

# 鋼板で拘束された鉄筋コンクリート梁の曲げ・せん断実験

萩尾 浩也 吉岡 研三  
江戸 宏彰 永原 克己

## Experiments on Shear Behaviors of Reinforced Concrete Beams Confined by Steel Plates

Hiroya Hagio Kenzoh Yoshioka  
Hiroaki Eto Katsumi Nagahara

### Abstract

In case of a tall reinforced concrete tube-framed structure with 70 stories, beams become short-spanned and are subject to great shear forces. It is effective for steel plates to be used instead of stirrups as shear reinforcement for high strength and large ductility. The authors tested short beams confined by steel plates in order to comprehend the characteristics. The results were as follows: ① In case of beams confined by steel plates, flexural strength calculated using the stress-strain relationship of confined concrete evaluates well the experimental results. ② If shear strength is assessed using Method A of "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept" by changing the effective compression coefficient of concrete, a highly ductile behavior of rotational angle of member up to  $40 \times 10^{-3}$  is obtained.

### 概 要

超高層建物コンクリート・チューブ構造建物では、梁部材は短スパン化し、大きなせん断力を受けることになる。このような短スパン梁の高靱性化を図ると共に施工性の高い部材とするためには、せん断補強に鋼板を用いるのが有効である。鋼板拘束梁部材の基本的な弾塑性性状を把握する実験を行なった結果、以下のことが判明した。① 梁を鋼板で拘束補強した場合、曲げ耐力はコンクリートの  $\sigma \sim \epsilon$  関係に拘束効果を考慮すると実験結果を良く評価できる。② 鋼板拘束梁部材のせん断強度は、建築学会の終局強度型耐震設計指針のせん断耐力式 A 法のコンクリートの有効圧縮係数を変えて評価を行なえば、付着破壊を起こすことなく、部材角  $40 \times 10^{-3}$  まで靱性にとんだ挙動が得られる。

## 1. はじめに

当社は、現在41階建の鉄筋コンクリート建物桜宮リバーシティ MKO マンションを大阪で建設中であるが、建設省の高強度・高品質材料を用いた総プロ「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発」に伴い、今後ますます鉄筋コンクリート建物の高層化が進むことが予想されている。また、建物用途も集合住宅のみならずオフィスビルなどへの適用拡大も図られよう。当社では、圧縮強度  $600 \sim 1,200 \text{ kgf/cm}^2$  の超高強度コンクリートを用いた70階建程度の超高層建物を想定し、その構法・施工法を検討するとともに、設計方法に関する基礎的研究を行なっている。想定建物においては、オフィスビルへの適用を考えて比較的内部空間を広くする必要性と、かつ耐震・耐風設計上に有利な架構とするために、チューブ構造を用いた架構形式を採用している。

この様な架構形式を成立させる前提として、実用的な断面を有しながら高い軸方向圧縮力と大きなせん断力に抵抗できる柱や、短スパンという形状から生じる過大な

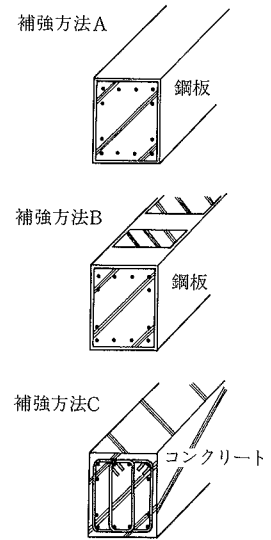
せん断応力に耐えうる梁などの高強度・高靱性部材の開発が必要である。

柱部材に関しては、柱周囲を鋼板で完全に覆い、コンクリートと主筋を拘束することで高圧縮軸方向力下で十分に安定した履歴特性が得られる部材を開発し<sup>1)</sup>、高軸方向力を受ける曲げ材としての設計方法を確立している。また、チューブ構造の構成部材である短スパン梁については、その高せん断力や高配筋化による付着割裂（全割裂）の防止までを考えた主筋の X 形配筋梁が開発され、MKO マンションで実用化されている<sup>2)</sup>。しかし、その主筋の加工精度や配筋手順の複雑さの問題があり、短工期省力化の面から不利な点が指摘されている。そこで、鉄筋の配筋に関する施工性の向上と、高応力下で安定した構造的挙動を確保するために柱と同様に周囲全体を鋼板で巻き、鋼板をせん断補強として用いるとともにコンクリートと主筋を拘束する方法を梁部材にも採用することにした<sup>3)</sup>。

