

# 曲げと軸方向圧縮力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート 部材の設計法に関する研究

SUGGESTIONS TO THE DESIGN OF STEEL REINFORCED CONCRETE  
MEMBERS SUBJECTED TO BENDING AND AXIAL FORCES

岡村 甫\*・梅原 秀哲\*\*・山田 一彦\*\*\*・榎本 松司\*\*\*\*

By Hajime OKAMURA, Hidetaka UMEHARA Kazuhiko YAMADA and Matsuji ENOMOTO

## 1. まえがき

昭和 50 年 3 月に土木学会で、本州四国連絡橋の下部構造を対象として「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針(案)」<sup>1)</sup>が作成された。この指針(案)作成の過程で、「曲げと軸方向圧縮力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート部材」の設計に関していくつかの問題点が指摘された。

その第 1 は、柱の断面算定に用いるコンクリートの許容圧縮応力度を鉄骨量に応じて  $\sigma_{ck}(1-15 p_s')/3$  以下に制限する考え方<sup>2)</sup>があるが、比較的断面の大きい土木構造物に対しても、このように鉄骨量に応じて減ずる必要があるかということである。しかし、これに対する十分な実験的裏付けもなかったため、上記指針(案)解説(15 条)ではこの式が示され、「 $p_s'$  の係数 15 はコンクリートの充てん度に大きく影響されるので、施工管理の程度によって責任技術者の判断で係数を下げてよいとする」<sup>1)</sup>にとどめられた。ここに、 $p_s'$  は圧縮側の鉄骨比である。

第 2 は、鉄骨鉄筋コンクリートとしての設計法の適用範囲の問題である。この問題については明確な理論的実験的根拠がなく、従来からの実績その他から、上記指針(案)解説(1 条)では「鉄骨鉄筋コンクリートとは、鉄骨のまわりに鉄筋を配し、コンクリートを打込んだもので、これらが力学的に一体として働くようにした構造をさし、鋼材比が 1~8% 程度、鉄骨鉄筋比が 0.25~4.0 程度となるようなものがこの主旨に見合っているであろう」<sup>1)</sup>と記されている。橋梁の下部構造では、ここに記されている鉄骨鉄筋比の上限値 4.0 を超える方が経済的な設計となる場合もあるので、鉄骨鉄筋コンクリートとしての設計法の適用できる範囲を明らかにしておくこと

はきわめて重要である。

橋梁の下部構造は比較的断面が大きいので、両側の鉄骨を腹材で連結する場合には、腹材の鉄骨量が著しく大きくなることもある。鉄骨鉄筋コンクリートとして設計するためには、ある程度の腹材は必要と思われるが、その限界についての研究は行われていない。これが解明を要する第 3 の問題点である。

本論文は、鉄骨コンクリート比、鉄骨鉄筋比、その他を変化させた、 $200 \times 400 \times 1500$  mm の鉄骨鉄筋コンクリート供試体ならびに比較のための鉄筋コンクリート供試体に偏心軸方向圧縮力を破壊に至るまで載荷し、その結果を解析し、これらの問題点について論じたものである。

## 2. 実験の概要

$200 \times 400 \times 1500$  mm の鉄骨鉄筋コンクリート柱供試体 18 体、ならびに比較のための鉄筋コンクリート柱供試体 6 体に偏心軸方向圧縮力を破壊に至るまで静的に載荷した。 $e/h$  ( $e$  は断面図心から荷重中心までの距離、 $h$  は断面の厚さである)を 0.05, 0.125 および 0.275 の 3 種類とした。これは、圧縮側のひずみ勾配の影響を検討するためである。なお、0.275 以外は断面内に引張力が発生しないものである。圧縮側の鉄骨比  $p_s'$  を 3.0%, 1.4% および 0 の 3 種類とした。これは、鉄骨量としては実用上の限界の値までを含んでいる。鉄筋比 ( $A_{sr}/A_c$ ) を 2% および 0.7% の 2 種類とした。この結果、鉄骨鉄筋比は 8.4, 4.0, 3.0, 1.4 および 0 の 5 種類となる。コンクリート強度は  $321 \text{ kg/cm}^2$ ,  $362 \text{ kg/cm}^2$  および  $407 \text{ kg/cm}^2$  であった。両側の鉄骨の連結はまったく連結しない場合を含めて 3 種類とした。

以上の各要因を組合せて、表-1 に示す合計 24 体の供試体について試験を行ったのである。

\* 正会員 工博 東京大学助教授 工学部土木工学科

\*\* 東京大学大学院工学系研究科博士課程

\*\*\* 電源開発(株)

\*\*\*\* 東京大学工学部技官

表-1 供試体の概要

コンクリート	鋼材							偏 心 量		供 試 体 番 号				
	鉄 骨 連 結 間 隔 $f_c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	鉄 筋 断 面 積 $A_{sr}$ (cm <sup>2</sup> )	鉄 骨 断 面 積 $A_{ss}$ (cm <sup>2</sup> )	全 断 面 積 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/A_c$ (%)	$A_{sr}/A_{ss}$ (%)	圧 縮 比 $\rho_s'$ (%)	$e$ (cm)	$e/h$					
362	20	15.89	47.68	63.57	7.95	33	2.98	2	0.05	19				
								5	0.125	16				
								11	0.275	22				
	—		—	15.89	—	15.89	1.99	—	0	2	0.05	20		
										5	0.125	17		
										11	0.275	23		
	407		20	15.89	47.68	63.57	7.95	33	2.98	2	0.05	21		
										5	0.125	18		
										11	0.275	24		
—		—	15.89		—	15.89	1.99	—	0	2	0.05	10		
										5	0.125	1		
										11	0.275	13		
321	—	15.89	—	15.89	1.99	—	0	2	0.05	11				
								5	0.125	2				
								11	0.275	14				
321	20	15.89	47.68	63.57	7.95	33	2.98	5	0.125	2	0.05	12		
										5	0.125	3		
										11	0.275	15		
	—		—	15.89	—	15.89	1.99			—	0	2	0.05	4
												5	0.125	6
												11	0.275	8
407	—	15.89	—	15.89	1.99	—	0	2	0.05	5				
								5	0.125	7				
								11	0.275	9				

