

論文

[2095] 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊

正会員 ○古川 淳 (鉄建建設技術本部)
 正会員 藤井 栄 (京都大学建築学科)
 藤谷 秀雄 (建設省建築研究所)
 正会員 藤澤 正視 (筑波技術短期大学建築学科)

1. 目的

高強度鉄筋と高強度コンクリートの組み合わせでは普通強度に比べ、より付着割裂破壊が重要な問題となることが予想される。

本研究は、圧縮強度800kgf/cm²のコンクリート、SD70の鉄筋を用いた梁部材の付着割裂破壊実験を行い、その性状を調査したものである。さらに、普通強度鉄筋コンクリートでも十分に解明されていない、梁せい、二段配筋の問題に対する有効な知見をうることを目的とする。

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に、配筋詳細を図-1に示す。試験体は縮尺1/2~1/3の梁試験体6体(No.1~No.6)である。梁クリアースパン(L=1080mm)、梁幅(b=180mm)は共通である。本実験で調査した要因は、梁せい、横補強筋量、断面内の鉄筋配置(一段配筋、二段配筋)が付着割裂破壊に及ぼす影響であり、これらは以下の試験体間の比較で直接調査することができる。

- ・梁せいの影響…No.1 (D=270mm), No.3 (D=360mm), No.4 (D=180mm),
- ・横補強筋の影響…No.1 (φ6@80, pw=0.39%), No.2 (φ6@50, pw=0.62%) (全て外周スラップ)
- ・鉄筋配置の影響…No.2 (4-D13一段配筋), No.5 (上下端8-D13二段配筋), No.6 (上端8-D13二段配筋, 下端4-D13一段配筋)

以下、鉄筋の呼び方は図-2(c)に示すとおりとする。

試験体のせん断設計は、終局強度型耐震設計指針[1]により行った。最もせん断に厳しい試験体でも、降伏ヒンジ回転角Rp=0.01でせん断耐力計算値が、学会略算式による曲げ耐力計算値を上回るようにした。ただし、指針式については、有効圧縮強度係数νをCEBの式によった。

表-1 試験体一覧

供試体 No	内法スパン L(mm)	幅 B(mm)	せい D(d)(mm)	L/D (M/QD)	上端主筋 下端主筋	主筋比 pt (%)	せん断補強筋	せん断補強筋比 pw (%)	供試体の特徴
No. 1	1080	180	270(240)	4(2)	4-D13 4-D13	1.18	2-D6@80	0.39	基本
No. 2							2-D6@50	0.62	補強筋量大
No. 3			360(330)	3(1.5)		0.86	2-D6@80	0.39	梁せい大
No. 4			180(150)	6(3)		1.88			梁せい小
No. 5			270(225)	4(2)	8-D13 8-D13	2.51	2-D6@50	0.62	二段配筋
No. 6			270(225) 270(240)	4(2.67) 4(1.33)	8-D13 4-D13	2.51 1.18			上下端筋量の相違

(2) 材料特性

実験時のコンクリート圧縮強度及び割裂引張強度は、 $\sigma_B=830$, $\sigma_t=30.2$ kgf/cm²である。鉄筋は、主筋にD13($\sigma_y=7110$, $\sigma_{max}=9650$ kgf/cm²), せん断補強筋 $\phi 6$ ($\sigma_y=8960$, $\sigma_{max}=12210$ kgf/cm²)である。(0.2%オフセット値)

(3) 加力方法

建研式正負交番逆対称曲げモーメント加力装置を用いて行う。載荷履歴は、1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/20 正負各2回の繰り返しをする。

(4) 計測事項

梁せん断力、梁変形の計測のほか、図-2(a)に示すように、各ボルト間距離を計測することで、曲げ、せん断、軸変形を計測した。また、同図(b)に示す方法で、梁スパン中央位置の梁主筋すべりを直接計測した。梁主筋、せん断補強筋には、図-1に示す位置にW.S.Gを設置してある。

3. 実験結果

3.1 概要

実験結果一覧表を表-2に示す。図-3に各試験体のせん断力-部材変形角関係を示す。すべて、曲げ降伏以後の繰り返しで耐力、剛性が劣化する破壊モードであった。ただし、No.4試験体では危険断面位置で主筋降伏が確認できているが以後ほとんど塑性ひずみが進展することなく耐力劣化した。

