

論文

[2026] RC 柱梁接合部の内に定着される90°折曲げ筋の破壊モードと定着性能

城 攻*1・後藤 康明*2・柴田 拓二*3

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱梁接合部の梁筋の定着には、外柱では90°折曲げ定着を用い、内柱では通し配筋を用いるのが一般的である。また、架構式プレキャスト鉄筋コンクリート造では、内柱にも90°折曲げ定着を併用することが多い。既往の研究[1, 2, 3]等を参考にして、90°折曲げ定着の破壊モードを、側方割裂破壊、局部圧縮破壊、掻き出し破壊の3種に分類する。従来、提案されている90°折曲げ定着耐力式は、主として側方割裂破壊を対象としているもので[3, 4]、本研究では掻き出し破壊を対象とした定着耐力式を実験に基づいて提案するものである。なお、本報告は、建設省総合プロジェクト研究、略称New RCおよび日米共同研究PRESSの分担研究として行われた成果を用いて検討している。

2. 破壊モードの分類

図-1に90°折曲げ定着筋に生ずる3種の破壊モードを模式的に示す。これらの破壊性状および主たる破壊要因は、およそ次のようである。側方割裂破壊では、梁断面の両縁に位置する梁筋に対する接合部のコンクリート側方被り厚が薄い場合に、折曲げ部の内側に発生する割裂応力により被りコンクリートが皿状に剥離するもので、最外縁梁筋の耐力が急速に失われることが多い。局部圧縮破壊では、梁筋の折曲げ半径が小さく被り厚が大きい場合に、折曲げ部の内側に発生する局部圧縮応力によりコンクリートが圧潰し徐々に梁筋が抜け出すもので、折曲げ部の接合部内における位置に関係なく梁筋毎に独立に発生し得るが、その耐力劣化は比較的緩慢である。掻き出し破壊では、多数の梁筋が近接して一列に並んでいる場合に、梁筋列の外周沿いに接合部を横断して発生する亀裂面により、折曲げ前方部のコンクリートが塊状のまま掻き出されて全鉄筋が同時に耐力を失うもので、その水平定着長が短いほど顕著に生じやすい。

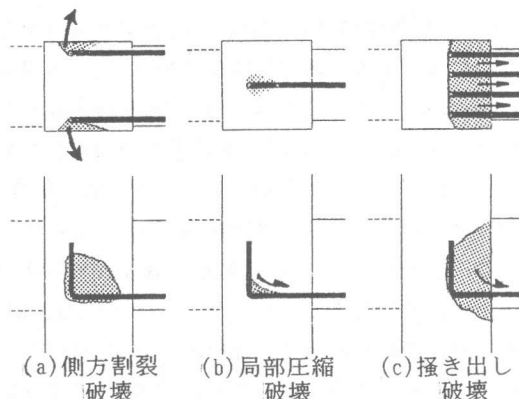


図-1 定着破壊モード

以上のように、側方割裂破壊と局部圧縮破壊は個々の梁筋の折曲げ近傍の局所的破壊であるのに対して、掻き出し破壊は全梁筋の耐力劣化を伴う破壊であるため、全梁筋カー変形関係の推移は接合部剪断破壊に類似している。しかし、剪断破壊は接合部対角線方向のコンクリートの圧縮破壊と考えられるのに対して、掻き出し破壊は対角線方向の圧縮破壊を伴わない破壊形式である。

90°折曲げ定着を持つ梁筋が、十分な水平定着長を確保しにくい配筋となるのは、直交する梁筋の定着と重なる隅柱や、プレキャストコンクリート造の内部柱に梁筋を折曲げ定着させる際に、

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

接合部を挟む1組の梁の定着部が重なる場合である。これらの重なりを避けて浅く定着させれば、施工上は合理的であるが、定着部に掻き出し破壊を生ずる可能性が増す。従って、掻き出し破壊を伴う定着性状に関しては、外柱だけでなく内柱についても検討する必要がある。