3. 供 試 体

供試体は、幅 200 mm、高さ 400 mm、長さ 1500 mm の柱供試体であって、柱を水平にしてコンクリートを打込んだ。

用いた鉄骨は、SS41 のみぞ形鋼 100×50 mm (公称断面積 11.92 cm<sup>2</sup>、実断面積 11.44 cm<sup>2</sup>) および等辺山形鋼 50×50×6 mm (公称断面積 5.64 cm<sup>2</sup>、実断面積 5.08 cm<sup>2</sup>) の 2 種類である。両側に配置する鉄骨は平鋼 38×6 mm (公称断面積 2.28 cm<sup>2</sup>) を溶接してつないだ。主鉄筋は D16 および D10 の異形鉄筋 SD35 を用い、帯鉄筋には φ6 の丸鋼 SR30 を用いた。帯鉄筋はすべての供試体ともピッチ 200 mm とし、端部 250 mm の範囲はピッチ 50 mm とした (図-1 参照)。これらの鋼材の力学的性質は表-2 に示すようであった。

コンクリートは、レデーミクストコンクリートを用いた。セメントは早強ポルトランドセメント、粗骨材の最

表-2 鋼材の性質

	寸 法 (mm)	公称断面積 (cm <sup>2</sup> )	実断面積 (cm <sup>2</sup> )	降 伏 点 (kg/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )
みぞ形鋼	100×50	(11.92)	11.44	30.1	47.0
等辺山形鋼	50×50×6	(5.64)	5.08	34.3	46.9
平 鋼	38×6	2.28	2.18	35.4	49.0
異形鉄筋	D16	1.986	—	35.2	53.2
	D10	0.7133	—	39.5	55.3
丸 鋼	φ6	0.2463	—	51.8	62.6

表-3 コンクリートの性質

圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	スランプ (cm)	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
362	15.8	29.7
321	8.2	27.3
407	8.0	32.0

注：早強ポルトランドセメント粗骨材の最大寸法 25 mm

大寸法は 25 mm、スランプは 8~16 cm であった。みぞ形鋼には両面、等辺山形鋼には片面に防水ゲージを貼り付け、鉄筋は各供試体につき、それぞれ 4 本に対して各 1 枚ずつ防水ゲージを貼り付けておいた。供試体は材令

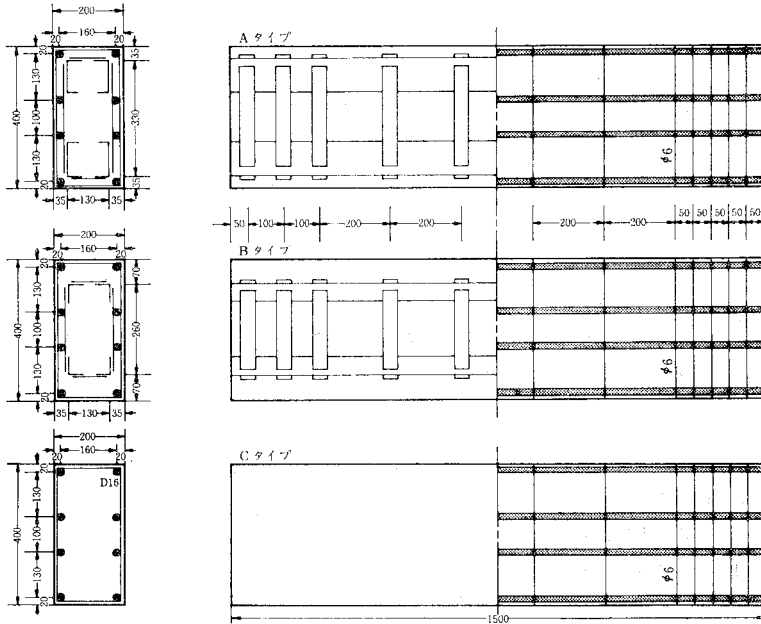


図-1 供試体および鋼材配置 (単位 mm)

2日に脱枠し、材令21日まで湿気養生し、材令54日～64日に試験に供した。圧縮強度用供試体を各バッチごとに6本ずつ作成し、柱供試体の偏心圧縮試験と同時期に試験した。その結果は表-3に示した。

#### 4. 試験方法

試験は、総合試験所の2000t万能試験機に、偏心圧縮用付属装置を上下2個付けて行った。この装置は、図-2に示すように、柱が変形した場合に、ローラーが回転し、常に偏心量を一定に保つためのものである。しか

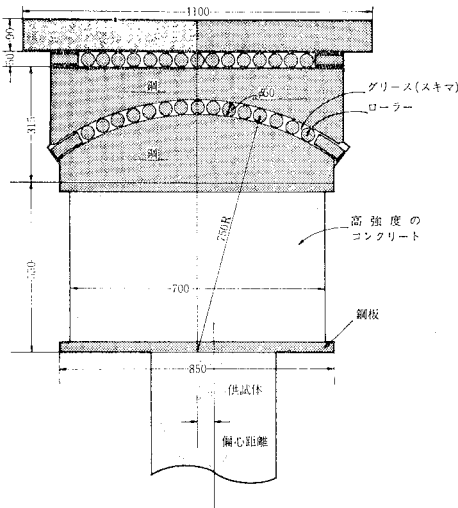


図-2 偏心圧縮試験用付属装置 (単位 mm)

