

# 論文 RC造耐力壁大梁交差部における90°折り曲げ鉄筋の定着性状

大谷 敦<sup>1</sup>・城 攻<sup>2</sup>・後藤 康明<sup>3</sup>・北野 敦則<sup>4</sup>

**要旨:**鉄筋コンクリート造における耐力壁に梁が片側に直交して接合する場合に、耐力壁内に90°折り曲げ配筋された下端筋が引抜き力を受けた際の定着性状の把握と性能の改善を試みたものである。まず、水平呑み込み長さが極めて短い耐力壁内梁筋定着部は定着耐力が著しく低下する事を明らかにした。次に、一般に施工精度の向上に用いる巾止筋を面外方向力に対する補強材と位置づけ、その配筋箇所、壁筋量、梁筋の折り曲げ方向などを実験変数とし、定着耐力を向上させる方法と既往の算定式の適合性について検討した。

**キーワード:**耐力壁,直交梁,折り曲げ定着,定着破壊,巾止筋

## 1.はじめに

鉄筋コンクリート(RC)造の耐力壁に直交する梁を方側から接合させる場合、壁には梁の鉄筋を折り曲げて定着させるのが一般的である。これまでに著者らは柱梁接合部における折り曲げ鉄筋の定着性状を、ト形<sup>1)</sup>やL形<sup>2)</sup>の接合部を対象に実験的検討を行い、定着性能を把握、耐力算定式の提案を行ってきた。この結果、中間階の接合部では折り曲げ部までの呑み込み長さ<sup>3)</sup>と横補強筋量が定着耐力を決定する事が示された。これに対して耐力壁への定着は部材せい<sup>4)</sup>が柱梁接合部に比べて極めて小さく、壁厚方向の横補強筋もない事から、定着耐力が格段に劣る事が予想できる。しかし、日本建築学会「壁式構造配筋指針」<sup>3)</sup>では、接合部と同

様の定着方法が示されている。これらを踏まえて本報告では、耐力壁に直交する梁の90°折り曲げ下端筋に引き抜き力を与えた際の定着性状について実験的に明らかにし、著者らの柱梁接合部定着耐力に関する研究成果と比較し、その基礎的資料を提供するものである。

表-1 実験変数一覧

試験体	壁筋		巾止筋		特記
	径	間隔* <sup>1</sup>	強度* <sup>2</sup>	間隔	
WA25-1A	D16	@200	無		基準試験体 L <sub>dv</sub> =539mm L <sub>dn</sub> =83mm
WA25-3A	D16	@200	無		
WB25-1A	D16	@200	無		
WA25-1B	D16	@100	無		
WA25-1AP2	D16	@200	295	@200	
WA25-1AP3	D16* <sup>3</sup>	@200	685	@100	
WA25-1BP2	D16* <sup>3</sup>	@100	685	@100	
WA25-1B'P2	D19	@100	685	@100	
WA25-1AHP2	D19	@200	295	@200	0°定着(横向き)
WA25-1AUP2	D19	@200	295	@200	90°定着(上向き)
WA25-1B'P2-O	D19	@100	685	@100	直交補強筋有
WA25-1B'P2-DH* <sup>4</sup>	D19	@100	685	@100	外側0°+内側-90°定着
WA25-1B'P2-DU* <sup>4</sup>	D19	@100	685	@100	外側90°+内側-90°定着
WA25-1B'P2-DUO* <sup>4</sup>	D19	@100	685	@100	外側90°+内側-90°定着 直交補強筋有

注:1AP3の巾止筋間隔@100は他の試験体と配筋

\*<sup>1</sup>:縦横筋とも同じ \*<sup>2</sup>:強度は鉄筋の規格強度

\*<sup>3</sup>: D16-2使用 \*<sup>4</sup>: 梁筋4本定着

特記欄でL<sub>dn</sub>,L<sub>dv</sub>,折り曲げ方向の記述なき試験体は,  
L<sub>dn</sub>=155mm, L<sub>dv</sub>=295mm, 折り曲げ方向-90°(下向き)

