

3.4.3 主筋付着応力度～すべり関係

1) 付着応力度計算方法

試験区間の主筋の荷重点側に貼り付けた歪ゲージにより得た主筋の歪度から、主筋に生じる応力度を求めた。主筋は、最も付着強度の高いBシリーズ No.3のBTM-2以外では弾性範囲にあったので、歪度に鉄筋のヤング率を掛けて応力度を求めた。Bシリーズ No.3のBTM-2は、最大耐力時には主筋が降伏したもののその歪度は、降伏歪をわずかに上回る2200 μ 程度であったので、降伏後の主筋の応力度は降伏強度とした。この主筋の応力度 σ に主筋の断面積 A_s を掛け、主筋周長 ϕ および付着長さ l_a で割った値を付着応力度 τ とした。すなわち、

$$\tau = \frac{\sigma \cdot A_s}{\phi \cdot l_a} \quad (3-6)$$

2) 付着応力度

ひとつの試験区間の加力を行なっている間に、他の試験区間の主筋も応力が生じ、あるいはすべりを生じる可能性がある。そこで、直接破壊させようとしていない試験区間でも主筋の歪度、すべりを測定した。加力1から加力4までの全加力全ステップに対する付着応力度の推移の典型的な例で、横補強筋のパラメータの等しいA-No.6とB-No.2の同じ位置の主筋の付着応力度～ステップの関係を図3.37に示す。図中、TOP-1、TOP-2、BTM-1、BTM-2の記号で、加力1から加力4までを区別した。図3.37は、BTM-2で試験する主筋の付着応力度である。Aシリーズでは、TOP-2の加力の際に、主筋が圧縮力を受け大きな付着応力度が生じている。一方、Bシリーズではどの試験体でも、上端側の加力の際の主筋の付着応力度は、下端の加力の際の付着応力度の半分程度以下であった。

3) 主筋自由端すべり

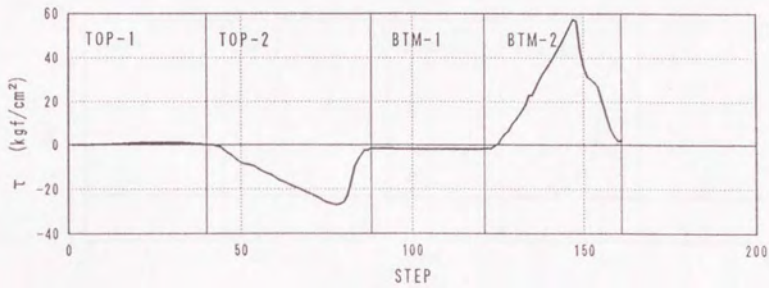
図3.37の主筋の、全加力全ステップに対する自由端すべりの推移の例を図3.38に示す。他の試験区間を加力している間あるいは試験体を移動、反転する間に、主筋自由端すべりは、大きな変化はなかった。他の試験区間の加力の際に0.1mm程度のすべりを生じた主筋もあったが、平均すると0.01mm程度のすべりであった。

ただし、ここで測定された自由端すべりは試験体端部におけるコンクリートに対する鉄筋の相対変位であるので、支点側切り欠きにせん断ひび割れが発生すると、そのひび割れの幅がすべり量の中に含まれることに注意を要する。実際、すべり量が増大するのは、せん断ひび割れ発生荷重ステップと一致しており、厳密な意味での鉄筋のすべりとこの自由端すべりは異なる量である。

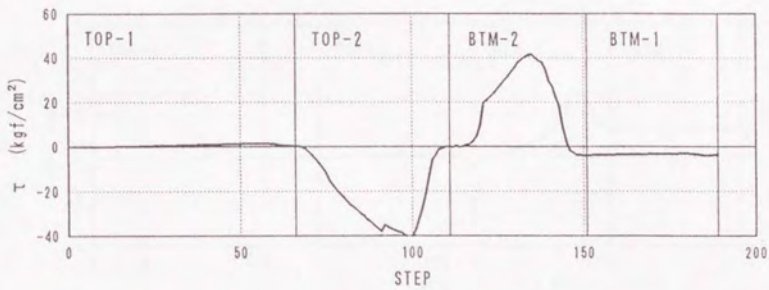
4) 付着応力度～すべり関係

以上のようにして求めた付着応力度と自由端すべりの関係を図3.39～3.44に示す。

はじめ、自由端すべりはほとんど0のまま、付着応力度が増大する。支点側切り欠きにせん断ひび割れが発生すると自由端すべりが増大し始める。中吊り筋や中子筋のないTOP-1およびBTM-1では、中主筋の付着応力度は隅主筋に比べて最大値も低く、小さなすべりの段階で低下し始める。また、急激に付着応力度が低下している。このことから、中吊り筋や中子筋などの副補強筋が、付着ひび割れ発生後の付着応力度の維持に有効であることが再確認できる。

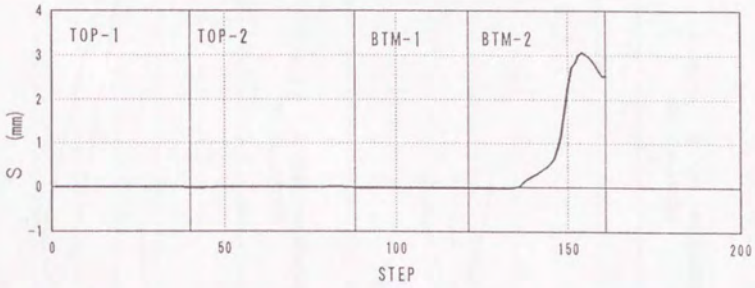


Bシリーズ No. 2 BTM-2 隅主筋

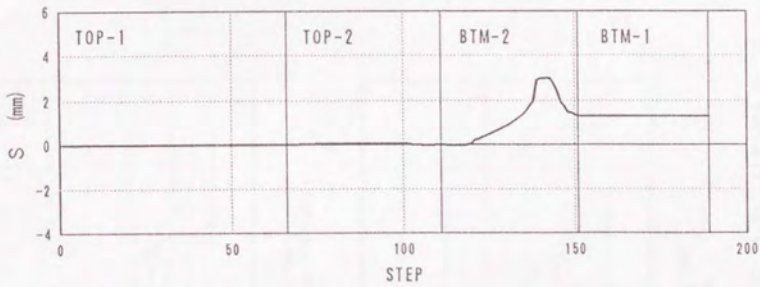


Aシリーズ No. 6 BTM-2 隅主筋

図-3.37 付着応力度～ステップ関係



Bシリーズ No. 2 BTM-2 隅主筋



Aシリーズ No. 6 BTM-2 隅主筋

図-3.38 自由端すべり～ステップ関係

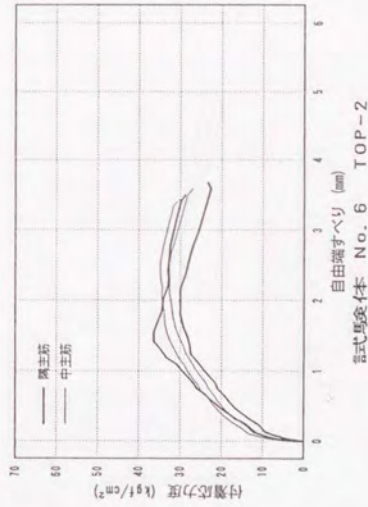
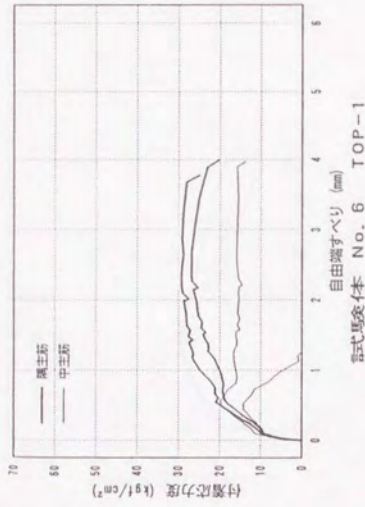
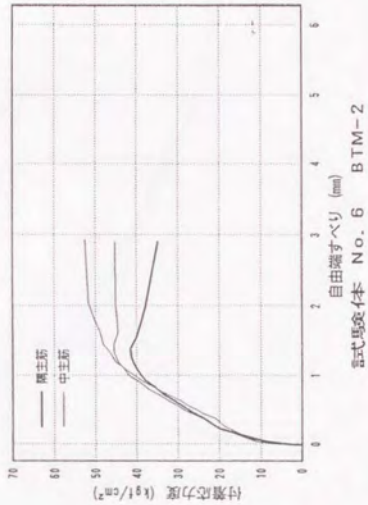
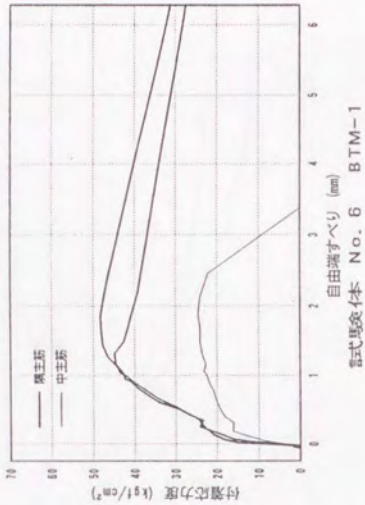


図-3.39 付着応力度～自由端すべり関係 (Aシリーズ No.6)

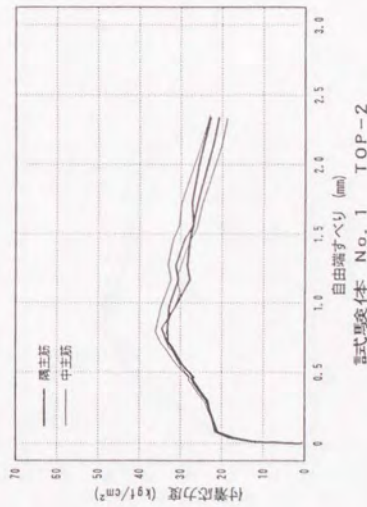
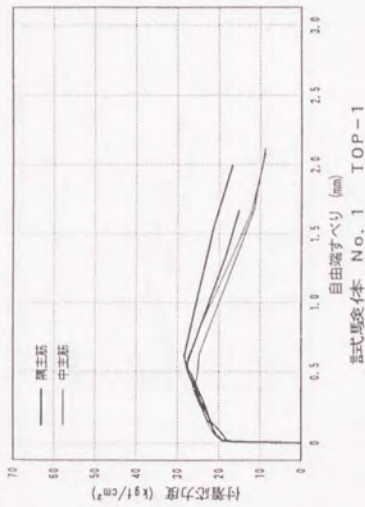
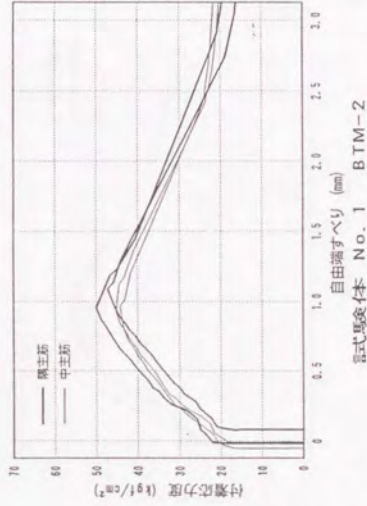
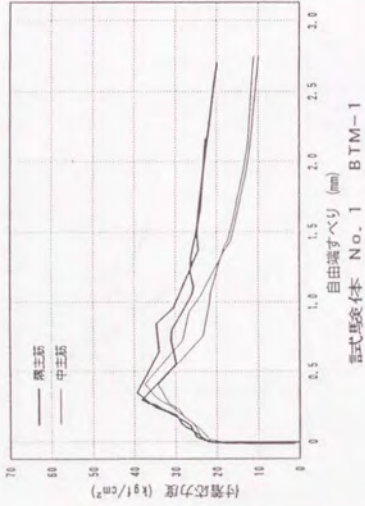


図-3.40 付着応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.1)

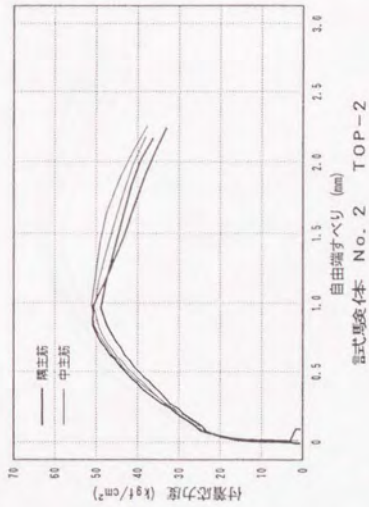
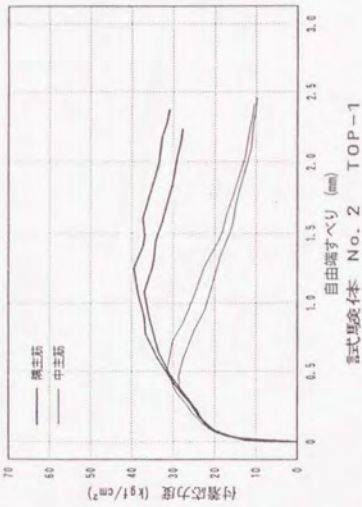
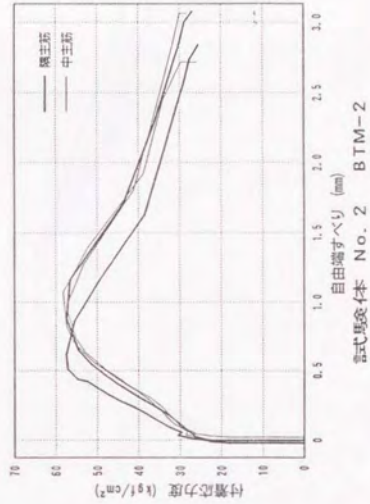


図-3.41 付着芯密度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.2)

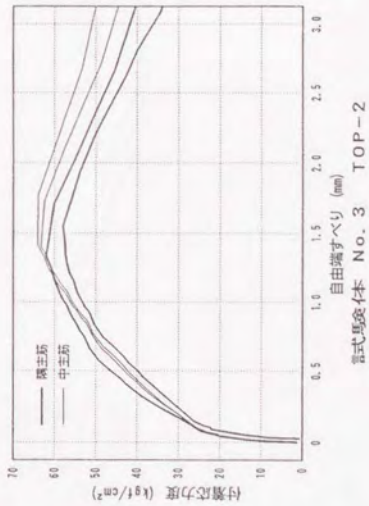
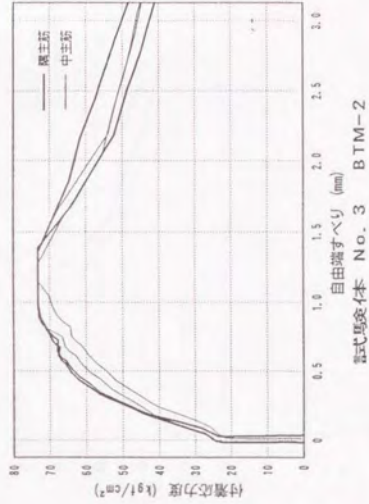
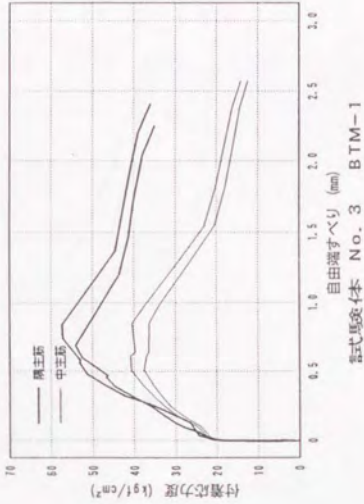


図-3.42 付着応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.3)

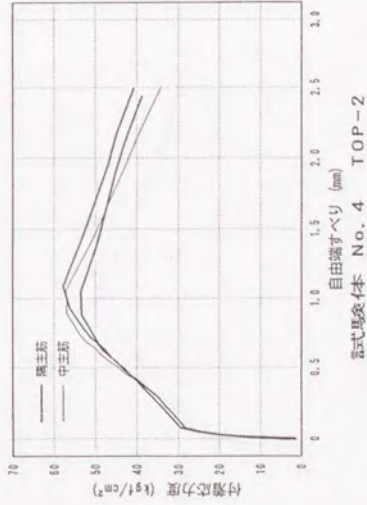
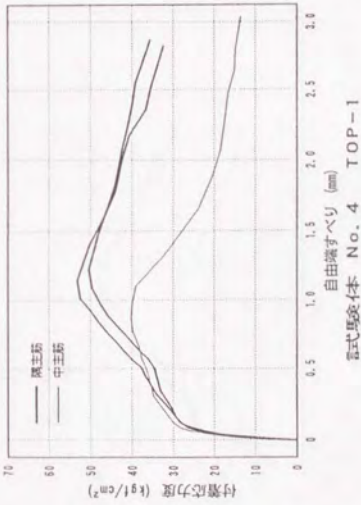
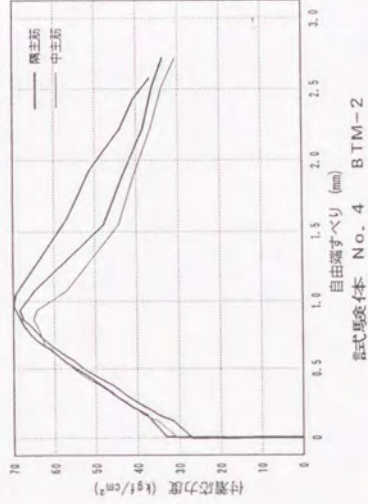
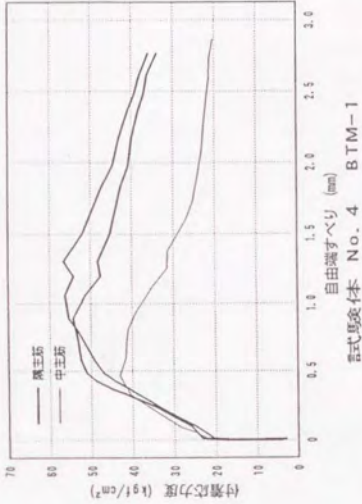


図-3.43 付着応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.4)

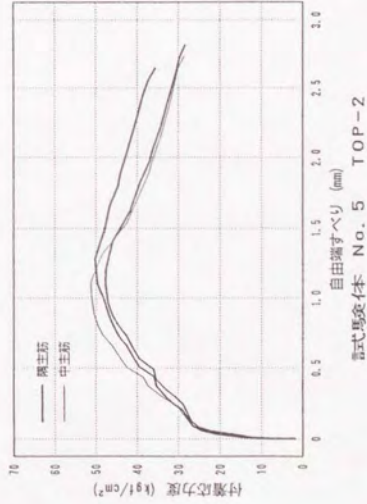
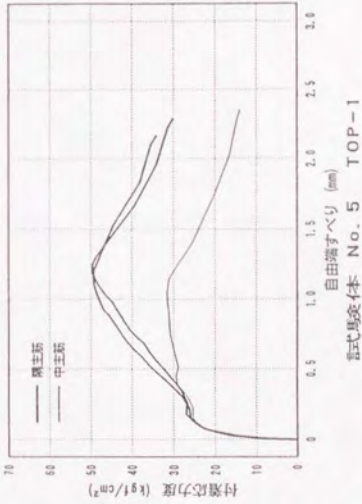
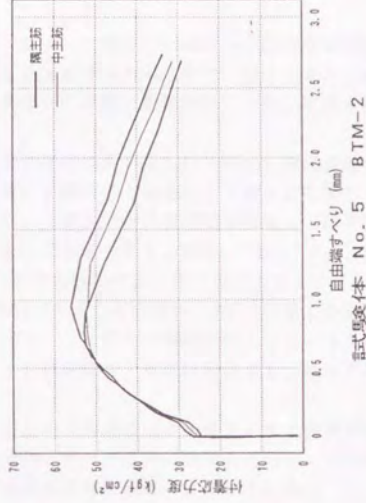
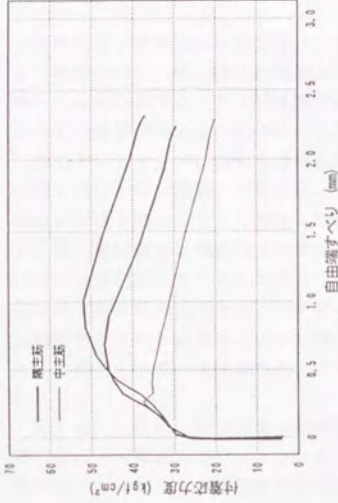


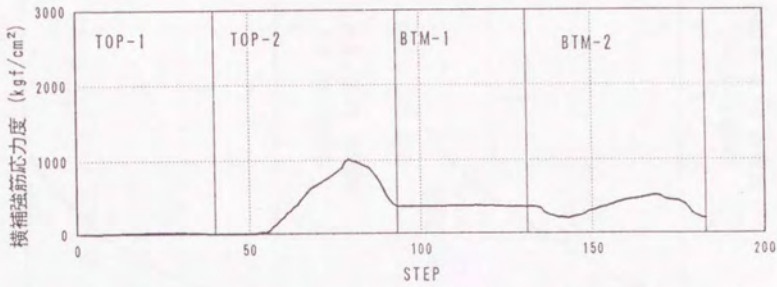
図-3.44 付着応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.5)

3.4.4 横補強筋応力度

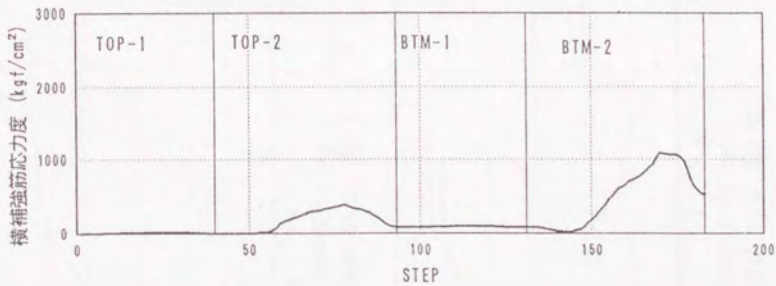
試験区間の横補強筋に貼り付けた歪ゲージによって測定した歪度から応力度を算定した。横補強筋は、全て弾性範囲であり降伏したものはなかったので、歪度にヤング率を乗じた値を応力度とした。横補強筋の応力度は、外周筋と副補強筋ごとに、試験区間内の全ての横補強筋の応力度の平均した。

全加力全ステップに対する横補強筋応力度の推移の例を図3.45に示す。横補強筋は、上端主筋と下端2段筋、下端主筋と上端2段筋に掛け、上端主筋と下端主筋に掛かる横補強筋が各々別になるよう配筋した。これは、上端主筋が付着破壊した後に下端を試験する際に横補強筋に残留応力が発生するのを防ぐためである。図中、“加力TOP-2”で、BTM-2の横補強筋に生じる応力度より、TOP-2の横補強筋の応力度の方が大きく、また、加力終了後の残留応力度は、BTM-2の横補強筋にはほとんど無い。TOP-2の加力の際には、上端主筋と上端2段筋の間のひび割れが拡がり、この部分で破壊が起こっているためであると考えられる。横補強筋応力度～ステップの関係は、他の試験体でも、ほぼ同様であった。

図3.46～3.51に、各試験体の横補強筋応力度～自由端すべり関係を示す。横補強筋の応力度は、付着応力度がピークに達するまでは、すべりと共に増加している。付着応力度が低下し始めると、横補強筋の応力度は上昇せずほぼ横這いとなっている。



Bシリーズ No. 3 TOP-2 外周筋



Bシリーズ No. 3 BTM-2 外周筋

図-3.45 横補強筋応力度～ステップ関係

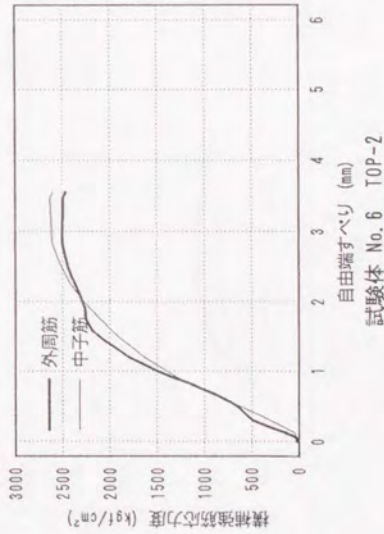
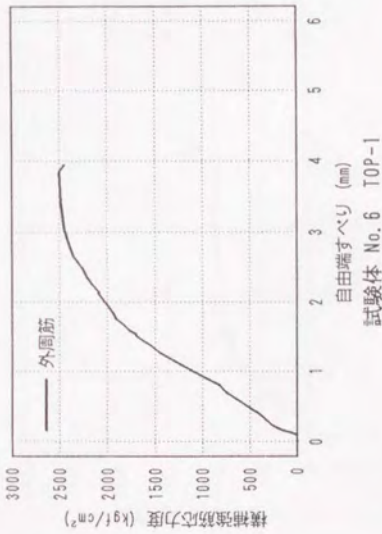
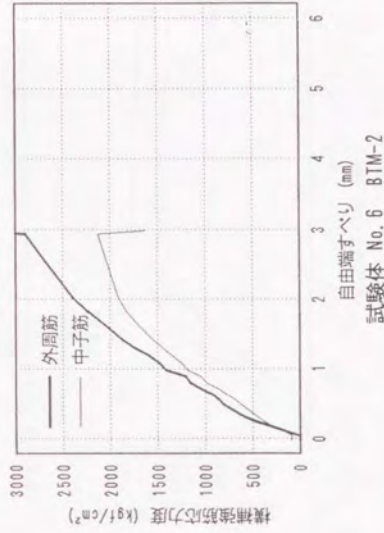
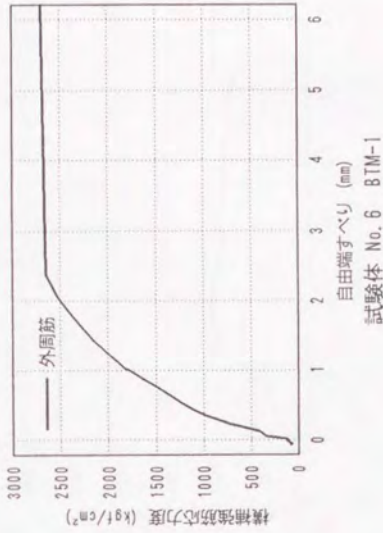


図-3.46 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Aシリーズ No.6)