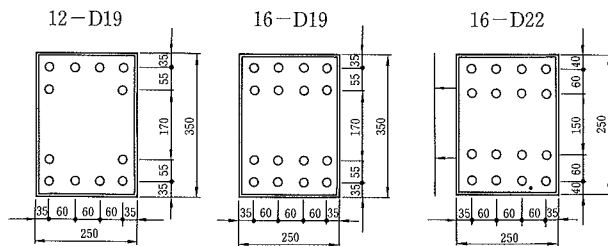
この鋼板拘束梁部材について、基本的な弾塑性性状を把握するための実験を行なったので、以下に報告する。

表一 試験体一覧

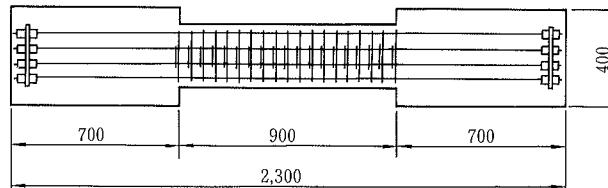
試験体	b×D ℓ <sub>0</sub> (cm)	M/Qd	cσ <sub>B</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	主筋		せん断補強			備考 補強方法
				配筋 (SD40)	a <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) p <sub>t</sub> (%)	鋼板 (SS41)	p <sub>w</sub> (%)	p <sub>w</sub> ・wσ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	
CG01	25×35 90	1.52	598	上下端共 6-D19	a <sub>t</sub> =17.2 p <sub>t</sub> =2.32	ℓP-4.5	3.38	74	A
CG02			634			ℓP-3.2	2.40	61	
CG03			662			ℓP-2.3	1.72	52	
CG04			669			ℓP-1.2	0.95	21	
CG05			704			ℓP-3.2 上面ℓP-50×6.0 @95	2.40	61	
CG06			690	4-D10 @50	2.28	86	C		
CG07			1,119	ℓP-3.2	2.40	61	A		
CG08			1,178	ℓP-1.2	0.95	21			
CG09			461	ℓP-3.2	2.37	65			
CG10			473	ℓP-2.3	1.78	60			
CG11			885	上下端共 8-D19	a <sub>t</sub> =23.0 p <sub>t</sub> =3.19	ℓP-2.3 上面ℓP-50×4.5 @95		1.78	60
CG12			449	4,2-D10交互 @50	1.70	32	C		
CG13			479	上下端共 8-D22	a <sub>t</sub> =31.0 p <sub>t</sub> =4.42	ℓP-3.2	2.37	65	A
CG14			503			ℓP-3.2	2.37	65	
CG15			926			ℓP-3.2	2.37	65	



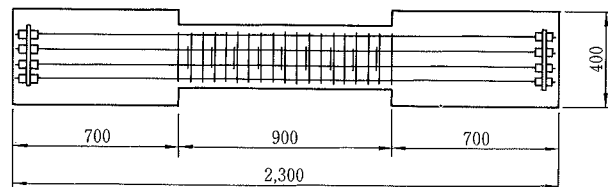
図一 せん断補強方法



図二 鋼板補強の試験体の断面図



図三 CG06の配筋図



図四 CG13の配筋図

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体総数は全部で15体で、せん断補強があばら筋によるものが2体で、鋼板補強による試験体が13体である。鋼板補強による試験体のうち、梁の外周全体を鋼板で巻いたものが11体で、スラブとの取り合いを考慮して梁上

