

論文

[2080] 高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状

正会員 藤井 栄 (京都大学建築学科)
 正会員○村上 秀夫 (鴻池組技術研究所)
 正会員 山田 稔明 (鹿島建設)
 正会員 森田 司郎 (京都大学建築学科)

1. まえがき

わが国における現行の設計規準は、接合部における通し配筋の付着規定を有さず、近年、終局強度型指針で初めて、コンクリート強度と鉄筋降伏強度に依存させ、柱せいと鉄筋径の比を制限する方式が推奨されている。しかしながら、各種の影響因子の効果を十分に評価できているとはいえず、また高強度コンクリート、高強度鉄筋を使用した場合に対する適用性についても明かではない。一方、接合部内の梁筋をイメージした既往の付着実験[1][2]では、付着すべり特性の詳細な検討を行っているものの接合部内の応力状態が必ずしもモデル化できた実験とは言い難く、その再現性に疑問がある。本研究は、高強度の鉄筋、コンクリートを用いた接合部内での梁通し筋の付着性状についてより直接的な資料を得ることを目的にしている。接合部内の応力状態に近い付着試験方法を考案し、柱せい、鉄筋径、鉄筋降伏強度、コンクリート強度、柱軸力比の梁通し筋の付着性状に及ぼす影響を調査した。

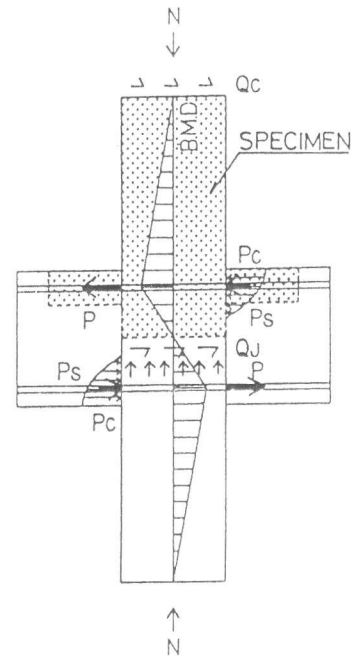


図-1 接合部のモデル化

2. 実験計画

2.1 供試体

供試体は、実際の接合部内の応力状態を再現するために、接合部を含む柱、梁の一部を図-1に示すように取りだした形状である。梁筋1本あたりの柱幅に相当する幅をもつ偏平な柱に1本の梁試験鉄筋が通し配筋されており、さらに梁のヒンジゾーンに相当する領域のコンクリートブロックがとりついている。柱せいD(付着長さ)、柱幅Bの相違により、Sシリーズ9体($B \times D = 100 \times 400\text{mm}$)とLシリーズ4体($150 \times 600\text{mm}$)に分類される。図-2に供試体の配筋図を示す。梁試験鉄筋には、ネジフシ鉄筋を使用し、柱側面に縦リブが位置するように配した。配筋は、柱主筋に8-D16(SD70)を、横補強筋には柱主筋の外周および中央部にそれぞれD8(SD70, インデント)の溶接閉鎖型フープを60mm間隔で各供試体共通に配した。一方、梁ヒンジ部分に相当するコンクリートブロック断面は、Sシリーズで $100 \times 150\text{mm}$ 、Lシリーズで $150 \times 150\text{mm}$ とした。ブロックの長さは両シリーズとも梁せいの0.5~1.0倍程度を想定して300mmとし、早期の圧縮破壊や付着割裂破壊を起こさないようにするために $\phi 9 @ 30\text{mm}$ (スパイラル)で補強した。表-1に供試体一覧を示す。実験変数は、柱せい($D = 400, 600\text{mm}$)、梁主筋径($d_b = 19, 25, 35$)と降伏強度(SD35, SD70)、コンクリート圧縮強度($F_c = 400, 800, 1200\text{kgf/cm}^2$)および柱軸力比($\sigma_o / F_c = 1/3, 1/6, 1/18$)である。図-3に供試体の特性を示す。コンクリートは柱側面が天地となる