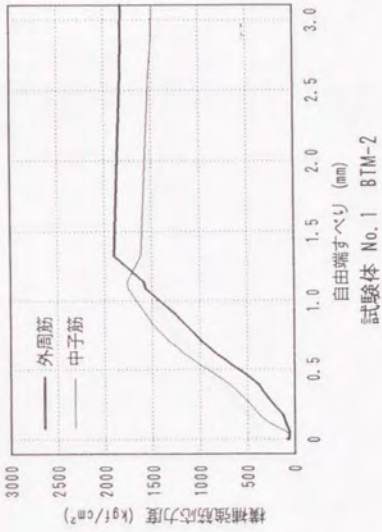
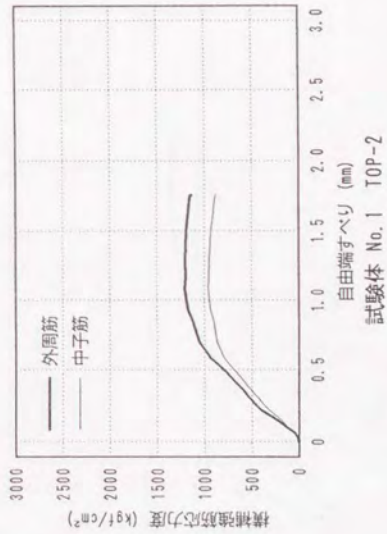
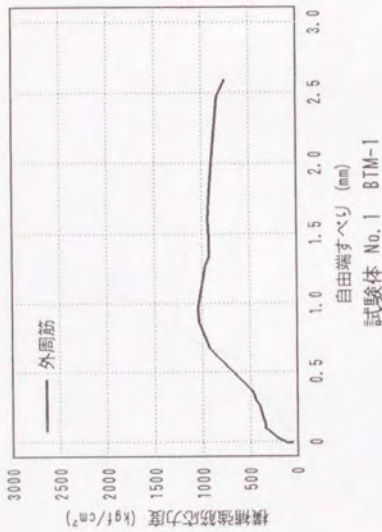
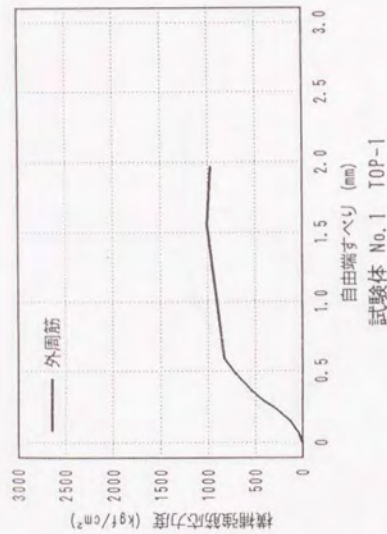


図-3.47 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No. 1)

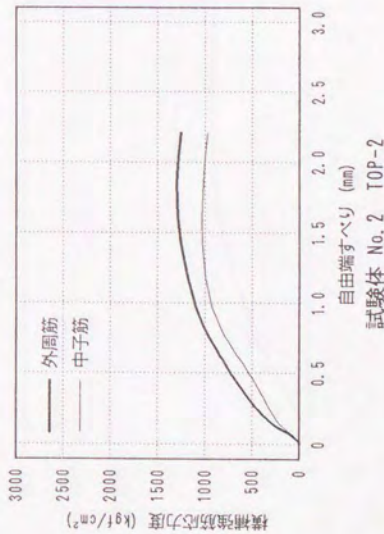
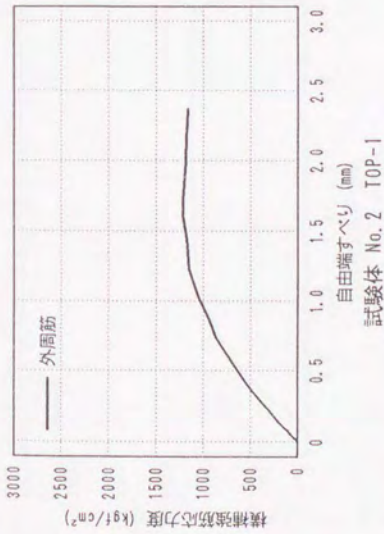
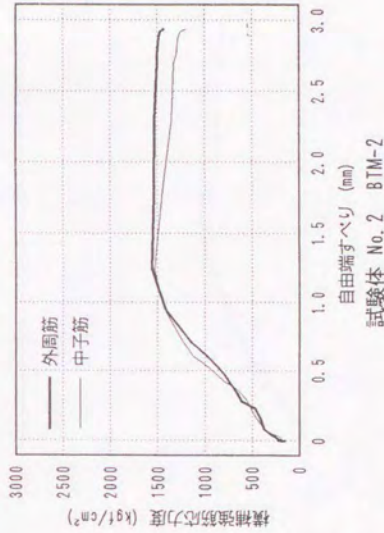
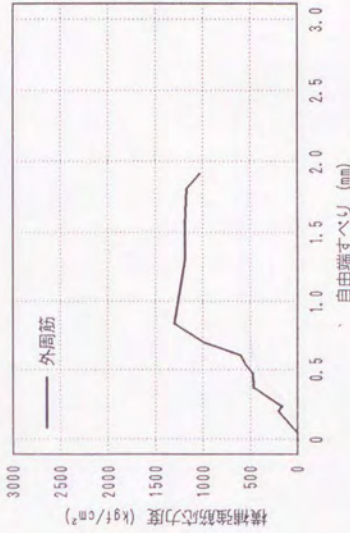


図-3.48 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No. 2)

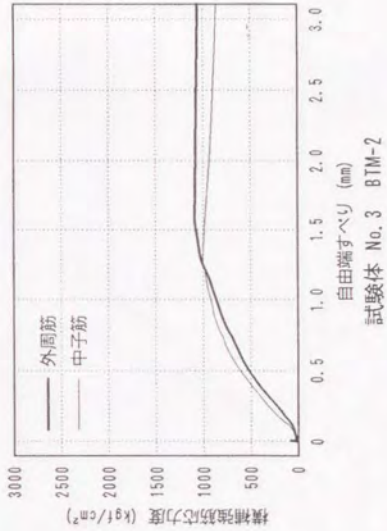
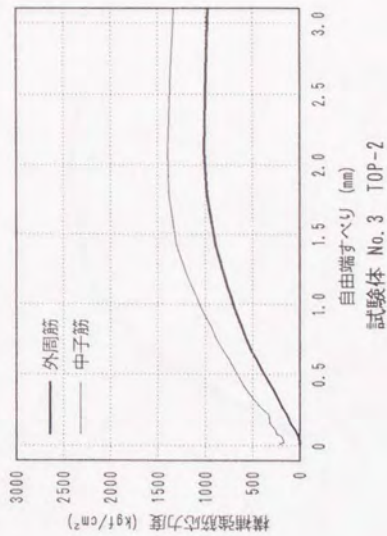
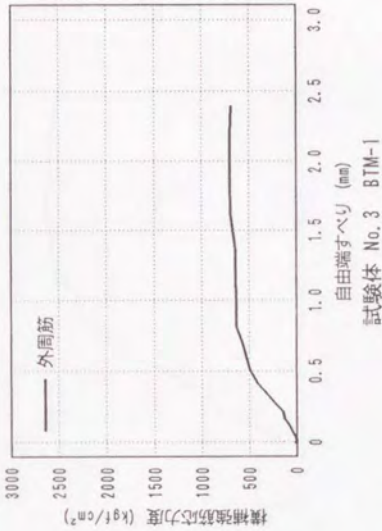
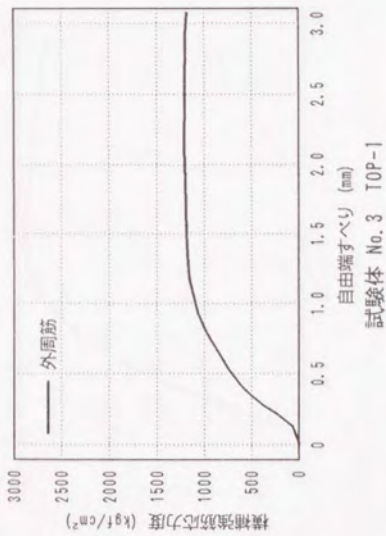


図-3.49 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No. 3)

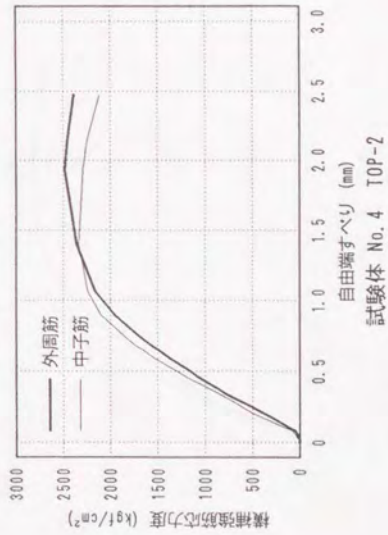
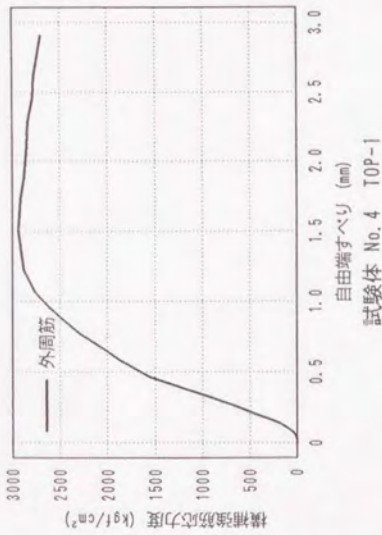
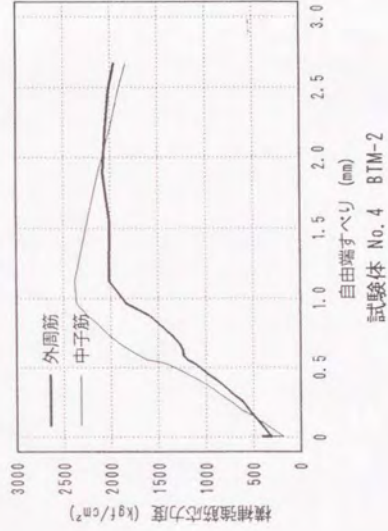
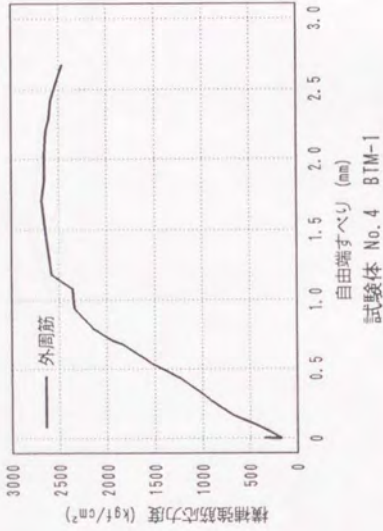


図-3.50 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No. 4)

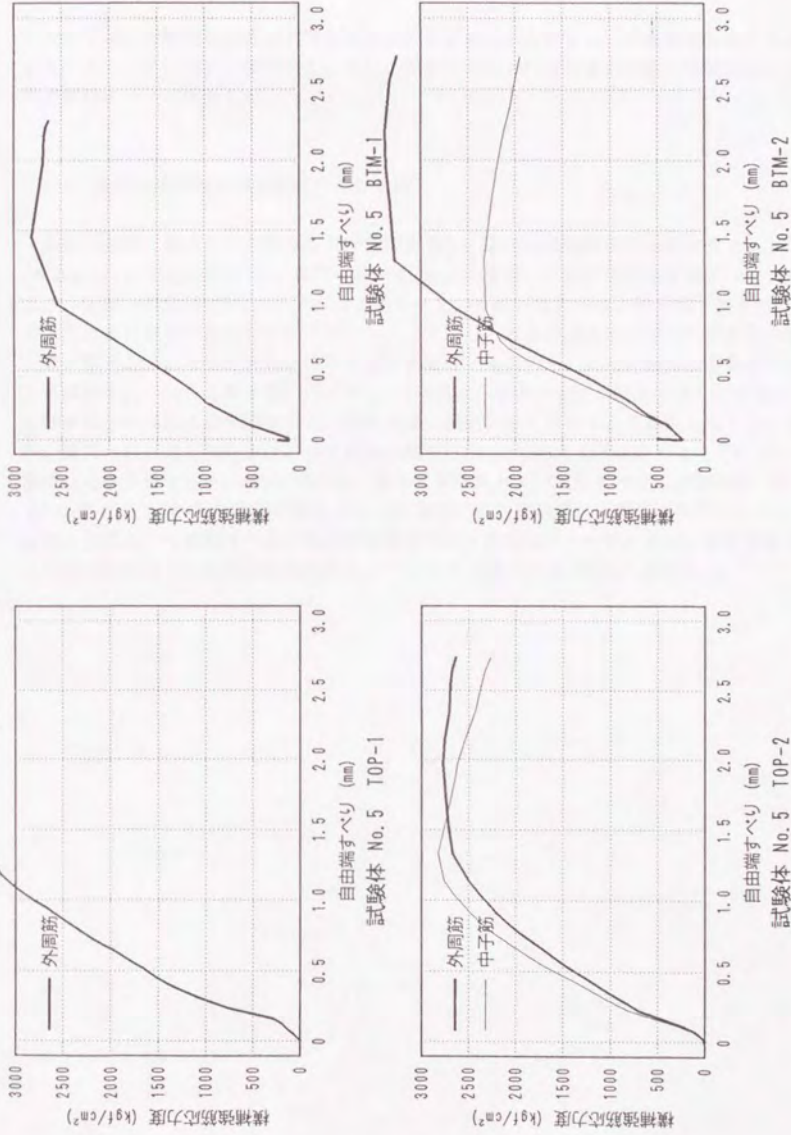


図-3.51 横補強筋応力度～自由端すべり関係 (Bシリーズ No.5)

3.5 実験結果の検討

ここでは、付着割裂強度の実験値を既往の付着強度式と比較し、付着割裂強度を支配するパラメータについて検討する。また、実験から得られた付着応力度と横補強筋応力度の関係について検討した。

3.5.1 既往の付着割裂強度算定式との比較

本章の実験で得られた主筋の最大付着応力度を、既往の付着割裂強度算定式である O rangun, Jirsa, Breen式[3-5]、藤井・森田式[3-6]、指針の付着割裂強度精算式[3-1]および、山田・角式[3-2]による計算値と比較する。また、表3.16に、得られた隅主筋、中主筋のそれぞれの最大付着応力度 τ_{max1} 、 τ_{max2} 、および全主筋の平均の付着応力度の最大値 $\tau_{max,av}$ と各付着強度式による計算値の一覧を示す。また、各付着割裂強度式と実験値 $\tau_{max,av}$ の比較を図3.52に示す。OJB式は、ばらつきがかなり大きく、全体的に計算値が実験値を過小評価する。指針式は、副補強筋の有無により τ_{s1} を与えているが、藤井・森田式と指針式は、ほぼ同様の傾向を示し、OJB式ほどばらつきはないが計算値は過小評価である。特に、OJB式、藤井・森田式および指針式では、副補強筋のあるTOP-2、BTM-2でかなり過小評価となり、副補強筋の効果が適切に評価されていない。山田・角式は、付着強度の低い範囲では非常に良く実験結果と一致するが、横補強筋比が副補強筋があり、付着強度の高いもので、かなり過大評価となるものがある。

表3.16 試験体計算値耐力一覧

試験体名	位置	τ_{max}			τ_{oj}	τ_{im}	τ_{bu}			τ_{yk}		
		*) 1	2	av			1	2	av	1	2	av
A - No. 6	TOP-1	28.3 30.8	15.0 20.7	22.0	31.8	19.9	21.2	18.5	19.8	23.4	19.1	21.2
	BTM-1	48.2 44.8	24.5 -----	35.1	41.4	24.3	26.5	23.1	24.8	28.5	23.9	26.5
	TOP-2	30.0 36.4	32.6 34.8	32.8	36.5	24.2	21.2	23.9	22.6	39.8	63.8	51.8
	BTM-2	----- 41.5	52.5 45.5	44.2	47.5	29.5	26.5	29.9	28.3	49.6	77.8	63.2
B - No. 1	TOP-1	27.8 28.3	27.5 25.7	27.1	29.5	22.8	23.6	21.8	22.7	22.3	21.1	21.7
	BTM-1	39.4 38.1	37.5 34.3	37.3	38.4	27.8	29.5	27.3	28.4	27.3	25.7	26.5
	TOP-2	33.1 34.5	33.9 36.1	34.4	31.8	25.5	23.6	25.3	24.5	27.3	34.5	30.9
	BTM-2	47.2 50.0	44.2 45.2	46.0	41.4	31.1	29.5	31.7	30.6	33.3	42.1	37.7
B - No. 2	TOP-1	39.5 37.0	28.7 31.3	31.3	31.8	25.5	27.1	23.6	25.3	29.3	24.2	26.7
	BTM-1	51.8 53.8	40.6 34.7	44.6	41.4	31.1	33.9	29.5	31.7	35.7	29.5	32.6
	TOP-2	48.9 50.8	50.5 51.2	49.4	36.5	31.0	27.1	30.6	28.9	49.1	78.0	63.5
	BTM-2	57.5 57.4	58.2 57.5	57.2	47.5	37.8	33.9	38.3	36.1	59.9	95.1	77.5
B - No. 3	TOP-1	47.0 40.2	30.2 34.2	36.3	34.2	28.2	30.6	25.3	28.0	40.9	29.3	35.2
	BTM-1	54.0 57.3	40.8 37.6	46.6	44.5	34.4	38.3	31.7	35.0	49.9	35.8	42.8
	TOP-2	57.9 62.0	63.3 64.1	61.9	41.1	36.4	30.6	35.9	33.3	85.5	150.4	117.9
	**) BTM-2	73.2 73.2	73.2 73.2	73.2	53.5	44.5	38.3	44.9	41.6	104.3	183.5	143.9
B - No. 4	TOP-1	50.3 53.1	40.1	47.0	41.9	34.5	34.6	30.9	33.3	36.6	31.2	34.8
	BTM-1	56.3 54.3	43.0	49.6	54.5	42.1	43.2	38.6	41.7	44.6	38.1	42.4
	TOP-2	53.5 57.8	57.0	56.1	45.0	38.3	34.6	38.2	35.8	45.7	45.7	45.7
	BTM-2	69.8 68.5	65.1	67.5	58.5	46.7	43.2	47.8	44.7	55.8	55.8	55.8
B - No. 5	TOP-1	49.6 49.3	31.6	42.5	39.0	26.5	26.4	23.6	25.4	29.1	25.1	27.7
	BTM-1	51.8 46.8	35.4	43.7	50.7	32.3	32.9	29.5	31.8	35.5	30.6	33.9
	TOP-2	50.2 47.6	51.2	49.5	41.3	29.4	26.4	29.1	27.3	37.0	37.0	37.0
	BTM-2	56.0 52.9	52.3	53.7	53.7	35.8	32.9	36.4	34.1	45.1	45.1	45.1

τ_{max} : 実験値最大付着応力度(kgf/cm²) τ_{**} : 柴田・桜井式(kgf/cm²) τ_{im} : 藤井・森田式(kgf/cm²) τ_{bu} : 指針式(kgf/cm²) τ_{yk} : 山田・角式(kgf/cm²)
 *) 1: 隅主筋 2: 中主筋 av: 全鉄筋の平均
 **) 主筋降伏後の付着破壊

3.5.2 上端主筋と下端主筋の比較

コンクリート打設方向に対する水平上端筋と下端筋の付着強度は、ブリージングなどの影響で上端筋が弱くなることが知られている。Aシリーズ、Bシリーズの実験結果を図3.53および3.54に示す。上端主筋に対する下端主筋の付着強度の比の平均値を一覧表にして、表3.17に示す。

表3.17 下端主筋と上端主筋の付着強度の比

	断面寸法 b * D (cm)	資料鉄筋 本	平均	標準偏差
A	50*80	6	1.45	0.163
B	25*42	36	1.22	0.138

藤井・森田式では、下端筋は上端筋の1.22倍の付着強度となるとしている。

藤井・森田式が、対象とした試験体は、断面が30cm * 40cmである。本研究の結果では、梁せいが40cm程度のBシリーズでは、下端筋の上端筋に対する比は、ほぼ、藤井・森田が示した1.22と等しいが、梁せい80cmのAシリーズ No.6は、この比が1.45と、大きくなっている。試験鉄筋が少なく断定できないが、梁せいが大きくなると、ブリージングの影響が強くなり、上端筋の付着強度が弱くなると考えられる。

3.5.3 横補強筋比の影響

横補強筋比 p_w 以外のパラメータが共通であるAシリーズ No.6およびBシリーズ No.1~3について、 p_w と付着割裂強度の関係を各主筋の位置と横補強筋による拘束状態で分類して図3.55に示す。ここでは、コンクリート強度の影響を取除くために、付着割裂破壊がコンクリートの引張系の破壊であることから、付着割裂強度 τ_{ms} を $\sqrt{\sigma_c}$ で標準化した。 $\tau_{ms} / \sqrt{\sigma_c}$ と p_w は、いずれの場合もほぼ直線の関係にある。図中に、OJB式、指針式、山田・角式による計算値を示した。OJB式は、横補強筋の効果を頭打ちにしているが、実験結果では付着強度は p_w に比例して上昇している。指針式では、副補強筋の有無、隅主筋・中主筋にかかわらず計算値は過小評価となるが、特に副補強筋のある場合に、実験値と計算値の差が大きい。山田・角式は、横補強筋による付着強度の増分 τ_{s1} を実験結果を統計処理して定量化した式である。この式では、 τ_{s1} が p_w の2乗に比例して与えられる。そのため、 p_w が大きくなると計算値が急激に増加し、過大評価となっている。

3.5.4 主筋配筋の影響

(1) 主筋本数の影響

横補強筋比、主筋径などのパラメータが共通で、主筋本数のみが異なるBシリーズNo. 2とNo. 4について $\tau_{max}/\sqrt{\sigma_c}$ と主筋本数の関係を図3.56に示す。図中に、各算定式による計算値を示した。いずれの場合も、主筋本数が増えると付着強度実験値は低くなり、その傾向は、OJB式、指針式による計算値と概ね一致している。山田・角式では、副補強筋がある場合に、主筋本数が多い方が計算値が高くなり、他の算定式および実験結果と逆の計算結果を示す。

(2) 主筋径の影響

横補強筋比、主筋本数などのパラメータが共通で、主筋径のみが異なるBシリーズNo. 4とNo. 5について $\tau_{max}/\sqrt{\sigma_c}$ と主筋径の関係を図3.57に示す。主筋径が、付着割裂強度におよぼす影響については、実験値と計算値はほぼ同様の傾向を示している。

3.5.5 横補強筋による主筋拘束応力度と付着応力度の関係

第2章で論じたように、主筋に付着応力度が生じると、主筋に直交する面内には割裂応力度が生じる。割裂応力度により、割裂面のコンクリートおよび横補強筋に引張応力が生じる。すなわち、かぶりコンクリートおよび横補強筋が主筋を拘束することにより割裂応力度に抵抗している。ここで、横補強筋に生じた応力 σ_w が、すべて直接主筋に伝達されると仮定して、横補強筋による主筋拘束応力度 σ_c を以下の様に定義する(図3.58)。

$$\sigma_c = \frac{\sigma_w \cdot n \cdot A_w}{N \cdot d_b \cdot S} = \frac{\sigma_w \cdot b \cdot p_w}{N \cdot d_b} \quad (3-8)$$

ここに、 σ_w : 横補強筋応力度(kg/cm²)、 n : 一組の横補強筋本数、 A_w : 横補強筋断面積(cm²)、 N : 主筋本数、 d_b : 主筋径(cm)、 S : 横補強筋間隔(cm)、 p_w : 横補強筋比、 b : 部材幅(cm)。

主筋の付着応力度 τ_c と横補強筋による拘束応力度 σ_c の関係を図3.59に示す。 τ_c は、隅主筋と中主筋ごとに該当する主筋の付着応力度を平均した。 σ_c は、副補強筋のない場合は外周筋が全主筋を平均的に拘束するとして求め、副補強筋のある場合には、外周筋が隅主筋を、副補強筋が中主筋を拘束するものとして求めた。図中に、既往の付着割裂強度式である藤井・森田式[3-5]におけるコンクリート負担分 τ_{ec} 。(上端筋)を示した。付着応力度 τ_c が、 τ_{ec} を超えると拘束応力度 σ_c が増加し始める。横補強筋の応力は、

せん断ひび割れが開くことによっても生じるが、付着割裂破壊した本実験では、試験区間においてせん断ひび割れはあまり進展せず、主筋沿いに付着割裂ひび割れが多数発生し、ひび割れ幅が開くことにより最大付着応力度に達しているため、横補強筋の応力度に対するせん断ひび割れの影響はあまり大きくはないと考えられる。副補強筋のある試験体では、 τ_{c0} が τ_{c0} を超えると、隅主筋と中主筋ではほぼ同様の傾きで、 τ_{c0} と σ_{c0} が増加している。副補強筋のない試験体では、 τ_{c0} を超えた後、しばらくは隅主筋と中主筋が、同一の線上を推移するが、途中で中主筋の τ_{c0} が頭打ちとなっている。各試験体を比較すると、拘束応力度 σ_{c0} が増加し始める点と、付着応力度 τ_{c0} が最大に達する点を結ぶ傾きは、ほぼ一定の値となっている。すなわち、横補強筋が主筋を拘束する拘束応力度は、付着割裂強度を支配する重要な因子であり、これらの関係を定量化することにより付着割裂強度を評価することができる。

付着割裂作用に対して、コンクリートおよび横補強筋それぞれが抵抗する効果を、そのまま累加できるとは断定できないが、実験結果から、付着応力度 τ_{c0} と横補強筋による拘束応力度 σ_{c0} の関係を図3.60の様にモデル化できる。せん断理論におけるトラス機構を考えると、付着力と横補強筋の応力の関係は、コンクリート圧縮束材が材軸となす角度により変化し、一義的には定められない。しかし、本研究で扱った試験体はすべて同一の形状を持っており、各試験体で同様のトラス機構が形成されていると考え、敢えてコンクリート圧縮束材の角度の影響を無視して、図3.60のモデル化を行った。 σ_{c0} が増加し始めるA点の付着応力度は、藤井・森田式の τ_{c0} が既往の無補強の実験結果に対して適合性が良いこと、また、本実験結果でも τ_{c0} のあたりから σ_{c0} が増加し始めるので、A点の付着応力度として藤井・森田式の τ_{c0} をそのまま適用した。すなわち、付着割裂強度 τ_{c0} は、付着破壊時の拘束応力度 σ_{c0} を与えれば、以下の式で与えられることになる。

$$\tau_{c0} = \tau_{c0} + \alpha \cdot \sigma_{c0} \quad (3-9)$$

α は図3.60におけるA点から付着割裂強度を発揮するB点またはB'点までの勾配であり、横補強筋の拘束応力度 σ_{c0} と、 σ_{c0} が負担する付着応力度の間の摩擦係数に相当する値である。

隅主筋および中主筋の付着強度の実験値 τ_{m1} 、 τ_{m2} （表3.16）からコンクリート負担分の τ_{c0} を差引いた横補強筋による付着強度増分 τ_{r1} と、それぞれの主筋の付着応力が最大に達する時の横補強筋拘束応力度 σ_{c0} を求め、それらの関係を図3.61に示す。

ただし、上端筋、下端筋それぞれのデータを有効に活用するため、上端筋の付着強度実験値 τ_{m1} 、 τ_{m2} には本実験で得られた強度比1.22をかけて下端筋と統一的に扱った。 σ_{c0} は、上端筋と下端筋で同程度であり上端下端の違いによる影響はないものとして扱った。横補強筋による拘束の有無で分類して、この傾き α を最小二乗法により求めると、以下を得た。

$$\alpha = \begin{cases} 0.687 & (\text{拘束あり}) \\ 0.499 & (\text{拘束なし}) \end{cases} \quad (3-10)$$

藤井・森田式において、横補強筋による付着強度増分の項 $\tau_{s,t}$ に、横補強筋の応力度 σ_s は含まれておらず、()式に示した $q_{s,t}\sqrt{\sigma_s}$ の関数としている。ここで、 $q_{s,t}\sqrt{\sigma_s}$ と実験値 $\tau_{s,t}$ の関係を図3.62に示す。図中に藤井・森田式における横補強筋負担分を実験で示した。図3.61と図3.62を比較すると、相関係数 r はほぼ同程度であり、 $\tau_{s,t}$ を $\sigma_{e,s}$ により評価することができる。

