

論文

[2033] 鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に対する設計

前田匡樹*1、小谷俊介*2、青山博之*3

1. 研究の目的

筆者等は、単純梁の付着実験を行い、サイドスプリット型の付着割裂強度式を提案し、既往の付着実験の主筋の付着割裂強度を良く評価することが出来た[1]。日本建築学会刊行の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[2]（以下、指針と略す）では、6章の「せん断と付着に対する設計」において、アーチ機構とトラス機構に基づいたせん断強度式が示されている。付着に関しては、主筋の付着割裂強度が付着応力度を上回る様にすることが設計の条件とされている。部材としての付着割裂耐力式は示されていない。

そこで本研究では、主筋の付着割裂強度に筆者等の提案した付着割裂強度式を用い、アーチ機構とトラス機構に基づき、部材としての付着割裂耐力を求め、既往の部材実験結果と比較検討し、RC部材の付着割裂破壊に対する設計法について検討した。

2. 部材の付着割裂耐力

指針[2]では、塑性理論の下界定理に基づき、アーチ機構とトラス機構の重ね合わせとして、せん断耐力式を示している。指針のせん断耐力式のトラス機構では、付着強度が無限大であると仮定し、せん断補強筋が降伏強度に達していることと、トラスおよびアーチ機構の重ね合わせによるコンクリート圧縮応力度がコンクリートの有効圧縮応力度 $\nu \cdot \sigma_B$ に達していることからせん断耐力を導いている。

本研究では、RC部材の付着割裂耐力式を、せん断補強筋の強度が無限大で降伏しないものと仮定し、主筋の付着応力度が付着割裂強度に達していることと、トラスおよびアーチ機構の重ね合わせによるコンクリート圧縮応力度がコンクリートの有効圧縮応力度 $\nu \cdot \sigma_B$ に達していることから、付着割裂耐力式を導いた。

2.1 主筋の付着割裂強度

筆者等は、単純梁の実験結果に基づき主筋の付着割裂強度式を提案している[1]。図1に、提案した付着割裂強度式による計算値 τ_{bu} と既往の実験の実験値 τ_{max} との比較を示す。図2に、 τ_{bu}/τ_{max} の度数分布を示す。 τ_{bu} と τ_{max} の相関係数 r は0.922、 τ_{bu}/τ_{max} の平均値 \bar{x} および標準偏差 σ は、それぞれ1.06、0.170となり、計算値 τ_{bu} は、既往の実験結果を、高強度コンクリートの範囲まで良く評価することが出来た。ここで、設計式として、実験値のほぼ下限を取るように、 $(\bar{x}-2\sigma)\tau_{bu}$ を設計用付着割裂強度 τ_b とすると、実験結果に対して、不合格率2.3%となる。すなわち、

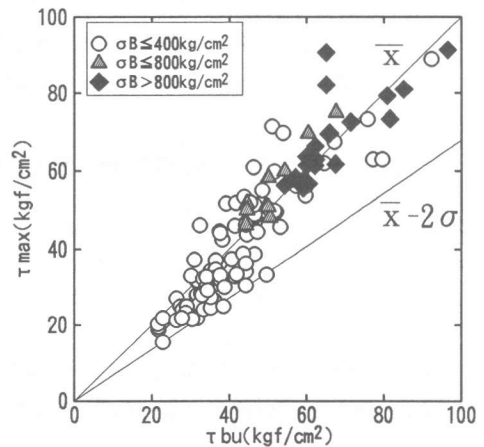


図1 付着割裂強度

*1 東京大学大学院、工学系研究科建築学専攻、工修（正会員）

*2 東京大学助教授、工学部建築学科、Ph.D 工博（正会員）

*3 日本大学教授、総合科学研究所、工博（正会員）

設計用付着割裂強度式は、式(1)～(3)となる。

$$\tau_b = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (1)$$

$$\tau_{co} = (0.270 b_t + 0.375) \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

$$\tau_{st} = (0.806 + 0.706 \frac{n}{N}) \frac{b \cdot p_w}{N \cdot j_t} \times 10^4 \quad (3)$$

ただし、 $b_t = b / (N \cdot d_b) - 1$ 、 $p_w \leq 1.2\%$

$$\tau_{st} \leq (0.263 + 0.232 \frac{n}{N}) \frac{b \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{N \cdot d_b}$$

