

## 論 文

## [2085] 斜張力場における RC 梁の剪断抵抗性状

柴田 拓二<sup>①</sup>・後藤 康明<sup>②</sup>・城 攻<sup>③</sup>

## 1. 序

斜め圧縮応力場が形成される通常の柱・梁・耐震壁の剪断抵抗機構に関する研究は、国内および国外で数多くなされているが、基礎梁内の柱と杭との間に斜め引張応力場が卓越して形成される場合などの剪断抵抗機構に関する研究はほとんどなされていない。このような場合でも現在は既往の剪断耐力式を用いて設計が行われている状況であり、RC構造物の合理的な設計を行うためには適切な剪断耐力設計式を提案する必要がある。

本研究は、主たる影響因子を実験変数とした鉄筋コンクリート梁形試験体を作成し、剪断力によって斜め引張応力場が支配的に発生する加力方式のもとで剪断破壊試験を行い、剪断力伝達機構を解明することを目的としている。本報では、亀裂・破壊性状と剪断初亀裂耐力について述べる。

## 2. 試験体概要

## 2.1 試験体形状および実験変数

RC構造物中に斜張力場の剪断力を生ずる部位はいくつか見られるが、本報では高層建築物において、水平力により外柱に杭の引抜き耐力を上回る引張力を生じて内柱の杭の引抜き力で抵抗している基礎梁を例題として用いた。このため加力点に柱筋及び杭筋を選び、加力方式には、単純支持梁2点集中加力に準じた対称加力型を用いて柱筋と杭筋を引張加力するもの(S式TT)を標準にし、対称型で柱筋を引張加力し杭位置上面を圧縮加力するもの(S式TC)、対称型で通常の圧縮剪断加力するもの(S式CC)、逆対称剪断加力方式を用いて柱筋と杭筋を引張加力するもの(N式TT)の4種類とした。その他の変数には、シアスパン比( $M/Qd=0.75-2.5$ )、コンクリート強度( $f_c=200-600 \text{ kgf/cm}^2$ )、加力スパンに対する柱・杭せいの比( $b/a=0.1-0.2$ )、剪断補強筋比( $p_u=0-2.4\%$ )、剪断補強筋降伏強度( $\sigma_y=3-9 \text{ t f/cm}^2$ )、定着法(定着長とフックの有無)を設定し、これらの組合せにより表-1に示す合計18本を製作した。

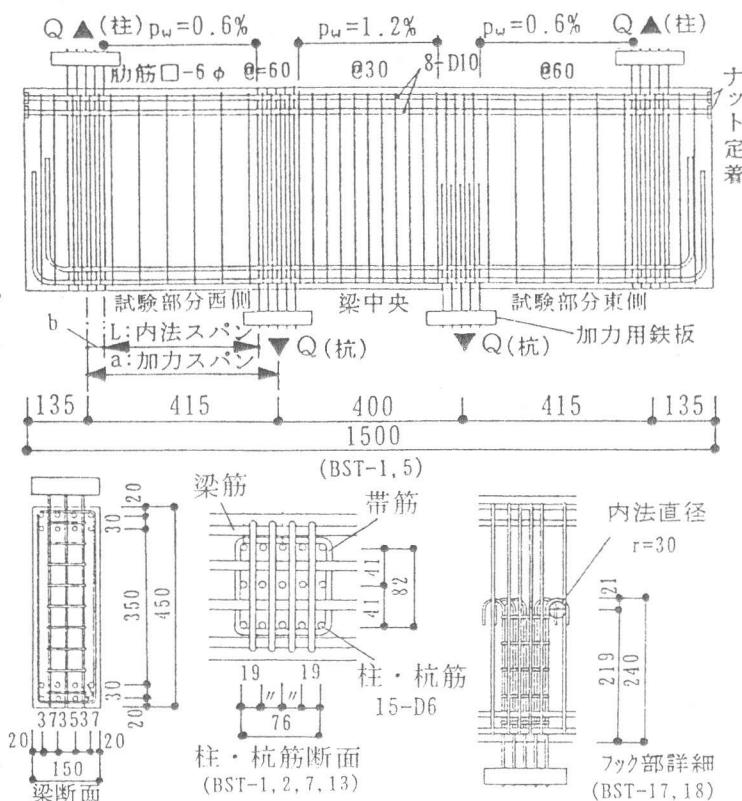


図-1 試験体概要

<sup>①</sup>北海道工業大学教授 建築工学科、工博（正会員）<sup>②</sup>北海道大学助手 工学部建築工学科、工修（正会員）<sup>③</sup>北海道大学教授 工学部建築工学科、工博（正会員）