表二 鉄筋及び鋼板の材料試験結果

種類	呼び名 又は 板厚	降伏強度 wσ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 wε <sub>y</sub> (×10 <sup>-6</sup> )	最大強度 σ <sub>max</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)
鉄筋	D10	3,770	2,190	5,300	1.83	17.5
	D19 <sup>1)</sup>	4,060	2,110	5,990	1.93	17.7
	D19 <sup>2)</sup>	4,750	2,770	5,990	1.87	17.6
	D22	4,230	2,510	5,990	1.87	17.6
鋼板	ℓP-6.0 (5.73) <sup>3)</sup>	3,550	1,770	4,840	2.11	25.2
	ℓP-4.5 (4.22) <sup>3)</sup>	2,200	1,080	3,420	2.10	28.1
	ℓP-3.2 (3.00) <sup>3)</sup>	2,550 <sup>4)</sup>	3,300 <sup>4)</sup>	3,960	1.96	27.4
	ℓP-2.3 (2.15) <sup>3)</sup>	3,020	1,780	3,930	2.09	24.3
	ℓP-1.2 (1.19) <sup>3)</sup>	2,260	1,340	3,440	2.10	34.6

- 1) CG01～CG08の主筋に使用
- 2) CG09～CG13の主筋に使用
- 3) ( )内は鋼板の測定厚さ [mm]
- 4) 明瞭な降伏点がなく、オフセットの降伏点を用いた。

面の鋼板(幅50mm)を95mm間隔にバンド状に配置した試験体が2体(CG05, CG12)である(図一参照)。主な実験変数はコンクリート強度(450～1,200kgf/cm<sup>2</sup>)とせん断補強量と主筋量(p<sub>t</sub>=2.32～4.42%)及び補強方法となっている。表一に試験体一覧を示す。梁の断面形状は、実物の約2/5の25cm×35cmで、鋼板補強による試験体の断面図を図二に示す。あばら筋補強によるCG06及びCG13の配筋図を図三および図四に示す。梁の両端部には、加力のためのstubが配置されており、このstub部分が破壊するのを防ぐために、stub幅を40cmとして梁幅より大きくした。試験体のコンクリート

打設方法は、先に梁部分を垂直に立てて打設し、一定の強度発現を確認して横に倒し、左右の stub を打設した。

2.2 使用材料の性質

コンクリートの設計基準強度  $F_c$  は、420 kgf/cm<sup>2</sup> と 800 kgf/cm<sup>2</sup> とし、スランプの目標値は、それぞれ 18 cm, 21 cm とした。なお、 $F_c=800$  kgf/cm<sup>2</sup> ではシリカヒュームを混入（混入率10%）した。表-2 に梁部分の鉄筋及び鋼板の材料試験結果を示す。

2.3 実験方法

実験は建研式加力装置で行なった。試験体は立ててセットし、実験時の入力せん断力は、100 tf 油圧ジャッキを用いて梁の中央に曲げモーメントの反曲点が生じるように加力した。なお加力装置の都合上、水平加力治具の重量 7.8 tf が軸力として作用している。左右の stub 間の相対変位は、精度 1/100 mm のマグネスケールを用い、軸方向変位は精度 1/1,000 mm の高感度変位形を用いて測定した。また、各試験体の主筋のひずみは22ヶ所測定を行なった。鋼板ではロゼット・ゲージ（三方向ゲージ）4ヶ所、一軸ゲージと二軸ゲージをあわせて12ヶ所、あばら筋は28ヶ所のひずみを測定した。