\*1 東日本旅客鉄道

\*2 北海道大学教授

\*3 北海道大学助教授

\*4 北海道大学助手

大学院工学研究科社会基盤工学専攻  
大学院工学研究科社会基盤工学専攻  
大学院工学研究科社会基盤工学専攻

工修(正会員)

工博(正会員)

工博(正会員)

工修(正会員)

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体形状

試験体は図-1に示すように、耐力壁大梁接合部に90°フックで定着される梁下端筋を模倣した実大模型である。簡便化のために、梁コンクリートは省略した。試験体寸法は、高さ2700mm、壁幅900mm、壁厚250mm、梁幅250mm、梁せい600mmを基準寸法とした。梁筋はD19ネジ鉄筋、壁筋はD16又はD19、巾止筋はD10をそれぞれ表-1及び図-1に示すように配筋した。実験変数は、水平投影定着長 $L_{dh}$ と垂直投影定着長 $L_{dv}$ を各2水準、折曲げ方向が3水準、梁筋本数が2水準、巾止筋間隔が3水準、直交補強筋の有無との組み合わせで計14体を作成した。

### 2.2 使用材料

梁筋はSD490およびSD685を使用した。壁筋には在庫の関係によりD16では2種のD345を使用した。また、壁曲げ降伏を防ぐために、定着破壊耐力の高い試験体についてはD19を使用した。巾止筋は早期の降伏を避けるために、SD685を配した試験体があるが、それ以外はすべてSD295を使用した。コンクリート強度は34.5MPa~41.2MPaに分布している。これらの力学的性状を表-2に示す。

表-2 使用材料の力学的性状

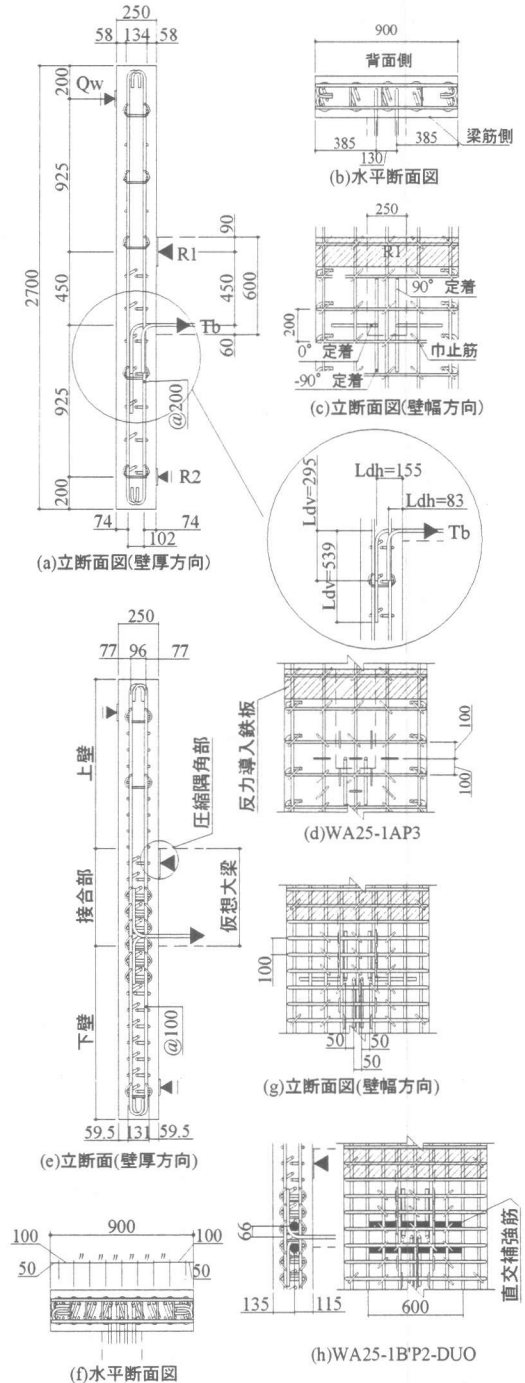
鉄筋種		$\sigma_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)	$\sigma_{max}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	
梁筋	D19	SD490	558	0.34	749	191
		SD685	788	0.50	967	157
壁筋	D16	SD345	421	0.25	583	183
	D16-2	SD345	372	0.26	556	153
	D19	SD345	398	0.26	554	150
巾止筋	D10	SD295	364	0.20	557	184
		SD685	729	0.40	889	182
直交補強筋	D57	SD685				208

