は図—2.5 中の枠内に示されている。 m , n はそれぞれ骨組の X および Y 方向の塑性耐力に関する偏心量を規定するパラメータであり、図—2.5 に示す耐力中心 U の座標は、 m , n を用いて次の

図-2.4

ように表される¹⁾。

$$(X_u, Y_u) = \left(\frac{1-n}{2} l, \frac{1+m}{2} l \right) \dots \dots \dots (2.8)$$

したがって、耐力中心 U と重心 G の間の偏心量の x , y 成分 e_x , e_y はそれぞれ次式で与えられる。

$$e_x = \frac{n}{2} l, \quad e_y = \frac{m}{2} l \dots \dots \dots (2.9)$$

図-2.5 の解析骨組では、 $\gamma=0$ のときのねじり機構を伴う崩壊荷重が並進崩壊荷重の $1/2$ となるように、 $m=n=0.75$ とした⁵⁾。

図-2.5 における X 方向水平力に対する計算結果を図-2.6 に示す。横軸の R_x は屋根面の図心 G の X 方向層間変形角であり、縦軸の荷重は並進崩壊荷重で無次元化している。図中には $0 \sim 0.3$ の各 γ 値に対する荷重-

図-2.5 解析骨組

図-2.6 荷重-変形関係

変形関係を示しており、●印の点で $X1$ 構面がせん断耐力に達し、○印の点で $Y2$ 構面がせん断耐力に達している。 $\gamma=0$ の場合には $Y2$ 構面が塑性化するとねじり機構が形成され、骨組は塑性崩壊状態になるが、 $\gamma>0$ では $X1$, $Y2$ 両構面が各々のせん断耐力に達した後も、弾性柱のねじり抵抗によって荷重が増大する。当然のことながら、 γ の値が大きいほど $Y2$ 構面が耐力に達した後の剛性は高く、■印の点で並進崩壊荷重のレベルに達し、 $X2$ 構面に機構が形成されて並進崩壊機構となる。このとき、 $Y2$ 構面には除荷が生じている。

柱は弾性を保持するものとする。図-2.6 から明らかのように、 $\gamma>0$ であればより降伏型立体骨組がねじり機構で崩壊することはなく、最終的には荷重方向の並進機構で崩壊する。しかし図-2.2 に示したように、3 スパン以上の骨組では γ の値は 0.1 以下であり、この範囲の γ に対して、 $X1$ 構面に続いて $Y2$ 構面がせん断耐力に達した後の荷重の増大は緩やかである。さらに、並進崩壊機構が形成されるのは $R_x>0.1$ 以上の大変形域であり、 $\gamma<0.1$ の場合、 $Y2$ 構面がその耐力値に達したときの荷重値は、 $\gamma=0$ の場合の崩壊荷重に比べて数%しか大きくない。したがって、柱に鋼管などの閉断面を用いた場合でも、実用上は $\gamma=0$ 、すなわち柱のねじり剛性を無視した場合の崩壊荷重で立体骨組の耐力を評価しても差し支えないといえる。また、柱が H 形のような開断面の場合、そのねじり剛性は閉断面部材に比べて $1/100$ 以下のオーダーであるから、柱のねじり剛性が崩壊荷重に影響を与えないことは明らかである。

3. 実験方法

3.1 試験体

試験体は、図-3.1 に示すように柱とはりをつなぐジョイントブロックで結合した 1 層 1 スパン骨組である。柱とはりをつなぐジョイントブロックについては、藤本、岡田らの実験³⁾を参考にして、図-3.2 に示す形状のものを用いている。主な実験変数は図-3.1 に示す偏心パラメータ m , n であり、柱の断面形、加力方向などについても検討している。

本実験で用いた試験体を表-3.1, 3.2 に示す。表-3.1 の BC シリーズは柱が開断面の骨組を想定した試験体であり、柱、はりともに図-3.3 に示す正方形断面である。表中の D_{Bt} は、図-3.1 に記号 B_t で示しているはり断面の辺長 (mm) である。次に、表-3.2 の BO シリーズは、柱のねじり剛性を小さくするために図-3.4 に示すような十字形の開断面柱を用いた試験体であり、はりには H 形断面である。はりの断面形状は表の下欄に示している。どの部材も 32 mm 角の鋼棒 (SS 41 材) から切削加工したものであるが、図-3.4 の十字形断面柱だけは焼入れした SCM 材を用いている。

試験体名の BC あるいは BO の後の数字は、0 が無偏

心骨組, 1 が X 方向の構面だけに偏心がある 1 軸偏心骨組, 2 が X, Y 両方向ともに偏心している 2 軸偏心骨組であることを表している。次の数字は偏心パラメータ m の値を表し, 末尾に英字 D が付いているものは