以上より、付着応力度と横補強筋の拘束応力度の間には密接な相関があり、付着割裂破壊時の横補強筋の拘束応力度 $\sigma_{e,s}$ を評価することにより、主筋の付着割裂強度を求めることができる。

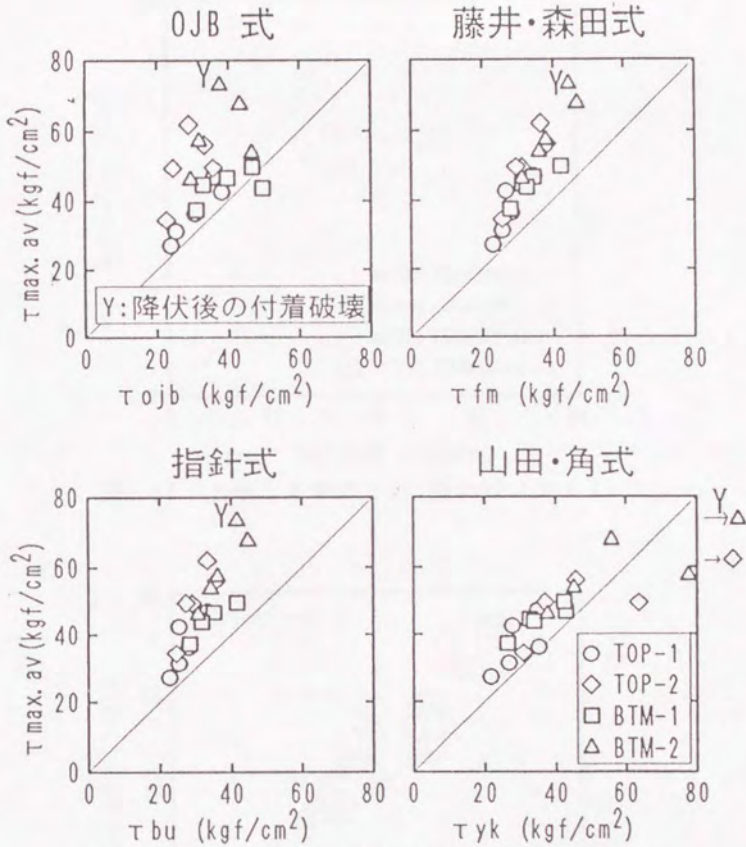


図3.52 既往の付着割裂強度算定式と実験結果の比較

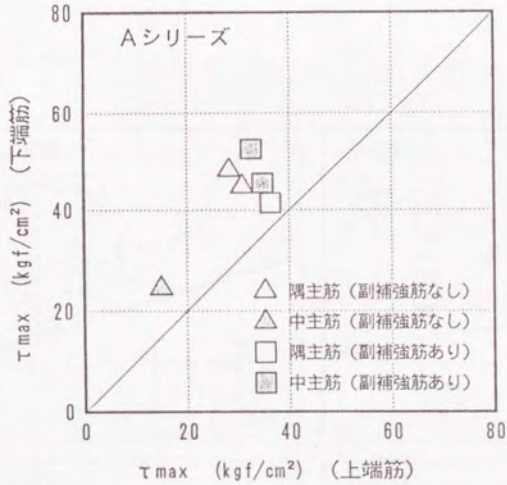


図3.53 上端と下端の τ_{max} の比較(実大)

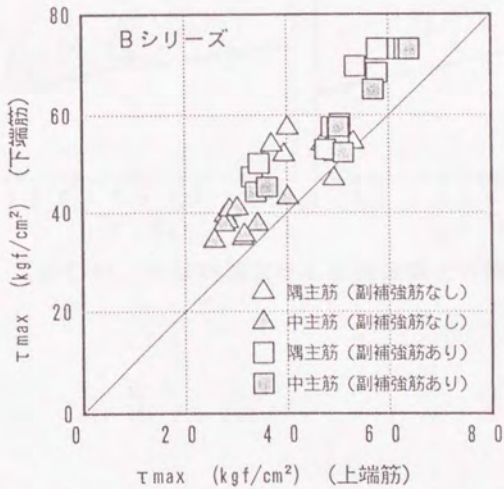


図3.54 上端と下端の τ_{max} の比較(1/2スケール)

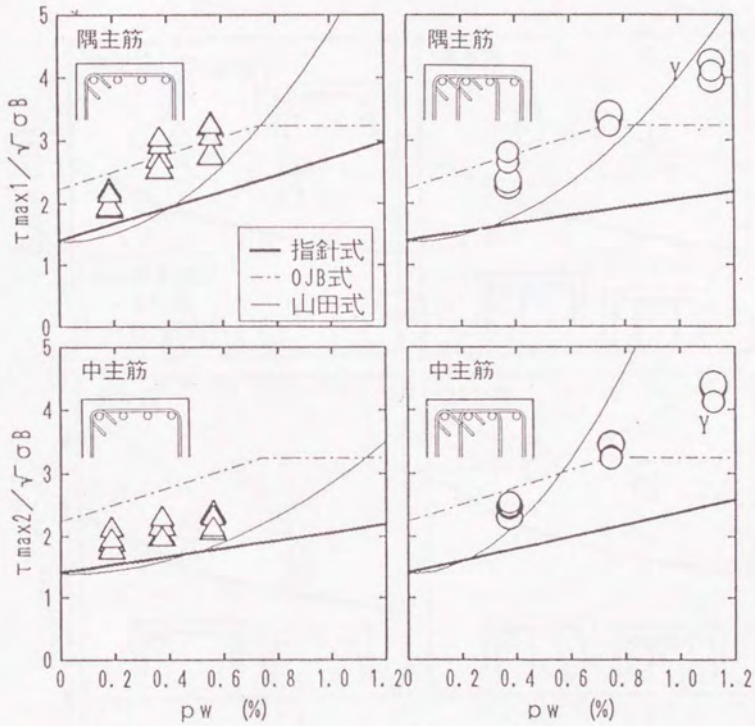


図3.55 付着割裂強度と横補強筋比の関係

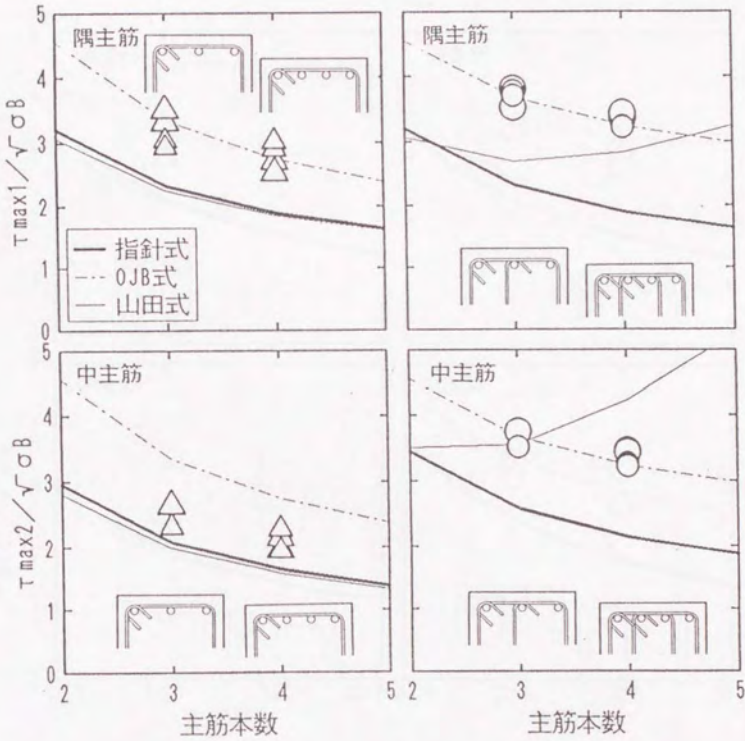


図3.56 付着割裂強度と主筋本数の関係

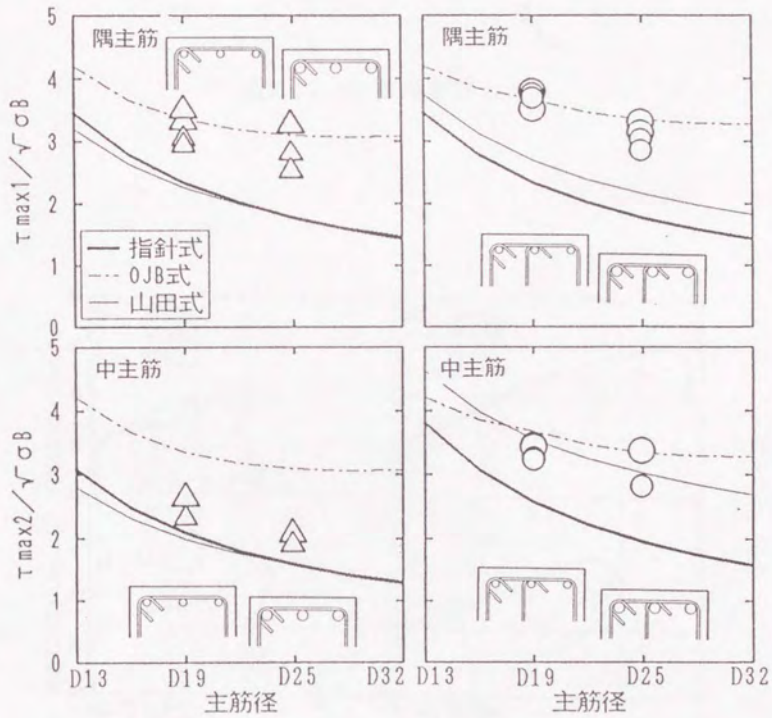


図3.57 付着割裂強度と主筋径の関係

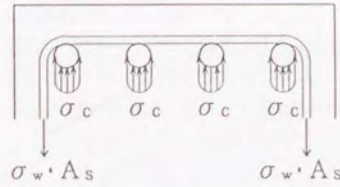


图 3.58 主筋拘束応力度 σ_c 。

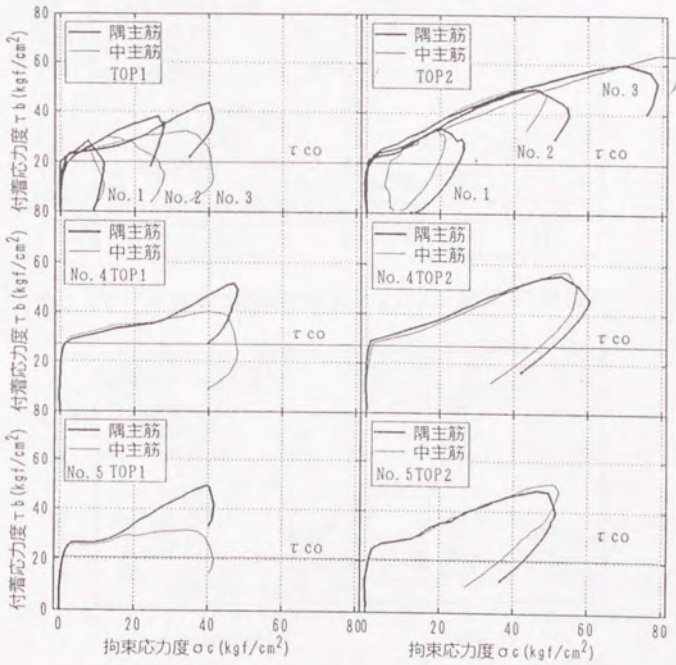


图 3.59 付着応力度 τ_b ~ 拘束応力度 σ_c 関係

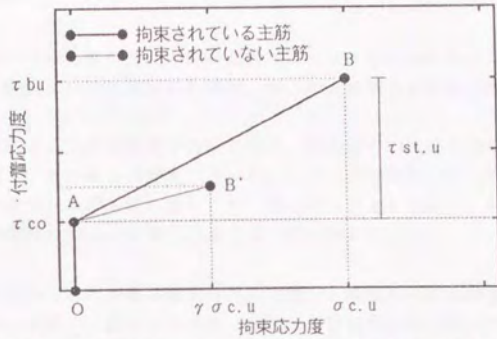


図3.60 付着応力度 τ_b ~ 拘束応力度 σ_c 関係のモデル化

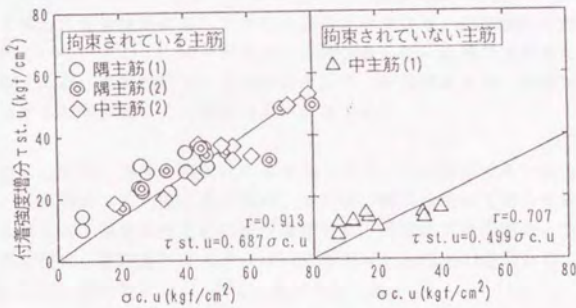


図3.61 付着割裂強度増分 $\tau_{st, u}$ と拘束応力度 $\sigma_{c, u}$

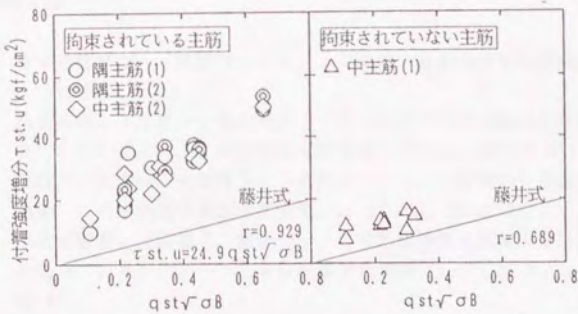


図3.62 付着割裂強度増分 $\tau_{st, u}$ と $q_{st}\sqrt{\sigma_B}$

3.6 まとめ

本章で行った単純梁の主筋の付着割裂強度に関する実験結果について、付着割裂強度に影響する要因について検討した結果、以下の点が明らかになった。

- (1) 横補強筋として副補強筋を用いた場合、隅主筋と中主筋の付着応力度は同時に最大値に達し、その値も同程度であった。一方、副補強筋がない場合には、中主筋の付着応力度が先に最大値に達し、その値は隅主筋よりも低く、付着割裂破壊を防ぐには副補強筋の使用が有効であることが明らかになった。
- (2) 本実験で得られた主筋の最大付着応力度を、既往の付着割裂強度算定式と比較検討を行った結果、藤井・森田式、指針の付着割裂強度精算式および、山田・角式による計算値と比較する。Orangun, Jirsa, Breen式は、ばらつきがかなり大きく、全体的に計算値が実験値を過小評価すること、藤井・森田式と指針式は、ほぼ同様の傾向を示し、OJB式ほどばらつきはないが計算値は過小評価し、特に、副補強筋のある場合に実験結果に対してかなり過小評価となり、副補強筋の効果が適切に評価されていないこと、山田・角式は、付着強度の低い範囲では非常に良く実験結果と一致するが、横補強筋比が副補強筋があり、付着強度の高い範囲では実験値を過大評価する傾向があること等が明らかになった。
- (3) 付着応力度が、藤井・森田式によるコンクリートの負担する付着強度 τ_{c0} に達すると、横補強筋に応力度が生じ始め、その後、横補強筋が主筋を拘束する拘束応力度に比例して、主筋の付着応力度が増加した。付着応力度の増分と拘束応力度の間の比例定数は、試験体によらずほぼ一定であった。以上の結果から、拘束応力度と付着応力度の関係を式(3-9)の様モデル化した。

3.7 参考文献

- [3-1] 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年。
- [3-2] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「RC部材の付着割裂強度に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、1991年、第13巻 第2号、pp.145-150。
- [3-3] 角徹三、山田守、合衆将三；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案」、日本建築学会論文報告集、pp.23~33、1990年8月。
- [3-4] 市之瀬敏勝、横尾慎一、南宏一；「付着割裂強度に及ぼす主筋本数と横補強筋の効果」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No.2、pp.157~162、1991年6月。

- [3-5] Orangun, C.O., Jirsa, J.O. and Breen, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", ACI Journal, Vol.74, pp.114~122, Mar., 1977.
- [3-6] 藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第2報 付着割裂強度算定式の提案－」、建築学会論文報告集、pp.45~52、1983年2月。

第 4 章

柱および梁部材の 付着割裂破壊性状に関する実験

第4章 R C柱および梁部材の付着割裂破壊性状に関する実験

4.1 実験の目的

本実験では、鉄筋コンクリート造建物の柱および梁部材を対象として、地震時を想定した逆対象繰り返し载荷を受けた場合の付着割裂破壊性状について、

- (1) 主筋の付着割裂強度について、単調载荷の実験結果から得られた付着割裂強度算定式との比較を行う。
- (2) これまで行われている付着実験では、実際の柱および梁部材と比較して短い付着長さで強度を得ている。そこで、実部材における主筋の付着割裂強度について検討を行う。
- (3) 軸力が主筋の付着割裂強度に及ぼす影響については、未だに不明の点が多い。そこで、軸力比を変化させ、軸力が主筋の付着割裂強度および付着劣化に及ぼす影響について検討を行う。
- (4) 主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生し、付着劣化が起ると主筋からコンクリートへ伝達し得る付着力が減少する。せん断抵抗機構のひとつであると考えられているトラス機構が成立するためには付着力が必要であり、付着劣化が起ると部材全体のせん断耐力が低下すると考えられる。そこで、主筋が付着割裂破壊した後の付着割裂強度の低下と部材のせん断耐力の関係について検討する。

4.2 試験体特性

4.2.1 試験体形状

試験体は、逆対象繰り返し加力を受ける柱部材6体であり、柱の両端に加力装置に固定するためのスタブ（断面500mm×1300mm）を有する。柱断面 200mm×300mm、試験体全高さ 2125mm は6体に共通で、柱の内のりせん断スパンは 900mm（試験体C1～C3）および 1200mm（試験体C4～C6）である。

4.2.2 設計方針

試験体の配筋は、主筋4-D13、横補強筋7.4φ50と全試験体とも共通とし、軸力の効果を調べるために軸力比を3水準（軸力比=0, 0.15, 0.30）設定した。また、付着余裕度（付着割裂強度 $\tau_{0.2}$ と設計用曲げ付着応力度 τ_d の比）を0.7程度と付着が厳しい試験体（C1～C3）では、せん断スパン比を1.5とし、付着余裕度1.0と比較的付着が厳しくない試験体では、せん断スパン比を2.0とした。試験体は、せん断破壊お

よびたて割れ破壊しないように設計した。詳細は「4.2.6 準備計算」に示す。以上の設計時における試験体特性を表4.1に示す。

表4.1 設計時の試験体特性

	せん断スパン比	付着余裕度	軸力比
		τ_{bw}/τ_r	η
C 1	1.5	0.70	0
C 2	1.5	0.70	0.15
C 3	1.5	0.70	0.30
C 4	2.0	1.00	0
C 5	2.0	1.00	0.15
C 6	2.0	1.00	0.30

τ_{bw} : 式(5-29)による付着割裂強度計算値

τ_r : 式(6-1)による主筋降伏時の設計用曲げ付着応力度

4.2.3 配筋

配筋詳細を図4.1 および図4.2 に、試験体諸元を表4.2 に示す。柱の配筋は全試験体共通で、一段配筋で、4-D13とした。せん断耐力を確保するために、横補強筋には高強度せん断補強筋(川鉄テクノワイヤ巻製、リバーボンRB7.4)スパイラルを使用し、7.4φ@50とした。スタブには、十分な剛性を確保できるように、主筋を4-D22とし、せん断補強筋には2-D13@100とした。

4.2.4 試験体の製作

試験体は、大成建設戸田P C作業所にて作製した。鉄筋の折り曲げ寸法は、余長はJ ASS 5に従った。型枠には厚さ2.5mmの鉄板を用いた。組み上げた鉄筋を型枠中に設置した後、主筋端部を鉄板(厚さ25mm)に溶接した。鉄筋に貼付した歪ゲージのリード線は、主筋に分散してはわせ、スタブより取り出した。

コンクリート打設は、1992年12月7日、大成建設戸田P C作業所で6体同時に行った。打設は、横打ちとした。養生はシート掛けで行い、7日後に脱型し、1993年1月7日に東京大学総合試験所大型構造物試験室に搬入した。

4.2.5 使用材料の特性

4.2.5.1 コンクリート

コンクリートは、呼び強度 550kgf/cm^2 の普通コンクリートであり、配合等を表4.3に示す。粗骨材の最大寸法は 10mm とし、スランプ値は 18cm であった。調査は埼玉菱光コンクリート工業㈱に依頼し、試し練りを行い決定した。

$10 \times 20\text{cm}$ の圧縮試験および割裂引張試験の結果を表4.4 および表4.5 に示す。使用試験機は、 200tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製）である。コンクリート試験は、全試験体加力前（材齢33日）、3体加力終了後（材齢61日）、全試験体加力終了後（材齢80日）の3回行った。圧縮試験では、荷重測定にはロードセル（ 200tonf 、東京測器製）を用い、コンプレッションメータCM-10（東京測器製）を供試体に取り付け、2個の変位計により軸方向変位を測定し、その平均値を用いた。割裂引張試験では、試験機のダイヤル表示から荷重を直読した。

圧縮試験から得られた応力度～歪度関係を図4.3 に示す。各試験体の実験時のコンクリート強度 σ_c は、材齢33日、61日、80日の3回の材料試験結果をもとに推定した。すなわち、材齢33日から61日、61日から80日の間でコンクリート強度と材齢の関係が1次関数的に変化すると仮定し、実験時の材齢から各試験体のコンクリート強度 σ_c を求めた。実験時のコンクリート強度を表4.6 に示すように、圧縮強度 $707 \sim 734\text{kgf/cm}^2$ 、引張強度 $37.0 \sim 43.6\text{kgf/cm}^2$ であった。

4.2.5.2 鉄筋

鉄筋引張試験の結果を表4.7 および表4.8 に示す。いずれの試験体も 200tonf ネジ式万能試験機（島津製作所製）を用いて行った。D13および 7.4ϕ の歪測定は試験片の両面に歪ゲージ（それぞれ FLA-5LT および FLA-3LT、東京測器製）を貼ることにより行った。D13、 7.4ϕ ともに、明確な降伏点が存在しないので、歪 0.2% の点から弾性勾配を用いて引いた直線と、得られた $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線の交点の応力度を降伏応力度とした。

引張試験から得られた $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を図4.4 に示す。応力度 σ は得られた荷重を公称断面積で除すことで求め、歪 ε は2枚のゲージの平均値を用いた。

4.2.6 準備計算

部材の各耐力の計算には「4.2.5 使用材料の特性」に示した材料特性を使用した。

(1) 曲げひび割れ耐力

管野による式[4-1]を用いた。

$$M_c = 1.8 \sqrt{\sigma_c} Z_c + ND/6 \quad (4-1)$$

M_e : 曲げひび割れモーメント

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (ただし $n = E_s/E_c = 10$ とする。)

を用いる。

(2) 曲げ降伏耐力

曲げ降伏耐力は、引張主筋が降伏した時のモーメントをせん断スパン長さで除したせん断力として求め、危険断面に於いて、平面保持を仮定した断面解析から求めた。解析には、断面解析プログラムを使用し、コンクリートモデルは修正 Kent and Park モデル [4-2] を使用した。

(3) 曲げ終局耐力

曲げ降伏耐力と同様に、危険断面に於いて、平面保持を仮定した断面解析から求めた。圧縮縁コンクリートの歪が 0.004 に達した時を終局状態とした。

(4) せん断耐力

せん断耐力は、日本建築学会の「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」[4-3]のコンクリート有効強度に $\sigma_{cs} = 3.67 \sigma_c^{2/3}$ を用い、塑性変形角 $R_p = 1/50$ として算定した。

(5) 付着割裂強度 τ_{bc}

第5章で提案した式(5-29)による付着割裂強度計算値 τ_{bc} を用いた。

(6) たて割れ強度

たて割れ強度 τ_{bc} および割れ応力度 τ_c は、村田 [4-4] の方法により求めた。

せん断耐力 V_e が、曲げ降伏耐力 Q_f を上回ることを、たて割れ強度 τ_{bc} がたて割れ応力度 τ_c を上回ることを確認した。また、降伏後に付着割裂破壊するように、付着余裕度 τ_{bc}/τ_c が 1.5 以下となるようにした。得られた諸強度の一覧を表 4.9 に示す。

表4.2 試験体諸元

試験体名	柱全高さ (mm)	せん断スパン比	主筋		横補強筋		σ_n	軸力 (tonf)	軸力比
			配筋	σ_y	配筋	$w\sigma_y$			
C 1	900	1.5	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	733	0	0
C 2	900	1.5	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	734	67	0.15
C 3	900	1.5	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	726	134	0.30
C 4	1200	2.0	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	707	0	0
C 5	1200	2.0	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	713	60	0.15
C 6	1200	2.0	4-D13	9850	2-R7.4 ϕ 50	14600	722	120	0.30

σ_y :主筋降伏強度 (kg/cm²)、 $w\sigma_y$:降伏強度 (kg/cm²)、 σ_n :コンクリート強度 (kg/cm²)

表4.3 コンクリートの調合表

最大骨材寸法	10 mm	
スランプ	22.5 cm	
フロー	34×35 cm	
空気量	3.9 %	
水セメント比	30 %	
細骨材率	41.2 %	
調合	水	180 kg/m ³
	セメント	600 kg/m ³
	細骨材	445 kg/m ³
	粗骨材	932 kg/m ³
	混和剤	11.100 kg/m ³

表4.4 コンクリート圧縮試験結果

材齢 日	供試体 番号	断面積 cm ²	最大荷重 tonf	σ_B kg/cm ²	最大荷重時歪 $\times 10^{-6}$	1/3 σ_B 割線剛性 $\times 10^{-5}$ kgf/cm ²
33	1	78.03	52.00	681.8	2673	3.34
	2	77.72	53.87	693.1	2690	3.32
	3	77.87	54.33	697.7	2798	3.37
	平均			690.9	2720	3.34
61	1	78.11	57.33	734.0	2775	3.44
	2	78.66	59.73	759.4	3008	3.32
	3	78.34	58.33	744.6	2823	3.45
	平均			746.0	2869	3.40
80	1	78.70	56.13	713.3	2828	3.39
	2	78.55	57.73	735.0	2633	3.54
	3	78.70	55.40	703.9	2658	3.58
	平均			717.4	2706	3.50

表4.5 コンクリート割裂引張試験結果

材齢 日	供試体 番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 tonf	割裂引張強度 kg/cm ²
33	1	99.9	199.8	11.55	36.8
	2	100.3	192.7	10.28	32.7
	3	99.8	195.9	10.78	34.3
	平均				34.6
61	1	99.8	191.3	10.71	35.7
	2	100.1	193.8	16.42	53.9
	3	100.0	197.8	11.26	36.3
	平均				42.1
80	1	100.0	193.9	11.80	38.8
	2	100.0	196.5	16.90	54.8
	3	100.0	199.4	12.90	41.2
	平均				44.9

表4.6 実験時のコンクリート強度

試験体	加力時の材齢(日)	圧縮強度(kgf/cm ²)	割裂引張強度(kgf/cm ²)
C 1	57	733	41.0
C 2	64	734	42.5
C 3	71	726	43.6
C 4	42	707	37.0
C 5	45	713	37.8
C 6	51	722	39.4

表4.7 鉄筋材料試験結果(D13)