し、後述するように、実際にはローラーの摩擦によって柱の変形を拘束するので、柱に作用するモーメントは偏心量がいくぶん小さい場合と同様のものとなった。供試体を移動据付けた後に、コンクリート側面に各2か所ずつパーパーゲージを貼り付け、リード線を自動ひずみ測定装置につないでひずみの測定を行った。破壊に至るまで18～43段階について鉄骨4～8点、鉄筋4点、コンクリート4点のひずみを測定した(図-3参照)。また、試験機のヘッドの動きをXYレコーダーで自動的に記録した。圧縮側のコンクリートがはげ落ち、荷重が低下しはじめると、載荷を終了した。1個の供試体の載荷に要した

時間は15～20分であった。

#### 5. 実験の結果およびその考察

##### (1) 計算方法

鉄骨、鉄筋およびコンクリート表面のひずみの測定結果を電子計算機による数値計算結果と比較検討した。

計算は、鋼材およびコンクリートをそれぞれいくつかに分割し、分割された要素内のひずみおよび応力をその中心の値に等しく一様であるとして行った。コンクリートは20要素に分割し、個々のみぞ形鋼および山形鋼は3～6要素に分割した(図-4参照)。鉄筋はそれぞれ1要素とした。

計算は、まず圧縮縁のひずみを与え、圧縮縁から中立

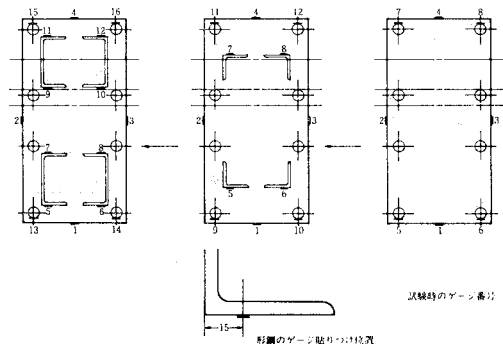


図-3 ゲージ位置

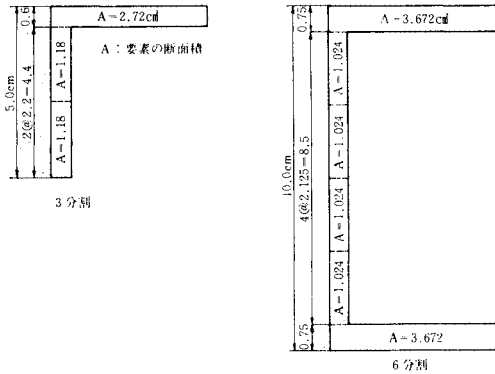


図-4 鋼材の分割方法

軸までの距離 ( $x$ ) を仮定して、各要素に作用する応力を計算し、これに基づいて軸力および曲げモーメントを求める。求めた軸力と曲げモーメントとの関係が条件を満たすまで  $x$  を修正し、最終的に外力と内力とをつり合わせる方法を採用した。圧縮縁のひずみを一定の間隔で増加し、これがコンクリートの最大ひずみに達するまで計算を続行することによって、荷重とひずみとの関係を破壊に至るまで計算したのである。

計算には以下の仮定を用いた。

(1) 平面保持の仮定：最大荷重の約 1/2 および 90% の荷重を載荷したときの断面各部における鉄骨、鉄筋およびコンクリートのひずみ測定値をプロットした 1 例が図-5 である。これらの図から断面内において、鉄骨および鉄筋がコンクリートとずれておらず、平面保持が成立していると仮定してもさしつかえないと判断され