3.2 ひびわれ性状

図-4に各試験体のR=1/20時のひびわれ状況を示す。いずれの試験体も曲げ降伏以前の比較的早い段階で梁中央位置に鉄筋に沿う付着割裂ひび割れが発生した。以後正負の繰り返し載荷によってひび割れが交叉して進展してゆく。付着ひび割れは、上端筋側に先に発生、進展するが、最終的には、上、下端筋とも同等のひび割れ状況になっている。二段配筋試験体のNo.5では、二段筋の内側筋に沿うひび割れが先行し

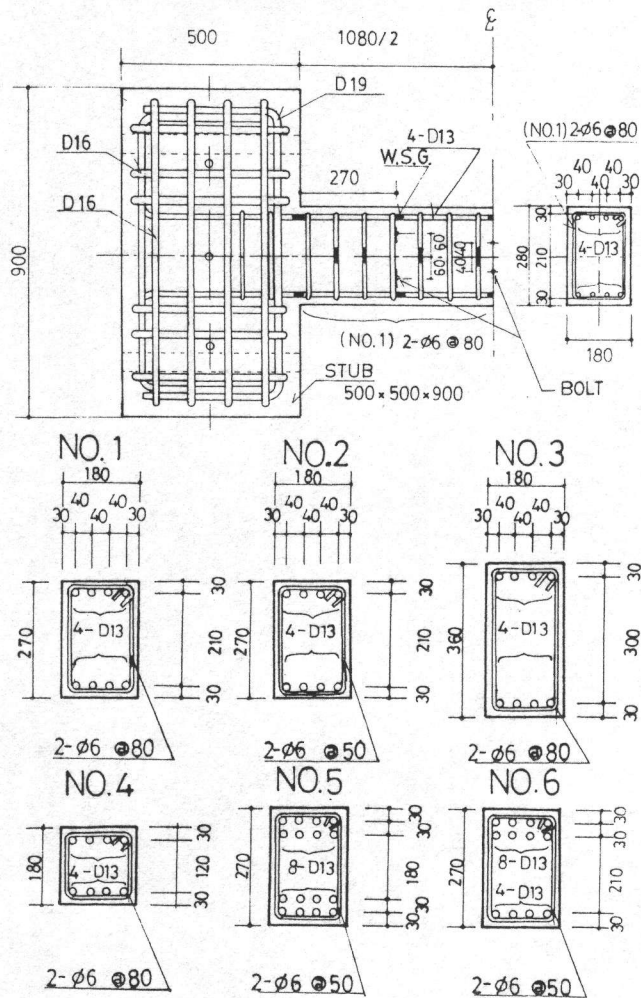
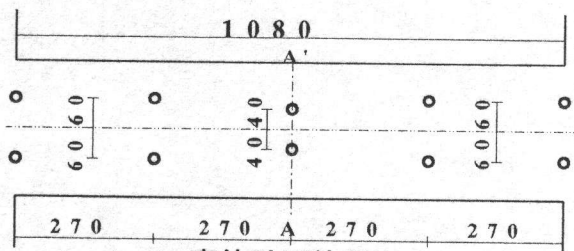
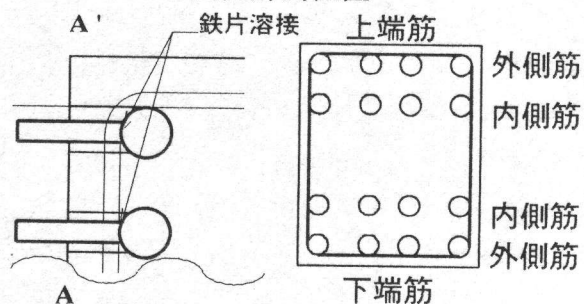


