

論文 鉄板補強した低強度コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究

福田 幹夫*1 窪田 敏行*2

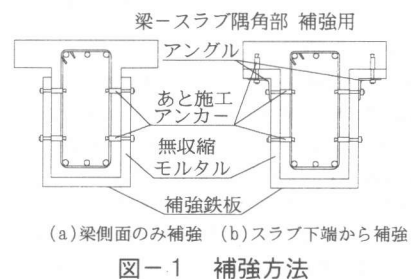
要旨: コンクリート強度が $F_c 12 \text{ N/mm}^2$ とやや低く、せん断補強筋比の少ない T 型断面 RC 梁をスラブ下端まで鉄板を取り付け補強した梁の実験を行い、主に $F_c 18 \text{ N/mm}^2$ の実験結果と比較検討した。応力伝達機構を考慮した計算値は、 $F_c 12$ ではボルト径の太い試験体では実験値に対してほぼその耐力評価ができると考えられる。しかし、ボルト径が細い場合は低めの評価をした。その原因は、曲げ圧縮を受ける側での圧壊が見られたことから曲げ耐力と比較したところ計算値は実験値に対し 20% 以内の評価で、破壊モードが異なったためと考えられる。
キーワード: コンクリート強度、せん断補強筋比、鉄板補強、せん断耐力

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震を契機として中・低層鉄筋コンクリート（以下 RC）造建物、特に学校建物などの耐震診断・耐震補強が盛んに行われるようになった。しかし、コンクリート強度の低い、特に $F_c 10 \text{ N/mm}^2$ 程度の場合は指針強度判定式¹⁾の使用範囲外となり、耐震診断の判定ができないことになる。しかしながら、平面的・立面的にバランスが採れている建物については適当な補強がなされれば継続使用が可能となる場合があると考えられる。

前報では、せん断補強筋比の少ない $F_c 18 \text{ N/mm}^2$ 程度の普通強度のコンクリートを使用した RC 梁をスラブを除く梁部分に U 型鉄板を取り付けてせん断補強した場合の補強効果について報告した⁴⁾。本報告では、 $F_c 12 \text{ N/mm}^2$ 程度とコンクリート強度がやや低くせん断補強筋比（以下、 P_w ）の少ない T 型断面梁をスラブ下端から鉄板で覆い補強した場合のせん断耐力について繰り返し加力実験を行い、せん断補強効果について $F_c 18 \text{ N/mm}^2$ の実験結果⁵⁾と比較検討したものである。

RC 梁のせん断補強方法としては、スラブに穴を開けて鉄筋や帯板を巻き付けてその周囲にかぶりコンクリートやモルタルを増し打ちする工法が推奨されている。この工法ではスラブに穴を開ける手間や増し打ちコンクリート用の型枠の設置などに手間がかかるため、図-1(a)に示すようにスラブより下側の梁部分に金属拡張型あと施工アンカー（以下、アンカー）を打ち込み全ネジボルト（以下、ボルト）を介して補強鉄板を取り付ける工法が考えられる。しかしながら、この工法では実験の結果、最大耐力時に曲げ圧縮を受ける側でスラブと梁の境界で分離破壊を生じる結果が得られている⁴⁾。この破壊を防ぐために、図-1(b)のようにスラブ下側まで補強鉄板を取り付けて補強を行った。そのため、RC 梁に生じたせん断力は梁側面のボルトのせん断



2. 鉄板補強した RC 梁の応力伝達機構

2.1 応力伝達機構

*1 近畿大学助手 理工学部建築学科 工修

*2 近畿大学教授 理工学部建築学科 工博

耐力 Q_a とスラブ下端のボルトの引張り耐力 T_a の合力として補強鉄板に伝達されると考えられる。梁側面のボルトにより伝達されるせん断力 Q_a は次式で求まる¹⁾。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \dots (1)$$

$$Q_{a1} = 2 \cdot (0.7 \cdot m \sigma_y \cdot a_e)$$

$$Q_{a2} = 2 \cdot (0.3 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_s} \cdot a_e)$$