D57に関しては、試験機の都合上 $E_s$ のみを求めた

コンクリート	$\sigma_B$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\epsilon_{max}$ ( $\mu$ )	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
	39.1	3.17	2520	30.4	26.1

### 2.3 加力方法および計測方法

加力は、全ての梁筋に均等な引き抜き変位を与えた一方向漸増载荷とした。梁上端側の圧縮ゾーンと壁面外反極点に支点を設け、合計梁引張



【特記】

- (a) 梁筋定着部は3タイプを重ねて示している
- (b) 余長部は折曲げ方向は3タイプを同時に示している
- (c) 余長部に関して、外側鉄筋を0度、90度同時に示している

図-1 試験体概要

力  $T_b$  と同時に上下の壁面外剪断力が等しくなるように  $Q_w=0.19T_b$  を油圧ジャッキにより壁上部に入力して、壁に生じる実応力状態を模擬した。R1 は仮想スラブ厚縦 180mm 横 900mm, R2 は縦 100mm 横 900mm の鋼板を介してそれぞれピン、ローラー支持とした。計測フレーム概要を図-2 に示す。壁剪断入力位置と壁反力位置にピン、ローラー支持した計測フレームを設けて、試験体の撓み変形を梁筋高さで試験体中心と両側面について測定した。梁筋水平変位は図-3 に示す計測フレームを用い、壁厚中央部に設けた基準点からの相対変位とした。

の範囲が狭い。また、今回の実験では、 $\sigma_y = 788\text{Mpa}$  の超高強度梁筋を用いた試験体のうち、加力によって生じる曲げ戻し作用によって2体が梁筋折り曲げ部で破断した。最終破壊状況を

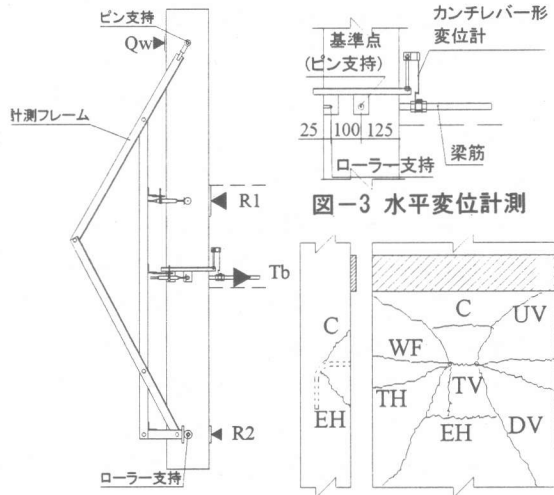


図-3 水平変位計測

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

図-4 に、本実験における亀裂発生パターンを示す。試験体壁板中央の集中荷重による縦断面と横断面の中央がはらみ出す3次元的な撓みにより発生するUVとDV亀裂、梁筋折り曲げ方向の逆側に生じる円弧形的のC亀裂の3つが支配的な亀裂となる。C亀裂は梁筋折り曲げ部から壁厚断面内で上方45°方向のせん断亀裂面が発生して加力方向の抜け出しに伴う亀裂で、これは従来の柱梁接合部に見られる掻き出し定着破壊時の亀裂と同じ性質の亀裂である。また、TH亀裂は、0°定着(水平方向折曲げ)の試験体特有の亀裂である。同一試験体内の各梁筋は独立した挙動を示すことなく、各試験体共に、最大耐力時に全梁筋が同時に耐力を失う破壊モードであった。壁筋にD19を用いた試験体で0°定着以外のものは、コンクリートの剥離を起こす位置が、他の試験体に比べ梁筋周辺に多く見られ、剥離