方向で打設した。試験時の
コンクリート強度 f_c は、
表-1中に示す。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-4に示す。
柱に一定軸力を与えた後、
試験鉄筋の一端に引張力を
与え、他端では鉄筋端には
荷重せずコンクリートブロ
ック面に等量の圧縮力を同
時に加えた。この荷重法に
より、鉄筋の降伏以前、以
後を通じて接合部の場合と
非常に類似した鉄筋応力状態となる。また反力
位置までの距離を上下で変えることにより柱ス
パン側と接合部側へのせん断力の流れを再現で
きる。荷重履歴は、荷重漸増型の正負交番繰り
返し荷重とし、試験鉄筋が破断する直前まで加
力した。

2.3 計測事項

図-5にすべり計測方法を示す。柱中心軸位
置における試験鉄筋のすべり (S2) の計測は、
試験鉄筋に溶接した全ネジボルトをかぶり部に
あけた15mm×25mmの穴から出してその移動量を
計測した。また柱両フェース面における試験鉄
筋の抜け出しおよび押し込み量 (S1, S3)

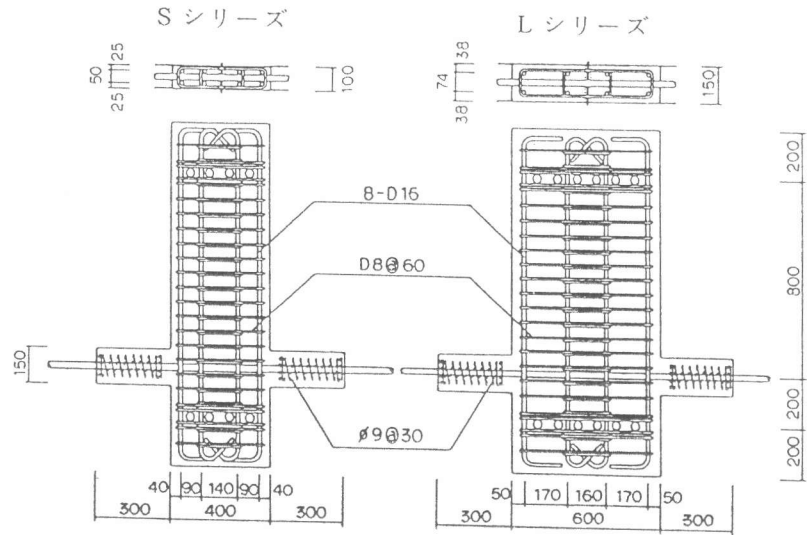
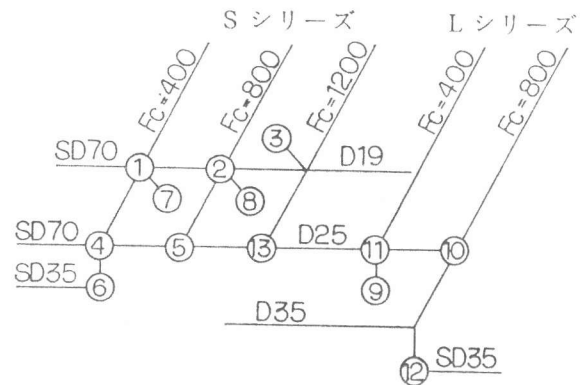


図-2 供試体配筋図



$D=400\text{mm}, \sigma_0=1/6 \cdot F_c$ $D=600\text{mm}, \sigma_0=1/6 \cdot F_c$
ただし

③ は、 $\sigma_0=1/18 \cdot F_c$

⑦, ⑧ は、 $\sigma_0=1/3 \cdot F_c$

図-3 供試体の特性

表-1 供試体一覧表

番号	供試体 記号	柱断面 (mm×mm)	梁主筋 (mm)	鉄筋降伏強度 (kgf/cm ²)	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	柱軸力 (tonf)			
No. 1	S-19-7000-400-1/6	100 × 400	D19	7850	426	25			
No. 2	S-19-7000-800-1/6			7850	834	55			
No. 3	S-19-7000-1200-1/18			7850	1258	25			
No. 4	S-25-7000-400-1/6		×	D25	7250	353	25		
No. 5	S-25-7000-800-1/6				7250	950	55		
No. 6	S-25-3500-400-1/6		400	D19	3800	368	25		
No. 7	S-19-7000-400-1/3				7850	443	55		
No. 8	S-19-7000-800-1/3				7850	834	110		
No. 13	S-25-7000-1200-1/6			D25	7240	1297	80		
No. 9	L-25-3500-400-1/6				150 × 600	D25	3800	357	60
No. 10	L-25-7000-800-1/6						7180	1009	120
No. 11	L-25-7000-400-1/6		D35	7240		357	60		
No. 12	L-35-3500-800-1/6			3660	985	120			