また、スラブ下端のボルトによる引き抜き耐力は図-2のように隅角部補強用アングルの曲げ耐力も考慮した次式で求まる¹⁾。

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \dots (2)$$

$$T_{a1} = 2 \cdot (m \sigma_y \cdot a_e)$$

$$T_{a2} = 2 \cdot (0.75 \cdot \sqrt{\sigma_s} \cdot A_c)$$

$$T_{a3} = 2 \cdot My / \alpha$$

一方、このようにボルトを介して伝達されたせん断力により補強鉄板は

図-2 隅角部補強用アングルの曲げ変形

まで負担することが出来ると考えられる。そのため、スラブ下端まで補強鉄板を取り付けた場合の伝達せん断力 Q_s は次式で求まる。

$$Q_s = \min(Q_a + T_a, Q_p)$$

この伝達されたせん断力 Q_s について、補強による耐力増加は梁側面上下のボルトが補強鉄板の負担せん断力に対してトラス機構を形成すると考えられる。そのため、学会A法、靱性式を文献⁴⁾に準拠し書き換え耐力評価を行うものとする。また、荒川mean式については Q_s を $P_w \cdot \sigma_w y$ に換算し加えることとした(ただし $P_w \leq 1.2\%$)。

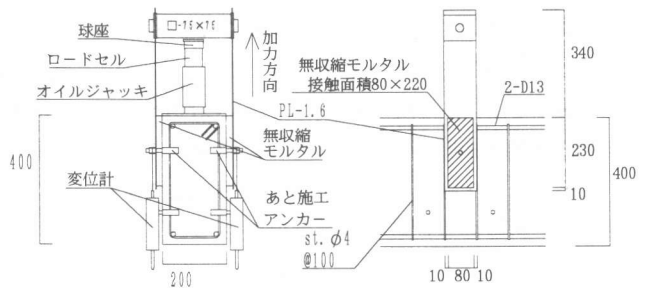
[Memo] Q_a : 梁側面のアンカーのせん断力耐力 Q_{a1} : 鋼材のせん断耐力, Q_{a2} : コンクリートの支圧耐力, T_a : スラブ下端のアンカーの引張り耐力, T_{a1} : 鋼材の引張降伏耐力, T_{a2} : コーン状破壊による引張り耐力, T_{a3} : 隅角部補強用アングルの曲げ耐力, Q_p : 補強鉄板の引張り降伏耐力, $m \sigma_y$: 金属系アンカーの降伏点強度, a_e : 接合面におけるアンカー本体またはアンカー筋の断面積, σ_s, E_c : コンクリート圧縮強度ヤング率, A_c : コーン状破壊面のアンカー1

本当たりの有効水平投影面積 A_s , $s \sigma y$: ボルト一問隔分の補強鉄板の水平断面積, 降伏強度, My : 隅角部補強用アングルの降伏曲げモーメント, α : ナットからアングル隅角部までの長さ

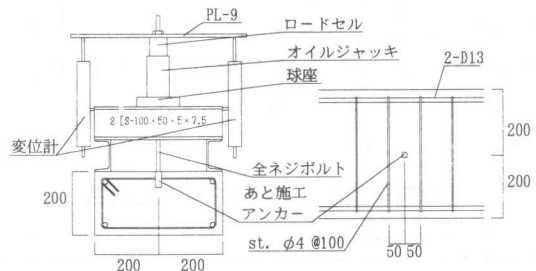
2.2 低高度コンクリートに打込んだあと施工アンカーの強度確認実験

$F_c 12N/mm^2$ の低強度コンクリートについて(1), (2)式の妥当性を検討するための強度確認実験を行った。実験は図-3に示すように、あと施工アンカーのせん断試験と引抜き試験である。試験体はM6, M8, M12のボルト径のあと施工アンカーで、後述する梁の実験で用いたように予め型枠の所定の位置に設置した後コンクリートを打設した場合(以下、打込み)と、コンクリート打設後4週目にドリルで穴を開けて打ち込んだ場合(以下、あと施工)の2種類で試験を行った。