資料番号	初期剛性	降伏強度	降伏歪	最大強度	破断歪
	E _s	σ_y	ϵ_y	σ_u	ϵ_u
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(μ)	(kg/cm ²)	(%)
1	1.855	9970	7375	10992	
2	1.935	9905	7119	11323	10.0
3	1.832	9671	7279	10811	8.5
平均	1.874	9849	7258	11042	9.3

表4.8 鉄筋材料試験結果(7.4φ)

資料番号	初期剛性	降伏強度	降伏歪	最大強度	破断歪
	E _s	σ_y	ϵ_y	σ_u	ϵ_u
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(μ)	(kg/cm ²)	(%)
1	2.006	14624	9290	14852	8.0
2	2.037	14600	9167	14857	
3	2.047	14626	9145	14628	6.0
平均	2.030	14617	9201	11042	7.0

表4.9 試験体各計算耐力一覧

試験体名	V_f (tonf)	V_u (tonf)	τ_u	τ_{uu}	τ_u/τ_{uu}	τ_{bu}	τ_f	τ_{bu}/τ_f
C 1	27.3	54.3	83	159	0.52	71.2	99.3	0.72
C 2	42.0	54.3	139	174	0.79	71.2	99.3	0.72
C 3	54.9	54.3	186	195	0.95	71.2	99.3	0.72
C 4	20.5	54.3	64	149	0.43	68.8	67.3	1.02
C 5	31.5	54.3	101	156	0.65	68.8	67.3	1.02
C 6	41.2	54.3	138	163	0.84	68.8	67.3	1.02

V_f : 曲げ解析による曲げ耐力

V_u : 指針によるせん断耐力 ($R_p=1/100$ 、 $\nu\sigma_u=3.67\sigma_u^{2/3}$ とした)

τ_u : たて割れ応力度 (kg/cm^2)、 τ_{uu} : たて割れ強度 (kg/cm^2)

τ_{bu} : 付着割れ応力度 (kg/cm^2)、 τ_f : 設計用曲げ付着応力度 (kg/cm^2)

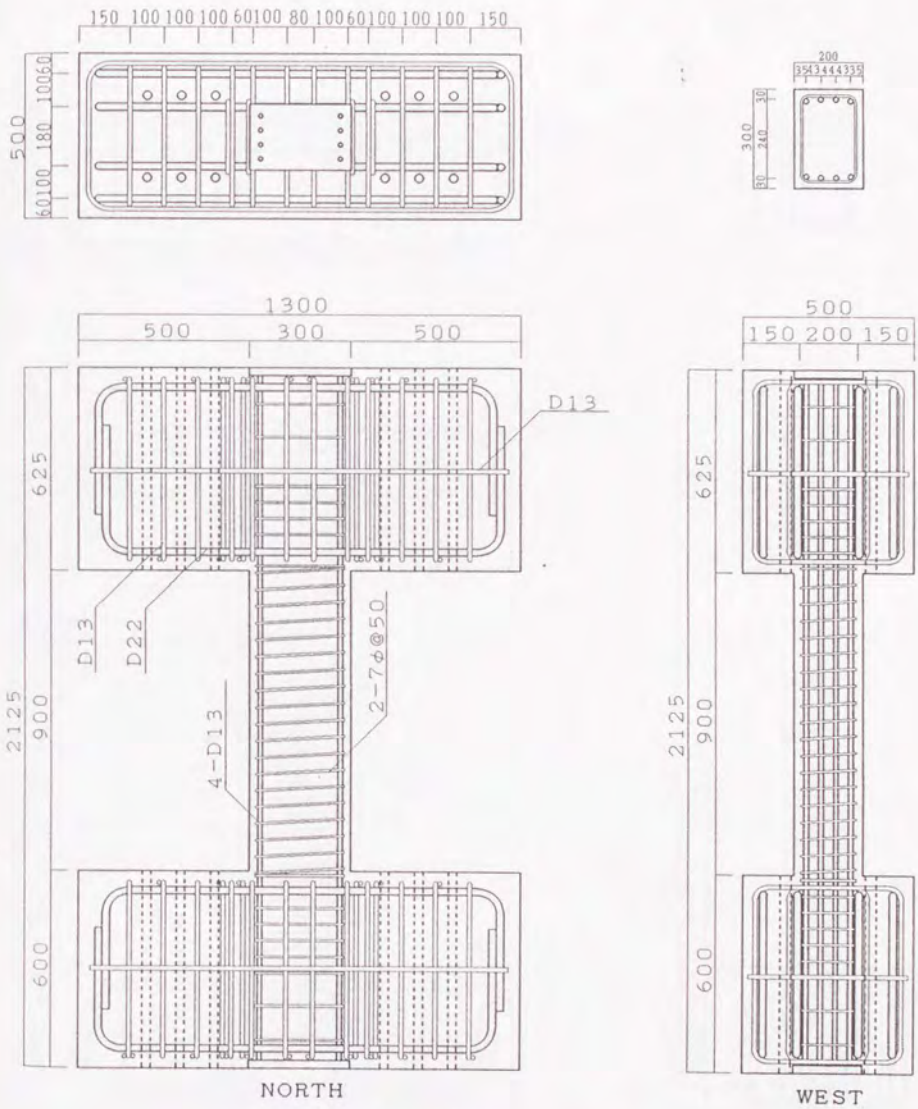


図4.1 試験体配筋詳細図 (C1~C3)

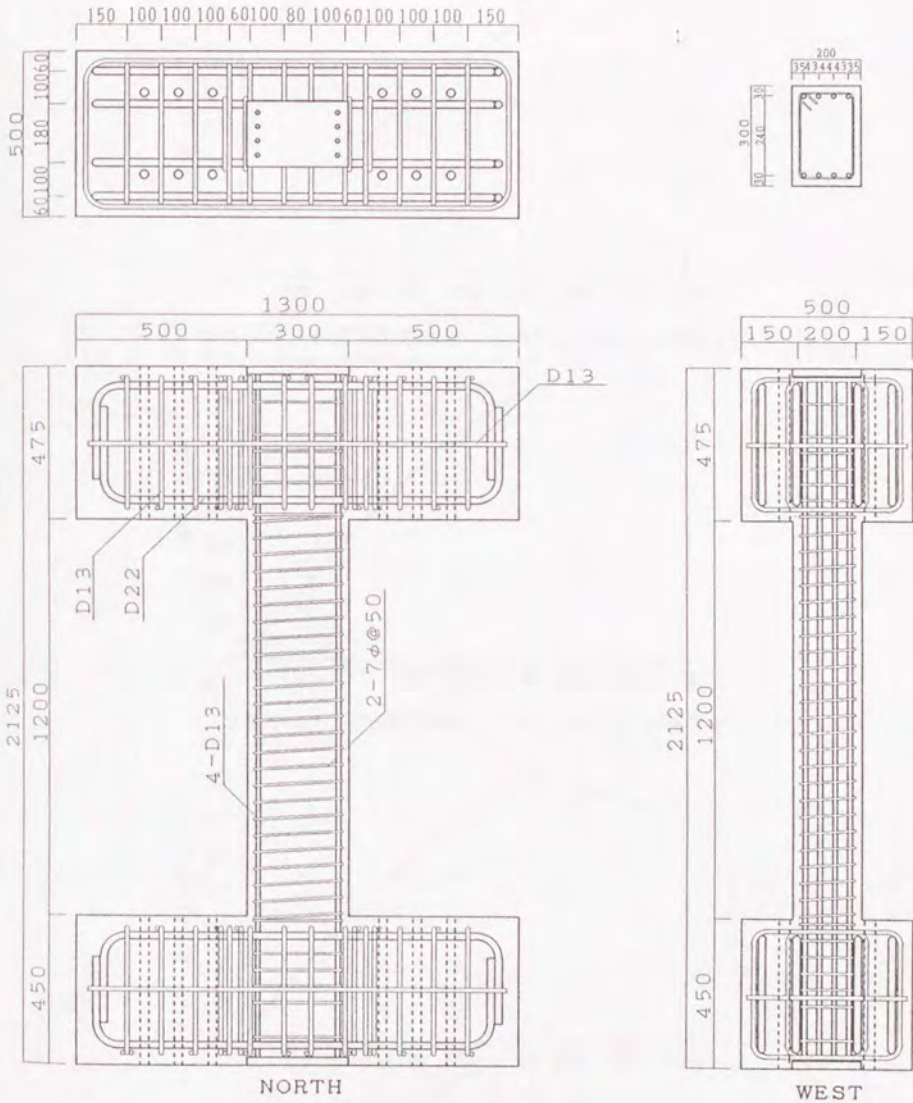
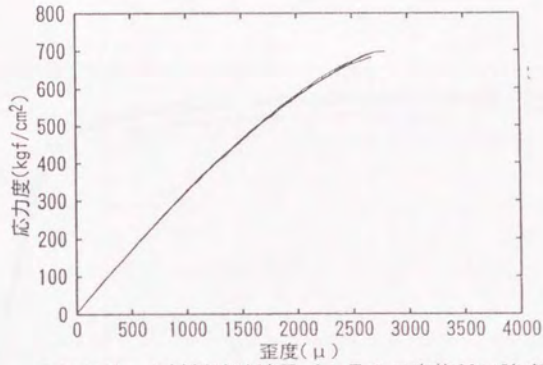
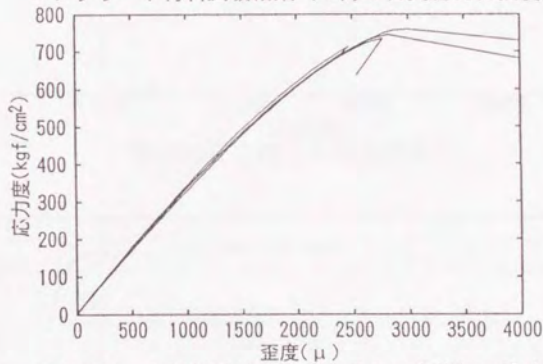


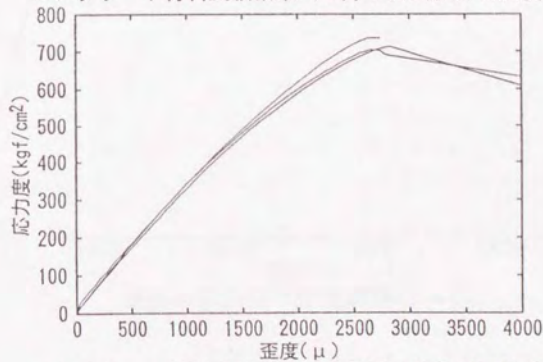
図4.2 試験体配筋詳細図 (C4~C6)



コンクリート材料試験結果（1月9日実施33日強度）

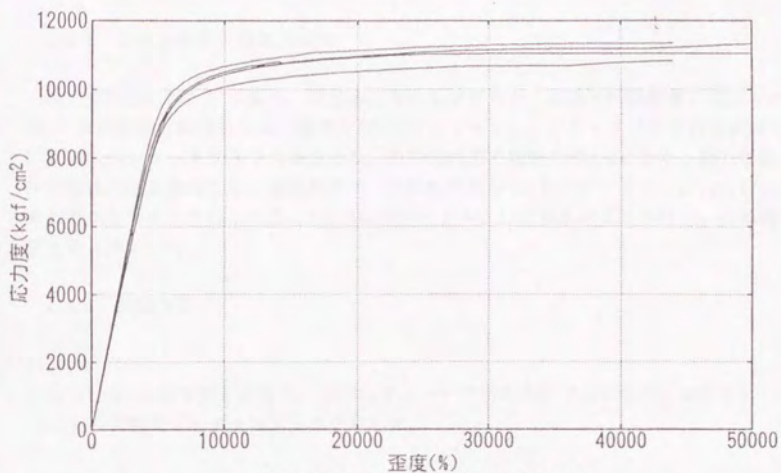


コンクリート材料試験結果（2月6日実施61日強度）

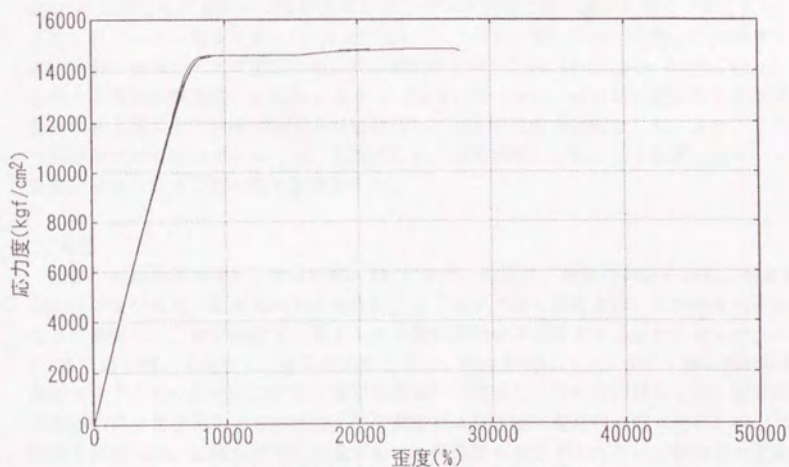


コンクリート材料試験結果（2月25日実施80日強度）

図4.3 コンクリートの応力度～歪度関係



鉄筋の応力度-歪度関係(D13)



鉄筋の応力度-歪度関係(7.4φ)

図4.4 鉄筋の応力度～歪度関係

4.3 実験方法

4.3.1 加力方法および加力履歴

加力装置図を図4.5に示す。試験体上下のスタブをPC鋼棒で試験装置に固定した。2000ton試験機で軸力を加え、東西の50tonジャッキで、上下のスタブの平行を維持しながら100tonジャッキで水平力を加えた。水平力の加力履歴を図4.6に示す。加力履歴は逆対象繰り返し载荷とし、変位制御で、部材変形角 $1/200$ を1サイクル、 $1/100$ 、 $1/50$ をそれぞれ2サイクル行った後、 $1/100$ を1サイクル、 $1/25$ を2サイクル行い、その後、正方向に押切った。

4.3.2 計測方法

(1) 荷重

2000ton試験機で加えた軸力、100tonジャッキで加えた水平力および、東西の50tonジャッキの荷重をロードセルにより測定した。

(2) 鉄筋の歪度

主筋およびスパイラルの歪度を測定するために、歪ゲージ（それぞれFLA-5LT、FLA-3LT）を貼付した。歪ゲージ貼付位置およびすべり測定位置を図4.7および図4.8に、また、歪ゲージ一覧表を表4.10および表4.11に示す。図4.7および図4.8に示すように、東面、西面の4本の主筋を南側から順にそれぞれ、E1、E2、E3、E4およびW2、W2、W3、W4と呼ぶ。各面の隅主筋、中主筋1本ずつ（E1、E2、W1、W2）は、付着応力度分布を測定するために8ヶ所に上下2枚の歪ゲージを貼付し、その平均値を歪度とした。また、すべり測定用に中央部にボルト（M8）を溶接した。横補強筋には図に示す位置に歪ゲージを表裏に貼付し、その平均値を歪度とした。

(3) 変位

変位の測定装置を図4.9および図4.10に示す。変位は、柱部材の水平変形、鉛直変形、柱の曲げ変形、柱端部のせん断変形、上下スタブ間の回転変形、主筋のすべり変形などを測定した。水平変位は、上下スタブ間の相対水平変位を上下2台の変位計CDP-100（東京測器製）で測定し、その平均値とした。鉛直変位は、上下スタブ間の相対鉛直変位を上下2台の変位計CDP-50（東京測器製）で測定し、その平均値とした。柱の材軸方向の曲率分布を測定するために、柱の東面および西面に変位計を取り付け、軸方向の変位を測定した。柱端部のせん断変形のせん断変形を測定するために、柱端部の北面に変位計を取り付けた。図4.11に示すように、東面および西面の隅主筋、中主筋1本ずつ（E1、E2、W1、W2）に、柱部材中央部の位置にボルト（M8）を溶接し、かぶりコンクリートにボルト周囲に穴を設けて柱部材表面に出した。また、柱中央位置のコンクリート

にもボルトを埋め込み、同様に柱部材表面に出した。これらの主筋とコンクリートに固定されたボルト間の相対変位を変位計で測定し、主筋のすべりとした。割裂ひび割れ幅を測定するために、図4.11 に示すように、柱中央位置のコンクリートに埋め込んだボルトに変位計を取り付け、かぶりコンクリートの変位を測定した。

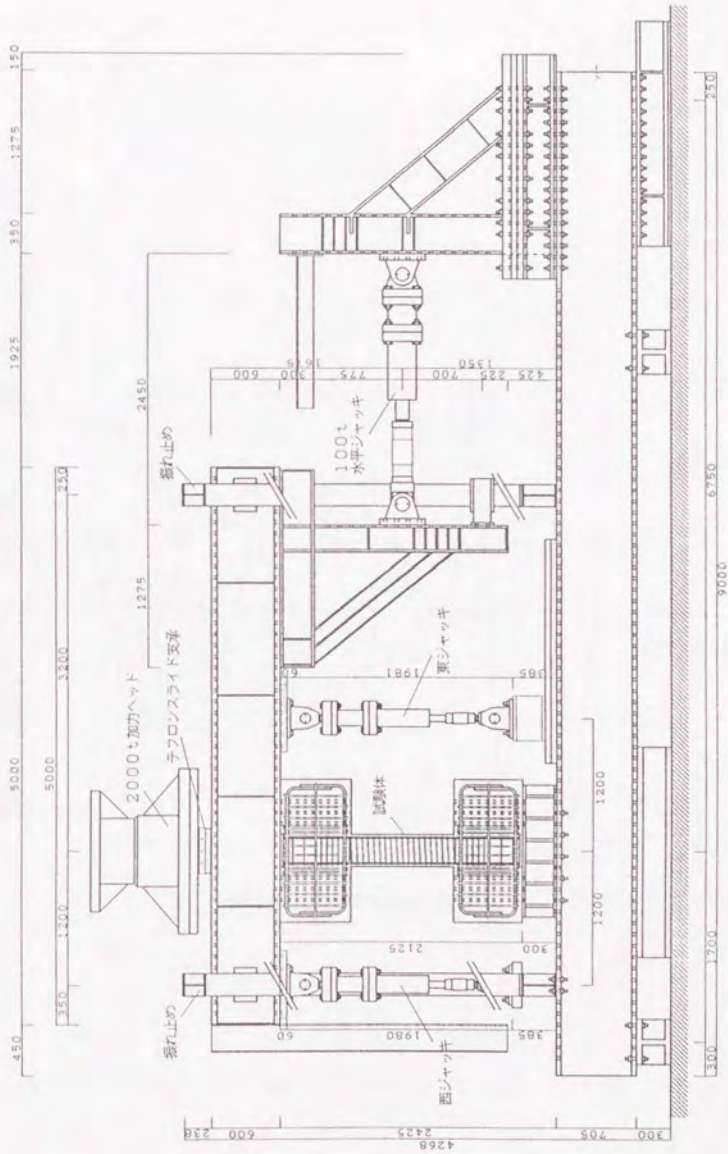


図4.5 加力装置図

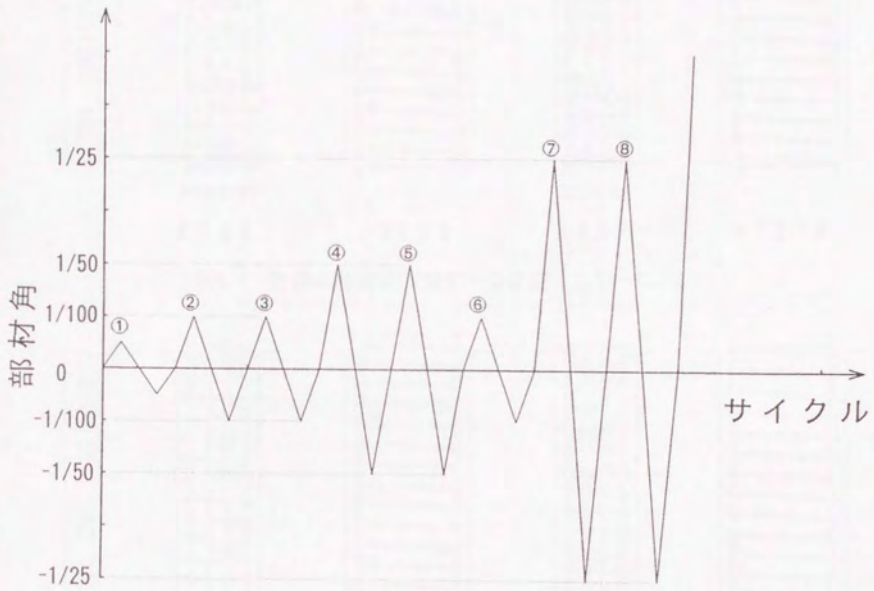


図4.6 水平力の加力履歴

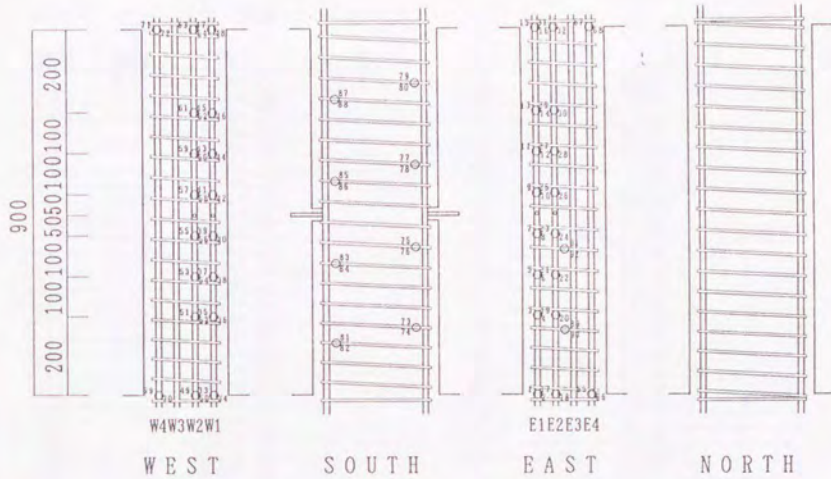


図 4.7 主筋名称および歪ゲージ位置 (C 1 ~ C 3)

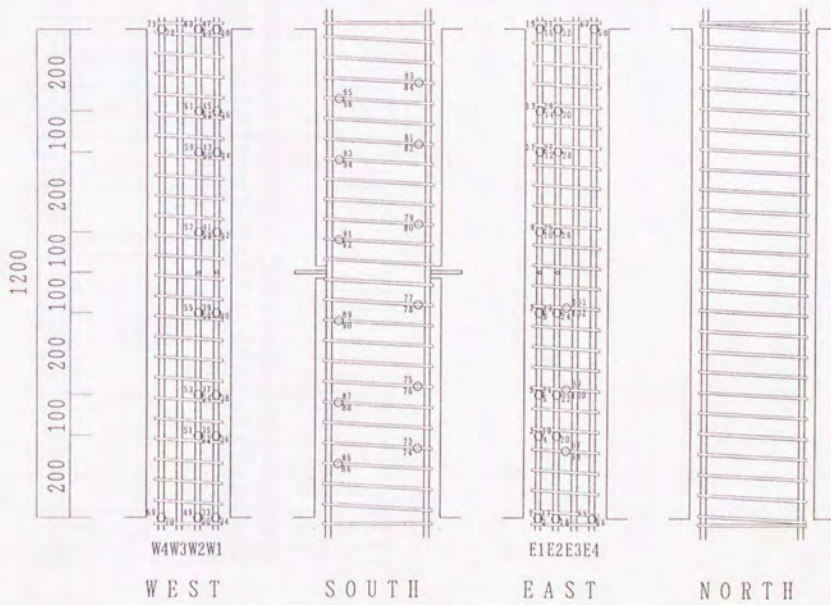


図 4.8 主筋名称および歪ゲージ位置 (C 4 ~ C 6)

表4.10 ゲージ番号一覧表(C1~3)

番号	鉄筋	位置	ゲージ種	番号	鉄筋	位置	ゲージ種
1	主筋 E1	0mm 左	FLA-5LT	63	"	900mm 左	"
2	"	0mm 右	"	64	"	900mm 右	"
3	"	200mm 左	"	65	主筋 E4	0mm 左	"
4	"	200mm 右	"	66	"	0mm 右	"
5	"	300mm 左	"	67	"	900mm 左	"
6	"	300mm 右	"	68	"	900mm 右	"
7	"	400mm 左	"	69	主筋 W4	0mm 左	"
8	"	400mm 右	"	70	"	0mm 右	"
9	"	500mm 左	"	71	"	900mm 左	"
10	"	500mm 右	"	72	"	900mm 右	"
11	"	600mm 左	"	73	スハ' 行WSE	150mm 内	FLA-3LT
12	"	600mm 右	"	74	"	150mm 外	"
13	"	700mm 左	"	75	"	350mm 内	"
14	"	700mm 右	"	76	"	350mm 外	"
15	"	900mm 左	"	77	"	550mm 内	"
16	"	900mm 右	"	78	"	550mm 外	"
17	主筋 E2	0mm 左	"	79	"	750mm 内	"
18	"	0mm 右	"	80	"	750mm 外	"
19	"	200mm 左	"	81	スハ' 行WSW	150mm 内	"
20	"	200mm 右	"	82	"	150mm 外	"
21	"	300mm 左	"	83	"	350mm 内	"
22	"	300mm 右	"	84	"	350mm 外	"
23	"	400mm 左	"	85	"	550mm 内	"
24	"	400mm 右	"	86	"	550mm 外	"
25	"	500mm 左	"	87	"	750mm 内	"
26	"	500mm 右	"	88	"	750mm 外	"
27	"	600mm 左	"	89	スハ' 行WE	150mm 内	"
28	"	600mm 右	"	90	"	150mm 外	"
29	"	700mm 左	"	91	"	350mm 内	"
30	"	700mm 右	"	92	"	350mm 外	"
31	"	900mm 左	"				
32	"	900mm 右	"				
33	主筋 W1	0mm 左	"				
34	"	0mm 右	"				
35	"	200mm 左	"				
36	"	200mm 右	"				
37	"	300mm 左	"				
38	"	300mm 右	"				
39	"	400mm 左	"				
40	"	400mm 右	"				
41	"	500mm 左	"				
42	"	500mm 右	"				
43	"	600mm 左	"				
44	"	600mm 右	"				
45	"	700mm 左	"				
46	"	700mm 右	"				
47	"	900mm 左	"				
48	"	900mm 右	"				
49	主筋 W2	0mm 左	"				
50	"	0mm 右	"				
51	"	200mm 左	"				
52	"	200mm 右	"				
53	"	300mm 左	"				
54	"	300mm 右	"				
55	"	400mm 左	"				
56	"	400mm 右	"				
57	"	500mm 左	"				
58	"	500mm 右	"				
59	"	600mm 左	"				
60	"	600mm 右	"				
61	"	700mm 左	"				
62	"	700mm 右	"				

表4.11 ゲージ番号一覧表(C4~6)