試験体の外形寸法は実大架構のおよそ1/10で、梁断面15cm×45cmは共通である。BST-18を除くTT加力試験体は、柱筋(梁両端部)の定着長は全て梁せい45cm(柱筋径の75倍)と同じにしているが、杭筋(梁中央側)の定着長は、東側で24cm(同40倍)、西側は45cm(同75倍)として、1個の試験体で2種の実験を行っている。また、大野・荒川終局剪断耐力式で推定した剪断力を導入可能とする梁曲げ降伏耐力及び柱杭引抜き耐力が得られるよう、試験体毎に梁筋・柱筋・杭筋量を設定した。図-1に試験体概要図を示す。

## 2.2 使用材料

試験時におけるコンクリートの圧縮強度及び割裂強度を表-1に併記した。コンクリートは実験室で作製し、細骨材には鶴川産砂5mm、粗骨材には常盤産砕石5~13mmを使用し、早強ポルトランドセメントを用いた。鉄筋は梁引張筋にD10またはD13(SD685相当)、梁圧縮筋に同径(SD345)、柱・杭筋にD6(SD785、SR785相当)、柱・杭帶筋に6φ丸鋼(SR345)を使用した。また、梁の肋筋に用いた6φ丸鋼(SR295、SR245、SR850相当)の降伏強度は表-1に併記している。

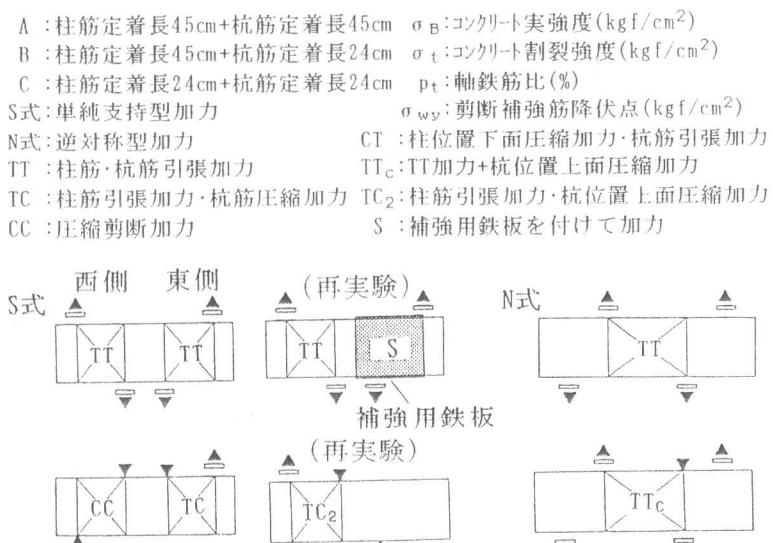
## 2.3 加力方法

加力は100tアムスラー型材料試験機を用いて行い、何れの試験体も東西の試験部分の何れかの剪断変形角が $2, 4, 8 \times 10^{-3}$ radに達した時をそれぞれ第1、2、3回ループとし、

それぞれ梁剪断力Qを2.0tまで除荷する片振り繰り返し加力を行った。第4サイクルは最大耐力を越えて荷重が耐力値の80%程度に低下するまで加力した後に除加した。また、東西試験部分のいずれ