の計測は、危険断面から約30mm離れた位置の鉄筋表面にポンチ孔をあらかじめ裏表にあけておき、すべり計測用フレームにヒンジ支持されたネジ棒を、コンクリートブロックかぶり部にあけた15mm×25mmの穴を通して、このポンチ孔に立てることによって計測した。すべり計測用フレームは、図に示す柱中心軸近傍の4点で支持されており、計測値はこの位置のコンクリートに対する相対すべり量である。試験鉄筋の歪は、柱せい全域に100mm間隔（危険断面近傍のみ50mm間隔）で歪ゲージを熱硬化性の接着剤を用いて縦リブ上に直接表裏設置して計測した。

3. 実験結果の概要

付着が健全な供試体は、試験鉄筋の破断直前まで载荷を行った。付着劣化した供試体は、すべり計測の限界（約±10mm）で実験終了した供試体と、接合部内付着劣化によってコンクリートブロック内で伝達される引張力が増すために危険断面が圧壊して終局となった

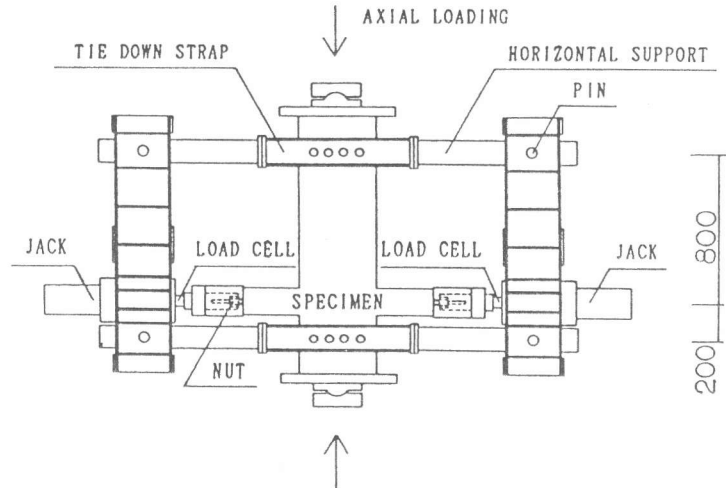


図-4 载荷装置

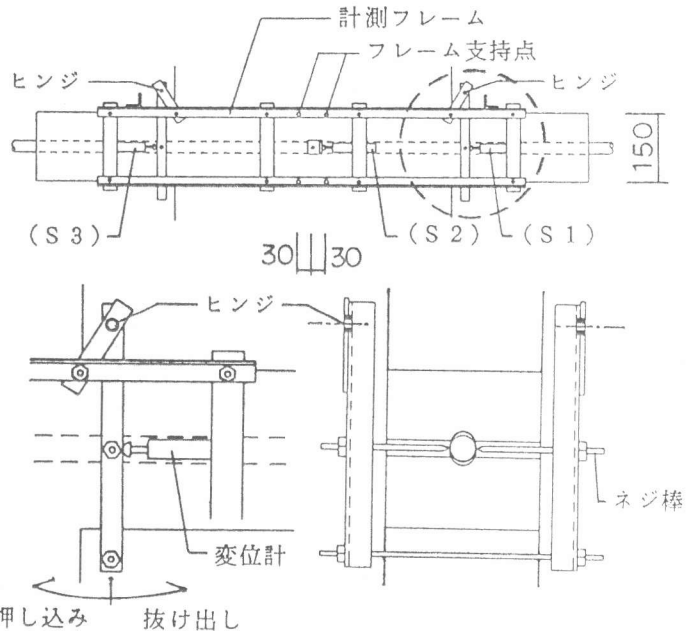


図-5 すべりの計測方法

表-2 各供試体の破壊モードと付着指標

供試体番号	破壊モード ⁽¹⁾	指針案 ⁽²⁾ D/Dcal	指標値 ⁽³⁾ τ_u/τ_f
No. 1	Y-B-SL	0.55	0.70
No. 2	Y-C	0.77	1.10
No. 3	Y-C	0.95	1.31
No. 4	E-A-SH	0.41	0.39
No. 5	Y-B-CC	0.68	0.73
No. 6	Y-B-CC	0.81	0.77
No. 7	Y-B-SL	0.56	0.82
No. 8	Y-C	0.77	1.26
No. 13	Y-C-CC	0.80	0.91
No. 9	Y-C	1.19	1.71
No. 10	Y-C	1.06	1.72
No. 11	Y-A-CC	0.63	0.90
No. 12	Y-C	1.47	1.73

* (1) ① -② -③

①鉄筋降伏の有無

Y: 降伏 E: 未降伏

②付着性状

A: 降伏直後の繰返しまでに付着劣化

B: 降伏後3回目の繰返しまでに付着劣化

C: 顕著な付着劣化せず