3. 実験結果

図-5 に各試験体の荷重～変位曲線を示す。主筋量  $p_t$  が2.32%では、鋼板厚を 1.2 mm 程度でコンクリート強度  $c\sigma_B$  が 670 kgf/cm<sup>2</sup> (CG04) でも、 $c\sigma_B=1,120$  kgf/cm<sup>2</sup> (CG08) でも部材角が増加するにつれ徐々に耐力が低下したが、鋼板の板厚が 2.3 mm 程度では  $c\sigma_B=670$  kgf/cm<sup>2</sup> (CG03) で十分に安定した挙動が得られた。これよりも鋼板を厚くしても鉄筋比が釣合鉄筋比以下であるため、耐力・靱性ともはほぼ同じである。一方、板厚が 2.3 mm でも  $p_t=3.19\%$  に増やした場合、コンクリート強度が 470 kgf/cm<sup>2</sup> (CG10) では十分な靱性が確保できないが、約 900 kgf/cm<sup>2</sup> の高強度コンクリートを用いる (CG11) と靱性にとんだ挙動になる。しかし、単に板厚を 3.2 mm (CG09) にしただけでは効果がなかった。更に主筋量を増し、配筋限界と思われる  $P_t=4.42\%$  にすると、3.2 mm 鋼板と 500 kgf/cm<sup>2</sup> のコンクリート強度を組み合わせても (CG14) あまり靱性が良くないが、900 kgf/cm<sup>2</sup> ぐらいの高強度コンクリート (CG15) を使用すれば、多少靱性を改善することができた。せん断補強方法の違いについては、CG02とCG05やCG10とCG12のように同じ鋼板補強でもコンクリートの全面を補強した試験体 (A-type) とスラブとの取り合いを考慮して梁上面だけバンド状になっている試験体 (B-type) ではあまり性状に大きな違いはなかった。また、同じせん断補強量だとあばら筋による補強でも鋼板補強によるものでも良い性状の荷重～変位関係が得られるが、鋼板補強のCG10とあばら筋補強のCG13を比較した場合、CG13が若干靱性があるのは中間筋まで拘束できる中子筋が効果があるためだと思われる。

表-3 曲げ終局強度一覧

試験体	実験値		解析値							
	最大耐力 $tQ_u$ (tf)	破壊 形式	学会略算式 $cQ_{Mu}$ (tf)	精算解 $cQ_{M1}$ (tf)	精算解 $cQ_{M2}$ (tf)	精算解 $cQ_{M1}$	精算解 $cQ_{M2}$			
CG01	53.4	F	41.6	1.28	45.7	1.17	48.4	1.10		
CG02	51.8			1.25	46.0	1.12	48.4	1.07		
CG03	50.4			1.21	46.6	1.08	48.4	1.04		
CG04	42.7	FS		1.03	46.7	0.91	48.2	0.86		
CG05	49.6	F		1.19	46.7	1.06	48.7	1.02		
CG06	48.8			1.17	44.5	1.10	48.6	1.00		
CG07	51.5			1.24	49.6	1.03	49.8	1.03		
CG08	44.8	FS		1.08	49.4	0.90	49.7	0.90		
CG09	63.5	FSB		62.7	1.01	64.0	0.99	67.5	0.94	
CG10	62.2				0.99	64.4	0.97	67.5	0.92	
CG11	66.8	F			1.07	70.7	0.94	72.6	0.92	
CG12	61.2	FSB			0.98	63.6	0.96	66.9	0.91	
CG13	62.4				0.99	64.4	0.97	67.5	0.92	
CG14	69.7	S			73.3	0.95	73.5	0.95	77.4	0.90
CG15	76.1	FSB				1.04	81.6	0.93	84.0	0.91

$tQ_u$  : 正加力時の最大耐力  
 $cQ_{M1}$  : コンクリートの  $\sigma-\epsilon$  関係に sin 曲線により定式化した曲線と鉄筋の  $\sigma-\epsilon$  関係にひずみ硬化を考慮せずに定義した場合の精算解  
 $cQ_{M2}$  : コンクリートの  $\sigma-\epsilon$  関係に拘束効果を考慮して定式化した曲線と鉄筋の  $\sigma-\epsilon$  関係にひずみ硬化を考慮せずに定義した場合の精算解  
 F : 曲げ破壊 S : せん断破壊 FS : 曲げ降伏後のせん断破壊  
 FSB : 曲げ降伏後にせん断破壊と付着破壊が混合した破壊形式