表-1 実験変数一覧表

試験体	位置	加力方式		変動因子	採用変量	定着方法	$\sigma_B$	$\sigma_t$	$\sigma_{wy}$	$p_t$
		本実験	再実験							
BST-1 (基準)	東	S式TT	—	加力方式	S式TT	B 無	310	27.6	3270	0.91
	西	S式TT	S式TT			A 無				
BST-2	東	S式TC	—	シア・スパン比	S式CC		327	27.5		
	西	S式CC	—							
BST-3	—	N式TT	N式TT <sub>c</sub>	シア・スパン比	N式TT	B 無	336	31.2		
BST-9	—	N式TT	—			A 無			337	30.8
BST-4	東	S式TT	—	シア・スパン比	0.5		322	32.9		0.68
	西	S式TT	—							
BST-10	東	S式TT	—	シア・スパン比	S式TT	0.75	329	27.8	3920	
	西	S式TT	S式TT							
BST-11	東	S式TT	S式TT	シア・スパン比	1.5		313	26.8	3920	1.63
	西	S式TT	—							
BST-12	東	S式TT	S式TT	シア・スパン比	2.5		353	32.8	3920	1.63
	西	S式TT	—							
BST-13	東	S式TT	—	剪断補強筋比 (%)	200		245	26.4		
	西	S式TT	S式TT							
BST-5	東	S式TT	—	剪断補強筋比 (%)	400		436	32.8		
	西	S式TT	S式TC <sub>2</sub>							
BST-14	東	S式TC	—	剪断補強筋比 (%)	600		548	32.9		1.63
	西	S式TT	S式TT							
BST-6	東	S式TT	—	剪断補強筋比 (%)	0.0		343	27.3	—	
	西	S式TT	—							
BST-7	東	S式TT	S式CT	剪断補強筋比 (%)	1.2		334	25.7		
	西	S式TT	S式TT							
BST-15	東	S式TT	—	剪断補強筋比 (%)	1.8	A 無	225	20.9	8960	1.63
	西	S式TT	S式TT			A 無				
BST-16	東	S式TT	S式TT	剪断補強筋比 (%)	2.4	A 無	305	27.4	8960	1.63
	西	S式TT	—			A 無				
BST-17	東	S式TT	—	定着方法	B 有		283	24.5	3920	
	西	S式TT	S式TT							
BST-18	東	S式TT	—	定着方法	A 有		334	32.2	3920	
	西	S式TT	S式TT							
BST-8	東	S式TT	—	b/a	0.2		349	30.7		
	西	S式TT	S式TC <sub>2</sub>							
備考		※ 基準試験体BST-1は、M/Qd=1.0、Fc=300kgf/cm <sup>2</sup> 、p <sub>w</sub> =0.6%								
※ 空白は基準試験体BST-1と同じ値										



かが終局耐力に達しなかった場合には、第5サブルとして、先に破壊した試験部分を剪断補強用鉄板により補強し柱・杭筋引張加力(S)を行う再実験を行って残りの試験部の終局耐力を確認した。ただし、再実験では杭位置上面を圧縮(TC<sub>c</sub>)に変更した試験体(BST-5, 8)や、本実験中に柱筋が破断したためその柱位置逆側を圧縮加力(CT)する方式に変更した試験体(BST-7)など、試験体によって加力方式が異なるものがある。

## 2.4 計測方法

梁中心線のたわみは、梁と両仮想柱の中心線との交点でピンおよびローラー支持される計測フレームに対する上下相対変位として計測し、試験部分の剪断変形角 $\gamma$ は、計測フレームから計測した両試験部分各4隅の標点の鉛直・水平相対変位量より求めた。部材角Rは杭筋加力線中心位置の梁中心点の上下相対変位量より求めた。梁主筋、あばら筋、柱・杭筋の歪はそれぞれ歪ゲージを用いて計測した。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 破壊性状