なお、これまで3種の破壊形式を意識的に区別して表す用語がなかったために上記のように表現したもので、特に「掻き出し破壊」は著者が創作した用語である。折曲げ筋は形状の非対称性から上下に非対称な破壊面を生ずる場合があり、コーン状またはクサビ状破壊と区別している。

3. 実験概要

3.1 実験変数と試験体形状

試験体には、梁のコンクリートおよび圧縮側梁筋の無い外柱形試験体を用い、図-2に示すように、折り曲げ内法半径 $3d_b$ (d_b は梁筋公称径19mm)の 90° フックと余長部 $12d_b$ を有する高強度ネジフシ鉄筋(D19, SD70)を、階高175cmの柱の接合部想定位置に埋め込んだものを全試験体の共通仕様とした。実験変数は、定着部水平投影長さ L_{dh} (=余長部鉄筋芯から梁側柱面までの距離)、梁応力中心距離 j_b 、柱せい D_c 、梁筋芯間隔 S_θ 、側方被り厚 C_θ (=外側梁筋芯から柱側面までの距離)、2段配筋、接合部横補強筋比 p_w 、柱軸応力度 σ_θ 、繰返し加力の有無、コンクリート強度 σ_B の10種類についてそれぞれ2または3水準の変数を設定した。このうち j_b については別の機会に報告する。基準試験体(LA1-1)は、柱幅30cm× D_c 40cmの柱断面に梁筋4本を $C_\theta=6.45$ cm、 $S_\theta=3d_b=5.7$ cm、 $L_{dh}=D_c/2=20$ cmとなるように1段に配筋し、 $j_b=32.8$ cm、 $p_w=0.2\%$ 、 $\sigma_\theta=0$ 、 $\sigma_B=300$ kg/cm²級、単調引張加力としたものである。側方被り厚 C_θ は、梁筋を柱筋の内側に配した場合の実用配筋としての最小幅であり、側方割裂破壊が生じないことを[3]によって確かめている。その他の試験体は、表-1に示す実験変数のみを基準試験体と異にするものである。なお、2段配筋は、1段目筋から $3d_b$ の芯間隔でその内側に2段目筋を4本配している。

用いた鉄筋およびコンクリートの力学的性状を表-2に示す。コンクリートの粗骨材には、試験体の縮小比に合わせて13mm以下の碎石を使用している。梁筋は降伏しないように全て高強度鉄筋を用いたが、柱筋および帯筋は700kg/cm²級コンクリートの場合のみに高強度材料を使用した。