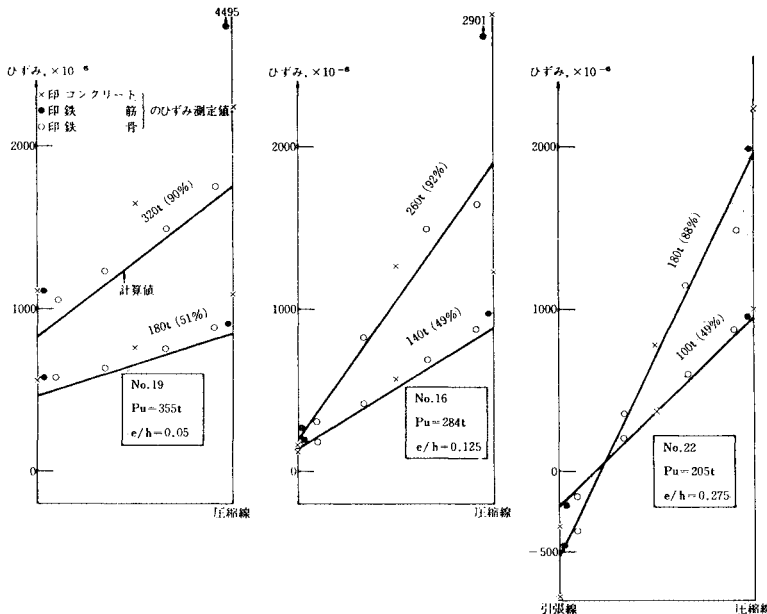


図-5 断面内のひずみ分布の 1 例

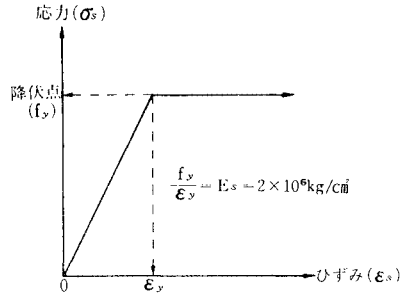


図-6 鋼材の応力とひずみとの関係

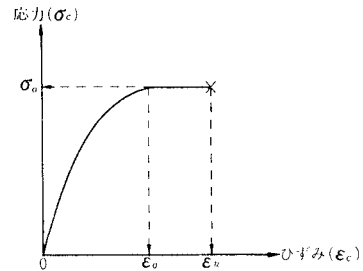


図-7 コンクリートの応力とひずみとの関係

た。なお、図中の直線は計算値である。

(2) 鉄骨および鉄筋の応力-ひずみの関係は図-6 に示す 2 直線で表わした。なお、降伏点は鋼材の引張試験の結果 (表-2 参照) から求めたものであって、これを圧縮応力の作用する場合にも用いることとした。

(3) コンクリートの応力-ひずみの関係は図-7 に示すように、2 次曲線と直線で表わした。最大応力 ( $\sigma_0$ ) はコンクリートのシリンダー強度 ( $f_c'$ ) の 85% とし、それに対応するひずみ ( $\epsilon_0$ ) を 0.25% とした。最大圧縮ひずみ ( $\epsilon_u$ ) は一応 0.4% とした。なお、引張応力となる場合には、圧縮応力の場合と相似な曲線とした。ただし、最大引張応力度は引張強度とし、引張ひずみが 0.025% を超えると引張応力を受けられないとした。

(2) 偏心量の検討

鉄筋コンクリート供試体における鉄筋のひずみについての計算値と実測値とを比較した 1 例が図-8 である。図-8 は、偏心量を 3 cm, 6 cm および 12 cm としたものが示してあるが、い

ずれも計算値は圧縮側では大きく、引張側では小さくなっている。これは偏心圧縮試験用付属装置の摩擦によるものと考えられる。図-2においてローラー部分の摩擦が0で回転すればよいのであるが、実際にはほんのわずかの摩擦があるのは当然である。この部分における摩擦係数を仮に0.01とすると、この摩擦力は  $P \times 0.01 \times 75 \text{ cm} = 0.75 P \text{ cm}$  のモーメントを逆に供試体に与えることになる。すなわち、偏心量が0.75 cm減じたこととまったく同じ影響を与えるのである。偏心量を種々に変化させて計算し比較検討した結果、載荷装置による摩擦によって偏心量は1 cm程度小さくなると推定された。もちろん、この摩擦は荷重の大きさ、偏心量の大きさ、ローラー周辺のグリースの粘度その他によって影響を受け、摩擦係数を一定と考えるのは必ずしも適切ではないが、実験結果の解析にあたっては、これらの影響は誤差として取扱い、すべての供試体に対して偏心量が1 cm減じたものとする。図-9

は、この偏心量を用いて計算した値を示した1例であって、図-8に対応している。

(3) ひずみの実測値と計算値との比較

ひずみの実測値と計算値とは、破壊に至るまでほぼ一致していると考えられるが、これをさらに詳細に検討した。表-4は、圧縮側のコンクリート、鉄骨あるいは鉄筋のひずみがそれぞれ0.1%に達するときの荷重を計算値と比較して示したものである。実測値と計算値との比は、各材料によっていくぶん異なるが、各材料ごとの平均は0.97~1.02であり、その標準偏差は0.06~0.10であって、計算値と実測値とはきわめてよく一致しているといえる。ひずみレベルの異なる場合もほぼ同様の結果であって、5.(1)に述べた計算方法によれば、鉄骨鉄筋コンクリート部材が偏心圧縮力を受ける場合に各材料に生ずるひずみを算定できることは明らかである。

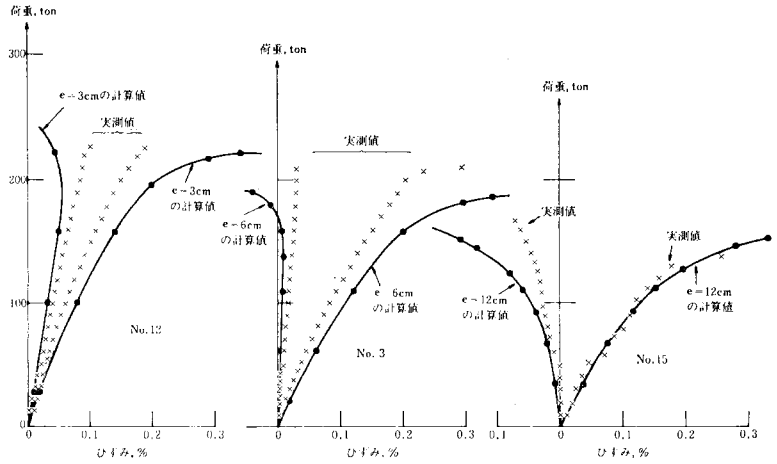


図-8 鉄筋のひずみについての実測値と計算値との比較の1例 (eは無修正)