図-1 配筋詳細



(a) 変位計測位置



(b) 中央部すべり計測 (c) 鉄筋名称

図-2 変位計測定位置

表-2 実験結果一覧

供試体		曲げひびわれ				せん断ひびわれ				曲げ降伏		最大耐力		限界変形 δ 80	破壊 モード
		Pc (ton)		δ c (mm)		Ps (ton)		δ s (mm)		Py	δ y	Pu	δ u		
No. 1	正負	3.39	4.95	0.87	1.61	6.16	6.35	2.60	2.75	16.29	15.6	16.84	20.1	49.7	FB
		3.63	1.61	0.55	0.47	7.21	7.21	3.03	3.03	15.10	15.5	16.40	21.1	45.3	
No. 2	正負	3.58	5.01	1.05	1.84	6.96	6.96	3.27	3.27	15.98	14.4	17.24	32.2	80.6	FB
		4.63	2.24	1.05	0.10	8.21	7.03	3.47	2.53	15.04	11.9	17.66	32.9	----	
No. 3	正負	5.94	6.19	0.83	0.97	6.94	7.43	1.31	1.59	22.26	13.2	23.80	21.7	56.1	FB
		5.61	5.61	0.27	0.27	8.56	10.09	1.39	2.44	22.38	19.2	22.71	21.7	38.1	
No. 4	正負	1.40	1.76	0.91	1.28	3.95	3.95	4.80	4.80	9.45	21.5	9.45	21.5	51.3	FB (B)
		1.84	0.85	0.89	0.28	5.81	4.63	7.29	5.13	9.76	21.8	9.76	21.8	43.5	
No. 5	正負	3.00	4.45	0.46	0.85	8.43	9.44	2.76	3.30	27.99	19.7	29.14	32.8	63.0	FB
		3.04	5.55	0.04	0.99	9.58	9.30	3.13	2.98	28.41	21.1	28.77	21.6	51.3	
No. 6	正負	2.19	4.63	0.38	1.18	7.40	5.40	2.86	1.64	22.56	21.7	22.61	54.1	65.7	FB
		4.09	3.09	0.58	0.10	7.61	7.04	2.54	2.19	23.16	20.1	23.31	21.1	----	

Note:

- (1) 曲げひびわれ荷重、せん断ひびわれ荷重は、目視によるひびわれ発見荷重である。各欄の左右は、両材端部での発見荷重を表す。(実験時には供試体を材軸方向に立てて載荷したので、左が上側、右が下側の材端部を表す。)
- (2) 降伏荷重は、荷重変形曲線上の急激な折れ曲がり点を採用し、この直前、直後の荷重階で危険断面位置の鉄筋ひずみ降伏ひずみを越えていることを確認した。荷重-変形曲線上で明瞭でない場合にはひずみゲージの出力で降伏ひずみを越えた時点とした。(二段筋の場合は、二段共降伏した時点とした。)
- (3) 限界変形角は、包絡線(各変位段階の1回目の変位ピーク点および、載荷途上での最大耐力点を結んだもの)上で、最大耐力の80%の耐力にまで劣化した時点の変形角とした。