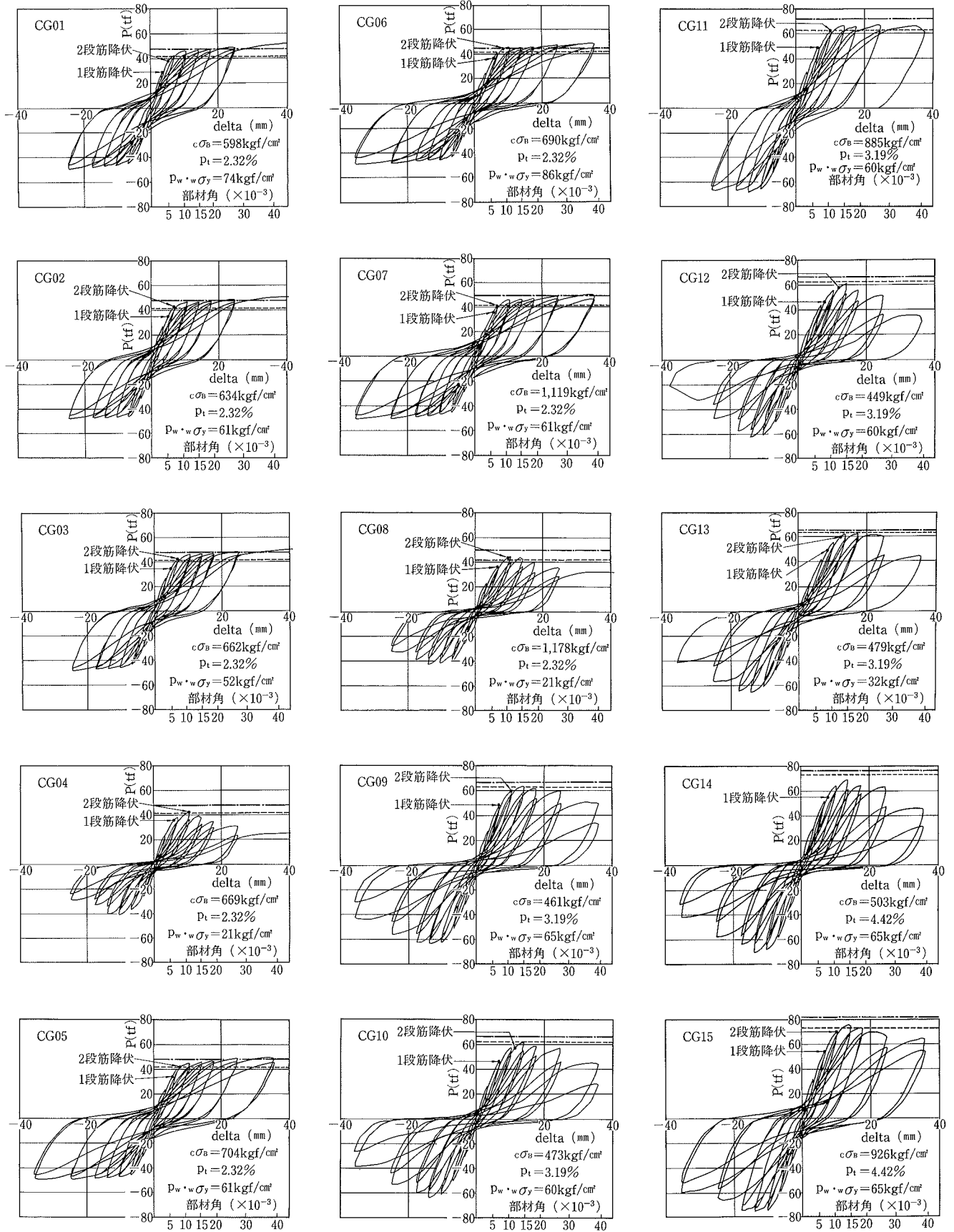
4. 解析結果

4.1 曲げ終局強度

本実験の試験体の曲げ終局強度を学会終局強度略算式を用いて計算した場合 ( $cQ_{Mu}$ ) と、材料の  $\sigma-\epsilon$  関係を sin 曲線により定式化して求めた場合 ( $cQ_{M1}$ ) と、コンクリートの拘束効果を考慮した  $\sigma-\epsilon$  関係を用いて計算した場合 ( $cQ_{M2}$ ) とを実験時最大耐力と比較・検討した (表-3 参照)。その結果、コンクリートの材料特性に拘束効果を考慮した  $\sigma-\epsilon$  関係を用いて計算した精算解が実験の最大耐力と良く対応した。