③最終破壊モード

SL: すべり計測の限界により実験終了

CC: 危険断面圧壊により実験終了

SH: 接合部せん断破壊により実験終了

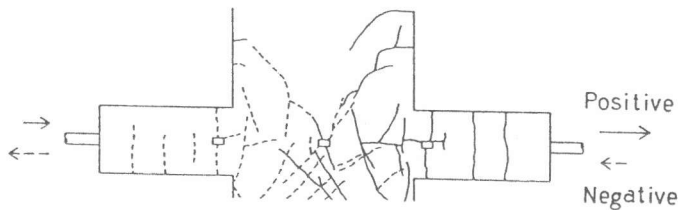
* (2) $D_{cal}/d_b = f_y / (10 \cdot \sqrt{f_c})$

* (3) τ_u : 式(1)による

$\tau_f = 2 \cdot f_y \cdot a_s / (\Psi \cdot D)$

ただし a_s : 鉄筋公称断面積 Ψ : 鉄筋公称周長

供試体がある。また供試体No. 4は、接合部のせん断破壊によって実験を終了した。図-6に付着劣化した典型的な供試体の最終ひびわれ状況を示す。荷重初期段階で柱面近傍位置のコンクリートブロックにひびわれが生じる。以降、引抜き側からの曲げひびわれ、最外縁柱主筋に沿うひびわれが発生し、さらに定着筋に沿って付着割裂ひびわれが柱中央部まで進展していく。繰り返し荷重によってこれらのひびわれは、ステッチ状に交差して終局に至っている。これに対し付着健全な供試体では、最外縁柱筋に沿ったひびわれは共通に観察されるものの柱コア内への顕著なひびわれの進展は見られなかった。図-7に付着劣化を引き起こした典型的な供試体の荷重-すべり曲線の一例を示す。S1, S3は、柱両フェース面位置の、S2は、柱中心軸位置のすべりを示す。鉄筋が圧縮力を受ける際の押し込み量は、抜け出し量に比べて非常に小さいが、降伏以後の繰り返し荷重で付着劣化が進行すると徐々に押し込み量も増大してゆく。図-8には、典型的な供試体の(P1-P3)-(S1+S3)曲線を示す。ここで(P1-P3)は、接合部架構実験における梁端モーメントと等価なものであり、(S1+S3)は、図-9に示すように付着すべりによる梁の付加変形角とみなすことができる。付着劣化を生じた供試体では付加変形角が増大し、復元力特性もピンチ型になる。図-8より、コンクリート強度大なるほど、柱せい大なるほど、鉄筋降伏強度が小なるほど、付着性状が良いことがわかる。表-2に各供試体の最終破壊モードの一覧を示す。



No. 5 (S-25-7000-800-1/6)