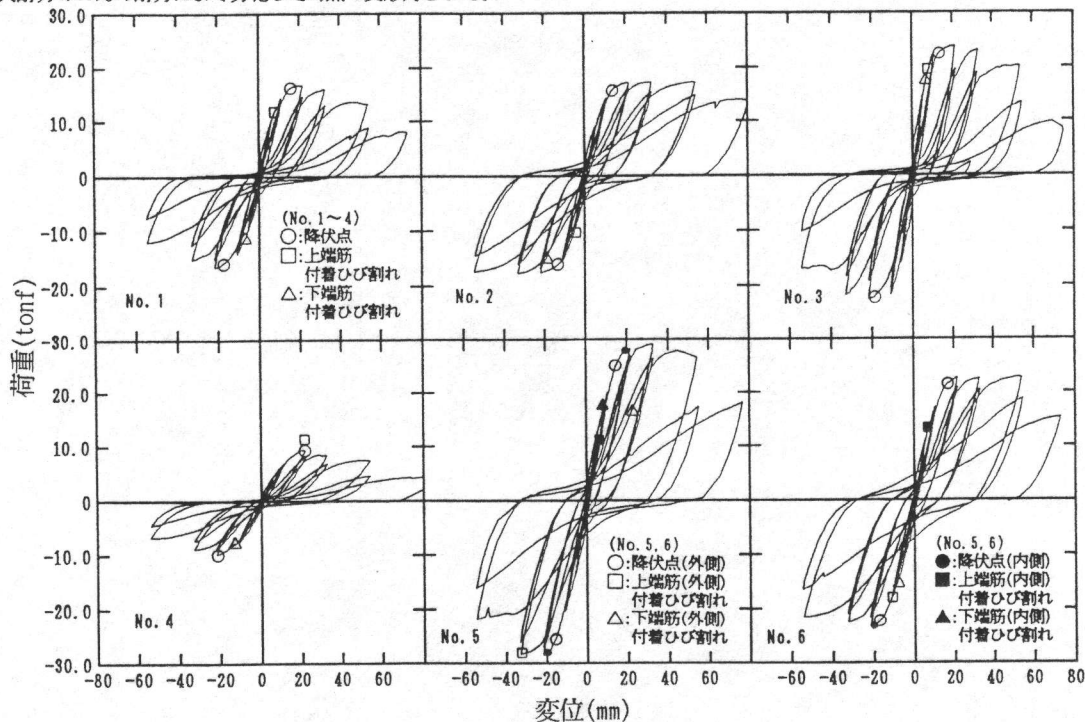


図-3 荷重-変形曲線

て生じる。これは、外側筋の付着力(せん断応力)の影響によるものと思われる。また、上端、下端で鉄筋量の異なるNo.6では、上端二段筋内側位置にひび割れが先行して進展するものの、最終的には、付着入力が大きくなる下端一段筋側の付着ひび割れが顕著に進展した。入力せん断応力の大きいNo.5, No.6では部材中央部にも多くの斜めひび割れが発生している。また、No.4では曲げせん断ひび割れが、危険断面より梁せい以上離れた位置にも多く発生している。

3.3 鉄筋のすべり

図-5には、平均付着応力-中央位置鉄筋すべりの関係を示す。平均付着応力は、 $PL / (j n$

ϕL)で定義した。ここで、 n は鉄筋本数、 j は応力中心間距離、 ϕ は鉄筋周長である。ただし、No.6 下端筋では、 $2 PL / (3 j n \phi L)$ で与えた。No.1, No.2を比較すると、せん断補強筋の増大により同一部材角でのすべり量が小さく付着劣化が抑制されることがわかる。梁せいの異なる、No.4, No.1, No.3を比較すると、同一部材角でのすべり量は梁せいの大きいものほど大きく、付着劣化が進行していることがわかる。二段配筋試験体のNo.5では、二段筋の内側筋、外側筋ともほぼ同一のすべり性状を示し、内側筋の方が幾分すべり量が大きい。このことは、二段筋の内側筋の付着劣化が先行することを意味し、内側筋、外側筋同じ鉄筋配置の場合には内側筋が付着に不利になることがわかる。これとNo.2を比較すると、 $R=1/33$ まではほぼ同程度のすべり量であり、 $R=1/33$ 以降は二段筋の方が急激にすべりが進行している。上端・下端筋量の異なるNo.6 試験体では、二段筋の上端筋はすべりが徐々に増大するが、1mm程度以下にとどまっておき、付着入力条件の厳しい下端一段筋のすべりが最後には大きく進展している。上記のひび割れ状況と併せて考えると、本実験の試験体はすべて、最終的には付着割裂破壊に至ったと判断することができる。

3.4 付着割裂破壊と部材変形性能の関係

本実験では、試験体間で梁せい、鉄筋量が異なるため、各試験体の降伏荷重 P_y 、降伏荷重時の変形量 δ_y が異なる。相互の変形性能を比較するために、荷重のみを P_y で無次元化した包絡線を図-6に、荷重、変形双方をそれぞれ P_y 、 δ_y で無次元化した包絡線を図-7に示す。せん断補強筋量の異なるNo.1とNo.2を比較すると、せん断補強筋の増大による付着劣化抑制が耐力低下を遅らせるとともに、図-3の履歴曲線に見られるようにエネルギー吸収能の改善に寄与することがわかる。