4.2 せん断終局強度

鋼板で拘束された部材のせん断強度算定式は、現在のところ適切な推定式が提案されていない。ここでは、本実験のせん断終局強度を、荒川 min 式及び日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」(以下、終局強度型耐震設計指針と呼ぶ) に示された A 法を用いて検討を行なった (表-4 参照)。この結果、荒川 min 式では今回の実験結果とあまり良い対応を示さない。また終局強度型耐震設計指針の A 法については、今回の実験で高強度コンクリート (630 kgf/cm<sup>2</sup> 以



--- コンクリートの拘束効果を考慮した場合の計算値 ( $cQ_{M2}$ )

..... 学会略算式による計算値 ( $cQ_{Mu}$ )

図-5 荷重～変位曲線関係

表-4 終局強度型耐震設計指針 A 法による計算結果

試験体名	実験値		計 算 値						
	最大荷重	荒川min式		A 法				(1)式によるせん断耐力 (R=1/25)	
		非ヒンジ		ヒンジ部材 (R=1/25)					
		$iQ_u$ (tf)	$cQ_{S1}$ (tf)	$iQ_u$ $cQ_{S1}$	$cQ_{S2}$ (tf)	$iQ_u$ $cQ_{S2}$	$cQ_{S3}$ (tf)	$iQ_u$ $cQ_{S3}$	$cQ_{S4}$ (tf)
CG01	53.4	35.0	1.53	77.6	0.69	33.6	1.59	73.2	0.73
CG02	51.8	34.5	1.50	73.8	0.70	34.0	1.52	71.4	0.73
CG03	50.4	34.1	1.48	69.9	0.72	34.2	1.47	68.8	0.73
CG04	42.7	29.7	1.46	41.4	1.03	15.0	2.84	41.0	1.04
CG05	49.6	36.3	1.37	74.2	0.67	34.3	1.45	74.9	0.66
CG06	48.8	38.5	1.27	81.8	0.60	34.3	1.42	81.8	0.60
CG07	51.5	46.9	1.10	53.6	0.96	22.0	2.34	86.5	0.59
CG08	44.8	42.7	1.05	32.0	1.40	15.0	2.98	47.7	0.94
CG09	63.5	30.3	2.10	69.3	0.92	30.3	2.10	60.8	1.04
CG10	62.2	30.1	2.07	68.3	0.91	30.7	2.03	60.5	1.02
CG11	66.8	40.7	1.64	70.1	0.95	31.9	2.09	81.3	0.82
CG12	61.2	29.4	2.08	67.3	0.91	29.9	2.05	58.7	1.04
CG13	62.4	26.7	2.34	70.3	0.88	31.2	2.00	63.2	0.99
CG14	69.7	31.4	2.22	71.4	0.98	31.6	2.21	61.8	1.13
CG15	76.1	42.6	1.79	70.0	1.09	30.7	2.48	81.9	0.93

注 実験値は正加力時の値  
ヒンジ部材は、ヒンジ領域内と領域外とも同じ値

上) を用いた試験体と引張主筋比が4.42%の試験体が適用範囲外となっているが、そのまま適用してみるとやはり今回の実験結果とあまり良い対応を示さない。特に高強度コンクリートを使用した試験体は、A法におけるコンクリート有効圧縮係数  $\nu_0$  がA法の適用範囲を大きく逸脱しているためそのまま使用すると過小評価となり、せん断強度が低く評価されたためと思われる (図-7(a)参照)。また、これら全試験体はA法においてはせん断抵抗機構がトラス機構のみで構成されているが、通常のあばら筋を用いていない試験体では必ずしも適切な評価になっていないと考えられる。ここでは、コンクリート強度が約1,200 kgf/cm<sup>2</sup>まで適用できる鋼板拘束梁のせん断耐力として、終局強度型耐震設計指針のA法を利用すべく、コンクリート有効圧縮係数の検討を行なった。図-6に横軸にコンクリート強度、縦軸にコンクリート有効圧縮係数を取り、精算解による曲げ耐力時のせん断力から逆算して求めた最小のコンクリート圧縮有効係数をプロットした。その結果(1)式が得られた。また参考までに図-6にCEB-Codeにおける  $\nu_0$  を載せた。

$$\nu_0 = 0.47 - c\sigma_B / 6,000 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで取り扱っている梁部材は両端にヒンジを計画する部材で、部材角  $40 \times 10^{-3}$  までせん断破壊しないように計画したものである。(1)式よりも上にあるものは耐力を保持できない試験体で、これよりも下にあるものは耐力を保持できた試験体となる。よって、この(1)式にしたがって補強を行なえば、曲げ降伏後も大きな耐力低下もなく部材角  $40 \times 10^{-3}$  まで十分に靱性にとんだ挙動を示す。この(1)式を利用して計算した結果を表-4及び図-7