図-2に試験体の本実験（先に破壊した部分）と再実験（後から破壊した部分）終了後の破壊状況を例示する。

**【加力方式の亀裂発生過程及び破壊状況への影響】**  
 S式TT加力を行ったほとんど全ての試験体において、定着タイプにかかわらず各試験部の杭位置下側コーナ部に剪断初亀裂が発生した。その後柱位置上側コーナ部や試験部分中央に発生した亀裂のうち中央付近の亀裂が主亀裂となり、終局時にこの亀裂が梁断面を貫通することに伴う上縁・下縁のコンクリートが局部圧壊して耐力に至った。ここで柱筋・杭筋の定着が共に長いタイプA(BST-1Wなど: Wは西側)では対角線上の亀裂が主亀裂となり亀裂は試験部分を越えて伸長はしないが、杭筋定着のみが短いタイプB(BST-1Eなど: Eは東側)では杭筋定着端を横切る亀裂が主亀裂となり試験部分を越えて梁中央まで達した(図-2(a))。これに対して、S式CC加力(BST-2W)では、試験部対角線上に発生する剪断初亀裂以外に剪断亀裂が発生しないためにこれが主亀裂となり、終局時に上部載荷板の付近のコンクリートが圧壊して耐力に至った。また、S式TC加力(BST-2E, 14E)では試験部中央下部に発生した剪断初亀裂とそのすぐ上側の対角線上に発生した亀裂が圧縮加