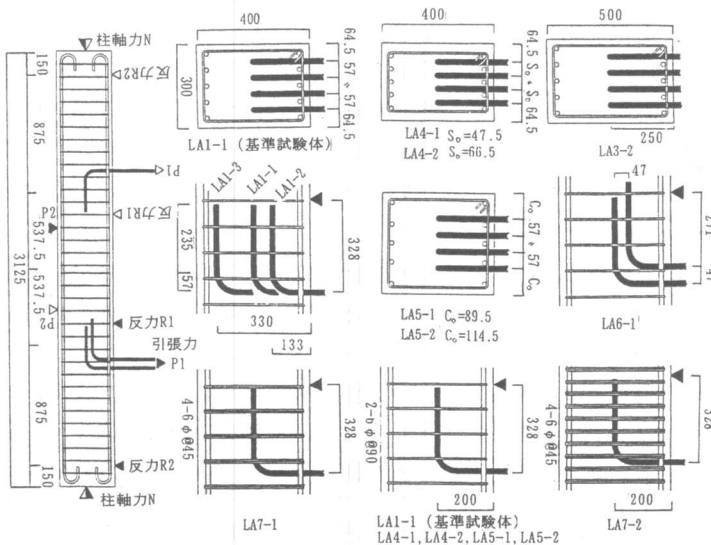


図-2 試験体概要

表-1 試験体名と実験変数

試験体	変数名	採用変量
LA1-1*	水平投影	$L_{dh}=20$ cm
LA1-2	定着長	13.3 cm
LA1-3		33 cm
LA3-1	柱せい	$D_c=30$ cm
LA3-2		50 cm
LA4-1	梁筋間隔	$S_\theta=2.5d_b$
LA4-2		$3.5d_b$
LA5-1	コンクリート側方被り厚	$C_\theta=4.7d_b$
LA5-2		$6.0d_b$
LA6-1	梁筋段数	2段配筋
LA7-1	接合部横補強筋比	$p_w=0.4\%$
LA7-2		0.8%
LA8-1	柱軸力比	$\sigma_\theta=\sigma_B/6$
LA8-2		$\sigma_B/3$
LA9-1	加力方法	片側繰返し
LA10-1	コンクリート圧	≈ 500 kg/cm ²
LA10-2	縮強度 σ_B	≈ 700 kg/cm ²

*基準試験体 ($D_c=40$ cm, $S_\theta=3d_b$, $D_b=40$ cm, $C_\theta=3.5d_b$, $p_w=0.2\%$, $\sigma_\theta=0$)

3. 2 加力方法

水平加力は、実架構の地震時応力状態を模擬するために図-2及び図-3に示すように引張力 P_1 を梁筋端に加え、梁圧縮側の反力 R_1 はピン支持された仮想梁せいの0.2倍幅の鋼板を介して伝え、上下の柱剪断力が等しくなるように P_1 に比例する力 P_2 を上柱に別系統の加力ジャッキで加力した。4本(2段配筋では8本)の梁筋は、同一変位となるように载荷しているので、加力値は相互に若干異なる。LA9-1は、片振り繰返し漸増载荷としたが、その他は単調引張载荷としている。柱軸力を与えるLA8-1,-2は、試験体上下に別途の加力用鋼製梁とジャッキを設置し、一定軸力を加えた。

3. 3 計測方法

図-4に示すような計測フレームを用いて、梁筋の柱面近傍 P' 点での水平変位とピアノ線を用いた折曲げ開始点B点の滑り量を柱せい中央にある標点C点からの相対移動量として計測した。梁筋の抜け出し変位すなわち梁付根 P 点の変位 D_b は、 P' 点変位から $P-P'$ 間距離に鉄筋歪度を乗じた値を差し引いて求めた。この他に主要な位置の鉄筋歪と定着部内側コンクリート歪を歪ゲージで計測し、接合部パネルの側方膨らみ、パネル4隅の鉛直・水平方向の変形、柱軸方向変形等を計測した。

表-2 使用材料の力学的性質

鉄筋	σ_y kg/cm ²	ϵ_y μ	σ_{MAX} kg/cm ²	伸び率 %
D 19	6710	3620	9010	12.9
D 16	3760	2460	5760	24.4
	5800	4460	9830	12.2
6 ϕ	3340	1730	4220	25.5
6 ϕ インデント	7810	5260	9960	12.0

コンクリート	σ_B kg/cm ²	ϵ_u μ	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$
普通強度	315	2750	2.18	1.96
高強度	487	2270	3.37	3.13
超高強度	754	2760	2.96	2.90

E : 弾性係数(x10⁵ kg/cm²)