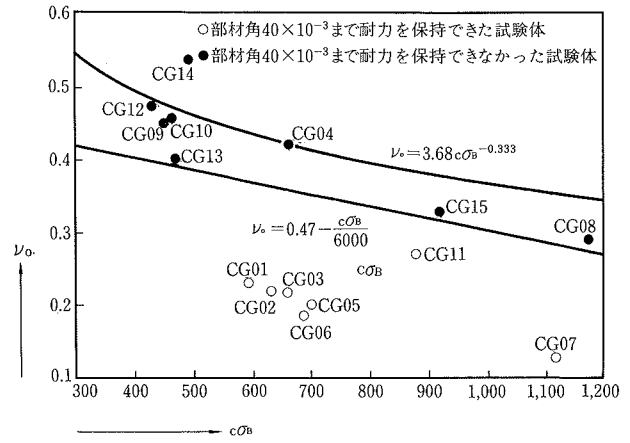


図-6  $\nu_0$  と  $c\sigma_B$  との関係

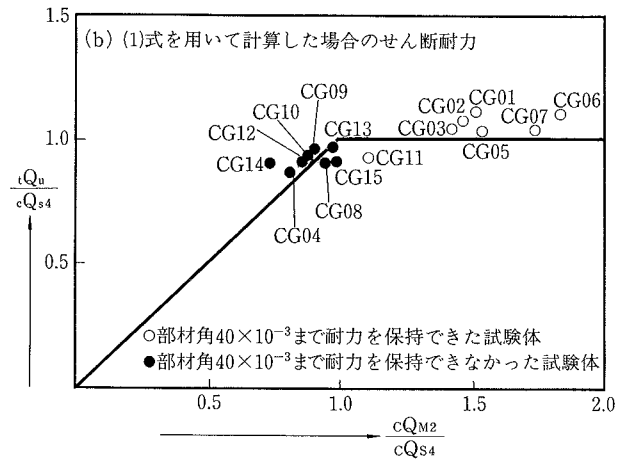
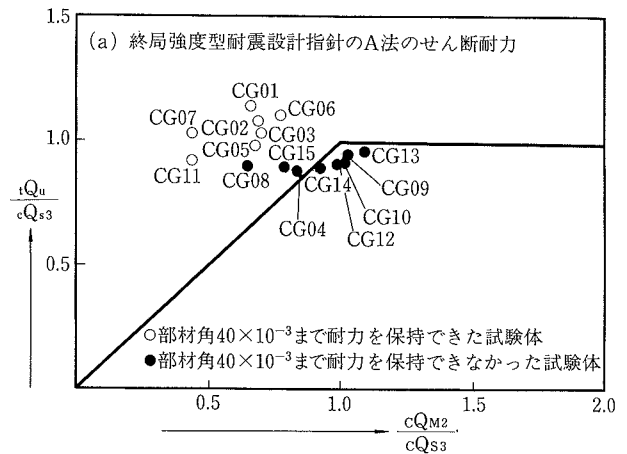