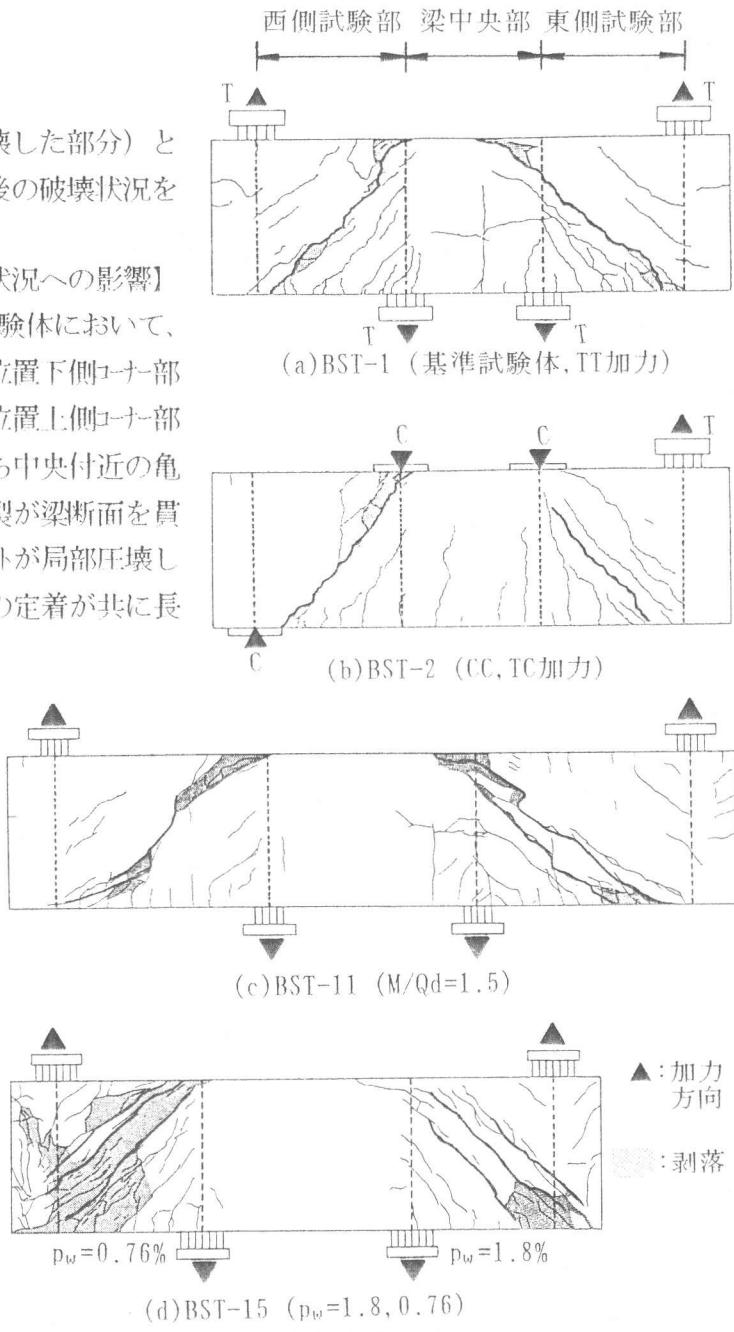


図-2 最終破壊状況

力点に達する主亀裂となり、この2本の亀裂に挟まれる部分が圧壊し耐力に至った(図-2 (b))。N式TT加力の剪断初亀裂発生状況にS式TT加力試験体との差異はないが、終局時にはタイプBの試験体(BST-3)において定着長の短い杭部コンクリートが定着端からクビ状に抜け出す定着破壊を起こし、タイプA(BST-9)では最大耐力付近で対角線上に急激に発生した剪断亀裂を主亀裂として耐力に至った。N式TC加力で行ったBST-3の再実験においてもタイプAと似た破壊状況を示した。

【S式TT加力試験における梁諸元の影響】シアスパン比については、 $M/Qd=1.5$ のタイプA(BST-11W)では対角線上に剪断初亀裂が発生し、この亀裂がそのまま主亀裂となり終局時には試験部分全体に伸長し耐力に至った(図-2 (c))。 $M/Qd=2.5$ のタイプA(BST-12W)では、柱・杭筋定着端から約45°の角度で発生した剪断亀裂のうち柱側の亀裂を破壊線として耐力に至った。この亀裂は $M/Qd=1.5$ の主亀裂とその形状などが酷似している。また、タイプBでは $M/Qd$ が大きくなると主亀裂の数が多くなる傾向が見られる。シアスパン比が1.0以下の試験体(BST-4, 10)では亀裂発生状況に大きな差は見られず、このことはコンクリート強度の異なる試験体(BST-13, 5, 14W)でも同様であった。剪断補強筋量 $p_{sh}$ ,  $\sigma_{wy}$ が大きい試験体(BST-15W, 15E, 16W, 16E)では、終局時に1本の亀裂を破壊線とせずに試験部分の広い範囲で亀裂が多数発生しコンクリートの圧壊で耐力に至った(図-2 (d))。定着方法の影響は、柱・杭筋共に定着長が短いタイプC(BST-18)では、柱筋と杭筋のそれぞれの定着端から試験部内に約45°の角度で2本の剪断亀裂が発生し、いずれかが支配的亀裂となり最大耐力に至った。柱・杭筋定着端に180°フックを設けた場合(BST-17)にも、フックの無いものと破壊性状に大きな違いは見られない。

### 3. 2 剪断初亀裂耐力

剪断初亀裂耐力実験値は、図-1に示される様に柱筋と杭筋の内法区間L内におよそ45°の斜め亀裂が発生した際の梁剪断力 $Q_1$ と、区間Lの剪断応力度 $\tau_c$ —剪断変形角 $\gamma$ 曲線における顕著な剛性低下時梁剪断力 $Q_2$ とを用いて定めた。多くの試験体で両者は一致するが、異なる場合には剛性低下時 $Q_2$ を優先させたが、剛性低下の不明瞭な場合においては亀裂発生時 $Q_1$ より求めた。

実験値は $\exp \tau_c = Q_1 / b_j$ として応力度に換算し、計算値 $\text{cal } \tau_c$ は大野・荒川式に基づいている。実験値及び計算値を表-2に示す。

$$\text{cal } \tau_c = \frac{0.085 k_e (F_c + 500)}{M/Qd + 1.7} \quad (1)$$

$k_e$  : 尺寸効果(当試験体の場合は1.0)

$F_c$  : コンクリート圧縮強度kgf/cm<sup>2</sup>(= $\sigma_E$ )

$M/Qd$  : シアスパン比

$b$  : 梁幅       $j$  : 応力中心間距離( $=7/8d$ )