図-6 付着劣化した供試体の最終ひびわれ状況

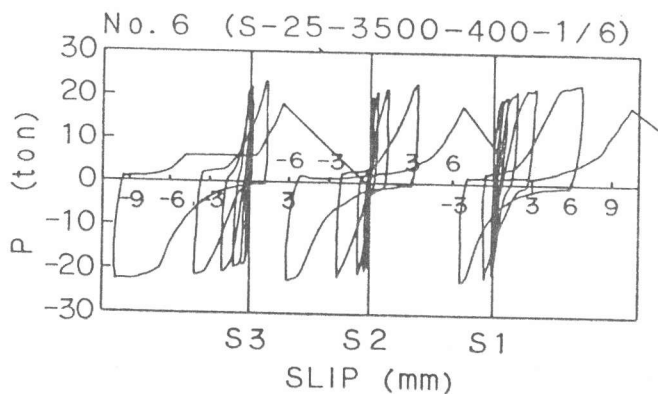


図-7 荷重-すべり曲線の一例

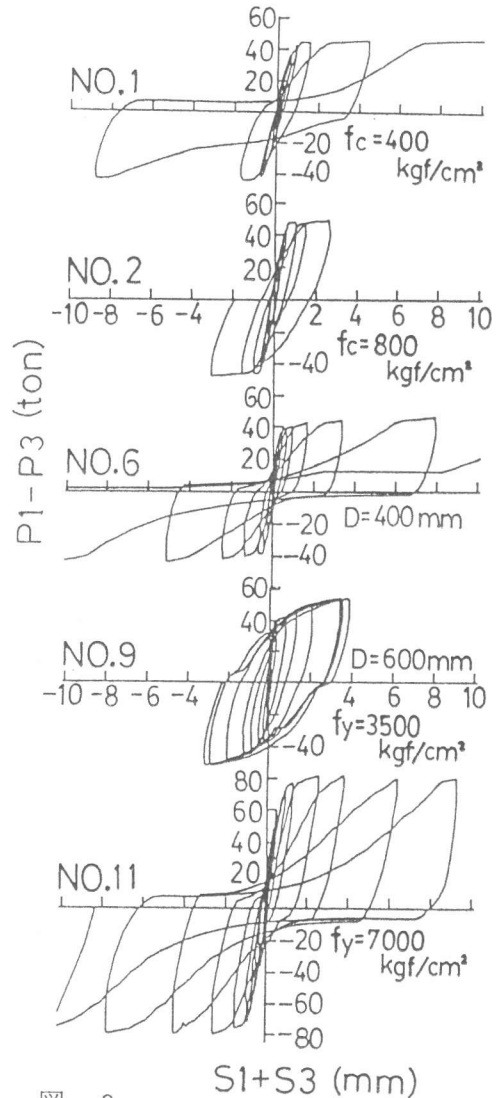


図-8 (P1-P3)-(S1+S3) 曲線

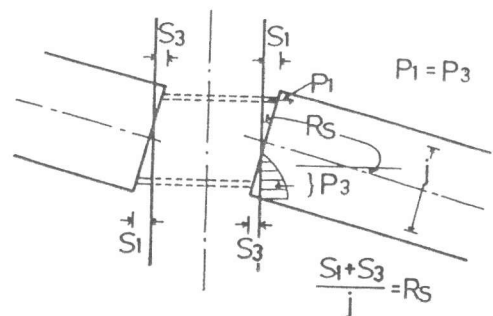


図-9 すべりによる付加変形角

4. 局所付着応力-すべり曲線

接合部内のひずみゲージ設置点で分割される各区分毎に局所の付着応力-すべり関係 ($\tau-s$ 関係) を求めた。ひずみ計測値は、Ramberg-Osgood型の履歴モデル関数を用いて応力に変換し、