上端筋には、 $\lambda = 0.803 + 1.52 \times 10^{-4} \sigma_B$ を τ_b に乗じる。

ここに、 σ_B : コンクリート強度 (kg/cm²)、 b : 梁幅 (cm)、 j_t : 主筋中心間距離 (cm)、 p_w : 横補強筋比、 N : 主筋本数、 n : 一組の横補強筋の足数、 d_b : 主筋径 (cm)、 σ_{wy} : 横補強筋降伏強度 (kg/cm²)

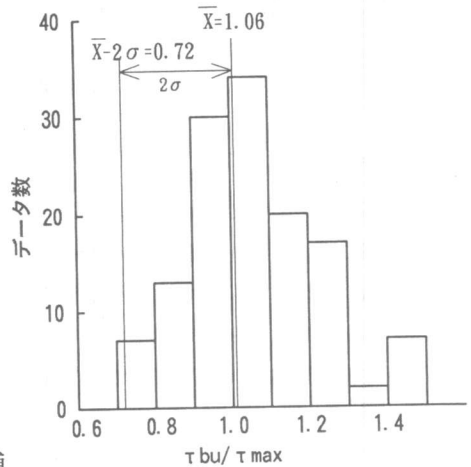


図2 τ_{bu} の精度検証

2.2 RC部材の付着割裂耐力

トラス機構が負担するせん断力 V_t は、図3に示すように主筋の付着応力度を、引張側端部の d (有効せい) の範囲で0、それ以外の範囲で付着割裂強度 τ_b に達していると仮定すると、式(4)で与えられる。

$$V_t = \tau_b \cdot \sum \Psi \cdot j_t \cdot (L-d) / L \quad (4)$$

$$\text{ただし、} \frac{\tau_b \cdot \sum \Psi}{b} \leq 0.5 \nu \cdot \sigma_B$$

ここに、 $\sum \Psi$: 主筋周長合計 (cm)、 L : せん断スパン (cm)、 d : 有効せい (cm)

この時のコンクリート圧縮束の応力度 σ_{ct} は、式(5)となる。

$$\sigma_{ct} = \frac{2 \tau_b \cdot \sum \Psi}{b \cdot \sin 2\phi} \quad (5)$$

$\nu \cdot \sigma_B > \sigma_{ct}$ の場合には、 $\nu \cdot \sigma_B - \sigma_{ct}$ がアーチ機構に対するコンクリート圧縮束応力度となる。従って、アーチ機構が負担するせん断力 V_a は、指針のせん断強度式と同様に、式(6)で与えられる。

$$V_a = (\nu \cdot \sigma_B - \sigma_{ct}) \tan \theta \cdot b (D/2) \quad (6)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(L/D)^2 + 1\}} - L/D \quad (7)$$

付着耐力 V_b は、トラス機構が負担するせん断力 V_t とアーチ機構が負担するせん断力 V_a の和として、

式(8)で与えられる。

$$V_b = V_t + V_a \quad (8)$$

以上より、図4に示すように、付着割裂耐力 V_b は、 $\tau_b \cdot \sum \Psi / b$ とともに増加し、 $\tau_b \cdot \sum \Psi / b$ が $0.5 \nu \cdot \sigma_B$ を越えると一定になる。

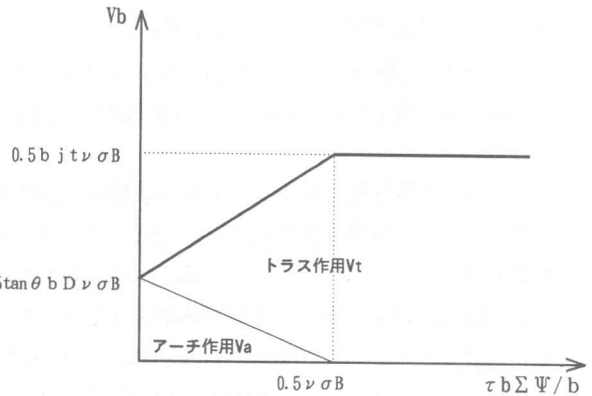


図4 V_b と $\tau_b \sum \Psi / b$ の関係

3. 実験結果による検証

近年行われた部材実験で、付着割裂破壊した試験体を含む実験シリーズについて、実験者によって報告されている最大耐力 V_{max} および付着割裂耐力 V_b 、せん断耐力 V_u 、曲げ耐力 V_t の各計算耐力と破壊モードとの関係について検討した。検討に用いた既往の実験結果は、16シリーズ計170体である。既往の実験の一覧を表1に示す。