図-2 計測フレーム概要 図-4 亀裂パターン

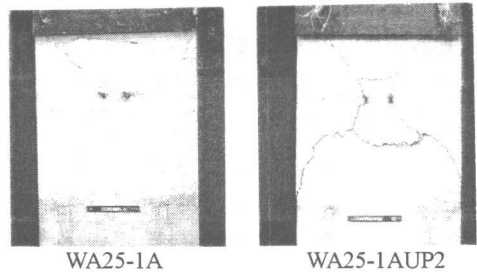


図-5 最終破壊状況

表-3 実験結果一覧

Specimen	$\sigma_B$ (Mpa)	$T_d$ (kN)	$T'_d$ (kN)	梁筋1本当たりの負担力 (kN)	$T_d$ 発生時亀裂	$T_u$ (kN)	$T'_u$ (kN)	梁筋1本当たりの負担力(kN)
WA25-1A	34.5	116	124	61.9	WF	153	163	81
WA25-3A	38.9	105	105	52.5	WF	155	155	78
WB25-1A	38.8	51	51	25.7	WF	93	93	47
WA25-1B	38.8	96	96	48.1	WF	172	179	90
WA25-1AP2	37.3	119	122	60.8	WF	179	183	92
WA25-1BP2	37.8	140	143	71.2	WF	224	228	114
WA25-1BP2*	38.3	121	122	61.0	WF	377	380	190
WA25-1AHP2	41.2	111	108	54.2	WF	320	312	156
WA25-1AUP2	41.2	106	104	51.8	WF	205	200	100
WA25-1BP2	36.0	131	136	68.1	WF	226	236	118
WA25-1BP2-O	41.0	100	98	49.0	WF	446	436	218
WA25-1BP2-DH	43.8	181	171	42.8	UV	575	543	136
WA25-1BP2-DU	42.1	171	165	41.2	UV	672	648	162
WA25-1BP2-DUO*	41.2	190	185	46.3	UV	686	668	167

\*のついている試験体は、梁筋破断により最大耐力を迎えた。

図-5に例示する。

### 3.2 荷重-変形関係

巾止筋の有無や梁筋の本数によって、荷重-変形関係に差異が生じる。図-6に例示する。

#### 1) 梁筋 2 本配筋・無巾止筋・壁筋@200(WA25-1A)

初期剛性は WF 亀裂(図 6 中▲印)の発生により低下する。続いて発生する UV 亀裂(△)で比較的大きな剛性低下を起こし、C 亀裂(◇)の発生は概ね最大耐力直前または最大耐力に至る。

#### 2) 梁筋 2 本配筋・有巾止筋・壁筋@200(-1AP2,P3)

WF 亀裂によってどの試験体も大きく剛性が低下し、C 亀裂の発生により最大耐力に達する。

#### 3) 梁筋 2 本・有巾止筋・壁筋@100(-1BP2,1B'P2-O)

梁筋折り曲げ部の支圧応力を伝達するのに有効な巾止筋が増えてトラス機構が形成される事により、C 亀裂発生後も更に耐力が上昇する。この試験体はその後の TV(◇),EH(◆)亀裂の発生により最大耐力となる。

#### 4) 梁筋 4 本・有巾止筋・壁筋@100(-1B'P2-DU,-DH)

初期剛性は UV 亀裂の発生により低下する。次に DV(A)亀裂が発生して更に剛性低下を起こす。更に TH 亀裂の発生で 3 度目の剛性低下を起こした後 C 亀裂の発生で最大耐力に達する。

WA25-1A, WB25-1A 及び WA25-1AHP2 は、最大耐力後、急激な耐力低下を起こした。

### 3.3 初期剛性低下時耐力

表-3 に、実験結果を示す。Td は初期剛性低下

時耐力(図 6 中▲, △, A 印位置で示される様な剛性急変時耐力), Tu は最大耐力である。Td' と Tu' は、Appendix の式(1)を用いて平均コンクリート強度(39.1MPa)で規準化した値である。前述した様に梁筋の本数によって剛性低下の要因となる亀裂が異なる。梁筋 2 本の試験体は、WB25-1A のみが極端に小さい値を示すほかは概ね同等な値を示す。初期剛性低下時耐力は、折曲げ方向や巾止筋量などには全く関係がない事が分かる。梁筋 4 本の試験体は、耐力そのものは高いものの、梁筋一本当りの耐力は同等かむしろ低くなる。