番号	鉄筋	位置	ゲージ種
1	主筋 E1	0mm 左	FLA-5LT
2	"	0mm 右	"
3	"	200mm 左	"
4	"	200mm 右	"
5	"	300mm 左	"
6	"	300mm 右	"
7	"	500mm 左	"
8	"	500mm 右	"
9	"	700mm 左	"
10	"	700mm 右	"
11	"	900mm 左	"
12	"	900mm 右	"
13	"	1000mm 左	"
14	"	1000mm 右	"
15	"	1200mm 左	"
16	"	1200mm 右	"
17	主筋 E2	0mm 左	"
18	"	0mm 右	"
19	"	200mm 左	"
20	"	200mm 右	"
21	"	300mm 左	"
22	"	300mm 右	"
23	"	500mm 左	"
24	"	500mm 右	"
25	"	700mm 左	"
26	"	700mm 右	"
27	"	900mm 左	"
28	"	900mm 右	"
29	"	1000mm 左	"
30	"	1000mm 右	"
31	"	1200mm 左	"
32	"	1200mm 右	"
33	主筋 W1	0mm 左	"
34	"	0mm 右	"
35	"	200mm 左	"
36	"	200mm 右	"
37	"	300mm 左	"
38	"	300mm 右	"
39	"	500mm 左	"
40	"	500mm 右	"
41	"	700mm 左	"
42	"	700mm 右	"
43	"	900mm 左	"
44	"	900mm 右	"
45	"	1000mm 左	"
46	"	1000mm 右	"
47	"	1200mm 左	"
48	"	1200mm 右	"
49	主筋 W2	0mm 左	"
50	"	0mm 右	"
51	"	200mm 左	"
52	"	200mm 右	"
53	"	300mm 左	"
54	"	300mm 右	"
55	"	500mm 左	"
56	"	500mm 右	"
57	"	700mm 左	"
58	"	700mm 右	"
59	"	900mm 左	"
60	"	900mm 右	"
61	"	1000mm 左	"
62	"	1000mm 右	"

63	"	1200mm 左	"
64	"	1200mm 右	"
65	主筋 E4	0mm 左	"
66	"	0mm 右	"
67	"	1200mm 左	"
68	"	1200mm 右	"
69	主筋 W4	0mm 左	"
70	"	0mm 右	"
71	"	1200mm 左	"
72	"	1200mm 右	"
73	スハ [*] 行 [*] SE	150mm 内	FLA-3LT
74	"	150mm 外	"
75	"	300mm 内	"
76	"	300mm 外	"
77	"	500mm 内	"
78	"	500mm 外	"
79	"	700mm 内	"
80	"	700mm 外	"
81	"	900mm 内	"
82	"	900mm 外	"
83	"	1050mm 内	"
84	"	1050mm 外	"
85	スハ [*] 行 [*] SW	150mm 内	"
86	"	150mm 外	"
87	"	300mm 内	"
88	"	300mm 外	"
89	"	500mm 内	"
90	"	500mm 外	"
91	"	700mm 内	"
92	"	700mm 外	"
93	"	900mm 内	"
94	"	900mm 外	"
95	"	1050mm 内	"
96	"	1050mm 外	"
97	スハ [*] 行 [*] E	150mm 内	"
98	"	150mm 外	"
99	"	300mm 内	"
100	"	300mm 外	"
101	"	500mm 内	"
102	"	500mm 外	"

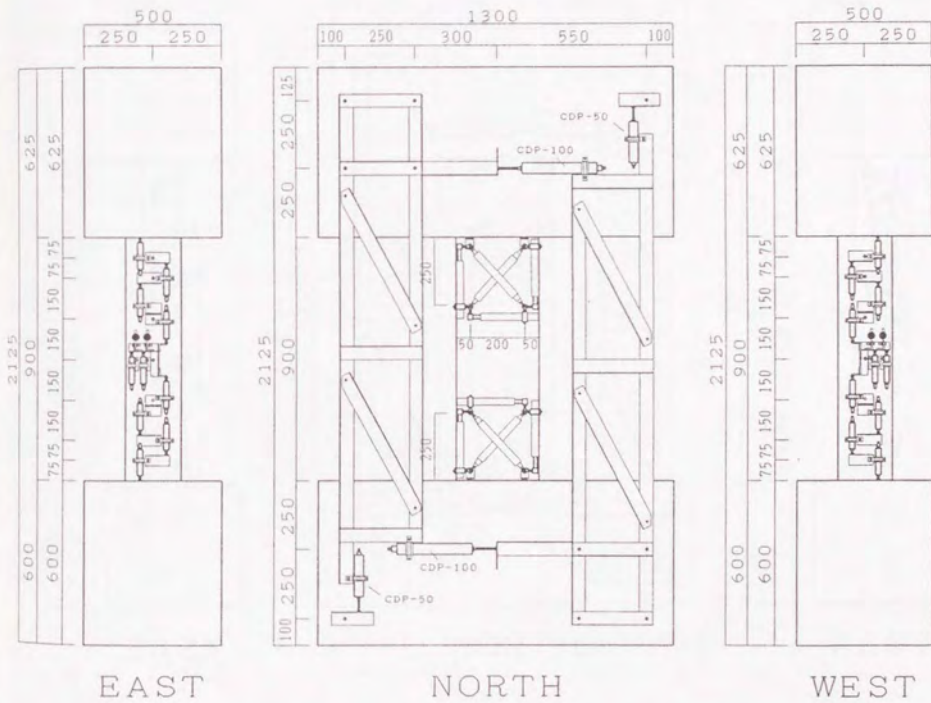


図4.9 変位の測定治具および位置 (C1~C3)

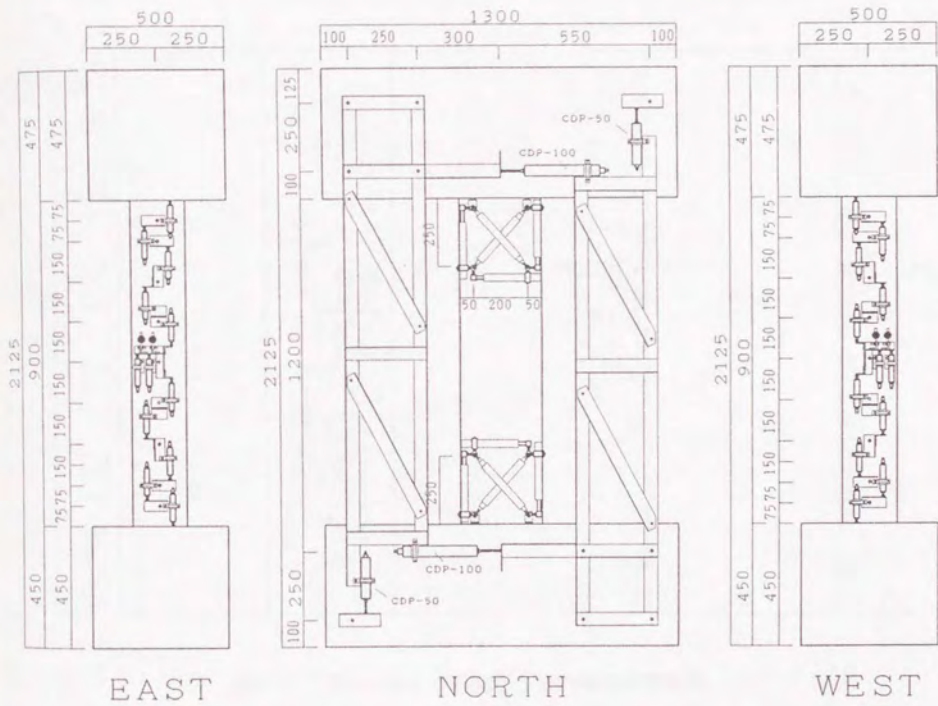


図4.10 変位の測定治具および位置 (C4~C6)

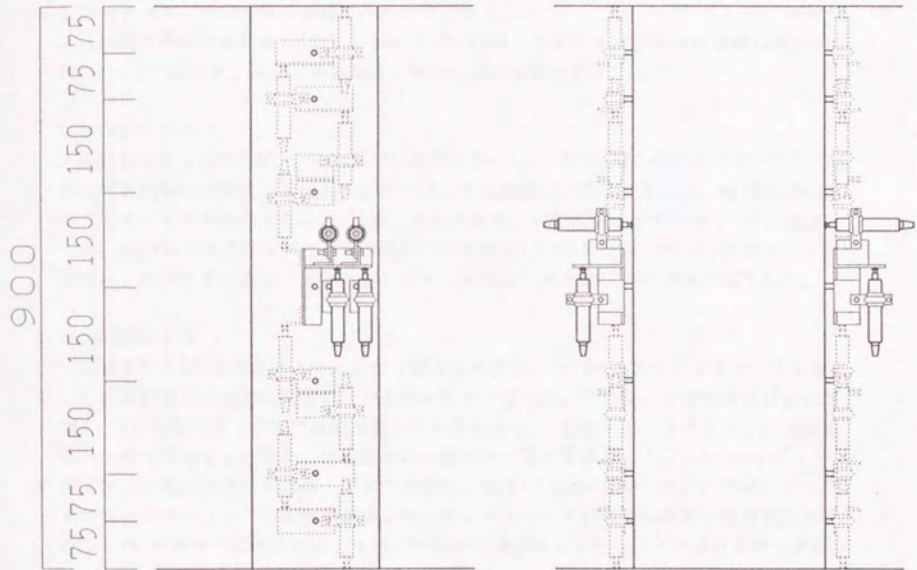


図4.11 すべりおよび割裂ひび割れ幅の測定位置

4.4 実験結果

4.4.1 破壊性状

試験体 C 1、C 2、C 4～6 は、部材変形角 $1/100$ で、付着割裂ひび割れが生じ始め、部材角 $1/50$ で付着割裂ひび割れが進展し、最終的には付着割裂破壊した。試験体 C 3 は、部材変形角 $1/100$ で、付着割裂ひび割れが生じ始めたが、その後、曲げ圧壊とせん断ひび割れが卓越し、最終的にはせん断圧縮破壊した。軸力 0 の試験体は、サイドスプリット型の付着割裂破壊であったが、軸力が高くなるに従い、隅角部のコンクリートが剥落しコーナースプリット型の破壊モードの様相を呈した。

各試験体の部材変形角 $1/100$ 、 $1/50$ および $1/25$ 第2サイクル終了時のひび割れ図を図4.12(A)～(F)に示す。また、各試験体の破壊に至る挙動を以下に示す。

(1) 試験体 C 1

部材変形角 $1/200$ で曲げ、せん断ひび割れが発生し、 $+1/100$ 第1サイクルで、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生した。その後、付着割裂ひび割れが増えた。 $+1/50$ の第1サイクルで主筋が降伏した。 $-1/50$ 第1サイクルで、付着割裂ひび割れが1本につながった。 $1/25$ 第1サイクルでは、付着割裂ひび割れが $2\sim 3\text{mm}$ に広がった。 $1/25$ 第2サイクルでは、かぶりコンクリートが剥落し始め、耐力は、最大耐力の 75.0% に低下した。

(2) 試験体 C 2

部材変形角 $1/200$ で曲げ、せん断ひび割れが発生し、 $+1/100$ 第1サイクルで、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生し、中主筋がすべり始めた。その後、付着割裂ひび割れが増え、 $1/100$ 第2サイクルでは隅主筋もすべり始めた。 $+1/50$ の第1サイクルで、コンクリートの圧壊が生じ、細かい付着割裂ひび割れが一気に多数生じた。 $+1/50$ 第2サイクルでは、付着割裂ひび割れが1本につながり、幅が $1\sim 2\text{mm}$ に広がった。 $1/25$ 第1サイクルでは、コンクリートの圧壊が進み、かぶりコンクリートが剥落し始め、耐力低下し始めた。 $+1/25$ 第2サイクルでは、スパン中央部の側面のコンクリートがはらみ始めた。

(3) 試験体 C 3

部材変形角 $1/200$ で曲げひび割れが生じ、その後、スパン中央部にせん断ひび割れが発生した。 $+1/100$ 第1サイクルで、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生し、コンクリートが圧壊し始めた。その後、付着割裂ひび割れはあまり進展せず、せん断ひび割れが増え、圧壊が進んだ。 $-1/50$ 第1サイクルで、付着割裂ひび割れが生じ、せん断ひび割れが開き始めた。 $+1/50$ 第2サイクルでは、スパン中央部の側面のコンクリートがはらみ始めた。その後、コンクリートの圧壊が進み、側面かぶりコンクリートが剥落し始め、耐力低下し始めた。最終的には、 $1/25$ で軸力を維持できなくなり、せん断圧縮破壊した。

(4) 試験体 C 4

部材変形角1/200で曲げ、せん断ひび割れが発生し、+1/50の第1サイクルで主筋が降伏すると同時に引張側主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生した。その後、付着割裂ひび割れが進展した。+1/25第2サイクルでの耐力は、最大耐力の72.8%に低下した。

(5) 試験体 C 5

部材変形角1/200で曲げ、せん断ひび割れが発生し、-1/100の第1サイクルで、引張側主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生し、主筋にすべりが生じた。+1/50の第1サイクルで主筋が降伏し、その後、付着割裂ひび割れが進展した。-1/50の第1サイクルで、主筋沿いに一気に付着割裂ひび割れが生じ、圧縮域までひび割れが繋がった。+1/25の第1サイクルでは、かぶりコンクリートが剥落し始め、耐力低下し始める。+1/25の第2サイクルでの耐力は、最大耐力の82.2%に低下した。

(6) 試験体 C 6

部材変形角1/200で曲げ、せん断ひび割れが発生し、+1/100の第1サイクルで、圧縮側のコンクリートに圧壊のひび割れが生じる。+1/50の第1サイクルで主筋が降伏し、その後、引張側主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生した。-1/50の第1サイクルで、主筋沿いに一気に付着割裂ひび割れが生じ、圧縮域までひび割れが繋がり、ひび割れ幅が広がった。1/50第2サイクルで耐力は、最大耐力の69.6%に低下した。+1/25の第1サイクルでは、コンクリートの圧壊とかぶりコンクリートが剥落が進み、耐力低下し破壊に至った。

4.4.2 復元力特性

P- Δ 効果の補正およびテフロン支承の摩擦の補正を行った水平力～水平変形関係を図4.13(A)～(F)に示す。軸力比を変化させた試験体(C1～C3、C4～C6)と比較すると、軸力が低い試験体ほど、繰り返し加力の第2サイクルで、履歴ループが逆S字形となる傾向が強い。

各サイクルピーク時の耐力Qと最大耐力 Q_{max} の比である耐力維持率(Q/Q_{max})と部材変形角の関係を図4.14に示す。軸力が高くなるに従い、変形とともに、耐力維持率が小さくなった。すなわち、変形の進行に伴う耐力低下は、軸力が高い試験体ほど著しい傾向がある。軸力比が等しく、付着余裕度の異なる試験体(C1とC4、C2とC5、C3とC6)を比較すると、付着余裕度が低く付着劣化しやすいと考えられる試験体C1～C3でも、耐力維持率は、試験体C4～C6と同程度であった。

4.4.3 最大耐力と変形能

最大耐力 Q_{max} および各ひび割れ発生荷重、各ひび割れ発生荷重、限界部材角、破壊モードなどの実験結果の一覧を表4.12に示す。試験体C1、C4およびC5で最大耐力 Q_{max} が曲げ耐力 V_f を上回り、主筋引張降伏後に付着割裂破壊した。試験体C2およびC6は、主筋降伏前に付着割裂破壊した。試験体C3は、せん断ひび割れが卓越しせん断圧縮破壊した。限界部材角 R_u は、荷重～部材角関係の包絡線で、耐力が最大耐力 Q_{max} の80%となる点の部材角と定義した。

表4.12 実験結果一覧

名称	Q_{ef}	Q_{es}	Q_{eo}	Q_f	Q_{max}	R_{ef}	R_{es}	R_{eo}	R_f	R_{max}	R_u	破壊モード
C1	6.7	8.8	17.5	25.7	31.7	0.11	0.28	0.67	1.33	4.00	4.00	FBo
C2	13.7	21.9	35.1	-	37.6	0.10	0.30	1.00	-	2.00	2.00	Bo
C3	13.7	28.9	31.0	-	43.4	0.08	0.30	0.34	-	1.02	1.40	S
C4	4.9	11.8	21.4	20.0	25.2	0.11	0.59	1.33	1.50	3.17	4.00	FBo
C5	10.2	16.7	19.0	29.6	31.4	0.14	0.42	0.59	1.59	2.00	2.37	FBo
C6	18.9	22.9	37.2	-	37.2	0.27	0.40	2.00	-	2.00	2.00	Bo

Q_{ef} :曲げひび割れ発生荷重、 Q_{es} :せん断ひび割れ発生荷重、 Q_{eo} :付着割裂ひび割れ発生荷重、 Q_f :降伏耐力、 Q_{max} :最大耐力(単位はすべて tonf)

R_{ef} :曲げひび割れ発生部材角、 R_{es} :せん断ひび割れ発生部材角、 R_{eo} :付着割裂ひび割れ発生部材角、 R_f :引張主筋降伏時部材角、 R_{max} :最大耐力時部材角、 R_u :限界部材角(単位はすべて%)

破壊モードFBo:降伏後の付着割裂破壊、Bo:降伏前の付着割裂破壊、S:降伏前のせん断破壊

4.4.4 主筋応力度

各試験体の主筋に貼付した歪ゲージより得られた歪度から応力度を求めた。部材角1/200, 1/100, 1/50 および 1/25 の正第1サイクルピーク時の、部材軸方向の主筋応力度分布を図4.15(A)~(F)に示す。いずれの試験体でも、付着割裂ひび割れが発生していない部材角1/100までは、隅主筋(E1, W1)と中主筋(E2, W2)の応力度分布に顕著な差は認められないが、部材角が大きくなるとともに中主筋では付着劣化し、部材中央部の応力勾配が隅主筋と比較して緩くなり、特に、せん断スパン比1.5と付着長さの短い試験体C1~C3でその傾向が強い。横補強筋で拘束されていない中主筋の付着性状が隅主筋と比較して劣るという第3章の実験で得られたのと同様の結果が得られた。また、応力勾配は主筋の全区間で一樣になるのではなく、引張側の1D(D:部材せい30cm)

の区間は低く、それ以外の区間で付着力の大部分が負担されている。勾配が大きく付着応力度の高い区間は、部材変形が進むに伴い引張側から徐々に圧縮側へとシフトしていく。付着割裂ひび割れが、せん断ひび割れと引張主筋の交差部から主筋に沿って徐々に部材中央部へと進展していくのに伴い、付着力を主として負担する領域が引張側から圧縮側へと移動することによると考えられる。

4.4.5 主筋付着応力度

(1) 付着応力度計算区間

4.4.4 に示したように、主筋の付着応力度分布は、部材内で様には分布せず、破壊の進行とともに変化する。また、付着割裂ひび割れは部材中央部の主筋沿いに生じるが、部材の端部には曲げ、せん断ひび割れが生じるなど、端部と中央部ではひび割れ状態なども異なる。そこで、主筋の付着応力度は、図4.16 に示すように、試験体の全長を両端の1Dの長さをヒンジ領域、それ以外の部材中央部を非ヒンジ領域と呼び、3区間に分けそれぞれの区間で求めた。それぞれの区間内の主筋応力度測定点から回帰直線を求め、その応力勾配 $d\sigma/dx$ を求めた。付着応力度 τ_s は以下の式(4-1)で求められる。

$$\tau_s = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{d\sigma}{dx} \quad (4-1)$$

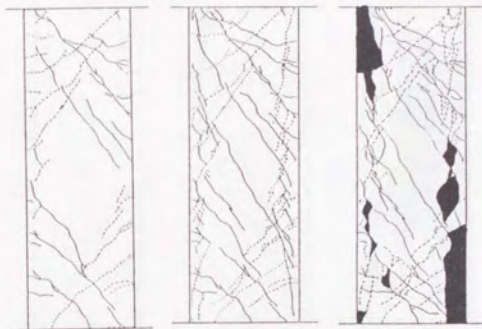
(2) 付着応力度～すべり関係

鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊は、非ヒンジ領域で付着割裂ひび割れが開くことにより付着応力が伝達できなくなり生じる。従って、非ヒンジ領域の付着性状を把握することが重要である。そこで、非ヒンジ領域の付着応力度 τ_s ～すべり S 関係について検討を行う。非ヒンジ領域の付着応力度 τ_s ～すべり S 関係を図4.17(A)～(F) に示す。図中に部材変形角1/200(①)、1/100(②)、1/50(③)、1/25(④)の第1サイクルピーク時には、記号●を付した。ただし、変形が進みすべりが大きくなると、すべり測定用のボルトとかぶりコンクリートが接触し、すべりを測定できなくなった試験体があった。

すべりが増加し始めるのは、C1～C3では部材角1/100、C4～C6では部材角1/50低度であった。中主筋(E2,W2)と隅主筋(E1,W1)の τ_s ～ S 関係を比較すると、各試験体ともに、同一の部材変形角に対して、中主筋では、最大付着応力度 τ_{max} 以降の低下が著しくすべりが大きくなる傾向がある。せん断スパン比が共通で、軸力比の異なるC1とC2、C4、C5とC6をそれぞれ比較すると、軸力比が高くなるほど同一の部材変形角に対するすべりが大きく、付着滑りが生じやすくなる傾向がある。軸力比が共通で、せん断スパン比が異なるC1とC4、C2とC5を比較すると、付着が厳しいC1、C2が同一の部材変形角に対するすべりが大きく、付着応力度が低下している。

(3) 付着応力度と部材角の関係

各試験体の非ヒンジ領域の主筋の付着応力度 τ_b と部材角の関係を図4.18(A)～(F)に示す。付着応力度 τ_b は、中主筋(E2, W2)および隅主筋(E1, W1)2本の主筋の平均とした。試験体C1～C3の中主筋、C2の隅主筋は部材角1/100で最大付着応力度に達したが、試験体C4～C6は部材角1/50で最大付着応力度であり、すべりが増加し始める部材角にほぼ一致した。試験体C3は、部材中央部の斜ひび割れが開きせん断破壊したが、最大耐力に達した部材角1/100以降に中主筋は付着応力度が低下したが、隅主筋は付着応力度が低下せずさらに上昇した。

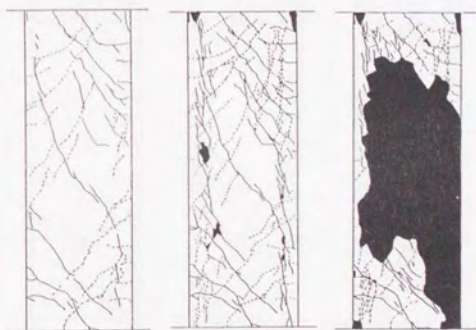


部材角1/100

部材角1/50

部材角1/25

図4.12(A) ひび割れ図 (試験体C1)

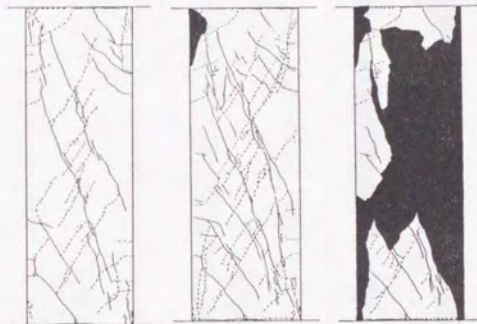


部材角1/100

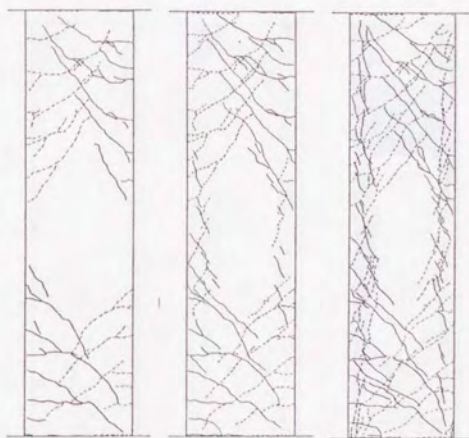
部材角1/50

部材角1/25

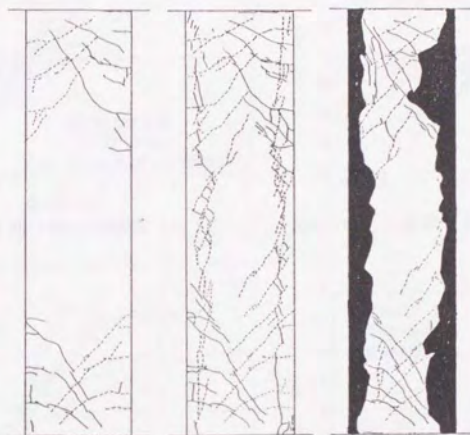
図4.12(B) ひび割れ図 (試験体C2)



部材角 1/100 部材角 1/50 部材角 1/25
 図4.12 (C) ひび割れ図 (試験体 C 3)



部材角 1/100 部材角 1/50 部材角 1/25
 図4.12 (D) ひび割れ図 (試験体 C 4)



部材角 1/100 部材角 1/50 部材角 1/25
 図 4.12 (E) ひび割れ図 (試験体 C 5)



部材角 1/100 部材角 1/50 部材角 1/25
 図 4.12 (F) ひび割れ図 (試験体 C 6)

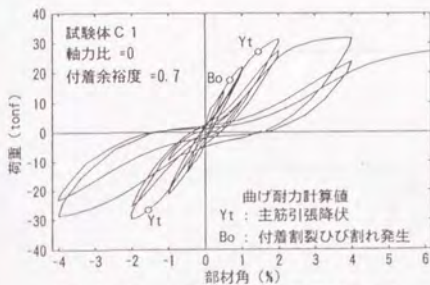


図4.13(A) 荷重～部材角関係 (C 1)

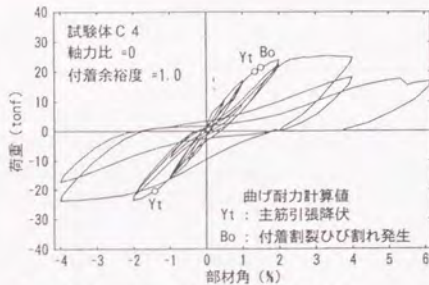


図4.13(D) 荷重～部材角関係 (C 4)

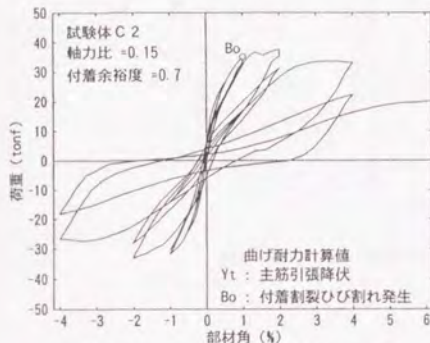


図4.13(B) 荷重～部材角関係 (C 2)

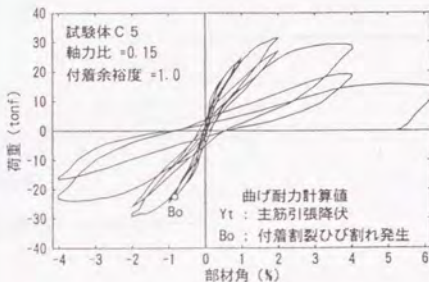


図4.13(E) 荷重～部材角関係 (C 5)

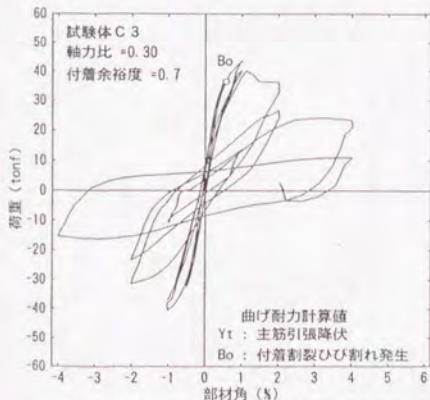


図4.13(C) 荷重～部材角関係 (C 3)