図-7 せん断強度算定値と実験値の比較

(b)に示す。

4.3 付着の検討

本実験の試験体における付着の検討を、終局強度型耐震設計指針に示されている付着の検討手順に基づいて行なった。その検討結果を表-5に示す。

付着の検討を行なう際には、せん断補強に鋼板を用いた試験体は載荷途中の様子が分からないため実験終了後鋼板を取り除いて観察した結果から判断した。曲げ破壊

表—5 付着の検討

試験体名	曲げ作用による 付着応力 $\tau_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	トラス作用による 付着応力 $\tau_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	主筋の付着強度 $\tau_{bu}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	付着割裂の 判定
CG01	66.3	—	83.4	OK
CG02	66.3	—	69.7	OK
CG03	66.3	—	79.7	OK (精算)
CG04	66.3	47.6	60.6	OK (精算)
CG05	66.3	—	73.5	OK
CG06	66.3	—	85.8	OK (精算)
CG07	66.3	—	92.7	OK
CG08	66.3	66.7	80.4	OK (精算)
CG09	77.1	95.2	80.6	OK (精算)
CG10	77.1	95.8	69.1	No
CG11	77.1	—	94.5	OK (精算)
CG12	77.1	94.6	67.3	No
CG13	77.1	95.8	69.6	No
CG14	78.8	95.0	61.6	No
CG15	78.8	97.2	83.9	OK (精算)

注) CG01~CG03, CG05~CG07, およびCG11は両端に塑性ヒンジができる(両端ヒンジ)部材として扱い, 他は塑性ヒンジが生じない(非ヒンジ)部材として取扱った。

した試験体はすべて付着割裂破壊しなかった。しかし, CG11は側面には二段筋に沿って付着ひび割れが入っていた。その他の曲げ破壊した試験体は, 付着ひび割れは見られなかった。なお, CG04, CG08, CG14は破壊形式はせん断破壊で決まった試験体なのでこれらを除いて付着の検討を行なった。付着割裂破壊すると判定された試験体 CG10, CG12, CG13と付着割裂しまいと判定された試験体 CG15はせん断破壊と付着割裂破壊が混合したような破壊形式であった。これらの試験体は, 部材角 $40 \times 10^{-3}$ まで耐力を保持できなかった試験体として, せん断破壊型と判定した。せん断補強をあばら筋で行なったCG13は, せん断破壊による側面のななめひび割れとほぼ同時に上面の縦のひび割れが大きく進展した。鋼板で補強を行なった試験体は付着ひび割れの入り方が特徴的で, 上下面にはコーナー筋ではなく中間筋に沿って縦に割り裂きのような付着ひび割れが入り, 側面には二段筋に沿って付着ひび割れが入っていた。このようなひび割れモードは通常のRC部材とは異なっており, 通常のRC部

材と異なった付着破壊を起こす可能性が考えられる。

しかしながら, 実際の設計において付着破壊の恐れのあるような配筋になっても, せん断補強に鋼板を用い, (1)式でせん断設計していれば, 付着破壊することなく部材角 $40 \times 10^{-3}$ までは十分に靱性にとんだ挙動が得られる。

## 5. まとめ

70層程度の超高層建物を鉄筋コンクリート・チューブ構造で建設する場合, 梁部材は短スパン化し, 大きなせん断力を受けることになる。そこで, そのような短スパン梁の高靱性を計るとともに施工性の高い梁部材とするために, せん断補強に鋼板を用いることとした。その鋼板梁部材の基本的な弾塑性性状を把握する実験を行ない, その結果を検討した結果, 以下のことが分かった。

① 軸力がほとんど作用しない梁を鋼板で拘束補強した場合の曲げ終局強度は, コンクリートの材料特性に拘束効果を考慮した $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を用いて計算すると良い。

② 拘束梁のせん断耐力を, コンクリート有効圧縮強度を(1)式に変えて終局強度型設計指針のA法を用いて評価を行なえば, 付着破壊を起こすことなく, 部材角 $40 \times 10^{-3}$ までは大きな耐力低下もなく靱性にとんだ部材とすることができる。

## 追記

日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」に示されているせん断強度の計算を行なう際, 東京大学工学部の田才 晃氏が作成したプログラムを使用させて頂きました。

## 参考文献

- 1) 武田寿一, 吉岡研三, 永原克巳, 金沢正明, 他: チューブ構造による41階建RC建物の耐震設計(その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集C分冊, p. 777~778, (1989. 10)
- 2) 武田寿一, 吉岡研三, 江戸宏彰, 関根正孝, 他: チューブ構造による41階建RC建物の耐震設計(その4)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集C分冊, p. 773~776, (1989. 10)
- 3) 吉岡研三, 江戸宏彰, 永原克巳, 萩尾浩也, 他: 高強度コンクリートを用いた鋼板拘束鉄筋コンクリート梁に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C分冊, p. 265~266, (1990. 10)