梁せいの異なる試験体間では、No.3, No.1, No.4の順に塑性変形能力は低下する。付着設計上有利な試験体No.4は、すべり性状から推定できる付着劣化程度が小さいにもかかわらず最も変形性状が悪い。これは、梁せいの小さい試験体ほど、付着作用がせん断伝達に果たす役割が大きく、付着劣化が直接、せん断耐力低下に結びついたためと考えられる。(梁せいの小さい試験体はトラス機構が卓越すると考えられる。)

二段配筋と一段配筋の試験体を比較すると、変形性能の上では明らかに二段配筋の方が悪い。本実験では、一段配筋から二段配筋とすることで入力せん断力も約2倍となっているため付着劣化性状の相違はせん断力の影響と考えることもできる。今後さらに検討を要するが、一般に二段配筋される部材は鉄筋比が大きく、せん断にも厳しいことを考慮すれば、付着に対する余裕を一段配筋の場合よりも大きく考える必要があるといえる。

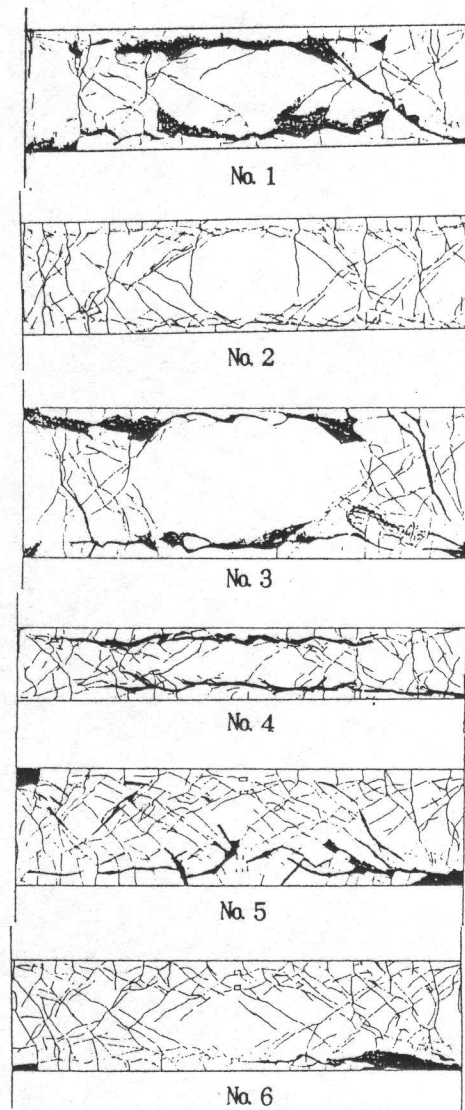


図-4 ひび割れ状況 ($R=1/20$)

3. 5 高強度鉄筋 コンクリート梁の付着 性能評価について

図-8に、荷重-変形曲線の包絡線上で、最大耐力の80%となるときの部材角 δ 80と付着指標の関係を示す。付着指標は、両材端で圧縮、引張降伏するとし、付着長さをL-Dとした場合の付着設計応力 τf を既往の付着強度式から得られる算定値で除したものである。図-9には同様に限界塑性率 μ 80と付着指標の関係を示す。付着強度式は、高強度コンクリートに適用できるとする、角、張らの式[2]によった。図には、既往の藤澤らによる高強度梁実験結果[3]も加えてある。図-8より指標値が小さいほど限界変形角が大きい傾向