図—3.1 試験体と加力治具

表—3.1 BC シリーズ試験体

No.	Designation	Beam (mm)				m	n	α	γ
		DB1	DB2	DB3	DB4				
1	BC0-0	18.0	18.0	18.0	18.0	0	0	0°	0.394
2	BC2-50	14.3	20.6	20.6	14.3	0.499	0.499	0°	0.572
3	BC2-75	11.3	21.7	21.7	11.3	0.753	0.753	0°	1.193

表—3.2 BO シリーズ試験体

No.	Designation	Beam				m	n	α	γ
		B1	B2	B3	B4				
1	BO0-0	②	②	②	②	0	0	0°	0.0126
2	BO1-75	③	①	②	②	0.754	0	0°	0.0199
3	BO2-60	③	②	②	③	0.602	0.602	0°	0.0490
4	BO2-75	③	①	①	③	0.754	0.754	0°	0.0474
5	BO0-0D	②	②	②	②	0	0	45°	0.0126
6	BO1-75D	③	①	②	②	0.754	0	45°	0.0199
7	BO2-75D	③	①	①	③	0.754	0.754	45°	0.0474

Beam Section ①: H-25×20×3×3, ②: H-25×15×2×2, ③: H-10×13×2×2

45° 方向の水平力を受ける試験体である。

表—3.1, 3.2 には式 (2.1) で定義される γ 値も掲げているが, 表—3.1 の BC シリーズの柱は中実正方形断面であるため, 図—2.2 で示した 1 スパン骨組の γ 値に比べてやや大きな値になっている。他方, 表—3.2 の BO シリーズの γ 値は BC シリーズの 1/10 程度であり, 柱は開断面であるが, 図—2.2 における多スパン骨組の γ 値にほぼ対応している。

各部材の断面性能をまとめて表—3.3 に示す。BO シリーズの H 形断面ばかりについては, 図—3.5 中に示すように, 片持ち形式の曲げ試験を行っており, その結果も表—3.3 に M_p として示している。曲げ試験は各断面ごとに 2 体ずつ行っており, 図—3.5 は曲げ試験結果の一例である。図中の▽印の点は荷重-変形曲線のこう配が初期の 1/6 になった点であり, 図から判断して, この点以降は塑性流れ状態になったものとみなした。この▽印の点に対応するモーメント値を上記の M_p 値としている。なお, H 形断面ばかりの部材端における危険断面の位置は図—3.6 に示すとおりである。表—3.3 には引張試験結果⁴⁾の $\sigma_y (=3.29 \text{ t/cm}^2)$ を用いた塑性モーメントの値 ($\sigma_y \cdot Z_p$) も掲げているが, この値は曲げ試験結果の M_p 値とほぼ一致している。

以上の各表に示すように, 骨組の偏心は, はりの断面を変化させることによって与えているが, X, Y 各方向の並進崩壊荷重が等しくなるようにはり部材断面を決定している。柱のねじり剛性が 0, すなわち, $\gamma=0$ の場合の各試験体の崩壊荷重の剛塑性解は, 図—3.1 に示す偏心パラメータ m, n を用いて次のように表すことができる⁵⁾。なお, m, n の範囲は $0 \leq m, n \leq 1$ とする。

Beam-to-column connection

図—3.2 ジョイントブロック

Column member

Beam member

図-3.3 BCシリーズの柱, はり部材

Column member

Beam member

図-3.4 BOシリーズの柱, はり部材

図-3.5 曲げ試験結果

まず, X 方向 ($\alpha=0^\circ$) 水平力に対する崩壊荷重は,

$$\frac{H_p}{H_{p(sway)}^0} = 1 \quad (m+n \leq 1) \quad (3.1a)$$

$$\frac{H_p}{H_{p(sway)}^0} = 2 - (m+n) \quad (m+n > 1) \quad (3.1b)$$

ここで, $H_{p(sway)}^0$ は X 方向の並進崩壊荷重であり, 図-3.1を参照して,

$$H_{p(sway)}^0 = 2Q$$

式 (3.1a) および (3.1b) は, それぞれ並進機構およびねじり機構に対応する。

次に 45° 方向の水平力に対する剛塑性解は次式で与えられる。

$$\frac{H_p}{H_{p(sway)}^{45}} = 1 - \frac{1}{2}(m+n) \quad (3.2)$$

ただし, $H_{p(sway)}^{45}$ は 45° 方向の並進崩壊荷重であり,

$$H_{p(sway)}^{45} = 2\sqrt{2}Q$$

である。

3.2 実験方法

加力装置, 加力方法の詳細はすでに発表している⁴⁾で省略するが, 試験体の加力に当たっては, まず処女載荷時に十分塑性変形が生じるまで加力した後, 数回の交番繰返し載荷を行った。