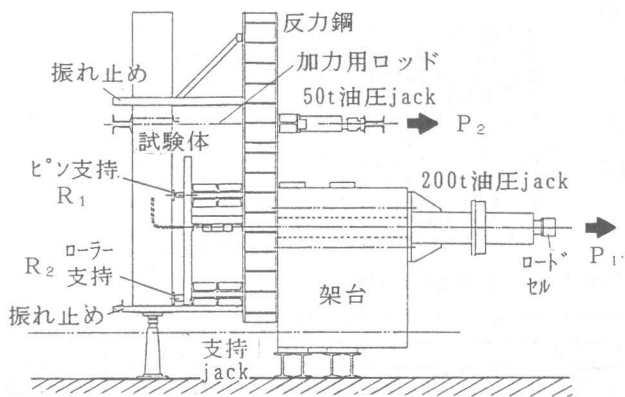


図-3 加力装置概要

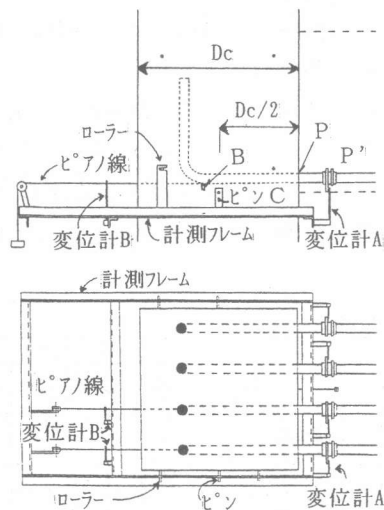


図-4 計測装置概要

4. 実験結果および考察

4. 1 亀裂及び破壊性状

最大耐力後に破壊性状が顕在化した変形時の亀裂状況の数例を写真に示す。いずれの試験体も、折曲げ部から下柱側に発生する水平角30°ないし45°の斜め亀裂と余長部に発生する縦亀裂および梁圧縮域を通る約45°の斜め亀裂とで形成される台形状のコンクリート塊が掻き出されて耐力を失う破壊モードとなった。水平定着長が長くなってストラット角度(圧縮反力 R_1 位置と折曲げ部を結ぶ線が水平軸と成す角度、図-5参照)が小さくなると、この破壊面は台形から三角形に変化し、水平定着長の長いLA1-3は、折曲げ部から柱背面にかけても剥落した。横補強筋量の多い

LA7-1 と LA7-2 は、折曲げ部内側の亀裂数が他の試験体に比べて多く、亀裂が分散している。軸力が導入された LA8-1 と LA8-2 は、梁筋の上方・下方共に亀裂角度が急勾配になっている。

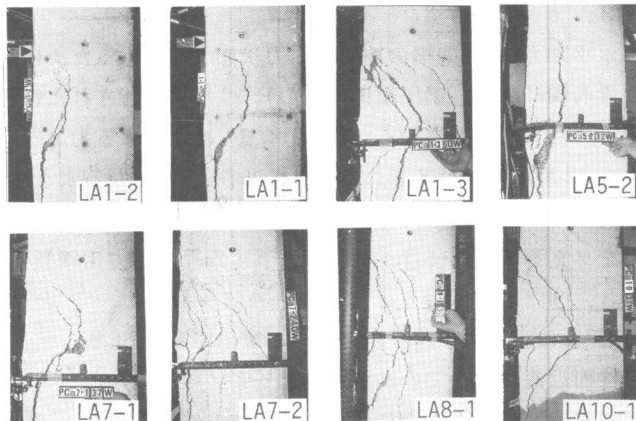


写真 破壊状況

4. 2 耐力計算式との比較

表-3に最大耐力時の梁筋力(各梁筋力の合計値) T_u と接合部剪断力 Q_{ju} を掲げた。実験値 $exp Q_{ju}$ は、日本建築学会RC造終局強度

型耐震設計指針[5]に示される外柱の平均剪断耐力式 (1) で求めた計算値 $cal Q_{ju}$ に対して LA7-2 を除いていずれも下回っており、剪断耐力に達する前に定着破壊を起こしていることを示す。但し LA1-3 は、両者の値が近接し圧縮域にコンクリートの圧潰の兆候が観察されたことから、剪断破壊と掻き出し破壊および下述の側方割裂破壊が ほぼ同時に生じたものと考えられるが、LA7-2 にはこのような兆候が現れていないことから、接合部横補強筋が剪断耐力の増大に寄与し、掻き出し破壊が先行したものと見なされる。また、鉄筋1本当りの側方割裂耐力式(2')[文献3]および(3')[文献4]を4本の梁筋合計値に換算するために、(2)式および(3)式を用いて算出した鉄筋力計算値 $cal T_{u1}$ および $cal T_{u2}$ は、いずれの実験値 $exp T_u$ を上回っていることと、破壊状況からも側方割裂破壊は生じていないものと判断される。但し、LA1-3 の実験値は $cal T_{u1}$ に近い値を示し、破壊状況にも側方割裂の傾向がみとめられた。