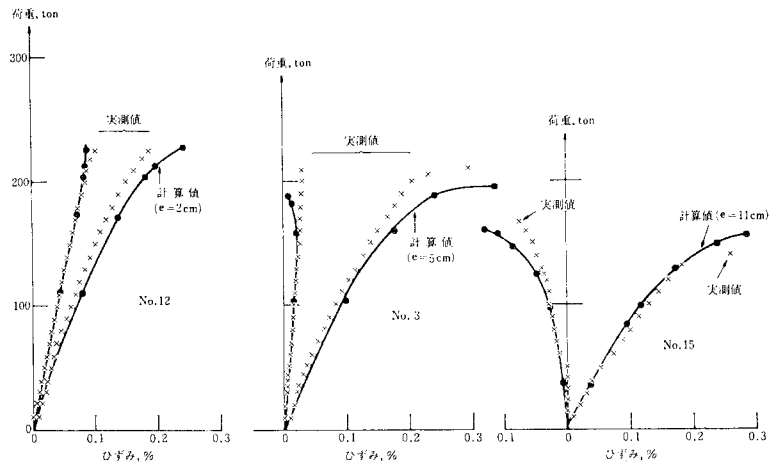


図-9 鉄筋のひずみについての実測値と計算値との比較の1例 (eを修正)

(4) 破壊荷重

圧縮側のコンクリートの一部がはげ落ち、荷重が下がりはじめると、ただちに載荷を中止した。載荷後の供試体には、引張側コンクリートに数本のひびわれの発生が認められたものが多い。偏心量の一番大きい11 cmのグループを除いては、これらのひびわれは最大荷重に達してから生じたものと思われた。

最大荷重の直前の測定時において測定されたコンクリートの圧縮縁ひずみは0.17~0.33%であった。偏心量が2 cmの場合は大部分0.25%前後であり、それより偏心量の大きい場合は0.3%前後であった。圧縮側に配置された鉄筋のひずみは、最大荷重時において、いずれも0.2%以上であり、大部分は0.3%以上であって、すでに降伏していた。また、鉄骨の圧縮縁ひずみは0.15~0.30%であって、大部分は降伏域に入っていた。一方反対側に配置された鉄筋のひずみは、偏心量が2 cm

表—4 ひずみが0.1%に達するときの荷重における  
実測値と計算値との比

供試体 番号	コンクリート		鉄 骨		鉄 筋	
	実測値 (t)	実測値/ 計算値	実測値 (t)	実測値/ 計算値	実測値 (t)	実測値/ 計算値
19	165	0.79	203 159 120	0.92 0.99 1.09	198 140 102	0.91 0.86 0.93
16	115	0.72				
22	100	0.94				
		0.82		1.00		0.90
20	170	1.00	180 140 117	1.01 1.03 1.23	160 123 92	0.95 0.95 1.00
17	126	1.00				
23	87	1.01				
		1.00		1.09		0.97
21	146	1.04			140 110 75	1.00 1.02 1.03
18	110	1.03				
24	65	0.93				
		1.00				1.02
10	210	0.91	220 173 130	0.91 0.93 1.00	210 165 117	0.89 0.92 0.94
1	180	1.06				
13	95	0.81				
		0.93		0.95		0.92
11	180	0.95	202 173 123	0.96 1.04 1.00	175 140 100	0.98 1.05 1.08
2	143	0.97				
14	93	0.95				
		0.96		1.00		1.04
12	152	1.15			150 115 79	1.13 1.06 0.90
3	114	1.14				
15	78	0.94				
		1.08				1.03
4	140	1.00	160 160 160	1.05 0.97 0.97	140 150 158	0.97 0.94 0.99
6	170	1.10				
8	160	1.02				
		1.04		1.00		0.97
5	115	1.03	140 165 148	1.08 1.16 1.04	125 130 130	1.09 1.03 1.02
7	130	1.04				
9	130	1.05				
		1.04		1.09		1.05
平均*	0.98 (0.97)		— (1.02)		0.99 (0.97)	
標準偏差	0.10 (0.09)		— (0.08)		0.07 (0.06)	

\* ( )内は鉄筋コンクリートを除いたものについての値

の場合0.1%程度、偏心量が5cmの場合0~0.05%の圧縮ひずみであり、偏心量が11cmの場合は0.1%程度の引張ひずみであって、いずれも降伏に達していない。すなわち、すべての供試体がいわゆる圧縮破壊を起こしたのである。

表—5には、実験で得られた最大荷重を破壊荷重として示した。破壊荷重の実測値と計算値とは、表—5に示すように、ほぼ一致しており、その比の平均値は1.01、標準偏差は0.07である。これらの値は、5.(3)に述べた、圧縮ひずみが0.1%に達するときの荷重における値とほぼ同じである。このことは、破壊荷重についても、5.(1)に示した計算方法によって、精度よく求められることを示すものである。

(5) 設計荷重

曲げモーメントと軸方向圧縮力とを受ける部材の断面が対称断面の場合には、その算定を一般に次のようにしている。

④ 曲げモーメントが卓越する場合、曲げモーメントは鉄筋コンクリート部分と鉄骨部分とで負担し、軸方向

表—5 破壊荷重の計算値との比較

供試体番号	実測値 (t)	実測値/計算値	
19	335	0.95	0.92
16	284	0.91	
22	205	0.91	
20	290	0.91	0.94
17	250	0.95	
23	197	1.05	
21	238	0.90	0.94
18	204	0.93	
24	153	1.00	
10	420	1.06	1.05
1	350	1.05	
13	247	1.03	
11	370	1.08	1.09
2	330	1.15	
14	212	1.04	
15	167	0.99	0.99
12	224	0.94	
3	209	1.04	
4	280	1.04	1.05
6	316	1.07	
8	306	1.04	
5	220	0.99	1.05
7	270	1.10	
9	260	1.06	
平均	1.01		
標準偏差	0.07		