実験の結果、破壊モードはせん断試験ではコンクリートの支圧破壊、引抜き試験ではコンクリートのコーン状破壊であった。実験値と計算値の比較を図-4に示す。せん断試験の結果、打込みとあと施工ではボルト径がM12ではやや実験値が計算値よりも小さくなっていたが±20%の範囲内で



〔ボルトせん断試験〕



〔引抜き試験〕

図-3 せん断・引抜き試験

あり耐力評価ができると考えられる。引抜き試験ではあと施工の場合実験値にばらつきがあるが実験値は計算値よりも大きめに評価しており、(1)、(2)式で耐力評価ができると考えられる。あと施工の実験値を基準にした打込みの実験値は、せん断試験ではM6で平均1.6倍,M8で1.6倍,M12で

1.1倍となり、引抜き試験では,M6で1.2倍,M8で1.6倍,M12で1.2倍大きくなっていった。表-1にFc12の配合表を示す。なお、圧縮強度は,Fc12で 15.3N/mm^2 ,Fc18で 23.5N/mm^2 で,Fc12の場合圧縮強度が目標強度よりやや大きめとなっていた。

表-1 Fc12配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
10	21	93	56.2	220	237	942	775	2.37

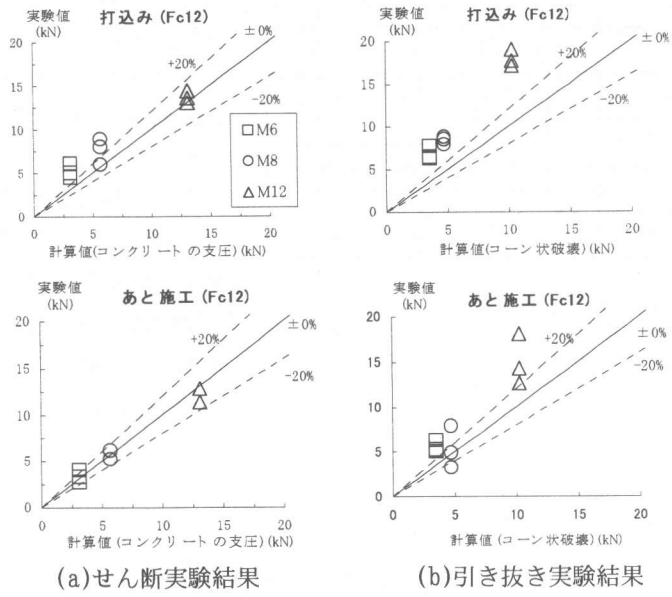


図-4 実験値と計算値

3. 鉄板補強梁の耐力確認実験

3.1 試験体および実験方法

試験体は、図-5に示したように断面の大きさが15cm×30cmで厚さ6cm(片幅8cm)のスラブ付きT型断面で約1/2縮尺のものである。主筋にはD13(SD785)の高強度鉄筋を、試験区間のせん断補強筋はφ4の焼き鈍し鉄線を100mm間隔で配筋した。補強鉄板はスラブ下端まで覆うU型鉄板で、スラブ下端と梁側面の所定の位置に設置した後施工アンカーにボルトを介して取り付けた。また、スラブ下端と梁側面の境界部にアングル(L50×50,長さ80mm)を取り付け補強した。