- 【実験値】
 - ◆ $exp T_u$: 最大耐力時梁筋合計引張力
 - ◆ $exp Q_{ju}$: 接合部剪断力 = $T - Q$ 。
 - 【計算値】
 - ◆ $cal Q_{ju} = 0.194 \sigma_B \cdot t_j \cdot l_{dh}$ ----- (1)
ただし $l_{dh} = L + r + d_b$
 - ◆ $cal T_{u1} = 4 cal P_1$ ----- (2)
ただし $cal P_1 = w \cdot d_b \cdot f_{bear} \cdot \sin \theta \cdot h / (h - j)$ --- (2')
 - ◆ $cal T_{u2} = 2 cal P_2 + 2 cal P_2c$ ----- (3)
ただし $cal P_2 = f_b \cdot d_b \cdot r$ ----- (3')
- 添字Fは外側鉄筋、Cは内側鉄筋

表-1 実験値及び計算耐力一覧

試験体	実験値				コンクリート σ_B (*2)	計算値				耐力比 $\frac{exp T_u}{cal T_{u3}}$
	最大耐力(ton)		梁筋抜け出し量(*1)			耐力 (ton)				
	$exp T_u$	$exp Q_{ju}$	B点	P点		$cal Q_{ju}$	$cal T_{u1}$	$cal T_{u2}$	$cal T_{u3}$	
PCa1-1	22.3	17.7	2.08	1.87	315	34.7	41.2	45.9	25.2	0.88
PCa1-2	13.0	10.5	2.54	2.30	327	24.6	31.6	32.2	15.5	0.84
PCa1-3	62.3	50.5	1.30	1.85	382	68.0	59.8	74.8	51.5	1.21
PCa3-1	15.3	12.6	1.85	2.08	331	27.8	34.5	39.7	18.7	0.82
PCa3-2	36.7	29.1	1.58	1.72	328	49.4	50.8	59.4	33.3	1.10
PCa4-1	24.0	18.5	0.95	1.70	354	37.1	43.7	47.9	23.8	1.01
PCa4-2	32.0	25.1	2.04	2.23	355	41.3	43.7	49.0	28.8	1.11
PCa5-1	30.1	24.2	1.72	1.75	335	37.3	59.2	51.0	30.0	1.00
PCa5-2	27.1	22.4	1.70	1.87	455	39.1	77.6	57.2	35.1	0.77
PCa6-1	27.7	22.4	0.92	0.91	359	39.6	126.7	83.3	26.4	1.05
PCa7-1	27.5	22.2	3.03	2.94	327	36.1	44.7	52.5	32.0	0.86
PCa7-2	41.4	33.1	2.76	3.32	316	34.8	49.4	55.7	42.2	0.98
PCa8-1	45.8	37.2	1.56	1.46	380	41.9	45.2	50.0	48.5	0.94
PCa8-2	45.4	36.8	1.89	1.87	398	43.9	46.2	51.2	49.5	0.92
PCa9-1	21.4	17.4	0.65	0.62	312	34.5	41.0	45.5	25.1	0.85
PCa10-1	35.0	28.1	0.30	0.80	487	53.7	51.2	54.9	29.7	1.18
PCa10-2	48.9	40.0	3.13	3.30	754	101.8	107.3	93.7	53.4	0.92

*1最大耐力時変形(mm), B点:折り曲げ開始点, P点:梁付け根位置 *2:コンクリート圧縮強度(kg/cm²)

4. 3 耐力に及ぼす諸要因の影響

図-5 (a)の T_u - σ_B 関係では、耐力はおおよそコンクリート強度の平方根に比例していることを示している。同図(b)の T_u - p_w 関係は、横補強筋比が増すと耐力が直線的に増加すること、補強筋比が0%時の推定耐力はコンクリートの負担成分と見なせることを示している。また同図(c)は T_u とストラット角度 θ ($=\tan^{-1}(j_b/L_{dh})$)、図-5参照)の関係を示すが、定着長が長くなるに従いストラット角度が小さくなり、耐力は $1/\sin\theta$ に比例的に増大することが分かる。鉄筋によって損なわれる接合部の有効幅 b_e を、梁幅 b_b - 鉄筋本数 n × 鉄筋径 d_b で表されるとすれば、同図(d)から b_e は概ね耐力と比例関係にあることが分かる。しかし、被り厚が最大となる LA5-2 の耐力が他の試験体に比べて小さく、この原因については検討の余地を残している。図示していないが、軸力によって耐力は増大するが、 $\sigma_B/6$ と $\sigma_B/3$ との比較ではほとんど差異は生じなかった。2段配筋したものは、応力中心間距離が小さくなる事に起因して若干耐力が増大している。