圧縮力は鉄筋コンクリート部分で負担する。

⑤ 軸方向圧縮力が卓越する場合、軸方向圧縮力は鉄筋コンクリート部分と鉄骨部分とで負担し、曲げモーメントは鉄骨部分で負担する。

そこで、これに従って、各供試体が耐え得る設計荷重を計算し、これと破壊荷重とを比較した。

設計荷重( $N_a$ )の計算においては、コンクリートの許容応力度( $\sigma_{ca}$ )として、鋼材比にかかわらず圧縮強度( $f_c'$ ) (設計基準強度ではなく)の1/3を採り、鉄骨および鉄筋の許容応力度( $\sigma_{sa}, \sigma_{ra}$ )として、それぞれの降伏点( $f_{sy}, f_{ry}$ ) (規格値ではなく実際の値)の1/1.75を採った。

条件(a)を満足する場合( $M_a \geq M_{s0a}$ )における設計荷重( $N_a$ )は次式で計算した。

$$N_a = (M_{s0a} + M_{r0a}) / (e + e_r)$$

$$M_{s0a} = \sigma_{sa} I_s / y_s$$

$$M_{r0a} = \sigma_{ca} I_{rc} / y_c$$

$$e_r = I_{rc} / (A_{rc} y_c)$$

条件(b)を満足する場合( $N_a \geq N_{r0a}$ )における設計荷重( $N_a$ )は次式で計算した。

$$N_a = N_{sa} + N_{r0a}$$

$$N_{sa} = (M_{s0a} - N_{r0a} e) / (e + e_s)$$

$$N_{r0a} = \sigma_{ca} A_c + \sigma_{ra} A_{sr}$$

表-6 設計荷重

供試体番号	設計荷重		破壊荷重の実測値 設計荷重
	(t)	条件*	
19	170	b	2.14
16	134	b	
22	88	a	
20	142	b	2.36
17	108	a	
23	72	a	
10	180	b	2.47
1	142	b	
13	94	a	
11	152	b	2.66
2	117	a	
14	78	a	
4	115	b	2.44
6	127	b	
8	127	b	
5	90	a	2.60
7	99	a	
9	99	a	

\* a:  $M_a \geq M_{r0a}$ , b:  $N_a \geq N_{r0a}$

$$e_s = I_s / (A_{ss} y_s)$$

ここに、 $\sigma_{sa} = f_{sy} / 1.75$ ,  $\sigma_{ra} = f_{ry} / 1.75$ ,  $\sigma_{ca} = f'_c / 3$ ,  $I_s$ : 鉄骨断面の図心に関する断面2次モーメント,  $I_{rc}$ : 鉄筋コンクリート断面の図心に関する換算断面2次モーメント,  $A_{rc}$ : 鉄筋コンクリートの換算断面積,  $A_{ss}$ : 鉄骨の断面積,  $A_{sr}$ : 鉄筋の断面積,  $A_c$ : コンクリートの断面積,  $y_s$ : 鉄骨断面の図心からその縁端までの距離,  $y_c$ : 鉄筋コンクリート断面の図心からその縁端までの距離。

以上の計算式によって計算した設計荷重を、表-6 に示した。破壊荷重と設計荷重との比すなわちいわゆる安全率は、表-6 に示すように、1.97~2.82 であった。

### 6. コンクリートの許容圧縮応力度について

従来から建築学会では、柱の断面算定に用いるコンクリートの許容圧縮応力度を鉄骨量に応じて  $\sigma_{ck}(1-15 p_s')/3$  以下とするように規定している。ここに、 $p_s'$  は圧縮側に配置されている鉄骨断面積の部材断面に対する比率である。このおもな理由として、鉄骨の存在によってコンクリートの充填度が悪くなることが実験によって認められ、実際の施工においても考えられること、および設計式では鉄骨による断面欠損を考慮していないことの補正をする必要があることが挙げられている<sup>2)</sup>。なお、この式における 15 という係数は静的な実験で得られた値3程度よりも著しく大きい値であるが、その理由として中心圧縮に近い柱のようにコンクリートの圧壊で耐力が決まる場合は、ぜい性破壊を起こすので、このような

表-7 破壊荷重の計算値に対する実測値の比 (表-5 より抜粋)

$p_s'$ (%)	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	実測値/計算値
3.0	362	0.92
	407	1.05
	321	0.99
1.4	362	0.94
	407	1.09
	321	1.05
0	362	0.94
	407	0.99
	321	0.99

$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$p_s'$ (%)	実測値/計算値
362	3.0	0.92
	1.4	0.94
	0	0.94
407	3.0	1.05
	1.4	1.09
	0	0.99
321	3.0	0.99
	1.4	1.05
	0	0.99

場合に許容耐力が低くなるように調整することを考慮したと記されている<sup>3)</sup>。本実験の結果は表-7 に示すようであって、圧縮鉄骨比によって破壊荷重の実測値と計算値の比率はほとんど影響を受けていない。これは鉄骨の断面積として実測した断面積を用いたためと思われる。JIS の山形鋼の厚さの許容差は、厚さが 6.3 mm 未満の場合、 $\pm 0.6$  mm であり、実験に用いているような厚さ 3~6 mm の山形鋼の厚さは、公称値よりも 10~20% 小さくとも JIS の許容値以内である。わが国における小型鋼材の断面積は規定ぎりぎり近くまで小さい傾向があることは一般に認められており、本実験に用いた鉄骨の断面積も、表-2 に示すように、山形鋼で 10%、みぞ形鋼で 4% ほど公称断面積よりも小さかった。