各区分の応力勾配を局所付着応力とした。すべり量は、コンクリートの変形を無視し、中央位置のすべり計測値に各区分中央点までの

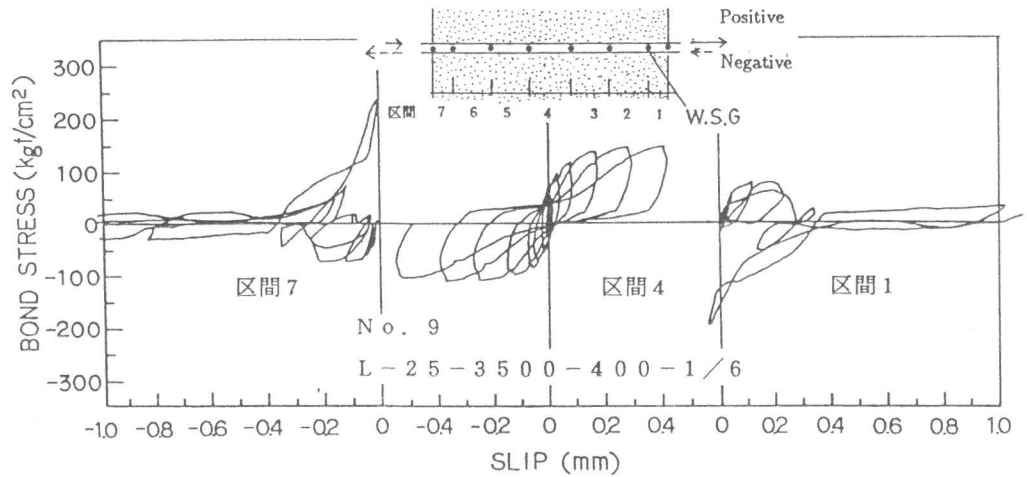


図-10 局所付着応力-すべり曲線

鉄筋ひずみ量の積分値 (伸び量) を加えることで求めた。図-10にNo.9供試体のかぶり部と中央部の $\tau-s$ 曲線を示す。接合部内の付着特性は、かぶり領域とコア内領域で大きく異なることがわかる。コア内領域では正負等しい性状を示すのに対し、かぶり領域では、鉄筋応力が引張を受ける方向 (引き抜き側) には、付着強度は小さく、圧縮を受ける方向 (押し込み側) には、非常に大きな付着力を發揮している。図-11(a), (b), (c) に、コア内領域柱中央部の区間の $\tau-s$ 曲線包絡線を実験変数毎に示す。コンクリート強度および柱軸力比が高くなると、局所付着強度と初期剛性は共に高くなる。また柱幅・鉄筋径比が大きいほど局所付着強度が高くなる。なお、柱せいD (付着長さ) は、直接局所 $\tau-s$ 特性に支配する因子にはならないと考えられる。コア内領域の局所付着強度に及ぼすこれらの影響因子の効果を評価するため、他の条件が等しい対応する供試体の組 (図-11(a), (b), (c)の組) の実験結果を基にそれぞれの効果を表す回帰式を導出した。さらに得られた評価式が独立に成立