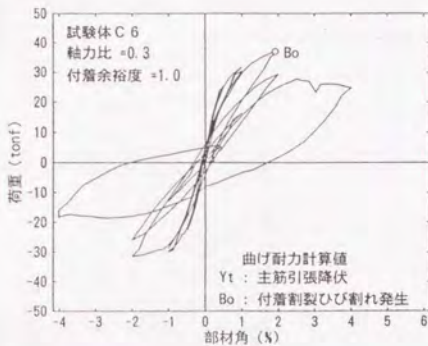


図4.13(F) 荷重～部材角関係 (C 6)

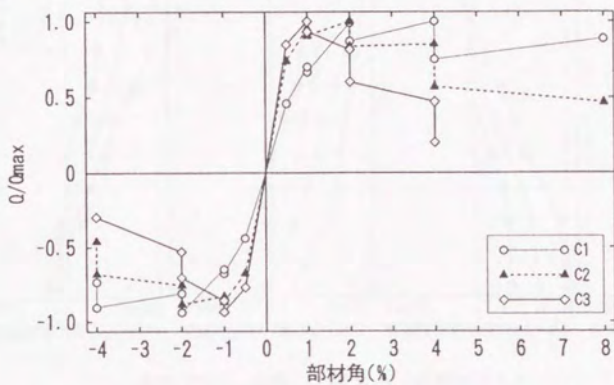


図4.14(A) 耐力維持率 (試験体C1~C3)

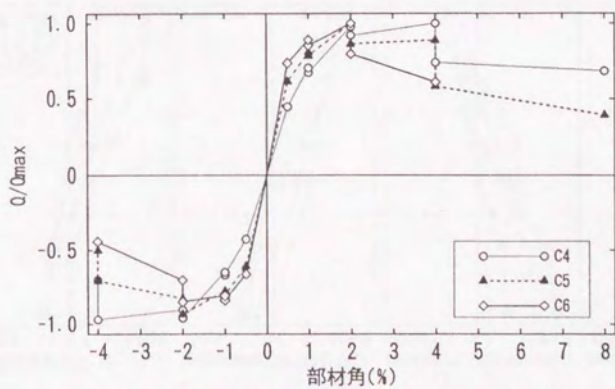


図4.14(B) 耐力維持率 (試験体C4~C6)

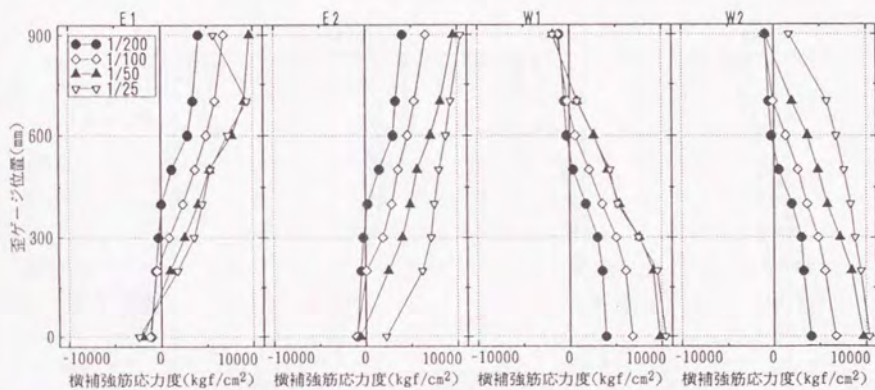


図4.15(A) 主筋応力度分布 (試験体C1)

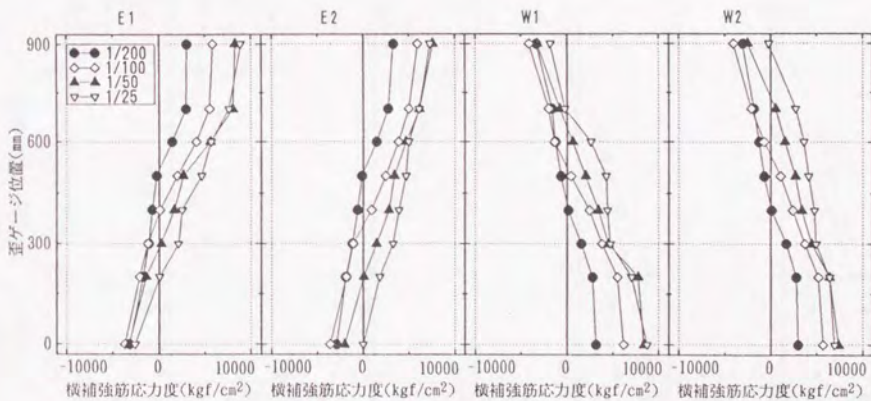


図4.15(B) 主筋応力度分布 (試験体C2)

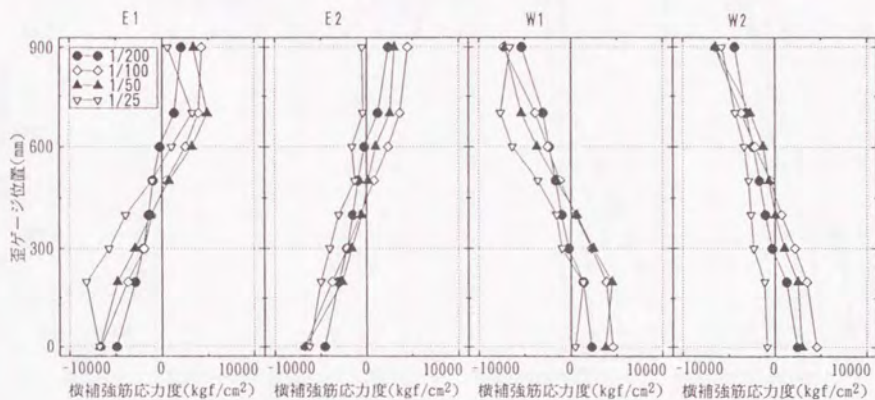


図4.15(C) 主筋応力度分布(試験体C3)

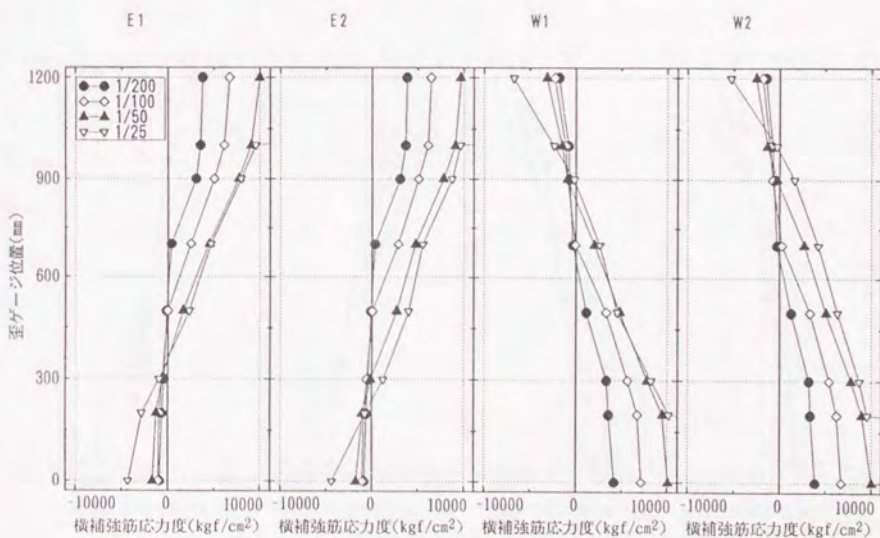


図4.15(D) 主筋応力度分布(試験体C4)

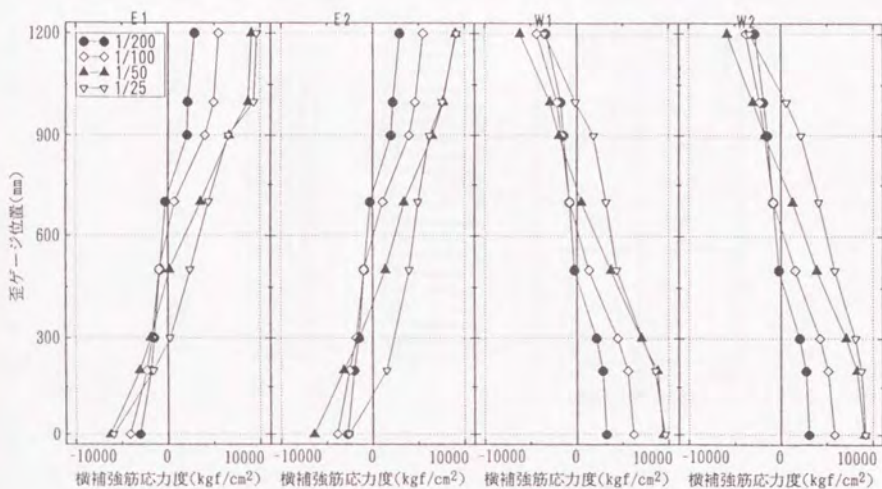


図4.15(E) 主筋応力度分布(試験体C5)

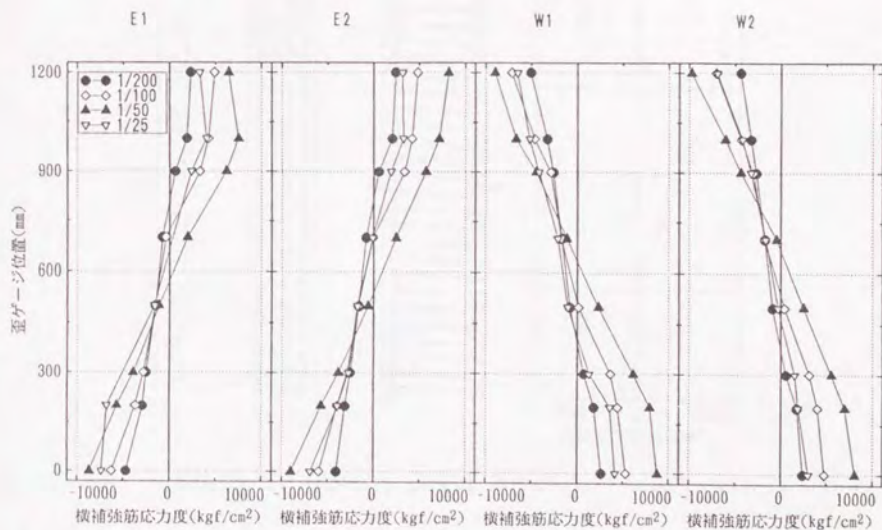


図4.15(F) 主筋応力度分布(試験体C6)

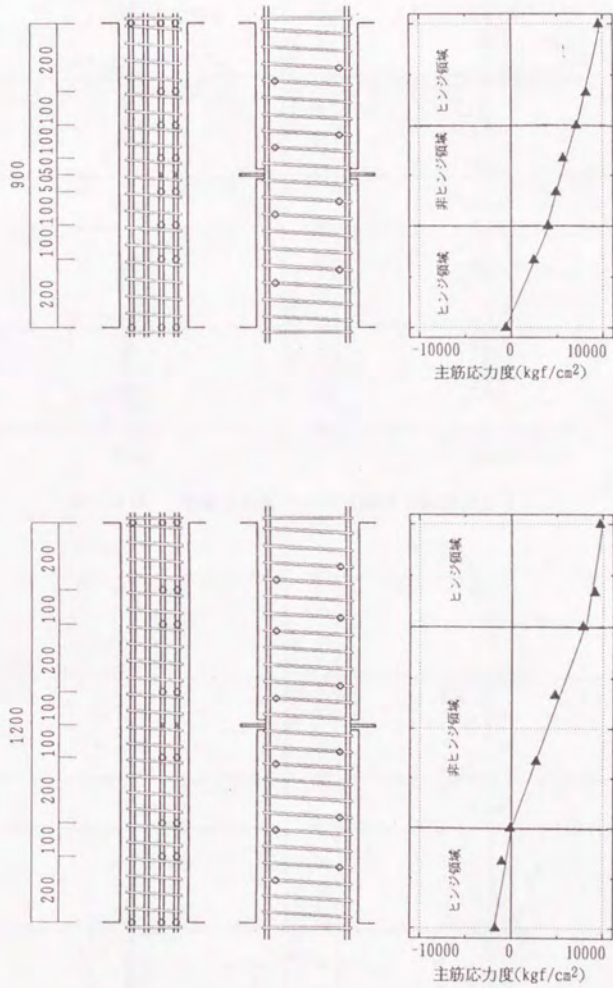


図4.16 付着応力度の計算方法

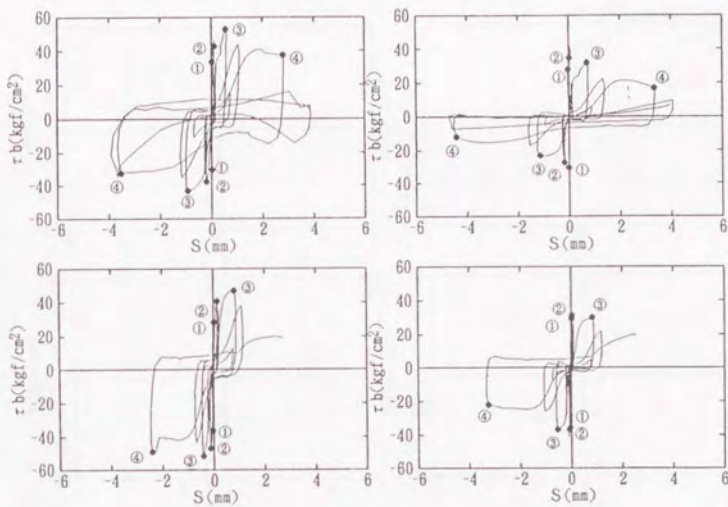


図4.17(A) 付着応力度～すべり関係 (試験体C 1)

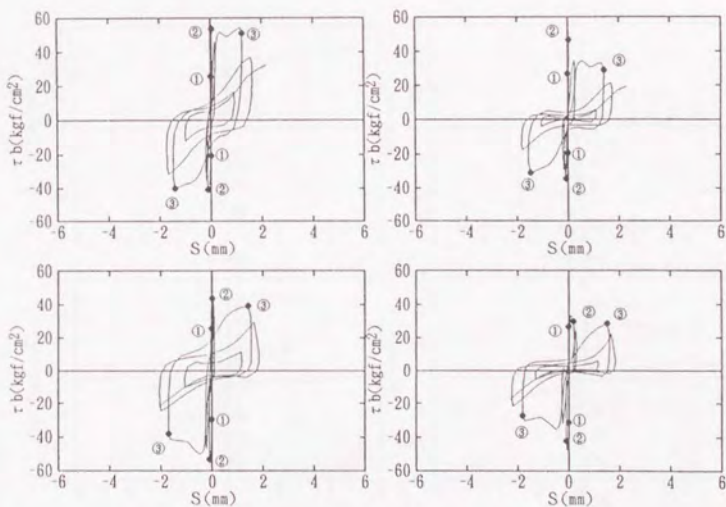


図4.17(B) 付着応力度～すべり関係 (試験体C 2)

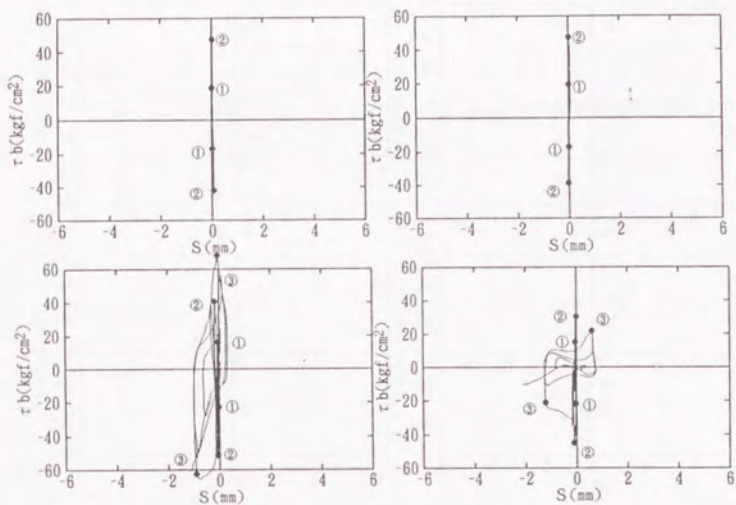


図4.17 (C) 付着応力度～すべり関係 (試験体C3)

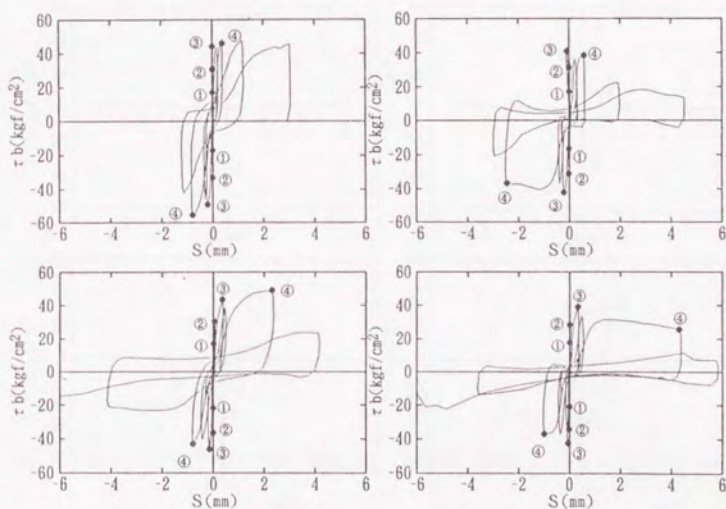


図4.17 (D) 付着応力度～すべり関係 (試験体C4)

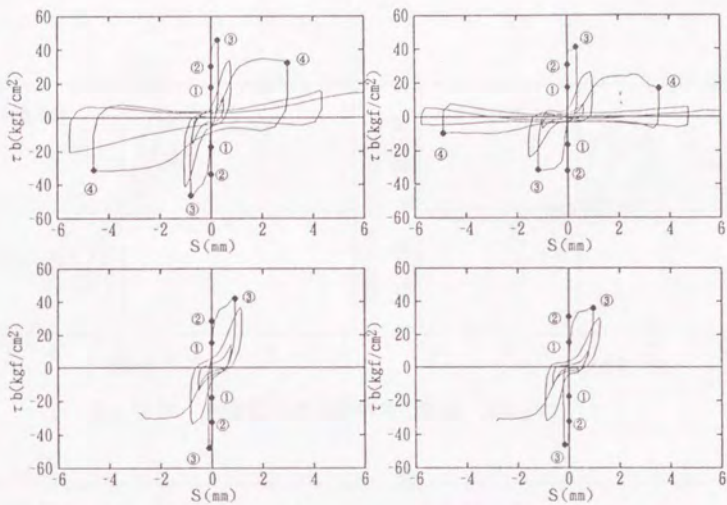


図4.17(E) 付着応力度～すべり関係 (試験体C5)

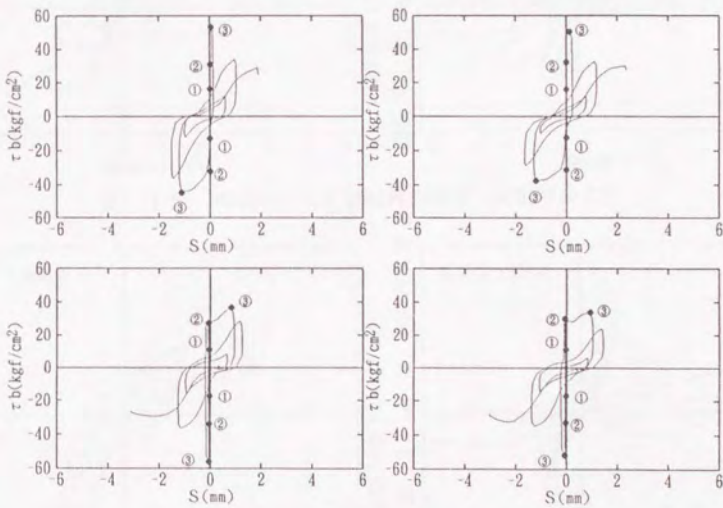


図4.17(F) 付着応力度～すべり関係 (試験体C6)

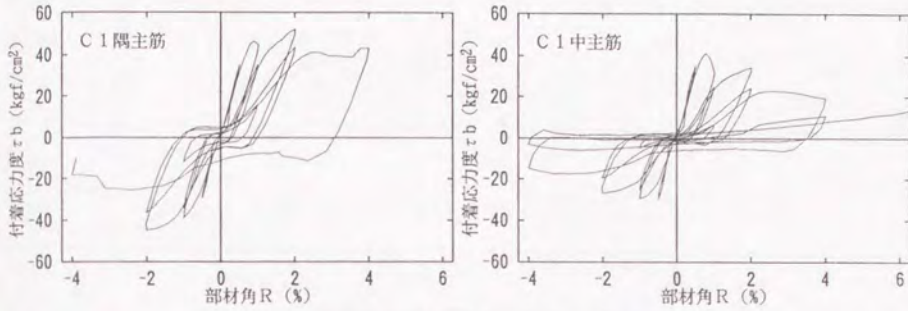


図4.18 (A) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 1)

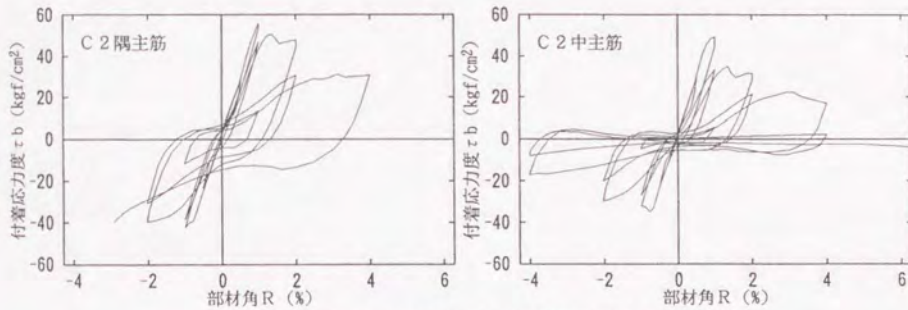


図4.18 (B) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 2)

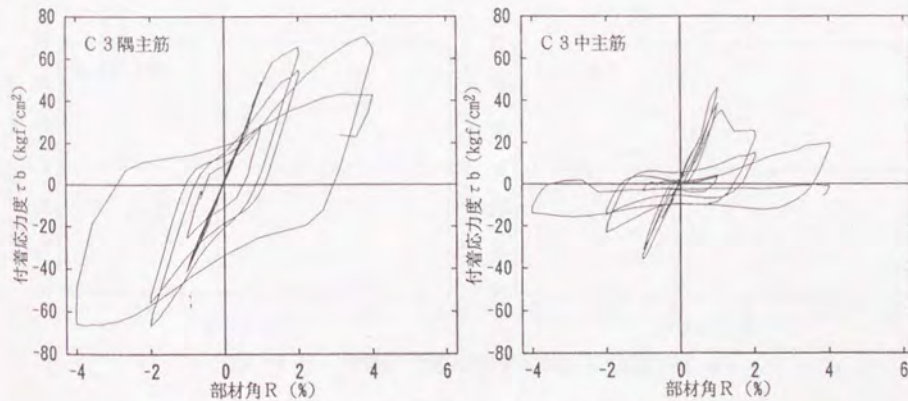


図4.18 (C) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 3)

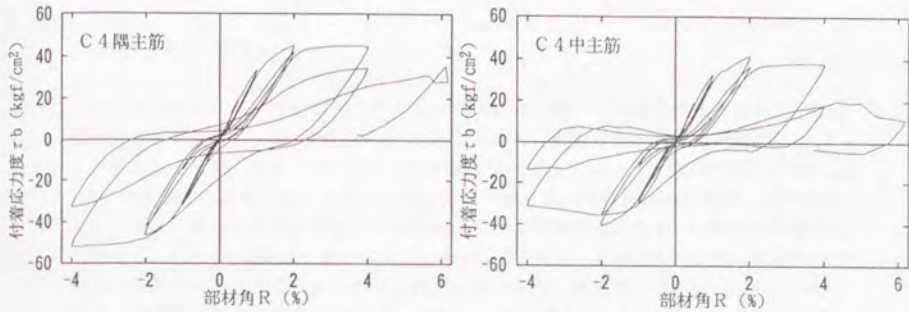


図4.18 (D) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 4)

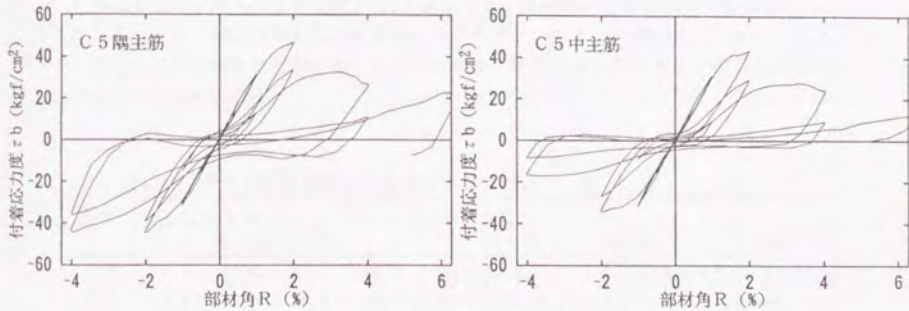


図4.18 (E) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 5)

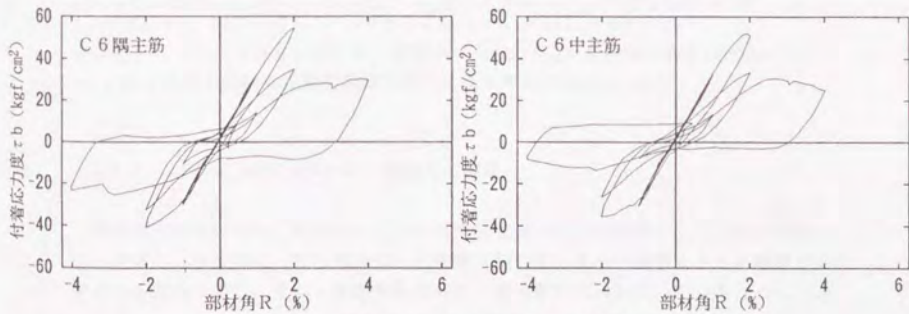


図4.18 (F) 付着応力度と部材角の関係 (試験体 C 6)

4.5 実験結果の検討

4.5.1 最大付着応力度

各試験体について、部材中央部の非ヒンジ領域の、同一の試験体の隅主筋と中主筋の最大付着応力度 τ_{max} の比較を図4.19に示す。また、最大付着応力度の実験値 τ_{max} および第5章で提案した式(5-29)による計算値 τ_{bu} を表4.13に示す。最大付着応力度 τ_{max} は、隅主筋、中主筋ともにではいずれの試験体でも式(5-29)による計算値より低かった。これは、繰り返しの影響および付着長さが付着割裂強度式を導いた第3章の実験と比較して、50d。(試験体C1~C3)、75d。(試験体C4~C6)と長いため計算値が過大評価になるためと考えられる。軸力が高いほど、隅主筋と中主筋の τ_{max} が近くなり、中主筋と隅主筋の τ_{max} の比は、軸力比 $\eta=0$ の場合の0.77に対し、軸力比 $\eta=0.3$ の場合0.96であった。また、図4.20に、最大付着応力度 τ_{max} と軸力比の関係を示す。隅主筋の最大付着応力度 τ_{max} には軸力の影響が見られないが、中主筋では、軸力が高くなるに従い、最大付着応力度 τ_{max} も高くなる。実験時のひびわれ状況から軸力が高くなるに従い、割裂ひびわれの破壊モードがサイドスプリット型からコーナースプリット型に近くなる現象が観察され、そのために中主筋の付着劣化が進まず付着割裂強度が高くなったためである。