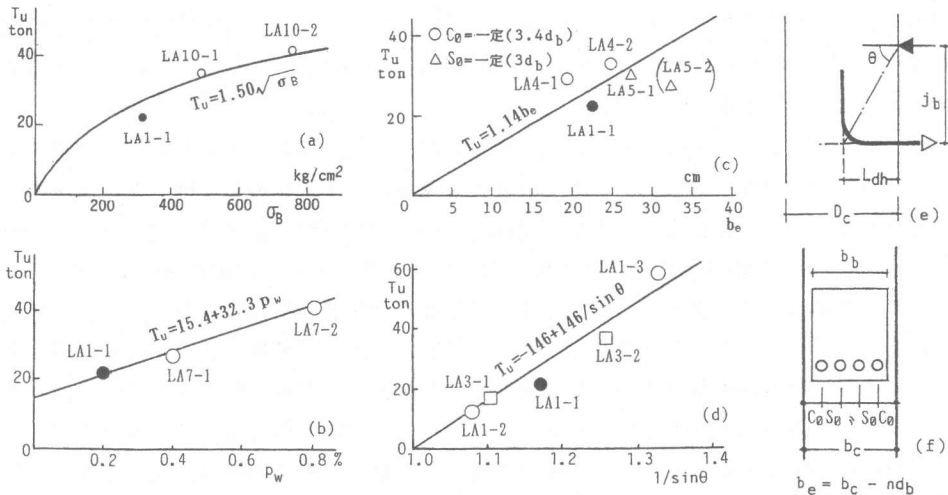


図-5 定着耐力に及ぼす影響因子の効果

4. 4 掻き出し破壊耐力の推定

上記の諸性状を考慮して、掻き出し破壊耐力 $Tu3$ を次式のように仮定する。

$$\text{cal } Tu3 = Tc + Tw \quad (4)$$

ただし $Tc = 2 L_{dh} \cdot b_e \cdot \sigma_t (1 + 6.32 \sigma_\theta / \sigma_B) / \sin \theta$

$Tw = k_w \cdot a_w \cdot \sigma_{wy}$

ここに $L_{dh} = L + r + d_b/2 = l_{dh} - d_b/2$

b_e : 接合部有効幅 = $b_b - n \cdot d_b$

σ_t : コンクリート引張強度 = $\sqrt{\sigma_B}$

σ_θ : 柱軸応力度 (但し $\sigma_\theta \leq \sigma_B/6$)

θ : ストラット角度 (図-6 参照)

k_w : 横補強筋有効係数 = 0.7

a_w : 梁筋の上下 L_{dh} 区間に配筋された横補強筋の全断面積

σ_{wy} : 横補強筋の降伏応力度

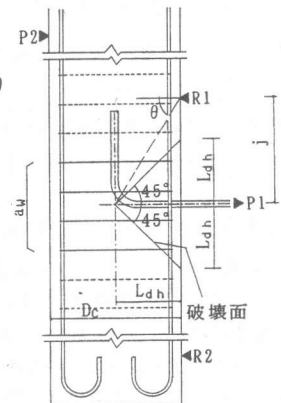


図-6 耐力算定用モデル

上式は、図-6に示すように梁筋水平軸と余長部鉛直軸との交点から上下45°に破壊線を想定し、この破壊線の水平引張抵抗力をコンクリート負担成分 T_c と横補強筋負担成分 T_w との和で表したものである。 T_c がコンクリート水平引張抵抗力を $\sin \theta$ で除して表されているのは、ストラット角度が小さくなると折曲げ部の鉄筋力がストラットを介して圧縮域に直接伝達される成分が増大する効果を示している。横補強筋負担成分を求める際の有効係数 k_w は、梁筋から遠くはなれるほど横補強筋の耐力への寄与率が低下する効果を、区間内の補強筋強度の平均値として示したものである。柱軸力による耐力増大では σ_0 が $\sigma_B/6$ までは比例的に上昇するものとし、これを超える場合には $\sigma_0 = \sigma_B/6$ として扱うものとした。