試験体数は表-2に示したようにM6ボルト@80mm間隔で補強鉄板を取り付けた場合を基準としてボルト径をM8,M12と変化さ

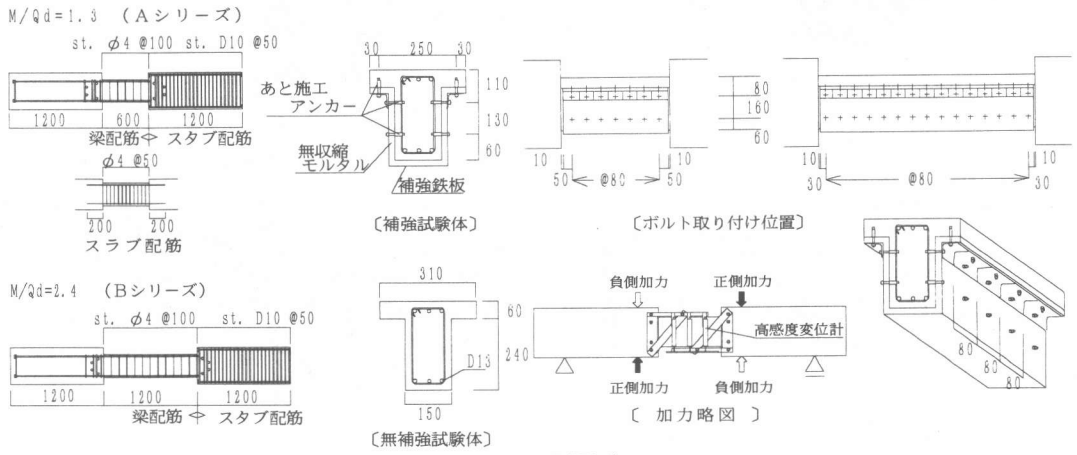


図-5 試験体

せた試験体各1体と、補強効果を確認するために補強鉄板を取り付けない無補強試験体の4種類でせん断スパン比M/Qdを1.3(Aシリーズ)と2.4(Bシリーズ)でそれぞれFc12とFc18(粗骨材の最大粒径10mm)とした計16体である。加力は、試

験区間に逆対称モーメントが生じる大野式加力で試験区間の相対変形角Rが±1/800rad.で1回、±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/50rad.でそれぞれ2回づつ正負繰り返し加力を行った(Fc12・M/Qd=2.4では+1/25rad.まで加力した)。変位は

図-5に示すように試験体片面で3ヶ所計6ヶ所測定した。

3.2 実験結果

試験区間のせん断力Q-部材角R包絡線を図-6に、代表的な試験体の最終ひび割れ状況を図-7にそれぞれ示した。無補強試験体のひび割れ状況は、Fc18の99A1(M/Qd=1.3)では1/800rad.で曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し、1/

表-2 試験体緒元および材料強度

Fc	No.	M/Qd	主筋	Pt(%)	Pw(%)	補強鉄板 厚さ(mm)	ボルト径 ピッチ	σ_B	E_c
12	00A1	1.3	3-D13	0.71	0.14	無	補強	14.5	1.64
			3-D13	0.71	0.14	1.6	M6 @80	14.3	1.68
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M8 @80	16.2	1.73
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M12 @80	15.8	1.53
	00B1	2.4	3-D13	0.71	0.14	無	補強	14.3	1.72
			3-D13	0.71	0.14	1.6	M6 @80	13.8	1.77
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M8 @80	14.9	1.71
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M12 @80	15.5	1.64
18	99A1	1.3	3-D13	0.71	0.14	無	補強	25.5	2.14
			3-D13	0.71	0.14	1.6	M6 @80	25.2	2.04
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M8 @80	27.3	2.04
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M12 @80	27.3	2.04
	99B1	2.4	3-D13	0.71	0.14	無	補強	25.0	2.14
			3-D13	0.71	0.14	1.6	M6 @80	26.2	2.45
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M8 @80	25.6	2.55
			5-D13	1.18	0.14	1.6	M12 @80	27.4	2.14

		σ_y	σ_{max}	E
鉄筋	D13	806.5	1014	2.00
	$\phi 4$	172.5	291	1.80
全ネジ ボルト	M6	437	545	1.67
	M8	477	522	1.70
	M12	437	512	1.72
鉄板	PL1.6	260	310	1.94

Memo

Fc:設計基準強度(N/mm²)

σ_B , E_c : 圧縮強度(N/mm²), ヤング率($\times 10^4$ N/mm²)

σ_y , σ_{max} : 降伏応力度, 引張強度(N/mm²)

E: ヤング率($\times 10^5$ N/mm²)