表4.13 最大付着応力度の計算値および実験値の一覧

名称	τ_{bu}			τ_f	τ_f'	τ_{max}		
	平均	隅主筋	中主筋			平均	隅主筋	中主筋
C1	72.6	81.5	63.6	99.3	57.2	43.2	52.8, 51.4	41.5, 40.8
C2	74.0	82.9	65.1	99.3	68.1	52.5	55.9, 55.6	51.9, 46.6
C4	68.6	77.5	59.7	67.3	39.2	43.5	55.2, 49.2	42.3, 42.2
C5	69.4	78.3	60.5	67.3	46.1	45.2	50.9, 56.6	41.1, 46.1
C6	71.0	79.9	62.1	67.3	53.1	53.0	53.0, 56.0	52.6, 51.9

$$\tau_{bu} = d_b \cdot \sigma_y / 2(L-d), \quad \tau_f' = d_b \cdot (\sigma_y + \sigma_c) / 4(L-d)$$

ここに、L: スパン長さ(cm)、d: 有効せい(cm)、 σ_y : 主筋降伏強度(kgf/cm²)、 σ_c : 曲げ解析における主筋引張降伏時の圧縮主筋応力度(kgf/cm²)

4.5.2 主筋の付着応力度とせん断耐力の関係

建築学会の指針では、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構としてアーチ機構とトラス機構の二つを考え、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負担するせん断力を求め、それらを重ね合わせて、せん断耐力式を導いている[4-3]。こ

で、実験で得られた主筋の付着応力度からトラス機構により伝達されるせん断力 V_t を求め、実験時のせん断力 V と比較する。トラス機構のせん断力 V_t は、付着応力度 τ_b から式(4-3)で求められる。

$$V_t = \Sigma \phi \cdot \tau_b \cdot j_i \quad (4-3)$$

ここでは、隅主筋と中主筋で付着応力度が異なるために、実験で得られた隅主筋および中主筋の付着応力度の平均値を付着応力度 τ_b として、トラス機構のせん断力 V_t を求めた。

図4.21に、せん断力 V_t ～部材角 R の関係を示す。また、図中には実験で得られた荷重 V ～部材角 R 関係も合せて点線で示した。全せん断力 V からトラス機構が負担するせん断力 V_t を除いた残り $(Q - V_t)$ をアーチ機構が負担するせん断力と考える。

軸力比が高くなるにつれて、最大耐力時のアーチ機構の負担せん断力は大きくなる傾向がある。また、軸力比が等しい試験体でせん断スパン比1.5と2.0の試験体を比較すると、せん断スパン比1.5の試験体C1、C2は、部材角1/100以降で V_t が低下するが、アーチ機構が負担するせん断力が増加して、部材のせん断耐力 V はあまり低下しない。すなわち、4.4.2に示したようにせん断スパン比が1.5と短く付着の厳しい試験体が、付着劣化が激しいにもかかわらず、軸力比の等しいせん断スパン比2.0の試験体と同程度の耐力維持率であったのは、付着劣化しトラス機構が負担するせん断力が低下しても、せん断スパン比が短いためアーチ機構が卓越しせん断力を負担したためであると考えられる。せん断破壊した試験体C3は、 V_t が最大耐力以降ほとんど低下せず、アーチ機構のせん断力が低下した。

4.5.3 付着割裂強度および付着割裂耐力とせん断耐力の関係

付着割裂破壊した試験体C1、C2およびC4～C6について、付着割裂強度および付着割裂耐力とせん断耐力の関係について検討を行った。ここで、付着割裂耐力 V_b には(6-5)式を、付着割裂強度には式(6-1)による設計用付着割裂強度 $\tau_{b,0}$ を用い、それぞれ曲げ降伏時せん断力 V_t 、曲げ付着応力度 τ_t' で基準化し、付着割裂耐力余裕度 (V_b/V_t) 、付着割裂強度余裕度 $(\tau_{b,0}/\tau_t')$ と呼ぶ。せん断耐力としては、最大耐力 V_{max} および繰り返しによる耐力低下について検討するために、部材角1/50、1/25の加力第2サイクル負側ピーク時におけるせん断力(それぞれ V_{50} 、 V_{25})について検討した。最大耐力 V_{max} および V_{50} 、 V_{25} はそれぞれ曲げ降伏時せん断力 V_t で基準化した。図4.22に、付着割裂耐力余裕度 (V_b/V_t) と各基準化せん断耐力 (V_{max}/V_t) 、 V_{50}/V_t 、 V_{25}/V_t の関係を示す。また、図4.23に、付着割裂強度余裕度 $(\tau_{b,0}/\tau_t')$ と各基準化せん断耐力 (V_{max}/V_t) 、 V_{50}/V_t 、 V_{25}/V_t の関係を示す。 $\tau_{b,0}/\tau_t'$ と各基準化せん断耐力の間には、余り良い相関がなく試験体C5およびC6は、降伏後に付着

割裂破壊したC1よりも $\tau_{b,b0}/\tau_t'$ が高いにもかかわらず、破壊モードは降伏後の付着割裂破壊の付着割裂破壊であり、破壊モードを適切に評価できない。一方、付着割裂耐力余裕度 V_b/V_t と各基準化せん断耐力の間には、比較的良い相関があり、 V_b/V_t が小さい試験体C2、C5、C6が降伏前の付着割裂破壊、 V_b/V_t が大きい試験体C1、C4が降伏後の付着割裂破壊となり、破壊モードを判別することが可能である。図4.22から、各基準化せん断耐力 V_{max}/V_t 、 V_{50}/V_t 、 V_{25}/V_t を、最小2乗法により V_b/V_t の関数として定量化すると以下を得た。

$$V_{max}/V_t = 0.605 V_b/V_t + 0.509 \quad (4-4)$$

$$V_{50}/V_t = 0.741 V_b/V_t + 0.198 \quad (4-5)$$

$$V_{25}/V_t = 0.768 V_b/V_t - 0.026 \quad (4-6)$$

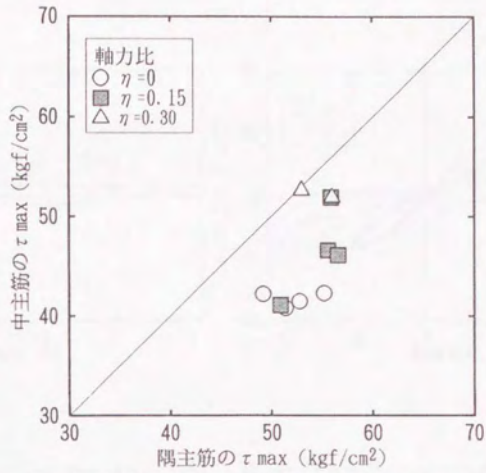


図4.19 隅主筋と中主筋の最大付着応力度の比較

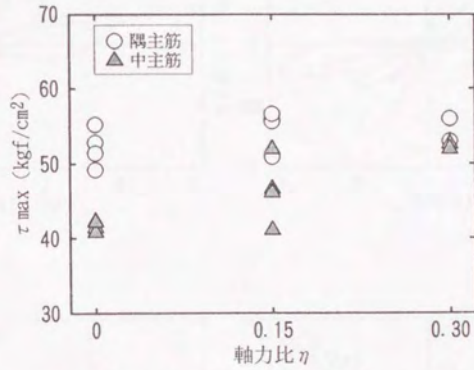


図4.20 最大付着応力度と軸力比の関係

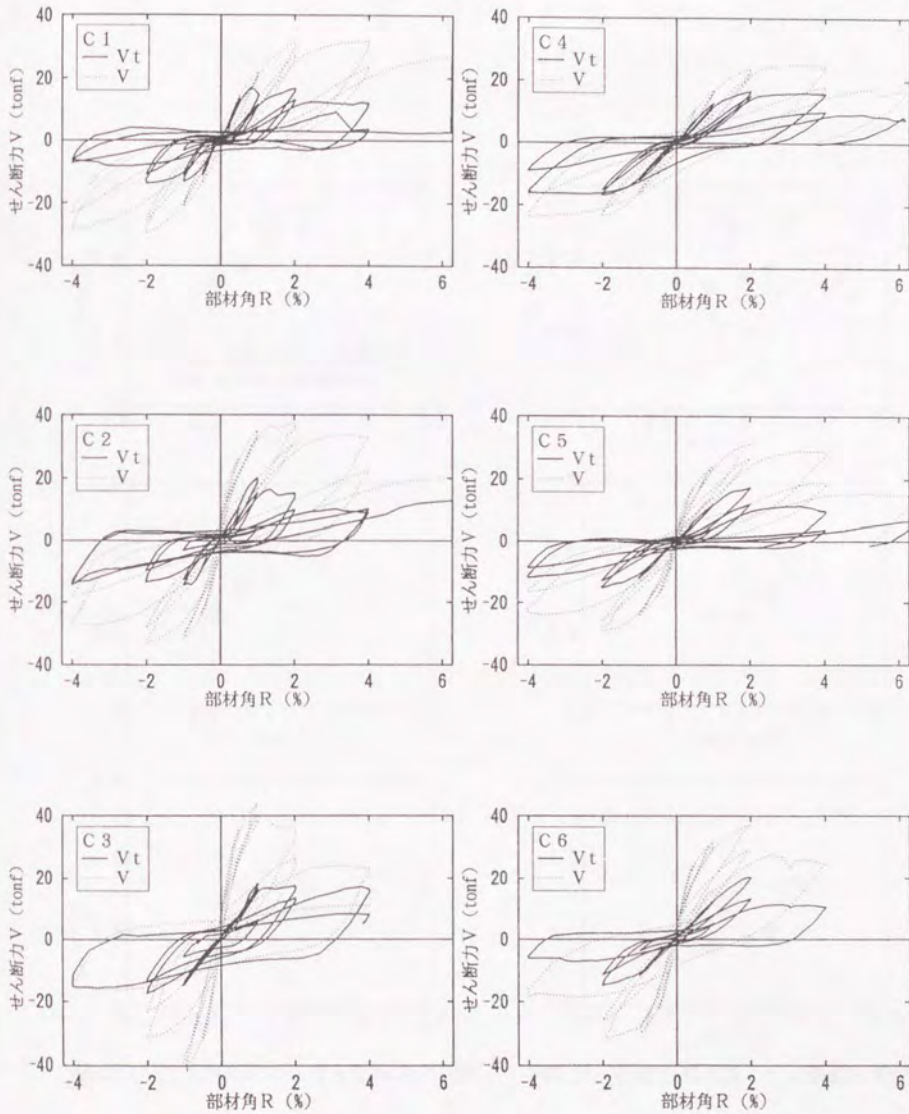


図4.21 トラス機構の負担するせん断力と部材角の関係

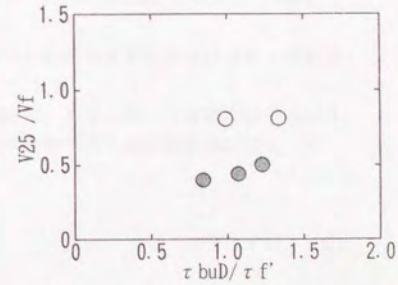
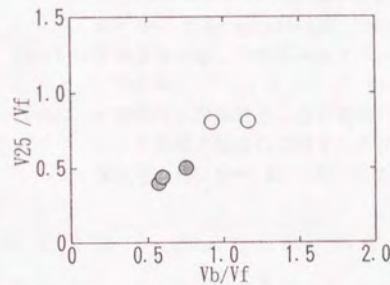
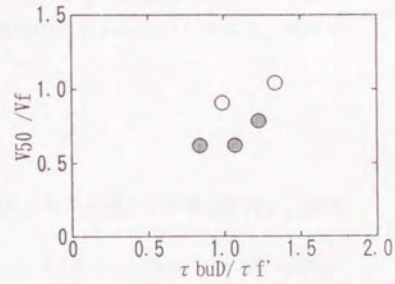
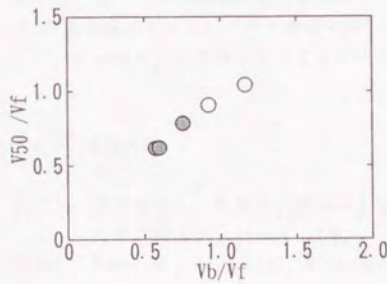
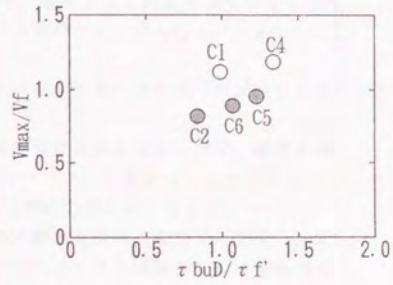
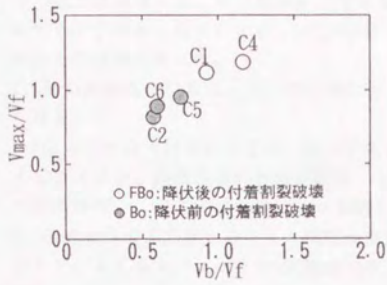


図4.22 付着割裂耐力とせん断耐力の関係

図4.23 付着割裂強度とせん断耐力の関係

4.6 まとめ

梁および柱部材の繰り返し加力実験を行い、繰り返しによる付着劣化性状および、軸力の効果について検討を行った結果、

- (1) 軸力が低い試験体ほど、付着ひび割れが生じた後の履歴ループが逆S字形となるが、耐力低下は軸力が高い試験体と比較して少ない。
- (2) 軸力比が等しく、付着余裕度の異なる試験体を比較すると、付着余裕度が低く付着劣化しやすいせん断スパン比1.5の試験体でも、耐力維持率は、せん断スパン比2.0の試験体と同程度であった。
- (3) 軸力比が高くなる程、同一部材角に対する付着劣化が大きく付着すべりが生じやすくなる。
- (4) 得られた最大付着応力度は、隅主筋には軸力の影響は見られなかったが、軸力が高くなるに従い、割裂ひびわれの破壊モードがサイドスプリット型からコーナースプリット型に変化し、中主筋は付着劣化が抑制され最大付着応力度は高くなった。
- (5) 主筋の付着応力度からトラス機構が負担するせん断力を求め、入力せん断力と比較すると、せん断スパン比1.5の試験体では、付着劣化してトラス機構の負担せん断力が低下しても、アーチ機構の負担せん断力が増加し、部材の耐力を維持した。
- (6) 塑性理論のアーチ、トラス機構を用いた付着割裂耐力式(式(6-5))により、破壊モード、せん断耐力が評価できることを明らかにした。

4.7 参考文献

- [4-1] 菅野俊介；「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究」、東京大学学位論文、1970年12月。
- [4-2] Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. ; "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, ST4, pp.929-950, 1982
- [4-3] 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年。
- [4-4] 村田義行、栗原雅之、葉研地彰、上之園隆志、平石久廣、「高強度鉄筋コンクリート造柱の縦割れに関する検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造Ⅱ、pp.155~156、1991年9月。

第 5 章

付着割裂強度式

第5章 付着割裂強度式

5.1 本章の目的

本章では、割裂応力度 σ_w 、割裂ひび割れ幅 w_w 、付着応力度 τ_w およびすべり S などの関係を、第2章で行った有限要素解析および第3章、第4章で得られた部材実験結果に基づきモデル化し、局所付着応力度 τ_w ～すべり S 関係を導き、鉄筋コンクリート部材中の主筋材軸方向の主筋の歪とすべりの適合条件から、主筋応力度および付着応力度の分布を求め、部材としての平均付着強度について検討した。また、これらの検討結果を基に実用的な付着割裂強度式を提案する。

5.2 局所 $\tau \sim S$ 関係に基づく平均付着応力度

図5.1の様に鉄筋コンクリート部材から主筋軸方向の長さ dx の区間を切出すと、コンクリートの歪度を無視すると主筋の応力度 σ 、付着応力度 τ_w 、主筋の歪度 ε およびすべり S の間には次の式(5-1)～式(5-4)の関係がある[5-1]。ただし、一般に、付着割裂破壊は部材中央部の非ヒンジ領域で生じることから、主筋は弾性範囲にあると仮定した。

主筋の応力度 σ と歪度 ε の関係は弾性範囲では、

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad (5-1)$$

主筋応力度 σ と付着応力度 τ_w のつりあいから、

$$\tau_w = \frac{A_s}{\phi} \cdot \frac{d\sigma}{dx} = (d_w/4) \frac{d\sigma}{dx} \quad (5-2)$$

コンクリートの歪度を無視すれば、鉄筋の歪度 ε とすべり S の適合条件から、

$$\varepsilon = \frac{dS}{dx} \quad (5-3)$$

σ 、 ε を消去すれば以下を得る。

$$\tau_w = (d_w/4) \frac{d^2 S}{dx^2} \quad (5-4)$$

ここで、局所 $\tau_w \sim S$ 関係と境界条件を与えれば、この微分方程式を解くことができ、主筋の応力度分布、付着応力度分布等を求めることができることになる。

そこで、第2章で行った有限要素解析および第3章、第4章で得られた部材実験結果に基づき、局所付着応力度 τ_w ～すべり S 関係をモデル化し、それをういて式(5-4)を解くことにより、部材中の主筋応力度および付着応力度の分布を求め、部材としての平均付着強度について検討を以下で行う。

5.2.1 局所 $\tau_s \sim S$ 関係(1) 割裂応力度 $\sigma_s \sim$ ひび割れ幅 w_s 関係

鉄筋コンクリート部材に割裂応力度 σ_s 作用した場合に、 σ_s に対してコンクリートと横補強筋が抵抗する。そこで、割裂応力度をコンクリートが負担分 σ_{sc} と横補強筋が負担する分 σ_{st} の合計であるとする。

$$\sigma_s = \sigma_{sc} + \sigma_{st} \quad (5-5)$$

コンクリートが負担する割裂応力度 σ_{sc} は、第2章の有限要素解析結果により与えることができる。また、図5.2に示すように割裂ひび割れが開くことにより横補強筋に歪が生じる。横補強筋の伸びがひび割れ幅 w_s に等しく歪が $j_s/2$ の区間に均等に生じると仮定すれば、横補強筋応力度 σ_w は、以下の式(5-6)で与えられる。ただし、実験結果から横補強筋応力度 σ_w は、ほぼ2000kgf/cm²で頭打ちになったので、 σ_w は2000kgf/cm²を超えないこととした。

$$\begin{aligned} \sigma_w &= 2E_s \cdot w_s / j_s \\ \text{ただし、} \sigma_w &\leq 2000 \text{kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad (5-6)$$

σ_{st} は、第3章で定義した拘束応力度 σ_c (式(3-8))とつりあうので、式(3-8)に σ_w を代入すれば、横補強筋が負担する割裂応力度 σ_{st} が求まる。

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= (b_{st} + 1) \cdot \sigma_w \cdot p_w \\ &= \{2(b_{st} + 1) \cdot E_s \cdot p_w / j_s\} w_s \end{aligned} \quad (5-7)$$

(2) σ_s と τ_s との関係および w_s と S の関係

割裂応力度 σ_s と付着応力度 τ_s の関係およびひび割れ幅 w_s とすべり S の間の関係は、第2章に示したように式(5-8)および式(5-9)で関係づけられる。

$$\tau_s = \sigma_s \cdot \tan \theta \quad (5-8)$$

$$S = w_s / 2 \cdot \cot \theta \quad (5-9)$$

従って、 θ を与えれば図5.3の $\sigma_s \sim w_s$ 関係から局所 $\tau_s \sim S$ 関係を求めることができる。

5.2.2 解析方法

解析の対象は、第3章で行った単純梁の実験結果（Bシリーズ）および第4章の柱の実験結果（Cシリーズ）とした。Bシリーズについては、図5.4の様に試験区間（付着長さ24cm）を対象とした。Cシリーズについては、図5.5の様に部材スパン中央から片側でヒンジ部分を除いた区間とした。

解析では、式(5-4)の微分方程式を解くのではなく、以下の手順で行った。図5.1の微小区間で、付着応力度 τ_b 、主筋応力度 σ 、主筋歪度 ε 、すべり S は既知であり、微小区間内で付着応力度 τ_b は一定であるとする。

① 応力のつりあいから、 $d\sigma$ を求める。

$$d\sigma = (4dx/ds)\tau_b \quad (5-10)$$

② 主筋の応力と歪の関係から、 $d\varepsilon$ を求める。

$$d\varepsilon = d\sigma/E_s \quad (5-11)$$

③ 微小区間内の平均歪度を $(\varepsilon + d\varepsilon/2)$ と仮定して、 dS を求める。

$$dS = (\varepsilon + d\varepsilon/2) \cdot dx \quad (5-12)$$

④ $\tau_b \sim S$ 関係から、 $\tau_b + d\tau_b$ を求める。

$$\tau_b + d\tau_b = \tau(S + dS) \quad (5-13)$$

自由端（ $x=0$ ）において、初期条件として、 $\sigma_0=0$ 、 $\varepsilon_0=0$ とし、 S_0 を与えれば、①～④の手順を繰り返すことにより、付着長さ全域における τ_b 、 σ 、 ε 、 S を求めることができる。解析対象は、試験体B1～B3の下端主筋および試験体C1、C4とした。また、比較のためそれぞれについて $p_w=0\%$ の場合についても解析を行った。

5.2.3 解析結果

(1)CASE1

$\theta = 45^\circ$ とした場合（CASE1）について、得られた平均付着応力度 $\tau_{b,av}$ ～自由端すべり S_0 関係を図5.6に、平均付着応力度 $\tau_{b,av}$ ～横補強筋による拘束応力度 $\sigma_{s,1}$ 関係を図5.7に示す。また比較のために実験で得られた平均付着応力度 $\tau_{b,av}$ ～自由端すべり S_0 関係を図5.8に、平均付着応力度 $\tau_{b,av}$ ～横補強筋による拘束応力度 $\sigma_{s,1}$ 関係を図5.9に示す。解析結果と実験結果を比較すると、最大付着応力時の拘束応力度 $\sigma_{s,1,max}$ は実験結果とほぼ等しくなるが、すべり S_{max} は実験結果と比較してかなり小さい。また、最大付着応力度 $\tau_{b,max}$ は、拘束応力度 $\sigma_{s,1,max}$ にほぼ比例する形になり、 p_w が小さい場合には実験結果よりかなり低くなる。主筋の軸方向の付着応力度、主筋応力度および横補強筋応力度の分布の例を、Bシリーズで $p_w=0.56\%$ 、Cシリーズで $p_w=0\%$ のものについてそれぞれ図5.10、図5.11および図5.12に示す。CASE1の場合、コンクリートが割裂応力度を負担する領域は、5cm程度でありその領域が引張側から自由端へと

移動していく。横補強筋がある場合(図5.10)に、横補強筋の応力が増加するのはコンクリートの σ_{cc} が低下し、0となった後である。横補強筋がない場合(図5.11 および図5.12)、付着応力を負担する長さが限られているために、破壊が進行しても付着力を負担する領域が移動するだけで、主筋の引張力は変化しない。主筋の平均付着応力度は、付着長さ $L_b=15\text{cm}$ で 10kgf/cm^2 、 $L_b=30\text{cm}$ で 5kgf/cm^2 程度と既往の付着割裂強度式による計算値(40kgf/cm^2 程度)と比較してもかなり低い。

(2)CASE2

局所 $\tau_b \sim S$ 関係に以下の様な修正を行った。

①第3章および第4章の実験時に観察された破壊性状は、引張側から割裂ひび割れが徐々に進展し、最大付着応力度時に一気に割裂ひび割れが1本につながり幅が開き最大付着応力度に達した。実感結果からは、コンクリートの負担分 σ_{cc} が 10^{-2} 程度のかかなり小さなすべりの段階で失われのではなく、割裂ひび割れ発生後もコンクリートは引張力のある程度負担すると考えられる。そこで、 $\sigma_{cc} \sim w_n$ 関係を図5.13の様にひび割れ発生後にも点Bの割裂応力度を維持する様に修正する。

②第3章の実験結果から得られた σ_s と τ_s との間の摩擦係数 α (式(3-10))を $\tan \theta$ として用いる。すなわち、

$$\tan \theta = 0.687 \quad (5-15)$$

$\sigma_s \sim w_n$ 関係を以上の様に修正をして(図5.13)、CASE2の解析を行った。解析により、得られた平均付着応力度 $\tau_{b,v} \sim$ 自由端すべり S_n 関係を図5.14に、平均付着応力度 $\tau_{b,v} \sim$ 横補強筋による拘束応力度 $\sigma_{s,v}$ 関係を図5.15に示す。その結果、解析結果は実験結果の $\tau_{b,v} \sim S_n$ 関係、 $\tau_{b,v} \sim \sigma_{s,v}$ 関係を比較的良好に再現できる形となった。

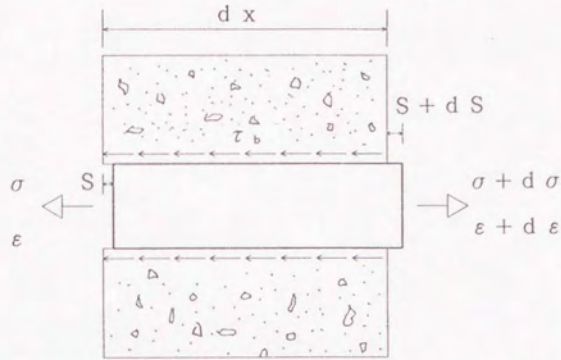


図5.1 主筋の応力度、付着応力度、歪度、すべりの関係

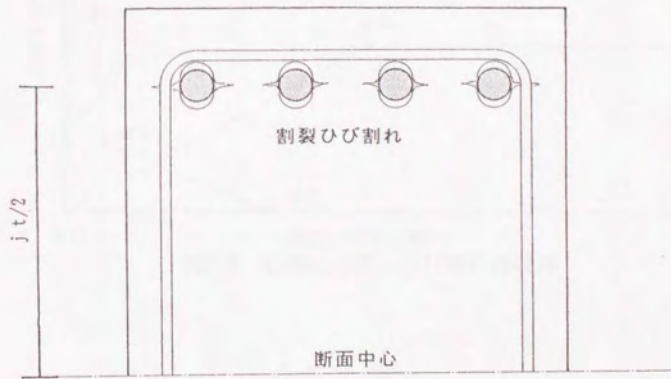


図5.2 横補強筋の歪度

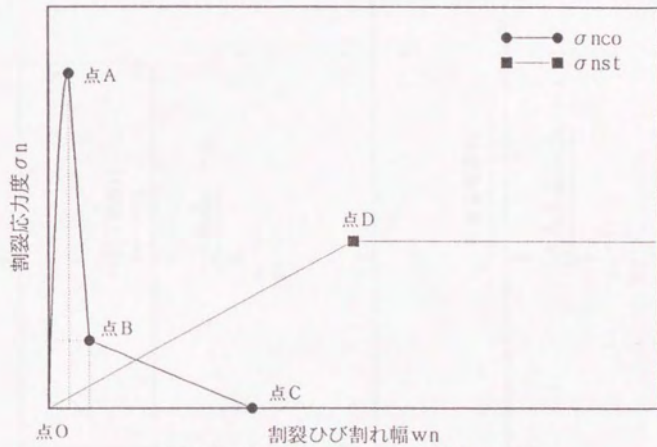


図5.3 割裂応力度-ひび割れ幅関係

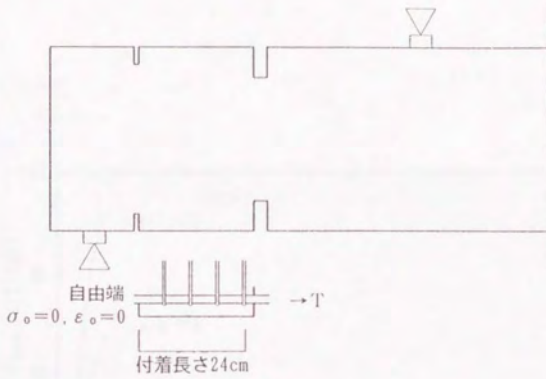


図5.4 解析対象 (Bシリーズ)