付着割裂耐力 V_b は、トラスの傾斜角 θ は、45度と仮定して求めた。また、柱部材や主筋が2段配筋された梁部材では、2段目の主筋までをトラス機構に有効であると、主筋中心間距離は j_t は、式(9)によった。

$$j_t = \frac{j_{t1} \cdot \sum \Psi_1 + j_{t2} \cdot \sum \Psi_2}{\sum \Psi_1 + \sum \Psi_2} \quad (9)$$

ただし、 j_{t1} 、 j_{t2} ：それぞれ、1段目、2段目主筋中心間距離(cm)、 $\sum \Psi_1$ 、 $\sum \Psi_2$ ：それぞれ、1段目、2段目主筋周長合計(cm)

せん断耐力 V_u は、コンクリート有効圧縮強度 $\nu \cdot \sigma_B$ として、高強度コンクリートにも適合性が良いとされているCEB式($3.68 \sigma_B^{2/3}$)を用いて、指針式により求めた。曲げ耐力 V_t は、実験者によって報告されている鉄筋の降伏強度およびコンクリート圧縮強度を用いて、平面保持を仮定した曲げ解析により求めた。

3.1 降伏前の付着割裂破壊

主筋降伏前に付着割裂破壊したと報告されている試験体31体について、 V_{max} と V_b の比較を図5に示

表1 比較に用いた既往の実験

実験者	文献番号	加力	試験数	断面(cm)	主筋 ^{*1}	σ_B (kgf/cm ²)	軸力比	a/D ^{*2}
栗林等	3	柱 単調載荷 繰り返し	4	20×20	4-D13	294~313	0.17	3, 4, 5
森本等	4	柱 単調載荷 繰り返し	6	20×20	2-D16 4-D13	244~314	0.17	2
筆者等	5	梁 繰り返し	32	27.5 ×40	3-D25 10-D13	255~285	0	2
金久保等	6	柱 繰り返し	16	25×25	3-D13 4-D13	394~400	0.33	1.5, 2
金久保等	7	梁 繰り返し	8	17.5 ×27	6-D10 5-D10 4-D10	346~376	0	2
奥出等	8	梁 単調載荷	11	20×40	3-D23	266~299	0	2
高木等	9	梁 単調載荷	21	20×40	3-D23	329~362	0	1.5, 2
奥出等	10	梁 単調載荷 繰り返し	9	20×40	3-D23	300~360	0	2
松原等	11	梁 単調載荷	7	20×40	3-D23	376	0	2
中沢等	12	梁 繰り返し	9	20×40	3-D19 3-D22	230~315	0	2
藤沢等	13	梁 繰り返し	12	20×27	4-D13 6-D10	682~729	0	2
新田等	14	梁 単調載荷	9	20×30	3-D23	248	0	1, 2, 3
加藤	15	柱 繰り返し	4	25×25	3-D13 4-D13	804~820	0.31~ 0.45	2
加藤	16	柱 繰り返し	4	25×25	3-D13 4-D13	698~806	0.20~ 0.28	1.5, 2
唐津等	17	柱 繰り返し	12	30×30	4-D13 5-D13	182~341	0.34~ 0.51	1.5, 2
古川等	18	梁 繰り返し	6	18×18 18×27 18×36	4-D13 8-D13	830	0	1.5 2.0 3.0

*1 2段配筋の場合は、1段目の配筋、*2 せん断スパン比

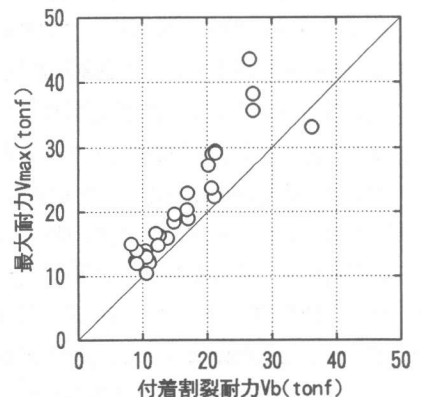


図5 V_{max} と V_b の比較

す。 V_{max}/V_b の平均が 1.29、標準偏差 0.135で、 V_b が V_{max} を下回った試験体は 1 体 ($V_{max}/V_b=0.99$) のみで、 V_b は V_{max} の下限値となっており、付着割裂耐力の設計式となりうる。