### 3.3 最大耐力に及ぼす影響因子

#### 1) 壁筋間隔

巾止筋を配さない WA25-1A の場合、梁筋引抜力に対する抵抗成分は、主にコンクリートの剪断亀裂面(図-4, C 亀裂)での滑り抵抗とこの亀裂面を横切る壁筋のダボ効果によると考えられる。しかし、巾止筋などで壁筋を拘束していないために、壁筋間隔を 1/2 とした WA25-1B の耐力は 10% 程度の上昇にとどまった。また、巾止筋との組み合わせでは、WA25-1AP3 と WA25-1BP2 のように著しく増大するものもある。

#### 2) 巾止筋量

図-7 に巾止筋比 Pb(単位見付面積当たりの鉄筋断面)に対する耐力の変化を示す。壁筋間隔が等しい場合 Pb の増加に伴い若干の耐力上昇をしている事が分かる。梁筋引き抜き力に対する抵抗成分

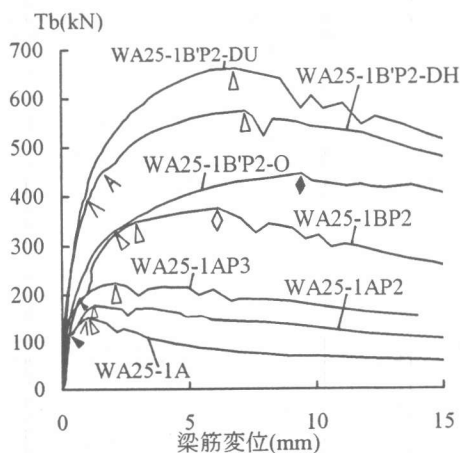


図-6 荷重-変形関係

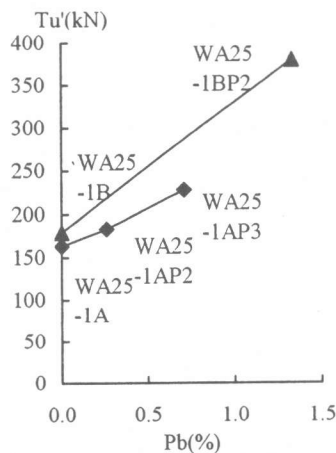
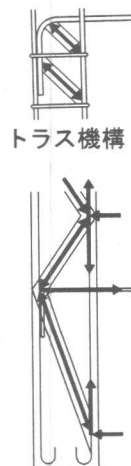


図-7 巾止筋比と耐力の影響



ストラット機構

は、梁筋折曲げ部から形成される斜め亀裂面に沿う剪断滑り力の水平成分と壁筋のダボ抵抗力であり、これに巾止筋を配する事により、背面側の壁筋に応力が伝達される事によりストラット形成領域が拡大するために耐力上昇したものと考えられる。

### 3) 余長部折曲げ方向

柱梁ト形柱梁接合部の場合、折曲げ方向を $+90^\circ$  (接合部側)にする事で圧縮ストラットを形成し、折曲げ部からの直接的な応力伝達効果により抵抗を高められる事は、既往の研究により明らかにされている。本研究においてもその傾向はみられるが、柱梁接合部に比べて角度の影響は小さい。

### 3.4 巾止筋の挙動

図-8に梁筋からの距離 $L_v$ と $L_H$ ごとの応力分布を示す。 $-90^\circ$  定着については巾止筋を@100で密に配筋した場合に、梁筋折曲げ部からの応力伝達範囲がトラス機構により拡大できる。@200で疎に配筋した場合には、余長部端まで巾止筋が配していても、その範囲までは有効ではない。つまり、@200配筋の有効範囲は、折曲げ側に300mmより小さい間である事が分かる

$0^\circ$  定着については、巾止筋が@200の場合、2本の梁筋の間で、しかも下向反力点側第一列の巾止筋が最も大きい応力を負担し、上側接合部側の巾止筋はあまり応力を負担していない。 $+90^\circ$  定着の場合、巾止筋の有効な左右の範囲は $-90^\circ$  と比べ小さくなる。これは、比較的明瞭な梁