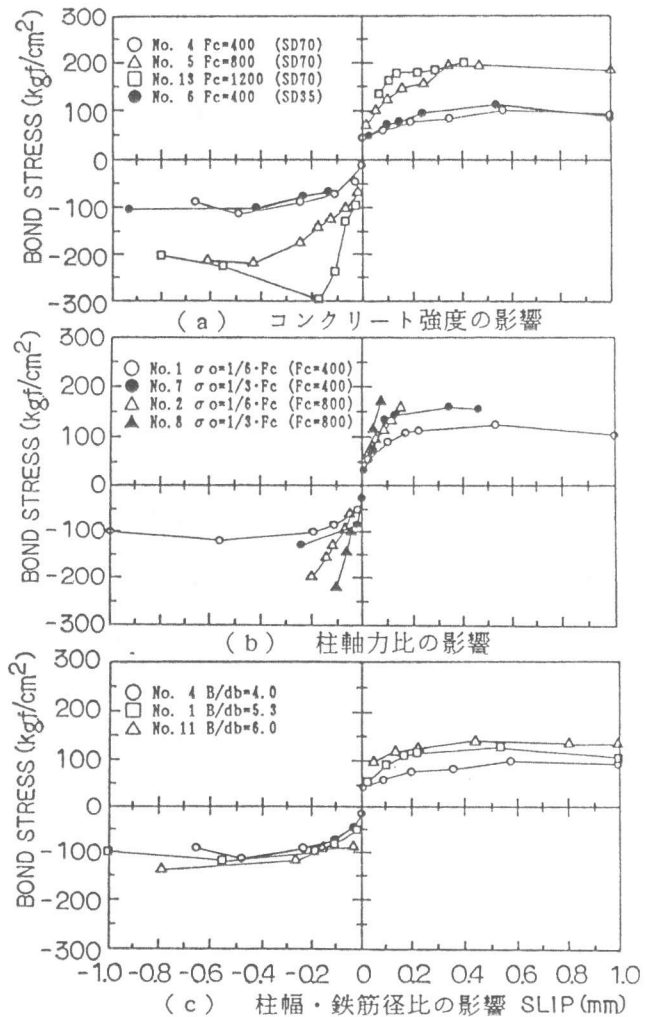


図-11

コア内領域の局所付着応力-すべり曲線の包絡線

すると仮定すると、次式のように各影響因子の効果を乗じる形式で、コア内領域の局所付着強度 τ_u をモデル化できる。

$$\tau_u = 22.5 \cdot \left(0.86 + 0.84 \cdot \frac{\sigma_0}{f_c} \right) \cdot \frac{B}{db} \cdot \left(\frac{f_c}{357} \right)^{0.66} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

5. 接合部における付着設計指標

式(1)によるコア内の局所付着強度 τ_u を柱フェース面で引張・圧縮降伏するとした時の平均付着応力 τ_f で除した値を付着指標とする。表-2に各供試体の τ_u/τ_f 値と終局強度型指針式による指標値 D/D_{cal} を共に示す。図-12に各供試体の指標値と破壊モードの関係を示す。 D/D_{cal} が1以上の供試体は付着劣化しておらず、指針式は本実験結果に対して安全側の評価になる。また τ_u/τ_f 値による評価では1以上で付着劣化が生じないことをさらに良く判定できており、各種の影響因子を考慮している分、判別能に優れていると思われる。ただし、式(1)は本実験範囲内でモデル化したものであり、各影響因子の効果が独立して成立すると仮定している。本実験範囲では実験結果を良く表現しているが、今後さらにデータを蓄積して各効果の相関作用の有無、未考慮の曲げ、せん断力の影響についての評価を加えて改善する余地を残している。

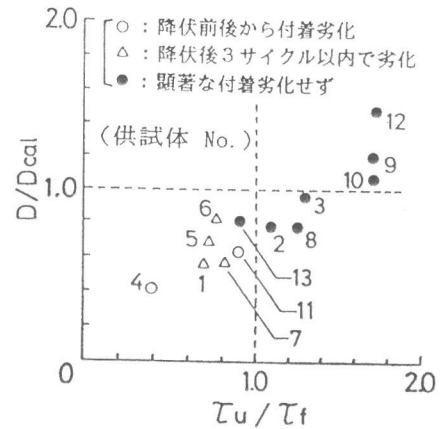


図-12 提案付着指標と指針式の比較

6. 結論

接合部内の梁筋を模擬した付着試験法を開発した。本実験より得られた知見を以下に示す。

- (1) 鉄筋が引張圧縮降伏することにより、接合部内の付着劣化が促進される。
- (2) 接合部内の局所付着強度は、コンクリート圧縮強度の $2/3$ 乗にほぼ比例する。
- (3) 柱軸力比が大きくなると、接合部内の付着性状は良くなる。
- (4) 本実験範囲では、終局強度型設計指針式は、安全側の付着評価を与える。
- (5) 局所付着性状はかぶり領域とコア領域で異なり、かぶり領域では押し込み側となる方向では付着強度は非常に大きく、引き抜き側となる方向では小さい。
- (6) 接合部コア内の局所付着強度 τ_u を式(1)のごとくコンクリート強度、鉄筋1本あたりの柱幅・鉄筋径比、柱軸力比の関数で定量化した。
- (7) τ_u に基づく接合部内梁主筋付着指標を提示した。

付記 本研究は、「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」(略称: New RC総プロ)の一環として行ったものである。また本実験の一部は、平成2年度文部省科学研究費補助金[一般研究(A)]によるものである。

参考文献

- [1] Bertero, V.V., et al.: Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks, Univ. of California, UCB/EERC-79/22, Aug. 1979
- [2] 黒正清治ほか: 押し込み力と引抜き力を同時に受けるはり主筋の付着性状に関する実験研究、日本建築学会大会論文報告集、第322号、pp. 52-63、1982.12