降伏前に付着割裂破壊あるいはせん断破壊した試験体について、 V_b と V_u の関係を図6に示す。また、 V_u/V_b の分布を図7(A)、(B)に示す。 $V_b > V_u$ の範囲にせん断破壊、 $V_b < V_u$ の範囲に付着割裂破壊した試験体が入っていれば、計算上の破壊モードと実験で観察された破壊モードが一致することになる。図7(A)より、付着割裂破壊した試験体(Bo)では、計算上も付着割裂破壊と判定される試験体は、31体中 19体であり、破壊モードの判定の精度は余り良くない。特に、計算ではせん断破壊と判定された 12体中 9体が柱部材であり、 V_b は、柱部材に対して小さめの付着割裂耐力を与える傾向があり、今後の検討課題である。図7(B)より、せん断破壊した試験体(S)では、計算上もせん断破壊と判定される試験体は、22体中 5体であり、破壊モードが比較的良く判定できる。

3.2 降伏後の付着割裂破壊

既往の実験結果について、 V_{max}/V_f と V_b/V_f の関係を図8に示す。ただし、実験結果のうち、せん断破壊したと報告されている試験体を除いた。また、 V_b/V_f の度数分布を破壊モードで分類し、図9(A)~(C)に示す。降伏前に付着割裂破壊した試験体(記号:●)は、 $V_b/V_f \leq 0.8$ の範囲に、降伏前に付着割裂破壊した試験体(記号:○)は、 $0.6 \leq V_b/V_f \leq 1.4$ の広い範囲(V_b/V_f の平均 1.01、標準偏差 0.221)に、また付着割裂破壊せず曲げ破壊した試験体は、 $V_b/V_f \geq 0.7$ の範囲に分布している。 $V_b/V_f < 1$ の範囲にも降伏するまで付着割裂破壊しない試験体があるのは、付着割裂強度にばらつきがあり、 τ_b を下限値としているためであり、安全側の結果となっている。これら3つの破壊モードの間には、明確な境界は存在せず、それぞれ分布が重なり合っている。図9(B)において、降伏後に付着割裂破壊した試験体について、実験で報告されている限界変形角 R_b により分類をした。 V_b/V_f が小さい試験体では、限界変形角 R_b も小さくなる傾向がある。