圧縮反力点に向かう圧縮ストラットが形成されるために $-90^\circ$  に比べてその幅が狭くなるものと考えられる。巾止筋の有効範囲を左右に拡大させる事を目的として直交補強筋に太径D57を使用した場合は、梁筋直下の巾止筋の応力は増大したものの、その周辺の巾止筋に関しては直交筋のない試験体と大差はなかった。さらに曲げ剛性の高い物を直交筋を用いる必要があると考える。

### 4 既往の掻き出し定着破壊算定式の適合性

以下に、著者らが提案した柱梁接合部における掻き出し定着破壊算定式(2)[Appendixの式(2)]について、本実験で用いられた試験体との適合性について検討する。ただし、(2)式は $0^\circ$  方向定着には対応していないので WA25-1AHP2 と、梁筋が破断した2体は除いて検討する。計算結果と実験値の関係を表-4と図-9に示す。

壁試験体は幅の広い柱と考え、その有効幅内の巾止筋を横補強筋と見なして、(2)式の説明に従って諸係数および定着耐力を算出した。巾止筋のある場合の計算値に対する実験値の比は、巾止筋比の最も小さい WA25-1AP2 を除いて0.85~1.15となり、壁内定着耐力の算定にも(2)式が適合できる。ただし、太径直交筋を配した場合は1.15倍に増大し、巾止筋を@100と@200の交互に配筋した場合は0.85倍に減少することへの検討が必要である。

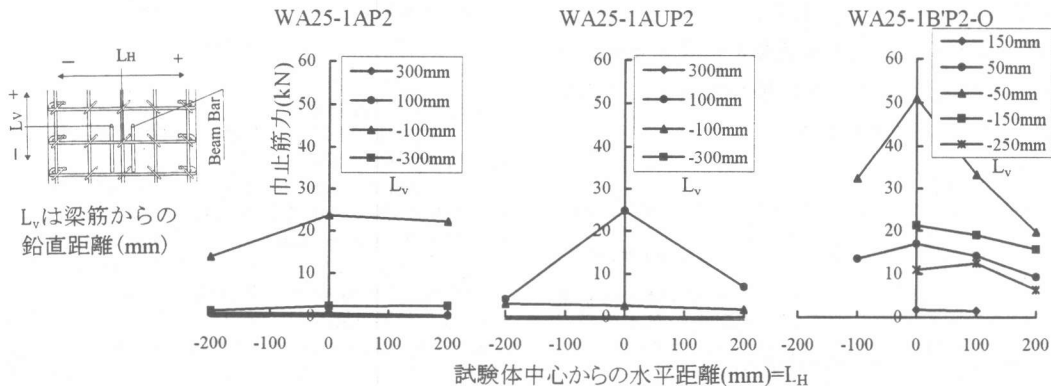


図-8 巾止筋応力分布(最大耐力時)

巾止筋の無い場合の計算値はコンクリート負担力  $T_c$  のみで求められ、実験値を大きく下回る。これは壁筋のダボ効果を評価していないためである。仮に  $L_{dh}$  が最も短いために  $T_c$  が最小となる WB25-1A の実験値と計算値の差=86.2MPa をダボ抵抗力と見なし、巾止筋の無い試験体と WA25-1AP2 との計算値  $calT$  に一律に加えた耐力  $calT_d$  に対する実験値の比は 0.92~1.15 となって

良い対応を示す。ただし、この補正値は壁筋量の相違を無視しているために補強量の多い WA25-1B では 1.15 に増大している。

以上の結果から、巾止筋が無い場合には壁筋量を変数とするダボ耐力が優位になり、巾止筋が多い場合には巾止筋の降伏耐力が優位になり、巾止筋が少ない場合には両者を考慮して定着耐力を求める必要が有ることが分かる。

### 5 まとめ

本実験において

- 1) 耐力壁の面外方向加力時の亀裂性状は、梁筋の本数によって影響を受ける。
- 2) 余長部折げ曲げ方向を  $90^\circ$ 、又は  $0^\circ$  に配筋すると、 $-90^\circ$  より定着耐力は向上する。
- 3) 巾止筋を多く配する事で、より広範囲に応力を伝達させ定着耐力が向上する。
- 4) 既往の掻き出し定着破壊算定式は、巾止筋がある場合はよく対応し、ない場合は壁筋のダボ効果を考慮する必要がある。