測定方法についても文献⁴⁾に示しているので詳細は省略するが, 立体骨組を構成する各平面構面の相対変位や相対ねじり角などを把握するために, 各節点の X , Y , Z 方向変位を測定した。また, 部材の曲げモーメント

図-3.6 H形断面ばりの危険断面位置

表-3.3 各部材の断面性能

Member	Section	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Z _p (cm ³)	K _t (cm ⁴)	$\sigma_y \cdot Z_p$ (t·cm)	M _p (t·cm)
Beam	■-21.7×21.7	4.71	1.85	1.70	2.56	3.12	8.42	—
	■-20.6×20.6	4.24	1.50	1.46	2.19	2.53	7.21	—
	■-18.0×18.0	3.24	0.875	0.972	1.46	1.48	4.80	—
	■-14.3×14.3	2.04	0.349	0.487	0.731	0.588	2.40	—
	■-11.3×11.3	1.28	0.136	0.241	0.361	0.229	1.19	—
	H-25×20×3×3	1.77	1.63	1.30	1.59	0.0558	5.23	5.28
	H-25×15×2×2	1.02	0.950	0.759	0.911	0.0141	3.00	2.96
	H-10×13×2×2	0.640	0.0885	0.177	0.226	0.0091	0.744	0.748
Column	■-25×25	6.25	3.26	2.60	3.91	5.49	12.9	—
	+25×4	1.84	0.532	0.425	0.709	0.107	> 5.67	—

分布を測定するため、各部材にひずみゲージをてん付している。

4. 実験結果とその考察

4.1 塑性崩壊荷重

処女載荷時の荷重-変形関係を、BC シリーズは図—4.1 に、BO シリーズは図—4.2 に示す。どの図も、縦軸の荷重軸は並進崩壊荷重の理論値で無次元化しており、横軸は図—3.1 の Level 2 と Level 3 の間の加力点 G における加力方向の層間変形角である。1 軸および 2

軸偏心骨組の実験結果はすべてドット付きの実線で示し、点線で示す無偏心骨組の実験結果と比較している。図中の水平の点線は、式 (3.1) または (3.2) で与えられる剛塑性崩壊荷重のレベルを表す。また実線は、2 節で述べた方法による弾塑性解析結果を示すもので、ジョイントブロック部分を剛域とし解析している。ただし BC シリーズについては、この試験体の柱と同じ部材を用いた曲げ試験結果⁴⁾に基づいて、柱には剛域を設けていない。各荷重-変形関係上の▽印の点は塑性崩壊状態

の開始点と判断される点であり、この点を崩壊点と呼ぶことにする。図—3.5 の曲げ試験結果の場合と同様、▽印の点は荷重-変形曲線のこう配が初期こう配の 1/6 の点として定めている。図—4.3 は、図—4.1 と図—4.2 に示す各骨組の荷重-変形曲線上の崩壊点 (▽印の点) から最大変位点までの柱脚に対する柱頭の相対変位増分を 10 倍に拡大して描いたものである。

図—4.4 は、柱のねじり剛性を無視した場合の崩壊荷重と偏心パラメータ m , n との理論的關係と実験結果を比較したものである。図中の実線は 2 軸偏心骨組、点線は 1 軸偏心骨組に対して、式 (3.1) または (3.2) で与えられる崩壊荷重 H_p と偏心パラメータ m との理論的關係である。図—4.4 で実験値を表す●印および○印は図—4.1, 4.2 に▽印で示されている崩壊点の荷重値に対応する。

図—4.1, 4.2 において、崩壊点の荷重と剛塑性解に著しい差異が認められるのは、柱のねじり剛性が大きい BC シリーズの 2 軸偏心骨組 (BC 2-75) だけである。表—3.1 に示すように、試験体 BC 2-75 の γ 値は 1.193 とかなり大きいため、図—4.3 から明らかなように、X 1 構面に続いて X 2 構面が平面骨組としての崩壊機構となり、Y 方向構面が塑性化することなく並進崩壊機構が形成されて

図—4.1 水平力-層間変形角関係 (BC シリーズ)

図—4.2 水平力-層間変形角関係 (BO シリーズ)

いる。その結果、崩壊荷重は柱のねじり剛性を無視した剛塑性解よりかなり大きくなっているが、その挙動は、図—4.1 中に実線で示されている弾塑性解析結果から明らかのように、2 節で述べた柱のねじり剛性を考慮した方法によって追跡されている。

これに対して、柱のねじり剛性が小さい BO シリーズでは、図—4.3 および図—4.4 から明らかのように、偏心量や荷重方向にかかわらず、崩壊機構および崩壊点の荷重とともに剛塑性解とよく一致している。ただし、崩壊荷重についてはやや実験値の方が大きくなっているが、これは、図—4.2 からわかるように、柱のねじり剛性によって耐力が若干上昇したためである。