表-2 実験値と(1)式計算値の比較

変数	試験体	方向	$\exp \tau_c$	$\text{cal } \tau_c$	$\exp \tau_c$	$\text{cal } \tau_c$	判断基準
基準	BST-1	東	(17.0)	25.5	(0.67)	C	C
		西	(17.0)		(0.67)	C	C
加力方式	BST-2	東	[20.2]	26.0	[0.78]	U	U
		西	24.3		0.93	C	C
	BST-3	—	15.9	26.3	0.60	C	C
	BST-9	—	15.8	26.4	0.60	C	C
シアスパン比	BST-4	東	24.8	31.8	0.78	C	C
		西	—		—	—	—
	BST-10	東	18.9	28.8	0.66	C	C
		西	25.7		0.89	C	C
	BST-11	東	13.7	21.6	0.63	C	C
		西	12.6		0.58	C	C
	BST-12	東	14.1	17.3	0.82	U	C
		西	12.9		0.75	U	C
コンクリート強度	BST-13	東	16.9	23.5	0.72	C	C
		西	14.9		0.63	C	C
	BST-5	東	18.4	29.5	0.62	C	C
		西	18.4		0.62	C	C
	BST-14	東	26.3	33.0	0.80	C	C
		西	22.3		0.68	C	C
剪断補強筋	BST-6	東	15.4	26.5	0.58	C	C
		西	16.5		0.62	C	C
	BST-7	東	18.4	26.3	0.70	C	C
		西	16.3		0.62	C	C
	BST-15	東	20.9	22.8	0.92	C	C
		西	20.9		0.92	C	C
	BST-16	東	23.5	25.3	0.93	C	C
		西	20.6		0.81	C	C
定着方法	BST-17	東	16.7	24.7	0.68	C	C
		西	15.8		0.64	U	C
	BST-18	東	17.3	26.3	0.66	C	C
		西	20.2		0.79	C	C
b/a	BST-8	東	14.7	26.7	0.55	C	U
		西	15.1		0.57	C	U