ここで用いている付着割裂強度 τ_b は、

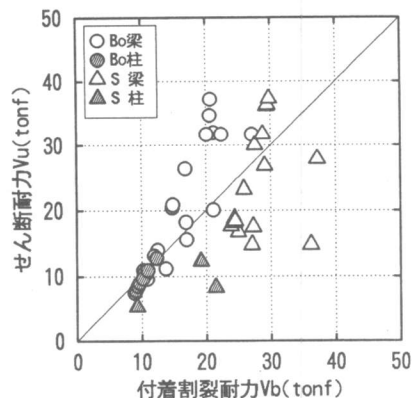


図6 VuとVbの比較

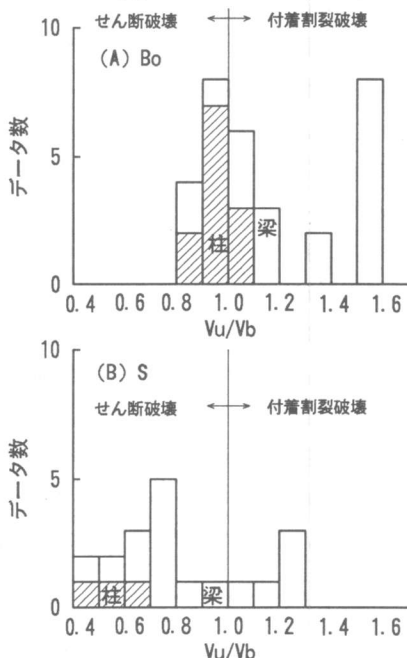


図7 破壊モードの判別

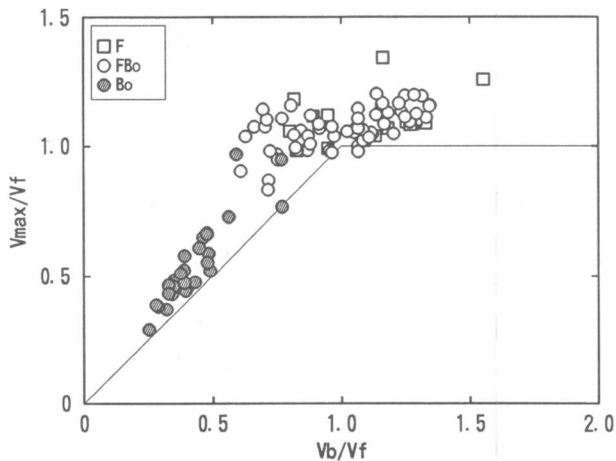


図8 VmaxとVbの比較

単調荷を受け主筋降伏前に付着割裂破壊する実験結果から導かれている。降伏後に付着割裂破壊する試験体では、塑性変形が進むことや繰り返し加力の影響により、付着割裂強度が τ_b よりも低下すると考えられる。そこで、降伏後に付着割裂破壊した試験体について、 $V_{max} = V_b$ となる有効付着強度 τ_b^* を求め、塑性変形後の付着強度低減係数 α を式(10)と定義する。

$$\alpha = \tau_b^* / \tau_b \quad (10)$$

既往の実験結果から求めた付着強度低減係数 α と限界変形角 R_u の関係を図10に示す。限界変形角 R_u が大きくなるにつれ、 α が小さくなる傾向があり、実験結果の下限を包絡する様に、 α を式(11)で定めれば、設計式として安全側となる。

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & (R_u \leq 0.01) \\ 1.2 - 20 R_u & (0.01 < R_u \leq 0.04) \\ 0.4 & (0.04 < R_u) \end{cases} \quad (11)$$

4. RC部材の付着割裂破壊に対する設計条件

3章までの検討結果から、RC部材の付着割裂破壊に対する設計条件は、以下の様にまとめられる。

(1) 塑性ヒンジを計画しない部材

式(4)~(8)を用いて算定される付着割裂耐力 V_b が曲げ耐力 V_f を上回ること。

(2) 塑性ヒンジを計画する部材

その部材に必要なとされる変形角 R_u から式(11)により付着強度低減係数 α を求め、付着割裂強度を $\alpha \cdot \tau_b$ として、式(4)~(8)を用いて算定される付着割裂耐力 V_b が曲げ耐力 V_f を上回ること。