4.2 繰返し荷重-変形挙動

図—4.5 および図—4.6 には、それぞれ BO シリーズの試験体 BO 1-75 および BO 2-75 の繰返し荷重に対する荷重-変形関係を示す。どちらの図も、(a) 図は水平力 (H)-加力方向の層間変形角 (R_x) 関係、(b) 図は水平力 (H)-相対ねじり角 (R_z) 関係である。これらの図の荷重軸も並進崩壊荷重で無次元化されている。

図—4.5, 4.6 の (a) 図に示す $H-R_x$ 関係については、どちらの骨組もラーメン構造特有の紡錘型の履歴曲線となっている。(b) 図に示す繰返し加力に対するねじり応答に関しては、図—4.5 の 1 軸偏心骨組 (BO 1-75) のねじり角の塑性変形成分はわずかであり、処女載荷の

図—4.3 崩壊点以降の変位の増加量 (10 倍に拡大)

図—4.4 崩壊荷重と骨組の偏心の関係

場合と同様、この BO 1-75 試験体は繰返し加力に対してもほぼ並進挙動を呈していることがわかる。一方図—4.5 の場合と対照的に、図—4.6 の 2 軸偏心骨組 (BO 2-75) の $H-R_z$ 曲線は、 $H-R_x$ 曲線と同様にほぼ定振幅で大きくループを描いている。このように、繰返し荷重-変形曲線は、バウシinger 効果の影響で弾性域から塑性域にかけての剛性低下が緩慢であるが、荷重-層間変形角関係および荷重-ねじり角関係には、単に処女載荷

(a) 水平力-層間変形角関係

(b) 水平力-相対ねじり角関係

図—4.5 繰返し荷重-変形関係 (BO 1-75)

(a) 水平力-層間変形角関係

(b) 水平力-相対ねじり角関係

図-4.6 繰返し荷重-変形関係 (BO 2-75)

時の挙動が繰返し現れているにすぎない。

5. 結論

本論では、はり降伏型立体骨組の偏心量と塑性崩壊荷

重の理論的關係の検証を意図して、骨組の偏心量と水平力の作用方向をパラメータとした加力実験を行った。また、崩壊荷重に及ぼす柱のねじり剛性の影響についても若干の考察を加えた。その結果、柱に鋼管などの閉断面を用いた骨組でも、スパン数が3以上であれば、柱個材のねじり抵抗は骨組のせん断力によるねじり抵抗の1割以下であり、その崩壊荷重に及ぼす影響は小さいこと、また、崩壊荷重は筆者らが提案した解法によって十分正確に評価できること、などを明らかにした。

謝 辞

本研究は、大阪大学教授五十嵐定義博士の御指導の下に行ったものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 横尾義貫, 山肩邦男: 水平力を受ける立体架構の Limit Analysis, 日本建築学会論文報告集, 第61号, 1959年2月, pp.157~162
柱降伏型立体骨組に関する既往の研究については下記の論文 [2-4] にまとめられている。
- 2) 若林 実, 中村 武, 井上 明: 水平力を受ける鉄骨立体骨組の弾塑性性状に関する実験的研究, 京大防災研究所年報第19号B, 1976年4月, pp.1~24
- 3) 藤本盛久, 岡田久志: 鋼構造骨組の三次元弾塑性挙動に関する研究 その1—三次元鋼構造骨組の模型実験, 日本建築学会論文報告集, 第244号, 1976年6月, pp.41~48
- 4) 辻岡静雄, 井上一郎, 五十嵐定義, 佐脇宗生, 山本和伸, 金山 功: 骨組に偏心を有する鋼構造立体骨組の水平加力実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第355号, 1985年9月, pp.24~37
- 5) 五十嵐定義, 井上一郎, 平原章二, 多田元英: はり降伏型立体骨組の剛塑性崩壊荷重, 第27回構造工学シンポジウム, 1982年2月, pp.103~110

SYNOPSIS

UDC : 624. 014. 2 : 624. 023 : 624. 042 : 624. 072. 2

TESTS ON THE PLASTIC COLLAPSE LOAD OF WEAK BEAM TYPE SPACE STEEL FRAMES WITH ECCENTRICITY SUBJECTED TO HORIZONTAL LOAD

by Dr. KAZUO INOUE, SHIZUO TSUJIOKA and KAZUNOBU YAMAMOTO, Members of A. I. J.

The purpose of this study is to verify the relation between plastic collapse load and eccentricity of weak beam type space frames. One story, one span and one bay small-sized steel space frames are tested under the horizontal load which are applied in the direction of 0° and 45° .

It can be concluded that the experimental plastic collapse loads are well predicted by the theoretical ones.