建築の規定の基礎となった実験結果<sup>3)4)</sup>の解析には、鉄骨の断面積として公称断面積を用いているようである。いま仮に、圧縮鉄骨比  $p_s'$  を用いたために、コンクリート強度  $f'_c$  が  $f'_c(1-\alpha p_s')$  に低下するという解析結果は、鉄骨の断面積として公称断面積  $A_s$  を実断面積  $A_s(1-\beta)$  の代りに用いて解析したためであると考えてみる。中心軸方向荷重を受ける場合の破壊荷重  $P_u$  を次式で表わすと、

$$P_u = 0.85 A_c f'_c + A_{ss}(1-\beta) f_{sy} + A_{sr} f_{ry}$$

ここに、 $A_c$ ,  $A_{ss}$  および  $A_{sr}$  は、それぞれコンクリート、鉄骨および鉄筋の断面積、 $f'_c$ ,  $f_{sy}$  および  $f_{ry}$  は、それぞれコンクリートの圧縮強度、鉄骨および鉄筋の降伏点である。

前記の仮説により、

$$P_u = 0.85 A_c f_c' (1 - \alpha \rho_s') + A_{ss} f_{sy} + A_{sr} f_{ry}$$

が成立する。したがって、

$$\alpha = \frac{f_{sy}}{0.85 f_c'} \times \frac{A_{ss}}{A_c} \times \frac{\beta}{\rho_s'} \doteq \frac{2}{0.85} \times \frac{f_{sy}}{f_c'} \times \beta$$

ここで、 $f_{sy}/f_c'$  は 10~30 であるので、 $\alpha$  と  $\beta$  との関係は、

$$\alpha \doteq (20 \sim 70) \times \beta$$

となる。すなわち、鉄骨の断面積が公称断面積よりも 10% 小さければ、コンクリート強度が  $(1 - \alpha \rho_s')$  だけ低下したと同じ結果をもたらすことになるのである。ここで  $\alpha$  は 2~7 である。この  $\alpha$  の値は、建築学会の規準を定める際に参考とした実験結果と同程度の値である。

本実験では、 $f_c'$  が建築の場合より大きく、321~407 kg/cm<sup>2</sup> であるので、 $f_{sy}/f_c'$  は 7.4~10.7 となり、鉄骨の実断面積の代りに公称断面積を用いたとすれば、山形鋼の場合  $\beta$  が 0.1 であるので、 $\alpha = 2.0 \sim 2.5$ 、みぞ形鋼の場合  $\beta$  が 0.04 であるので、 $\alpha = 0.7 \sim 0.9$  となっていたはずである。以上、わかりやすいために、中心軸方向荷重を受ける場合について考察したが、偏心軸方向荷重を受ける場合にも、偏心量があまり大きくなければ同様の結果を与える。

以上の考察は、単に一つの考え方にすぎないが、本実験の結果を考慮し、鉄骨の断面積として、実断面積を用いれば、圧縮鉄骨比に応じてコンクリートの許容応力度を低減する必要はないと考えられるのである。大型の土木構造物の場合には、鉄骨として比較的断面の大きいものを用いるので、鉄骨の公称断面積と実断面積との差は小さくなる。また、 $\beta$  が一定の場合でも、 $f_{sy}/f_c'$  が小さくなれば、 $\alpha$  は小さくなるので、コンクリート強度が高い場合には、 $\beta$  の影響は小さくなる。したがって、一般の土木構造物の場合には、鉄骨の断面として公称値を用いても、鉄骨の量によってコンクリートの許容圧縮応力度を変更する必要は必ずしもないと思われる。

破壊荷重における実測値と計算値の比は、用いたコンクリートによって相当に相違している。表-7 に示すように、圧縮強度 362 kg/cm<sup>2</sup> のコンクリートの場合におけるこの比の平均値は 0.95 であって、これ以外の値 1.06 および 1.04 に比して約 1割小さい。鉄骨量の大小、荷重の偏心量の大きさ、等のいかにかわらず小さいのである。圧縮強度 362 kg/cm<sup>2</sup> のコンクリートは、軟練りであって、スランプ 16 cm であり、他のコンクリートの 8 cm よりも著しく大きかった。実験に供したコンクリートの種類が少ないので、明確なことはいえないが、このことは圧縮試験用供試体の強度が同じであっても、鉄骨鉄筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリート部材中のコンクリート強度が異なることのあることを示

唆するものである。

これを設計に採り入れるには、コンクリートのスランプが大きい場合に、その許容圧縮応力度を低減する方法が考えられる。しかし、これらの要因の影響については、必ずしも明確にされていないので、今後の研究に待つことにして、現段階では、これらの要因はすべて安全係数で吸収せざるを得ないであろう。したがって、一般の土木構造物に用いる鉄骨鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの許容圧縮応力度は、現段階では、鉄筋コンクリートの場合と同じとするのが合理的であろう。

## 7. 現行設計法についての検討

5.(1) の計算方法による破壊荷重の、現行設計法による設計荷重に対する比率（これをここでは仮に安全率とよぶことにする）を縦軸に、偏心量を横軸にとり、両者の関係を表わしたのが 図-10 である。ただし、この場合におけるコンクリートの許容圧縮応力度は圧縮強度の 1/3 を採っている。

この図に示されているデータはすべて圧縮破壊を起こしたものであって、DIN などでは鉄筋コンクリートの場合の安全率を 2.1 に採っているケースである。いずれも安全率は 2.1 を超えており、実験でカバーしている範囲では、現行の設計法を採れば十分安全といえる。しかし、偏心量が小さくなれば、安全率は低下する傾向にあるので、偏心量が部材断面の 5% 以下となると、安全率が 2.1 以下となるおそれもある。これを避ける一つの方法は、圧縮部材に対して、少なくとも部材断面の 5% 以上の偏心量を考慮することである。これは、偏心量の非常に小さい場合における予期せぬ偏心量の増加に対処するためにも必要な配慮である。