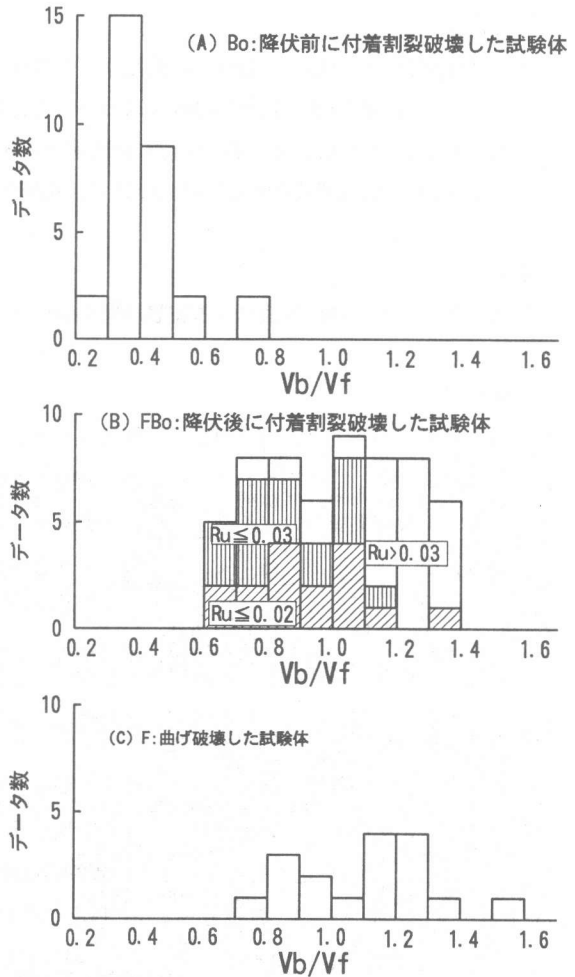


図9 Vb/Vmaxの度数分布

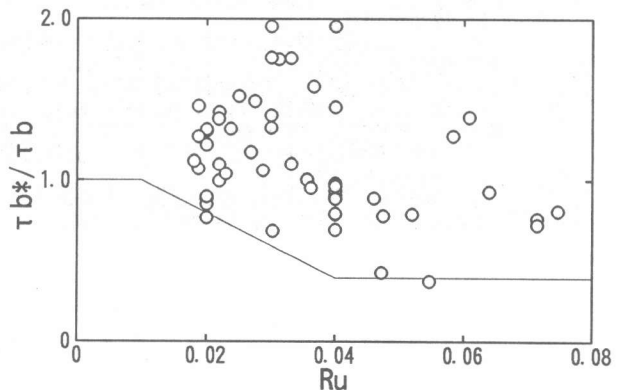


図10 塑性変形後の付着強度低減係数

5. 結論

トラス機構とアーチ機構に基づき、鉄筋コンクリート部材の付着割裂耐力式を導き、既往の実験結果と比較し、付着割裂破壊に対する設計法について検討した結果、

- (1) 付着割裂耐力式は、降伏前に付着割裂破壊する部材の付着割裂耐力を良く評価することが出来た。
- (2) 降伏後に付着割裂破壊する部材について、十分な塑性変形能を有するための条件を示した。

謝辞

本研究では、多くの研究者による実験結果を用いた。ここに記して、謝意を表する。

参考文献

- [1] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案」、構造工学論文集、vol. 38B, pp.、1992年3月。
- [2] 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。
- [3] 森田司郎、藤井栄、栗林博之、森本久雄；「鉄筋コンクリート短柱の付着割裂破壊についての検討（その1 実験結果概要）（その2 付着破壊モードの判定）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 2101~2104、1973年10月。
- [4] 森本久雄、森田司郎、藤井栄、大上実；「RC短柱における付着割裂破壊時の局所付着応力-すべり曲線」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 1865~1866、1974年10月。
- [5] 前田匡樹、小谷俊介；「鉄筋コンクリート梁部材の付着強度」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 313~314、1990年10月。
- [6] 金久保利之、園部泰寿、広沢雅也、藤沢正視、折原信吾；「高強度軽量コンクリートを用いた柱部材の耐震性能に関する研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 843~844、1990年10月。
- [7] 金久保利之、藤沢正視、折原信吾、広沢雅也、園部泰寿；「高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究-その1-、-その2-」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 405~408、1989年10月。
- [8] 奥出久人、新田隆雄、狩野芳一；「せん断補強筋の強度がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響について」、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、pp. 623~628、1988年。
- [9] 高木仁之、奥出久人、新田隆雄；「せん断補強筋の強度による梁のせん断耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp. 75~80、1989年。
- [10] 奥出久人、高木仁之、狩野芳一；「付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp. 81~86、1989年。
- [11] 松原洋志、高木仁之、狩野芳一；「二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊」、コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp. 151~156、1991年。
- [12] 中沢淳、塚本尚由、倉本洋、南宏一；「繰返し曲げせん断を受ける1300キロ級の高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断および付着割裂破壊性状」、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp. 221~226、1990年。
- [13] 藤沢正視、上之園隆志、竹内匡和、村上秀夫；「高強度鉄筋コンクリートはりの靱性確保に関する研究（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 277~278、1990年10月。
- [14] 新田隆雄、高木仁之、松原洋志、植松卓二、狩野芳一；「RC梁の付着割裂破壊に及ぼすせん断スパン比の影響（その1 実験結果および概要）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 309~310、1990年10月。
- [15] 加藤大介；「高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp. 415~420、1991年。
- [16] 加藤大介、菊池政智；「高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、14-2、pp. 541~546、1992年。
- [17] 唐津俊一、清水秀夫、鮎子多浩一、益尾潔；「8000kg/cm²級高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断耐力と曲げ靱性（その1 実験概要）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp. 689~670、1989年。
- [18] 古川淳、藤井栄、藤谷秀雄、藤沢正視；「高強度コンクリート梁の付着割裂破壊」、コンクリート工学年次論文報告集、14-2、pp. 547~552、1992年。