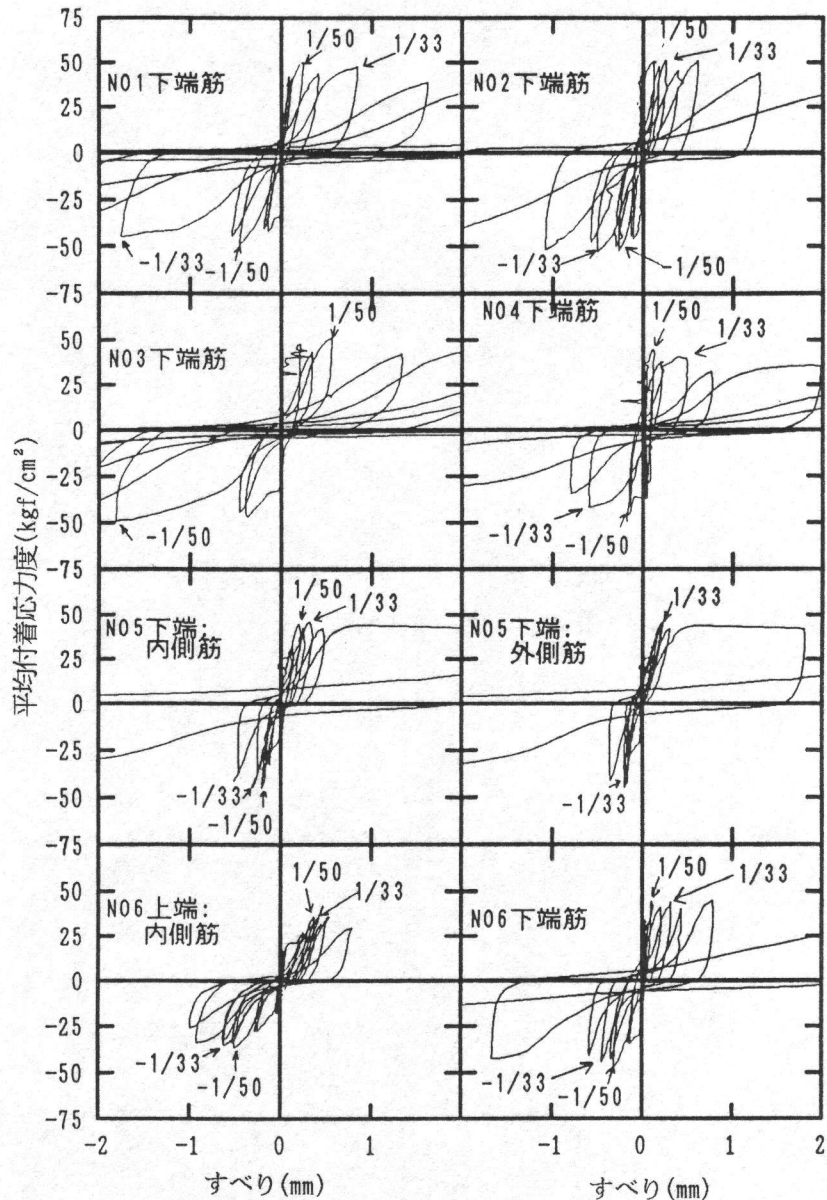


図-5 平均付着応力度-すべり関係

向にあり、指標は変形性能の尺度にもなり得ることがわかる。ただし、梁せいの大きい(せん断スパン比の小さい)試験体では指標値に比して限界塑性率が大きく、梁せいの小さい試験体ではその逆になっていること、二段配筋試験体では、変形角で評価する場合には一段配筋の場合と同様に評価できるが、塑性率で評価する場合には指標値に比して変形性能が悪いことに留意する必要がある。

4. 結論

本実験で以下の結論を得た。

- (1) 高強度RC梁の降伏後の繰り返し载荷による付着割裂破壊に対して、設計付着応力と付着割裂強度の比で表した付着指標が、変形性能評価においても有効な尺度になることを確認した。
- (2) 内側筋と、外側筋の鉄筋配置が等しい二段配筋梁では、内側筋の付着劣化が先行して生じる。
- (3) 二段配筋と一段配筋では、付着劣化性状の相違は明確ではないが、部材の変形性能は二段配筋の場合が早期に劣化する。

(4)梁せいの大きい梁ほど付着劣化しやすいが、付着劣化が部材の変形性能に及ぼす影響は小さく、付着設計上緩和されて良いと思われる。

<付記>本研究は、総合技術開発プロジェクト「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」(委員長:青山博之東大教授, 線材WG主査:小谷俊介東大助教授)の一環として実施されたものであり、建設省建築研究所 勅使川原正臣氏, 京都大学四回生 笹澤正善氏との協力研究でなされた。

<謝辞>本研究遂行に際し、筑波大学園部研究室, 京都大学森田研究室, 建研非常勤職員北条晶子嬢の多大なる協力を得た。また、(株)大末建設, 建設省建築研究所職員に協力を得た。ここに感謝いたします。