偏心量が大きくなると、安全率が大きくなるのは、設計では応力分布を三角形分布として弾性計算をしている

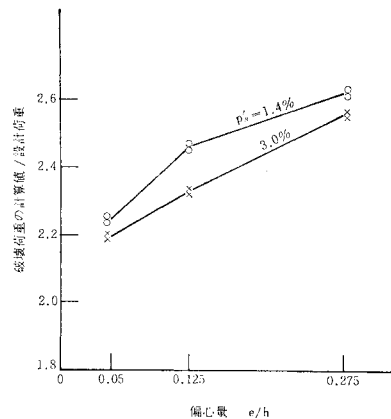


図-10 偏心量と安全率との関係



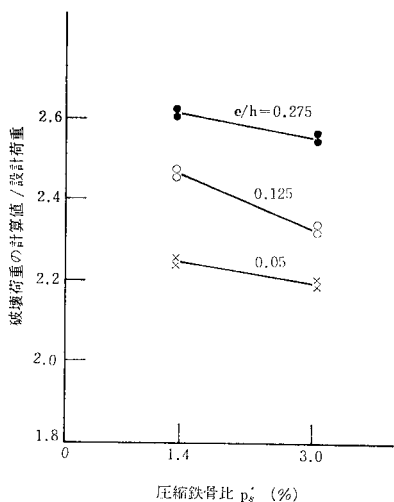


図-11 圧縮鉄骨比と安全率との関係

からである。これに対処するためには、コンクリートの許容圧縮応力度を偏心量の大きさに応じて変えるのも一つの方法であるが、より合理的な方法は終局強度設計法を採用することである。今後その方向に進むことを期待する。

図-11 は圧縮鉄骨比  $p_s'$  と安全率との関係を示したものであって、圧縮鉄骨比が増すと、安全率はいくぶん低下する傾向にある。これは、材料の安全係数として、鉄骨に対する値 (1.75) をコンクリートの値 (3) よりも小さくしているためである。材料に対する信頼性を考慮すると、鉄骨比の増加による安全率のこの程度の低下は、部材の安全性を低下せしめるものではない。

鉄筋量を減じて鉄骨量の 1/8 程度とした No. 4 供試体および No. 5 供試体の力学的性状はなんら他の供試体と変わることはなかった。このことは断面内に引張応力が作用しない場合には、用心鉄筋程度の鉄筋量としても特に支障のないことを示唆するものと思われる。

本実験では、一般に鉄骨と鉄骨とを、200 mm 間隔で、横方向に平鋼を鉄骨に溶接して連結した。平鋼の量は、軸方向に配置した鉄骨量の 20~40% に相当している。このほかに、連結の間隔を 100 mm としたもの (No. 6 および No. 7)、およびまったく連結しなかったもの (No. 8 および No. 9) についても実験を行ったが、これらの間に力学的な性状の相違は認められなかった。これは、断面にせん断力が作用していないこと、鋼材をとり囲んで帯鉄筋が配置されていたこと、等によるものと思われるが、鉄骨と鉄骨とを結ぶ腹材の量を、条件のよい場合には相当程度減じてよいことを示すものと思わ

れる。

## 8. 結 論

鉄骨比、鉄骨鉄筋比、その他を変化させた、200×400×1500 mm の鉄骨鉄筋コンクリート柱供試体 18 体ならびに比較のための鉄筋コンクリート柱供試体 6 体に 3 種類の偏心量について偏心軸方向圧縮力を破壊に至るまで、静的に載荷した結果を解析した結果から、曲げと軸方向圧縮力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート土木構造物の設計に関して、以下の結論を得た。

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は、鉄骨量に応じて減ずる必要はなく、鉄筋コンクリートの場合と同じとしてよい。

(2) 現行の設計法を採ると、曲げモーメントが非常に小さい場合には安全率が低下するので、圧縮部材に対して、最小の偏心量として、部材断面の 5% を考慮するのが望ましい。

(3) 現行の設計法を採ると、圧縮破壊領域では、偏心圧縮の偏心量を大きくするほど安全率が大きくなる傾向にある。これを合理的に設計するために、終局強度設計法の採用が望まれる。

(4) せん断力が小さく、かつ断面内に引張応力が作用しない場合には、鉄骨の 1/8 程度の鉄筋量としても、また、鉄骨と鉄骨を結ぶ腹材の量を組立てに必要な程度にまで減じて、鋼材全体をとり囲む横方向鉄筋を適量配置してあれば、力学的に 1 体として作用することが期待できるものと思われる。

【謝 辞】 本研究は、本州四国連絡橋公団からの受託研究によって行われたものである。実験結果の整理にあたっては、研究員 古沢孝男氏に多大の苦勞をおかけした。ここに、感謝の意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 土木学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 (案)，昭和 50 年 3 月；コンクリート委員会・鉄骨鉄筋コンクリート構造設計小委員会，鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針の概要，土木学会誌，1975 年 10 月。
- 2) 日本建築学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説，1963 年および 1975 年。
- 3) 横尾義貫・若林 実・末永保美・宮村篤典：H 形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究，日本建築学会論文報告集第 135 号，昭和 42 年 5 月。
- 4) 坪井善勝・若林 実：鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究 (その 1) - 偏心荷重をうける柱の実験 -，日本建築学会論文集第 46 号，昭和 29 年 3 月。

(1979. 2. 7・受付)