### 【参考文献】

- 1) 宮本泰志, 城攻ほか: 柱梁接合部における  $90^\circ$  曲げ下げ梁下端鉄筋の定着破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.965-970, 1996.6
- 2) 岩浪治郎, 城攻ほか: RC 造最上階外柱梁接合部における折曲げ梁上端筋の定着耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.747-750, 1998.9
- 3) 日本建築学会: 壁式構造配筋指針, 1997
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999

表-4 算定式の適合性 単位:kN

Specimen	$T_c$	$T_w$	$calT_u$	$expT_u$	$exp/cal$	$calT_{\Delta D}$	$exp/cal$
WA25-1A	60	-	60	153	2.55	146	1.05
WA25-3A	64	-	64	155	2.43	150	1.03
WB25-1A	6	-	6	93	14.47	93	1.00
WA25-1B	63	-	63	172	2.73	149	1.15
WA25-1AP2	62	47	109	179	1.64	195	0.92
WA25-1AP3	63	201	264	224	0.85	*Dの補正値 =86.2(kN)(一律)	
WA25-1BP2	65	327	391	377	0.96		
WA25-1AUP2	156	51	207	226	1.09		
WA25-1B'P2-O	66	323	388	446	1.15		
WA25-1B'P2-DH	78	549	628	575	0.92		
WA25-1B'P2-DU	82	549	631	672	1.06		

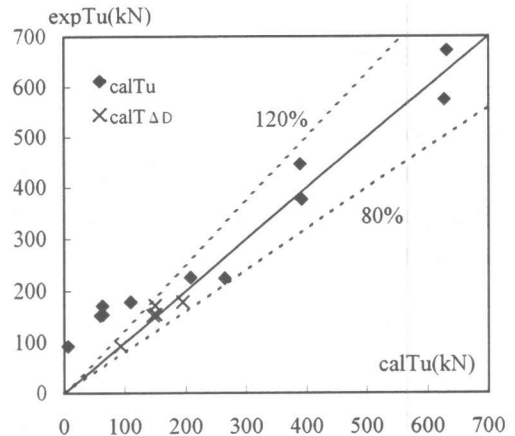


図-9 算定式の適合性

### 【Appendix】

$$T_d' = T_d \sqrt{\text{mean } \sigma_B / \sigma_B} \quad \text{式(1)'}$$

$\sigma_B$ : 全試験体のコンクリート強度の平均値,

$\sigma_B$ : 試験体のコンクリート強度

$$calT_u = k_N \cdot (T_c + T_w) \quad \text{式(2)'}$$

$$T_c = k_h \cdot k_c \cdot b_{ce} \cdot l_1' \cdot \sigma_c$$

$$T_w = k_w \cdot k_b \cdot a_w \cdot \sigma_{wy}$$

$k_c$ : 滑り耐力の比例定数

=0.85(接合部側に折曲げ), =1.2(下柱側に折曲げ)

$k_w$ : 横補強筋有効係数

=0.8(接合部側に折曲げ), =0.9(下柱側に折曲げ)

$k_b$ : 側方被り厚さの影響係数(=1.0,  $C_0 \leq 0.8L_{dh}$ )

$b_{ce}$ : 柱有効幅(=  $b_s + 0.53b_j$ ),  $l_1'$ : 破壊面加力方向長さ(=  $L_{dh} - d_b - C_c$ ),  $a_w$ : 折曲げ方向に  $1.7L_{dh}$ , 逆方向に  $1.3l_1'$  に配筋された横補強筋合計断面積(ただし、梁圧縮端から  $0.2D_c$  の範囲は除く),  $\sigma_c$ : コンクリート滑り強度(=  $\sigma_B^{0.5}$ )  $b_s$ : 最外縁の梁主筋間距離,  $b_c$ : 両サイドの側方被り厚さの合計(ただし  $b_c \leq 1.6L_{dh}$ ),  $C_c$ : 柱筋被り厚さ,  $D_c$ : 梁せい,  $\sigma_{wy}$ : 横補強筋降伏応力度,  $d_b$ : 梁主筋径