参考文献

[1]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 112-154, 1990
 [2]角徹三, 張建東, 飯塚信一:高強度鉄筋コンクリートレベルをも包含するRC部材の付着割裂強度算定式の提案, コンクリート工学論文集, 第3巻第1号, 1992年1月, pp. 97-108
 [3]藤澤正視, 上之藪隆志, 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, その2, その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990年10月, pp. 287-288

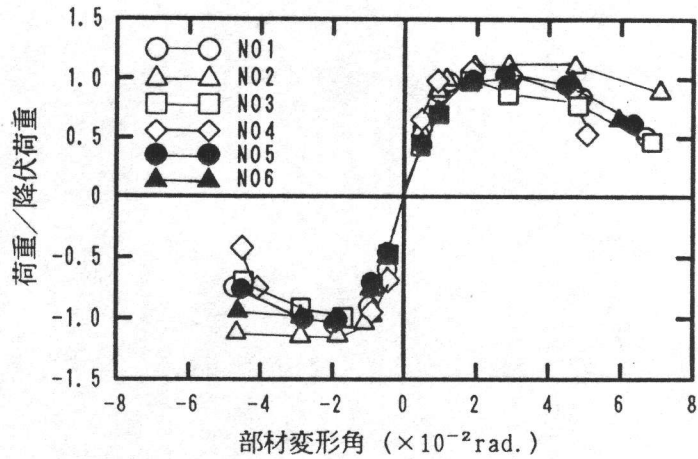


図-6 無次元化荷重-変形角関係

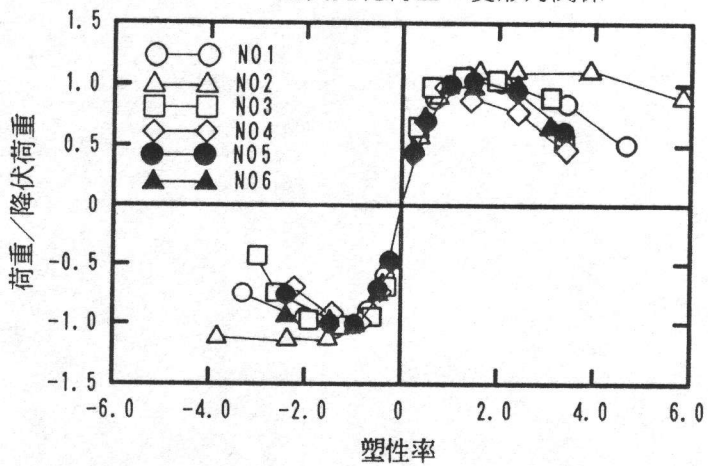


図-7 無次元化荷重-塑性率関係

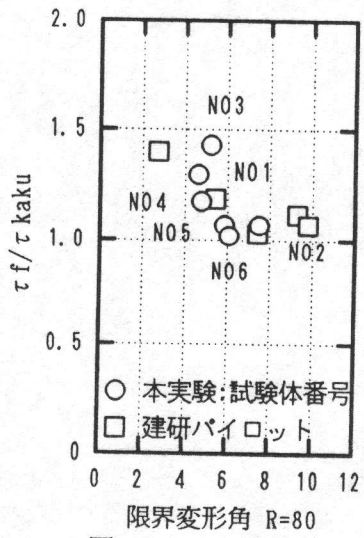


図-8 $\tau f_1/\tau kaku$ -限界変形角関係

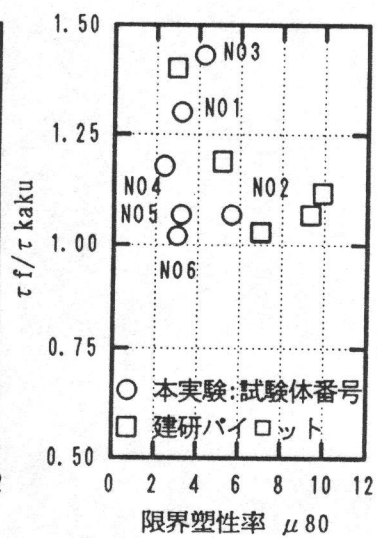


図-9 $\tau f_1/\tau kaku$ -限界塑性率角関係