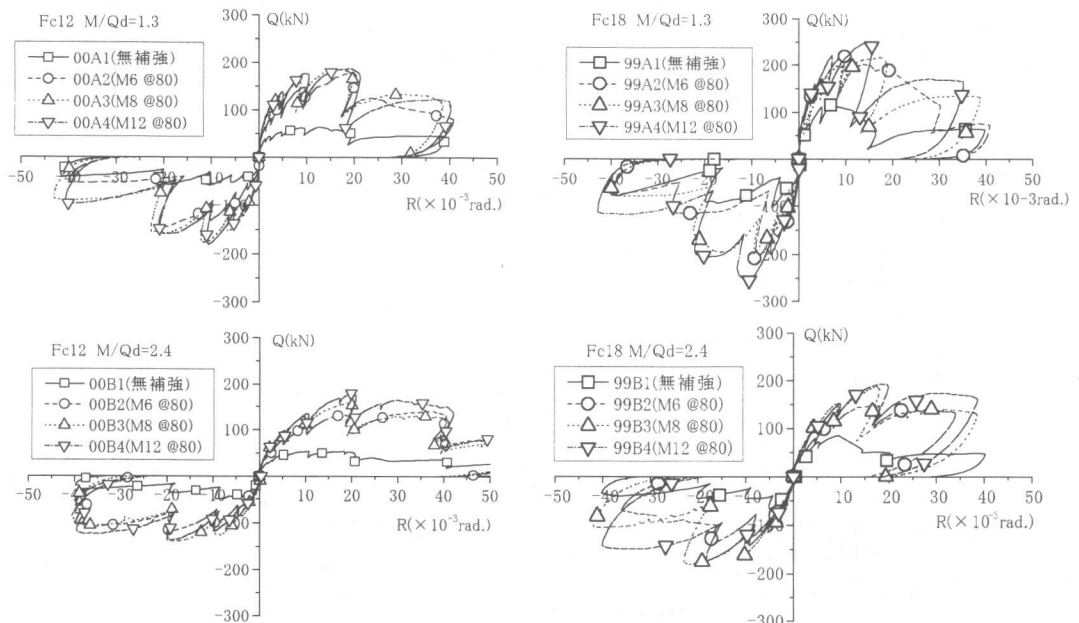


図-6 せん断力Q-部材角R包絡線

100rad. 加力時に対角線方向にひび割れが生じ破壊した。99B1 (M/Qd=2.3) では1/800rad. で曲げひび割れ, 1/400rad. でせん断ひび割れが生じ1/100rad. でせん断破壊した。Fc12の00A1 (M/Qd=1.3), 00B1 (M/Qd=2.3) 共に1/800rad. で曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し1/100rad. 加力時にせん断破壊した。

アンカーの状態は, 最大耐力時以降の繰り返してFc12の場合はM/Qdの相違に関わらずスラブが曲げ圧縮を受ける側のスラブ下端で引き抜きが見られた。Fc18の99A2 (M6 ボルト) では, 最大耐力近傍で梁側面のボルトの破断が見られ, アンカーの引抜きはM/Qd=1.3とM/Qd=2.4ではM12ボルト使用の99B4以外の試験体で見られた。

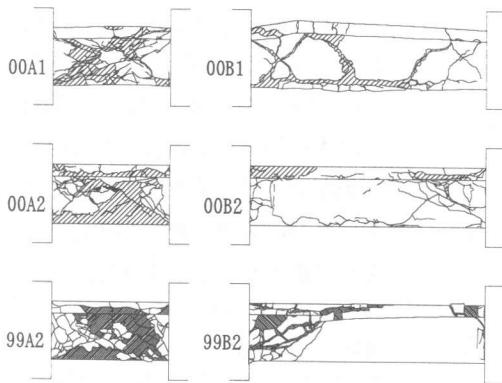


図-7 代表的な試験体の最終ひび割れ図

最大耐力時の変形は図-6に示すように, Fc12の場合はM/Qdの相違に関わらず1/50rad. 前後で, Fc18の場合はM/Qd=1.3では1/100rad. ~1/50rad. で, M/Qd=2.4では1/50rad. 前後であった。