$\text{cal } \tau_c$ : 剪断初亀裂時計算耐力

C: 明瞭

$\exp \tau_c$ : 剪断初亀裂時耐力

U: 不明瞭

※( )は加力不備により亀裂発生付近で $\tau_c$ が14.7

→19.3へ上がったため $\tau_c$ をその中間値とした。

※( )は曲げ剪断亀裂を剪断初亀裂値としている。

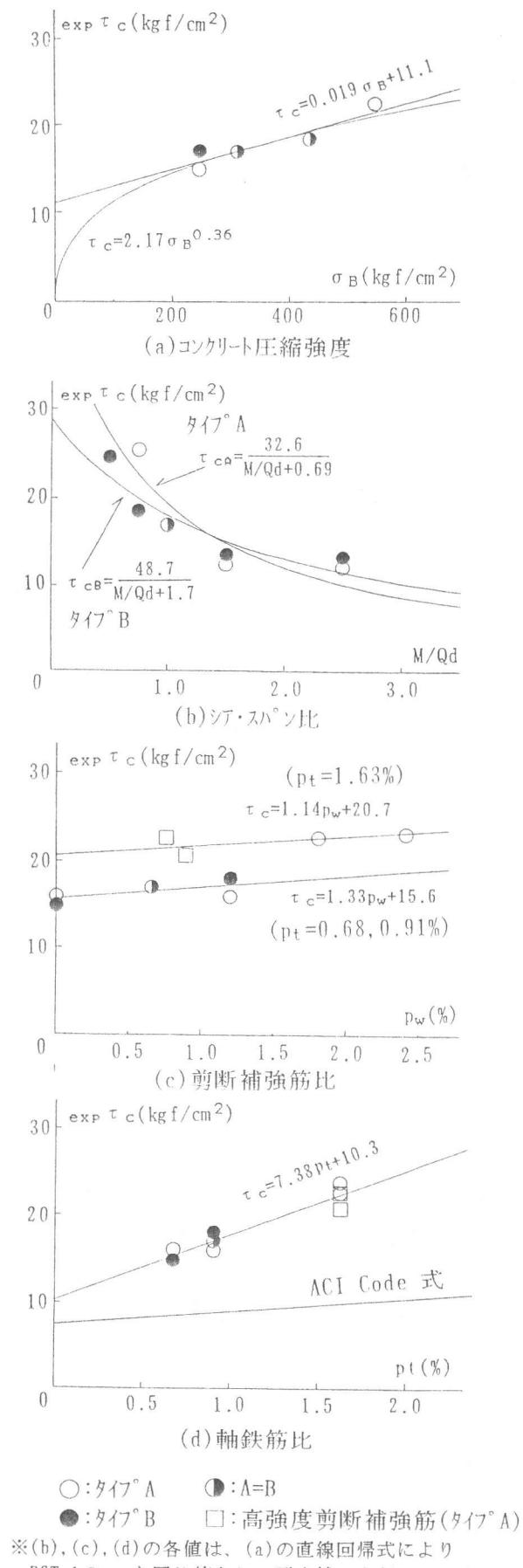
※—は亀裂発生時期を特定できなかったもの。

**【加力方式の初亀裂耐力に及ぼす影響】(1)**  
 式は、これまでの通常の加力方式によって斜め圧縮応力場が支配的となる梁の実験値に基づく剪断初亀裂耐力実験式である[1]。本実験におけるCC加力試験体BST-2Wがこれに相当するので、計算値に対する実験値の比 $\mu$ は0.93となり、(1)式の持つ精度の誤差範囲内に充分含まれている。しかし、加力方式がTC加力(BST-2E, 14E)では $\mu=0.79$ 、TT加力では $\mu=0.67$ となり、引張加力点が増えるにつれて明瞭に実験値は低下することが分かる。これらの加力はいずれもS式(単純梁)加力であるが、TT加力でN式(連続梁)加力を行ったBST-3, 9はいずれも $\mu=0.60$ となり、S式加力より若干小さくなる。文献[1]および[2]によれば、CC加力ではS式、N式の両者に明瞭な差異は現れていないこととも相違している。

#### S式TT加力試験における梁諸元の影響

コンクリート強度 $\sigma_B$ が $245\text{kg f/cm}^2 \sim 548\text{kg f/cm}^2$ の範囲では、図-3 aに示すように $\sigma_B$ の増大とともに $\tau_c$ が増大する。(1)式は $\sigma_B \leq 400\text{kg f/cm}^2$ の範囲で得られたものであるが、文献[3]によれば $\sigma_B$ が $1500\text{kg f/cm}^2$ に及ぶ高強度コンクリートに対しても(1)式の適用性が確認されている。同図には直線回帰式と指指数回帰式を示してあるが、S式TT加力では $\sigma_B$ が $200 \sim 600\text{kg f/cm}^2$ の範囲でコンクリート強度が増すと耐力は直線的に増加すると見なせる。これはCC加力の(1)式と同様である。

シエパン比 $M/Qd$ が0.5から2.5の範囲で $\tau_c$ との関係を図-3 bに示すが、 $M/Qd$ が小さくなるほど $\tau_c$ が大きくなる傾向は、CC加力の(1)式と同様である。しかし、定着長の長いタイプAは $M/Qd$ が1.0より小さくなると定着長の短いタイプBに比べて $\tau_c$ が増加し、TT加力では定着長の影響が現れるのが特徴である。これは定着長が長い場合には、柱筋及び杭筋の定着部から各鉄筋周りのコンクリートに伝わるコーン状の2つの応力域が、シエパンが短くなると互いに重なり合って斜め圧縮応力場が形成され、引張



※(b), (c), (d)の各値は、(a)の直線回帰式により BST-1 の  $\sigma_B$  と同じ値とし、耐力補正を行っている。

図-3 各パラメータによる影響

応力成分が相対的に低下するためと思われる。定着タイプ別に(1)式にならない  $\tau_c = k / (M/Qd + c)$  の式で回帰したものと同図に示している。また、[2]によれば  $M/Qd$  がおよそ 3 以上で  $\tau_c$  が一定となるが、同図では 1.5 以上で概ね一定値になる傾向を示した。

剪断補強筋比  $p_w$  が 0~2.4% の範囲での  $\tau_c$  との関係を図-3c に示す。同図には梁軸筋比  $p_t$  が異なる試験体間でそれぞれの直線回帰式を示しているが、この図によれば CC 加力実験から導かれた(1)式と同様に TT 加力においても  $\tau_c$  は剪断補強筋比  $p_w$  の影響は極めて小さいと見なせる。ここで図-3d に剪断補強筋比を変数とした TT 加力試験体において、剪断補強筋比の影響がないとした梁軸筋比  $p_t$  と  $\tau_c$  の関係と、ACI Code 式を示す。この図から TT 加力を施している試験体の直線回帰式は、CC 加力試験体を対象とした ACI Code 式よりも勾配が急になっていることがわかる。