(4)式によって求めた計算結果を実験値と対比して表-3および図-7に示すが、実験値の計算値に対する比の値 γ は、全試験体の平均値で0.97となった。また、高強度コンクリート試験体 LA10-1の $\gamma = 1.18$ が最も大きくなり、逆に超高強度コンクリート試験体 LA10-2の $\gamma = 0.92$ を示していることから、超高強度コンクリートを含めた全域の評価には、コンクリート強度 σ_B に対応した有効係数や横補強筋の鉄筋係数を考慮することも必要であろう。また、コンクリート被り厚が最大の LA5-2 試験体の $\gamma = 0.77$ が最も小さな値となっている。これは被り厚の内部での破壊性状3次元的になり、被り厚が薄い場合と異なっていることも要因の一つとも考えられるが、これのみには現象が説明しきれないので、今後更に詳しい検討が必要である。しかし、各種の影響要因に対して両者の値は全般に近接し、(4)式による評価法は更に検討の余地はあるが概ね妥当であると考えられる。

5. 結語

90°折曲げ定着筋の柱梁接合部における掻き出し破壊定着耐力についてコンクリート強度、横補強筋比、水平投影定着長、側方被り厚、梁筋間隔等を変数として実験を行った結果、耐力はコンクリート強度の平方根に比例すること、横補強筋比の増大およびストラット角度の減少が耐力を高めること等が明かとなった。これらの結果を用いて想定した破壊線に対するコンクリートと横補強筋の負担抵抗成分の和として定着耐力式を導いた。今後は、横補強筋の挙動や他の影響要因を考慮して汎用的な耐力式を提案すると共に、荷重変形関係についても検討を加える予定である。

【謝辞】本研究の一部は鹿島建設(株)の研究助成を戴いて行われた。記して謝意とする。

【参考文献】[1]城 攻・後藤康明・柴田拓二「高強度材料を用いた外部柱梁接合部の剪断抵抗性能」コンクリート工学年次論文報告集、14-2、1992 [2]竹山順祐・西村泰志・南宏一「鉄筋コンクリート造柱梁接合部における梁主筋の定着機構に関する実験的研究」日本建築学会近畿支部研究報告集、1986 [3]藤井栄・後藤定己・森田司郎「外端柱・梁接合部の折曲げ定着に関する研究」日本建築学会学術講演梗概集、1983 [4]藤井栄・森田司郎・川上修司・山田稔明「90°折曲げ鉄筋の定着耐力の再評価」日本建築学会構造系論文報告集、No.429、1991 [5]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」、1990

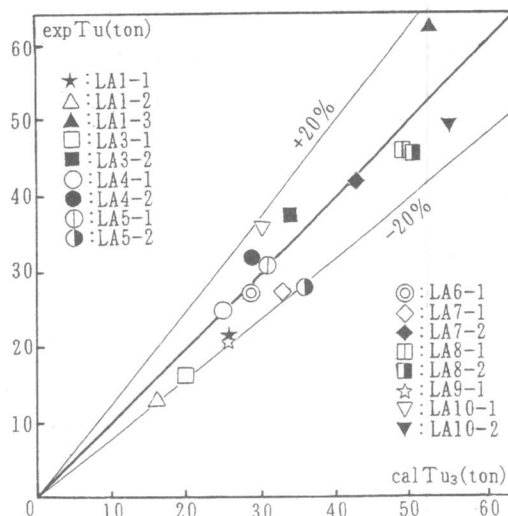


図-7 掻き出し破壊定着耐力実験値と計算値の関係