最大耐力は表-3に示したように, Fc12でM/Qd=1.3の場合無補強試験体の耐力に対し補強試験体の耐力は2.83倍~2.96倍, M/Qd=2.4の場合では2.63倍~3.35倍大きくなっていった。Fc18ではM/Qd=1.3の場合は1.94倍~2.16倍M/Qd=2.4の場合では1.73倍~2.63倍大きくなっており, いずれも補強効果が表れている。一方, 補強試験体でボルト径の変化による耐力差はM6ボルト使用の耐力に対しFc12でM/Qd=1.3の場合ほぼ同じ耐力で, M/Qd=2.4の場合ではボルト径が大きくなるとやや耐力も大きくなっている。Fc18の場合も同様でM/Qd=1.3の場合もほぼ同じ耐力であり, M/Qd=2.4の場合ではボルト径が大きくなるとやや耐力も大きくなっている。

4. 耐力推定式の検証

表-3に最大耐力について実験値と前述した方法により求めた計算値を, 図-8には実験値と計算値の比較を示す。無補強試験体は図-8に示すようにFc18のM/Qd=2.4の場合を除き荒川 mean 式, 学会A法, 靱性式では計算値は実験値のほぼ±20%以内で耐力評価を行っている。補強試験体ではFc12の場合荒川 mean 式, 学会A法, 靱性式とも計算値は実験値を過小評価することになった。Fc18の場合では学会

表-3 実験値と計算値

Fc	M/Qd	No.	実験値	耐力比	荒川 mean 式		学会A法		靱性式		曲げ耐力	
					計	実/計	計	実/計	計	実/計	計	実/計
12	1.3	00A1	63.02	1.00	*80.65	0.78	*70.03	0.90	*66.47	0.95	134.20	0.47
		00A2	178.14	2.83	96.1	1.85	92.33	1.93	89.75	1.98	131.91	1.35
		00A3	183.81	2.92	117.33	1.57	117.49	1.56	115.36	1.59	217.42	0.85
		00A4	186.39	2.96	133.88	1.39	164.26	1.13	164.17	1.14	231.61	0.80
	2.4	00B1	53.45	1.00	*53.05	1.01	*45.61	1.17	*43.86	1.22	74.04	0.72
		00B2	140.40	2.63	68.38	2.05	77.40	1.81	76.63	1.83	118.49	1.18
		00B3	158.78	2.97	83.33	1.91	103.04	1.54	102.75	1.55	140.86	1.13
		00B4	178.88	3.35	101.48	1.76	176.89	1.01	178.53	1.00	158.06	1.13
18	1.3	99A1	115.50	1.00	*102.07	1.13	*104.75	1.10	*99.57	1.16	190.08	0.61
		99A2	223.90	1.94	122.55	1.83	136.57	1.64	132.76	1.69	192.67	1.16
		99A3	217.80	1.89	146.01	1.49	167.02	1.30	163.95	1.33	325.90	0.67
		99A4	249.30	2.16	154.97	1.61	240.54	1.04	240.48	1.04	333.32	0.75
	2.4	99B1	85.48	1.00	*64.8	1.32	*63.36	1.35	*60.08	1.42	105.58	0.81
		99B2	147.78	1.73	88.46	1.67	115.32	1.28	113.28	1.30	144.49	1.02
		99B3	183.09	2.14	101.90	1.80	149.62	1.22	148.63	1.23	170.47	1.11
		99B4	217.02	2.54	112.55	1.93	255.88	0.85	257.53	0.84	225.39	1.00

[Memo] 実験値: 計: kN 耐力比: 補強試験体の耐力/無補強の耐力 靱性式: 靱性保証型耐震設計指針(案) 計: *印は無補強
曲げ耐力: e関数法(ただし, c, e c=0.3%)