$M/Qd=1.0$  の試験体において、加力部鉄筋の定着長が  $\tau_c$  に及ぼす影響をタイプ A とタイプ B で比べて見ると、ほぼ全ての試験体で初亀裂耐力は同じか、杭筋定着長が 45cm のタイプ A よりも 24cm のタイプ B の方が高い。このときのタイプ B の耐力値はタイプ A のおよそ 1.1 倍である。また、定着端に 180° フックを設けた場合でもフック無しの場合の  $\tau_c$  と比べてその値はほとんど変わらない。

【剪断初亀裂耐力式の検討】加力方式別の修正係数として、実験値と(1)式計算値との比から(1)式に対する係数  $\alpha$  を求めた。ここで TT 加力の  $\alpha$  の値は、 $M/Qd$  と  $p_t$  が基準試験体と等しい試験体の平均とし算出した。TT 加力、TC 加力の係数  $\alpha$  はそれぞれ 0.65、0.79 として与えられ、各試験体における実験値と(1)式に  $\alpha$  を

乗じて得られる修正計算値との比  $\gamma$  を図-4 に示す。

実験値と計算値は概ね対応しているが、TT 加力で  $M/Qd = 0.75$  の BST-10W と  $p_t$  が 1.63 % の試験体において  $\gamma$  が 1.2 よりも大きな値を示しており、今後アスペン比や梁軸筋比及び定着方法などについて更に詳しい検討を行い、これらの影響を考慮した初亀裂耐力評価式を提案する必要がある。

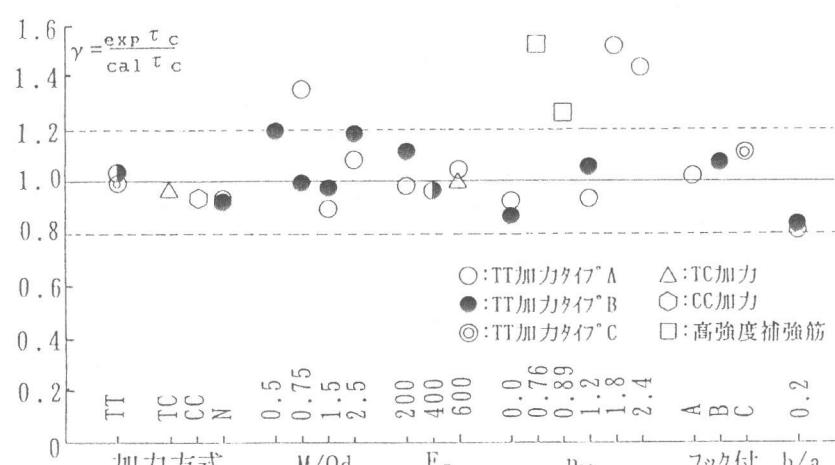


図-4 実験値と修正計算値との比  $\gamma$

#### 4. 結語

これまで直接研究の対象とされていなかった斜張力場が卓越する部材の剪断応力伝達に関して、18本(34体)のRC梁試験体を用いた実験結果のうち、亀裂・破壊状況と剪断初亀裂耐力について検討した。剪断初亀裂耐力については、斜め圧縮場が卓越する既往の加力実験に基づく耐力式と比較し、約 3 割の耐力低下が生ずること、加力部鉄筋の定着長や梁主筋量の影響を受けるなど、圧縮場における耐力性状と異なることを明らかにした。

【謝辞】本研究にあたって北海道大学大学院生の澤田君、島田君、北海学園大学卒論生の佐藤君に御協力を戴きました。  
ここ深く感謝致します。

【参考文献】[1]荒川一卓：「鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗に関する研究」、北海道大学学位論文、pp. @@、1959

[2]日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」、日本建築学会、170-174、1988

[3]New RC 委員会：「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、構造性能分科会報告書」、III-8、1993