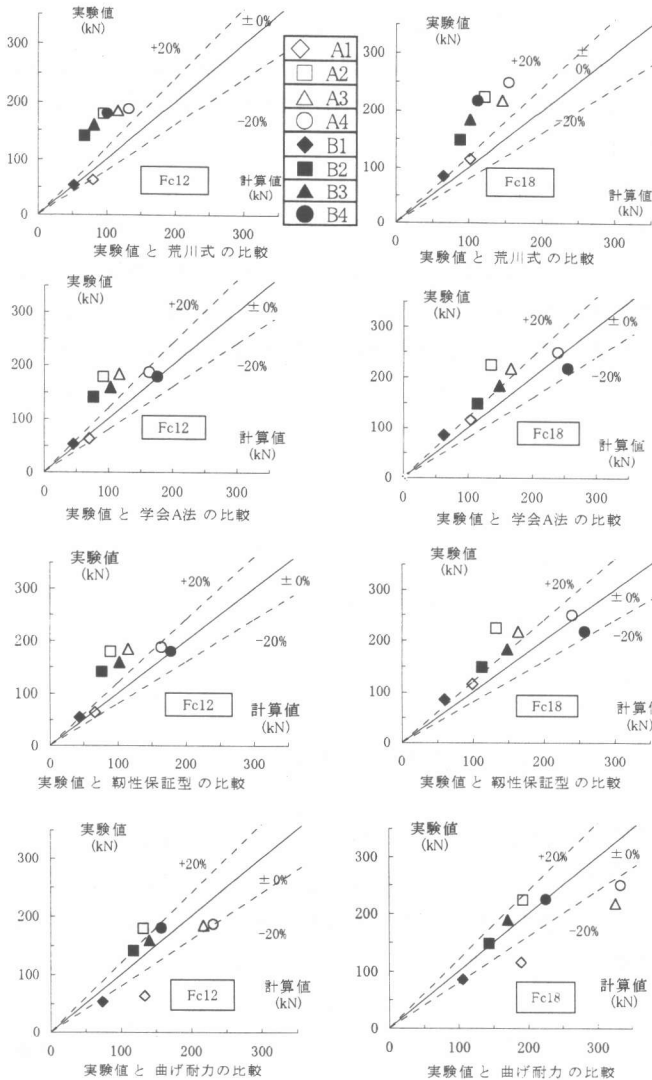


図-8 実験値と計算値の比較

A法, 韌性式でM12ボルトを使用した99A4と99B4は+20%以内で計算式は実験値を推定しているが, ボルト径の細い試験体では計算値は実験値を小さめに評価している。この原因の一つとして, 最大耐力時に実験では曲げ圧縮を受ける側で圧壊が観察されたことから, 破壊モードが異なったためと考えられる。そのため, 最大耐力時に測定された主筋のひずみ度よりe関数法を用いて曲げ耐力を求め実験値と比較したものを図-8に示す。その結果Fc12とFc18ともにM6, M8ボルトを使用した試験体の曲げ耐力との比較ではFc12の場合は

+20%前後であり, Fc18では+20%以内になっており, それらの試験体はせん断ひび割れが発生した後曲げ圧縮を受け破壊した可能性が考えられる。

5. まとめ

Fc12N/mm²とコンクリート強度が低く, せん断補強筋比の少ないT型断面RC梁をスラブ下端から補強鉄板を取り付けた場合の応力伝達機構を考慮したせん断耐力評価方法についてFc18N/mm²との比較検証実験を行った。

無補強試験体では, Fc12の場合計算値は実験値の±20%以内であった。補強試験体ではFc12の場合はやや低めの耐力評価となりFc18の場合はボルト径が太い場合では実験値に対し20%以内で耐力評価ができていたが, ボルト径の細い場合は実験値を約20%程度大きく評価することになった。

謝辞: 実験およびデータをまとめるに当たり増田 亮, 荒 光明氏(当時, 大学院生)中田真弘, 石橋希彦, 松本 晃典, 荒木誠氏(当時, 卒論生)の協力を得ました。試験体製作に当たり, 東京鉄鋼(株)より鉄筋の提供を受け, 補強工事ではショーボント建設(株)の

ご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。
参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針同解説, 日本建築防災協会, 1996年
- 2) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)同解説日本建築学会, 1988年
- 3) 鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針(案)同解説, 日本建築学会, 1997年
- 4) 福田幹夫・窪田敏行: U型鉄板で補強されたRC梁のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1141-1146, 1998年
- 5) 福田幹夫・畑 一男ほか: U型鉄板で補強されたRC梁のせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会, C2, pp.395-396, 2000年