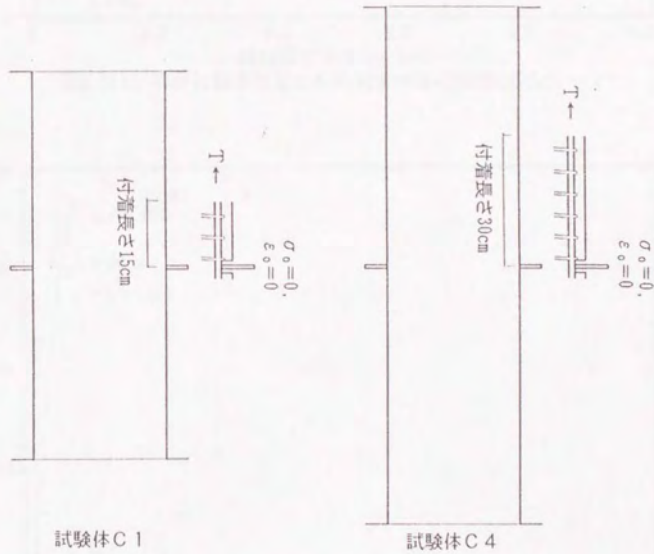


図5.5 解析対象 (Cシリーズ)

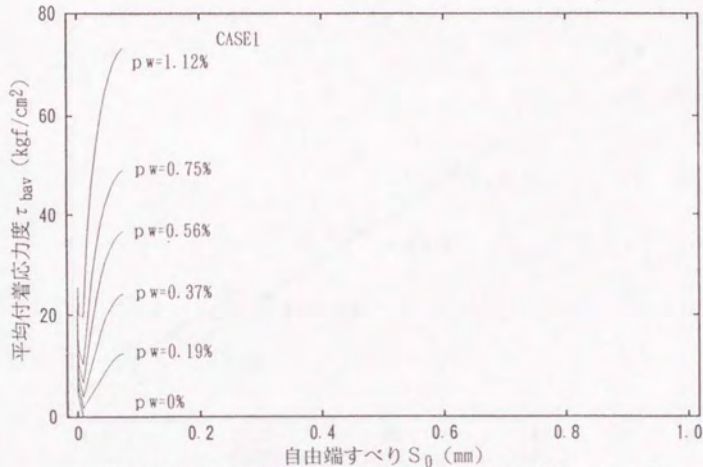


図5. 6(A) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Bシリーズ)

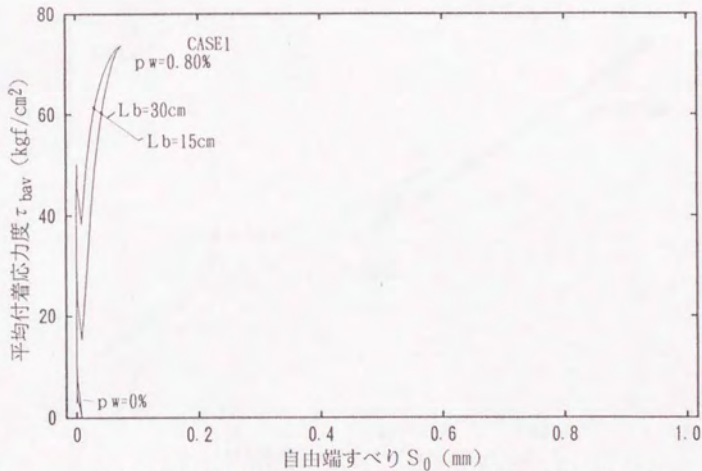


図5. 6(B) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Cシリーズ)

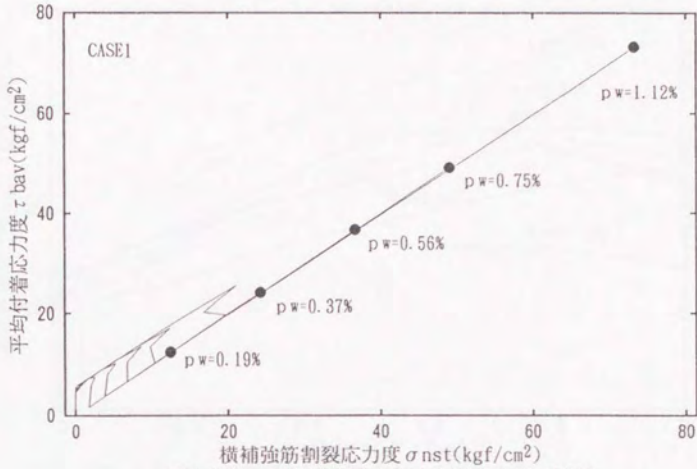


図5. 7(A) 平均付着応力度と割裂応力度の関係

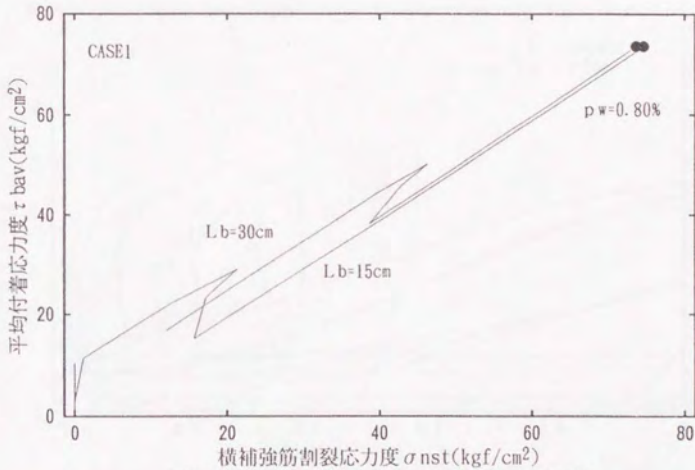


図5. 7(A) 平均付着応力度と割裂応力度の関係

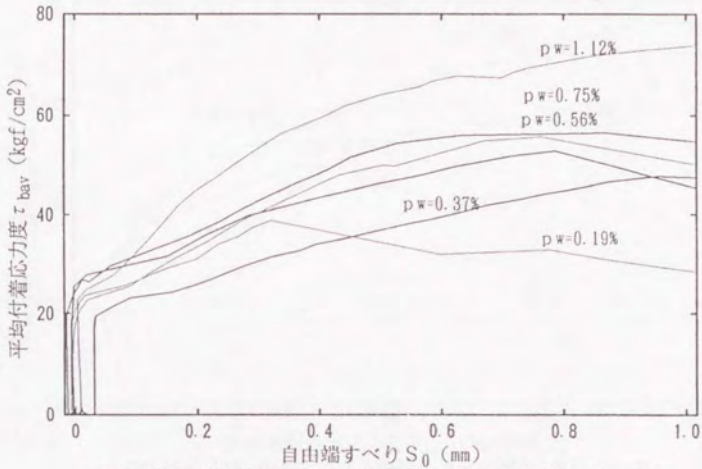


図5.8(A) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Bシリーズ)

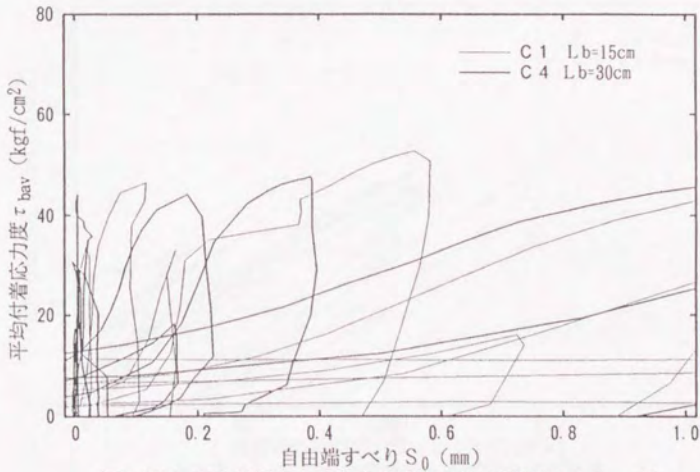


図5.8(B) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Cシリーズ)

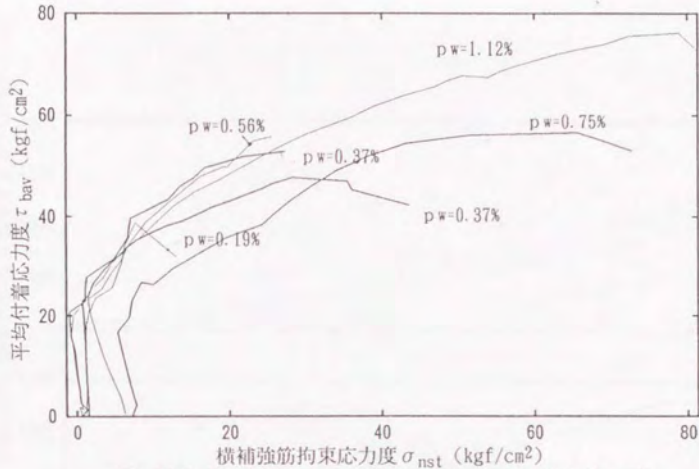


図5. 9(A) 平均付着応力度と割裂応力度の関係(Bシリーズ)

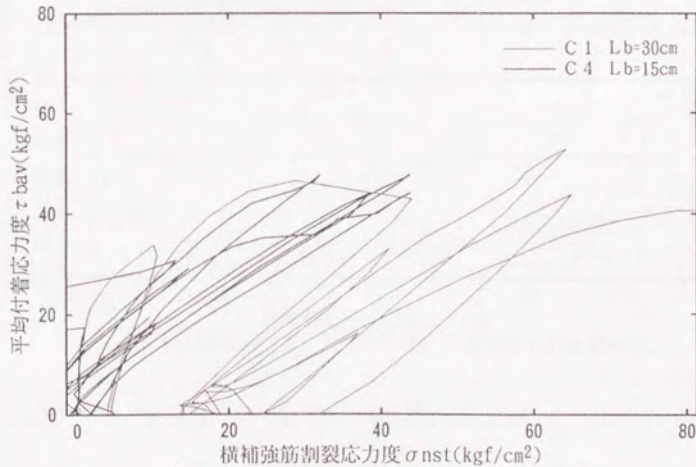


図5. 9(B) 平均付着応力度と割裂応力度の関係

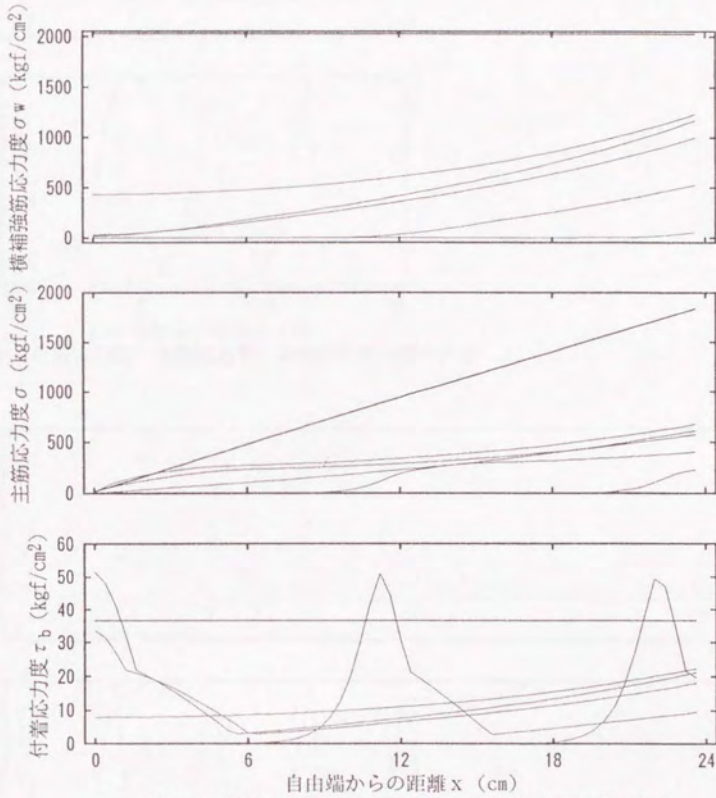


図5.10 付着応力度、主筋応力度、横補強筋応力度の分布

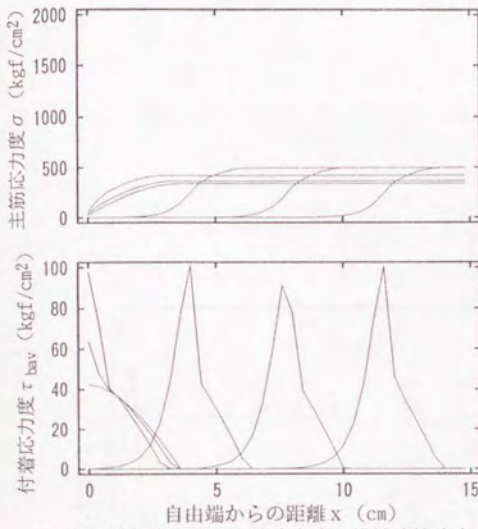


図5.11 付着応力度、主筋応力度、横補強筋応力度の分布

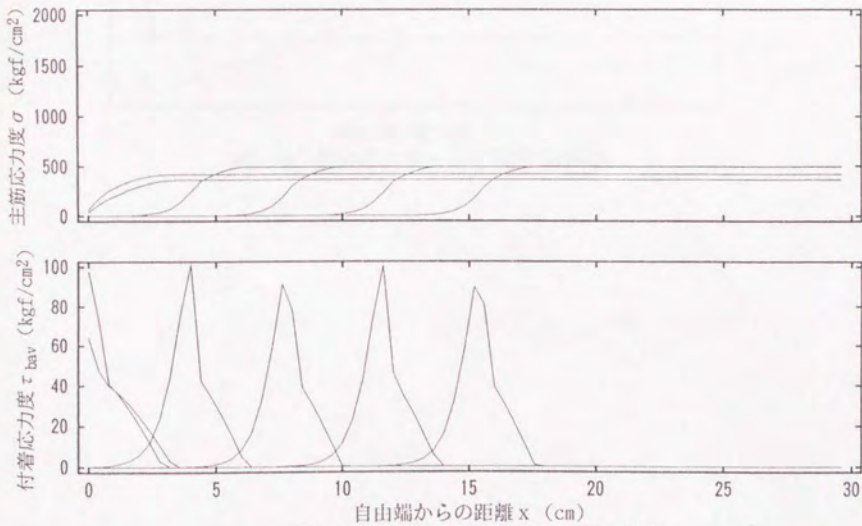


図5.12 付着応力度、主筋応力度の分布

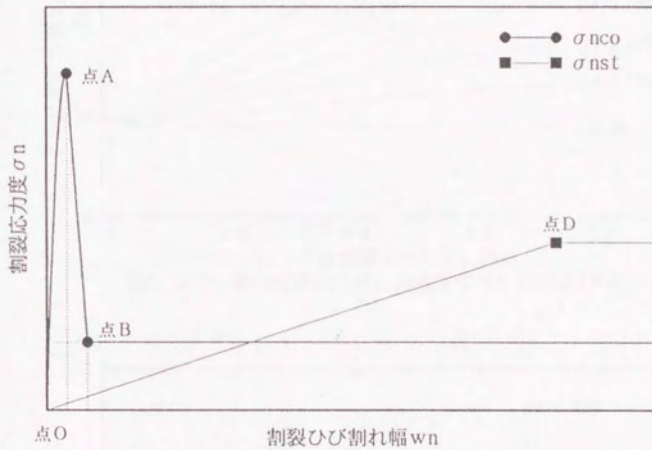


図5.13 割裂応力度-ひび割れ幅関係

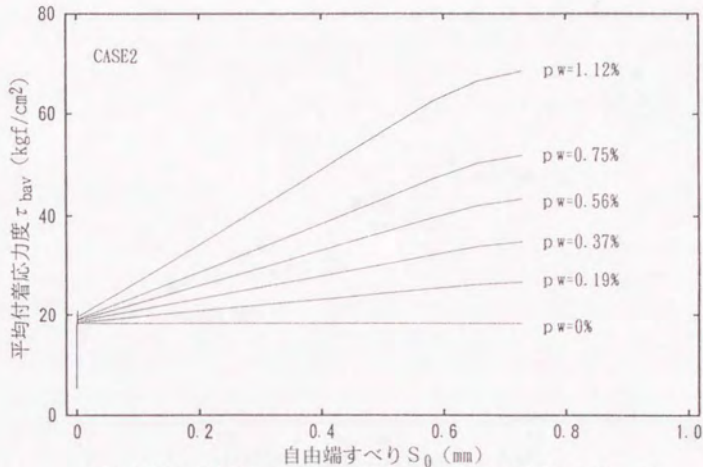


図5. 14(A) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Bシリーズ)

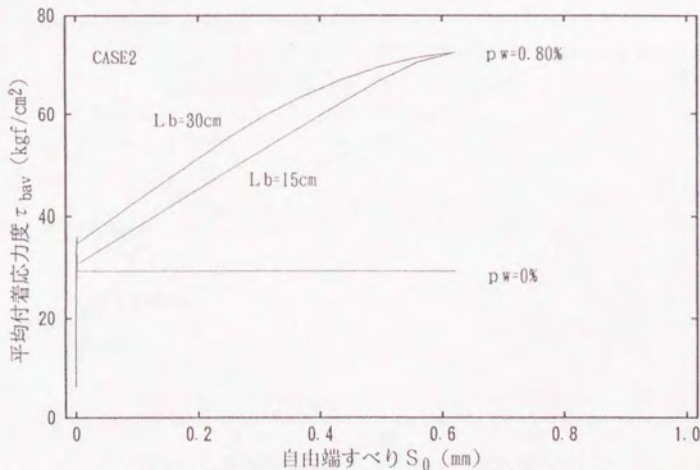


図5. 14(B) 平均付着応力度と自由端すべりの関係(Cシリーズ)

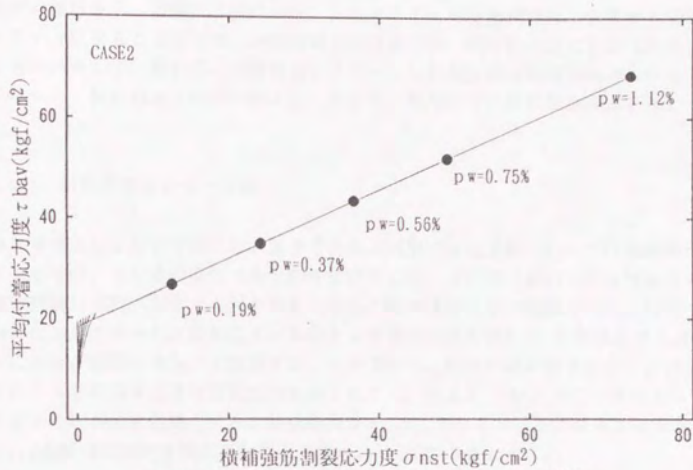


図5.15(A) 平均付着応力度と割裂応力度の関係

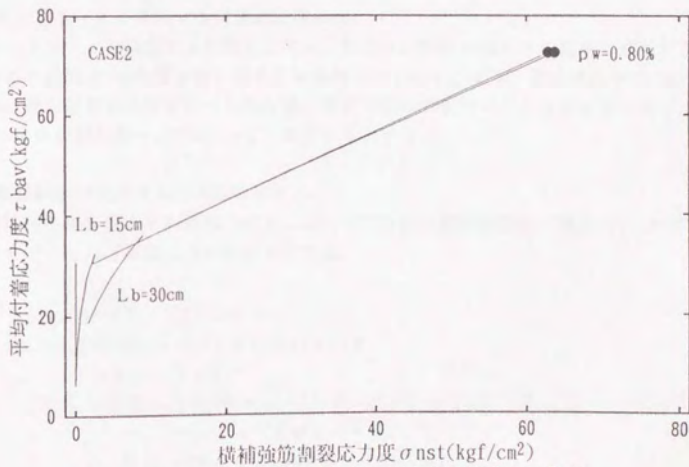


図5.15(B) 平均付着応力度と割裂応力度の関係

5.3 付着割裂強度式の提案

前節の検討から、割裂ひび割れが生じたコンクリートと横補強筋が負担する割裂応力度をモデル化することにより、実験結果の付着応力度、割裂応力度などが比較的良好に再現できた。そこで、異形筋の前面のコンクリートが局部圧壊と割裂が同時に生じると言う条件から、限界割裂ひび割れ幅 $w_{n,lim}$ を求め、実用的な付着割裂強度式を導いた。

5.3.1 割裂応力度のモデル化

第3章に示した付着実験では、付着応力度が増加すると主筋に沿って付着割裂ひび割れが生じるが、まだその段階で最大強度にはならず、さらに付着応力度は増加し、ある段階で割裂ひび割れが大きく開き最大付着応力度に達する事が観察された。前節で、ひび割れたコンクリートと横補強筋が負担する割裂応力度を図5.13の様にモデル化することにより、実験結果をよく表現することができた。前節の解析結果から、付着長さ全域にわたる平均的な付着割裂強度を求めるために、割裂応力度 σ_n ～ひび割れ幅 w_n 関係のモデルを次の様に簡略化する。割裂応力度 σ_n は、コンクリートの負担する割裂応力度 $\sigma_{n,c}$ と横補強筋が負担する割裂応力度 $\sigma_{n,s}$ の和であるとする。

$$\sigma_n = \sigma_{n,c} + \sigma_{n,s} \quad (5-16)$$

(1) コンクリートの負担する割裂応力度 $\sigma_{n,c}$

コンクリートの負担する割裂応力度は、割裂ひび割れが発生する直前の局所付着応力度が高い区間は5cm程度と短い長さに限られていること、また、横補強筋がその効果を発揮し最大付着応力度に達する時には、局所付着応力度のピークを過ぎていることから、 $\sigma_{n,c}$ はひび割れ幅 w_n に関わらず一定であるとする。

(2) 横補強筋が負担する割裂応力度 $\sigma_{n,s}$

横補強筋が負担する割裂応力度 $\sigma_{n,s}$ は、式(5-7)に横補強筋の引張応力 σ_w の有効係数 α を用いて以下の様に表わされるとする。

$$\begin{aligned} \sigma_{n,s} &= (b_{s,i} + 1) \cdot \sigma_w \cdot p_w \\ &= \{2(b_{s,i} + 1) \cdot E_s \cdot p_w / j_{s,i}\} w_n \\ &= k_{n,s} \cdot \bar{w}_n / 2 \end{aligned} \quad (5-17)$$

ただし、 $k_{n,s} = \alpha \{4(b_{s,i} + 1) \cdot E_s \cdot p_w \cdot d_b / j_{s,i}\}$

$$\sigma_w = \alpha \cdot E_s \cdot (d_b / j_{s,i}) \bar{w}_n$$

$$\bar{w}_n = w_n / d_b \text{ (基準化ひび割れ幅)}$$

以上をまとめると、 $\sigma_n \sim \bar{w}_n$ 関係は図5.16 で与えられる。従って、最大付着応力度に達する時のひび割れ幅 w_{nmax} を求めれば付着強度が求まることになる。

5.3.2 限界ひび割れ幅

図5.17 のように付着力 ΔT と割裂力 V の関係を理想化し、コンクリートは節前面に支圧応力度 f_b で抵抗していると仮定する。力の釣り合いから、以下の関係が導かれる。

$$\begin{aligned} V &= \sigma_n \cdot d_b \cdot s \\ &= f_b \cdot d_b \cdot h \cdot \cot \theta \end{aligned} \quad (5-18)$$

図5.18 のように割裂ひび割れが生じると、節とコンクリートの噛み合いの面積が減少し、割裂力は以下となる。

$$V = f_b \cdot d_b \cdot (h - w_n/2) \cdot \cot \theta \quad (5-19)$$

従って、ひびわれ幅が増加するとともに割裂応力度 σ_n は増加するが、支圧応力度 f_b が高くなることになる。節前面の支圧応力度が支圧強度 f_{bu} に達しているとすれば、図5.19 のように支圧で決まる割裂応力度の上限值は、ひびわれ幅と共に低下する。そこで、図5. の割裂応力度と支圧強度が交わる点を付着の限界点であると定義し、ひびわれ幅を限界ひびわれ幅 w_{nmax} とする。支圧力と割裂力の釣り合いから、式(5-20)を得る。

$$\begin{aligned} \sigma_{nc0} + k_{nst} \cdot \bar{w}_{nmax}/2 &= f_{bu} \cdot \cot \theta \cdot (\bar{h} - \bar{w}_n/2)/\bar{s} \\ \text{ただし、} \bar{h} &= h/d_b, \quad \bar{s} = s/d_b \end{aligned} \quad (5-20)$$

これを解くことにより、限界ひびわれ幅 w_{nmax} が求められる。

$$\bar{w}_{nmax} = 2 \cdot \frac{\bar{h} - \bar{s} \cdot \sigma_{nc0} / (f_{bu} \cdot \cot \theta)}{1 + \bar{s} \cdot k_{nst} / (f_{bu} \cdot \cot \theta)} \quad (5-21)$$

5.3.3 付着強度

最大割裂応力度 σ_{nmax} および付着強度 τ_{bu} は、 \bar{w}_{nmax} および式(5-8)の関係をを用いて、以下の様になる。

$$\sigma_{nmax} + \bar{h} \cdot k_{nst}$$

$$\sigma_{nmax} = \frac{\sigma_{nc0}}{1 + \bar{s} \cdot k_{nsl} / (f_{bu} \cdot \cot \theta)} \quad (5-22)$$

$$\begin{aligned} \tau_{bu} &= \sigma_{nmax} \cdot \tan \theta \\ &= \frac{(\sigma_{nc0} + \bar{h} \cdot k_{nsl}) \cdot \tan \theta}{1 + \bar{s} \cdot k_{nsl} \cdot \tan \theta / f_{bu}} \end{aligned} \quad (5-23)$$

式(5-23)は、横補強筋による拘束を示す係数の k_{nsl} が大きくなるほど付着強度 τ_{bu} は高くなる形式となっており、 τ_{bu} と k_{nsl} の関係は、図5.20の様な曲線をえがく。 τ_{bu} の上限値および下限値は、それぞれ $k_{nsl}=0$ および $k_{nsl}=\infty$ を代入することにより得られ、横補強筋がない場合と拘束が非常によい場合に対応している。

(1) $k_{nsl}=0$ のとき、

$$\tau_{bu} = \sigma_{nc0} \cdot \tan \theta \quad (5-24)$$

(2) $k_{nsl}=\infty$ のとき、

主筋周囲のコンクリートのかぶりが大きく、また、直交方向の拘束非常に大きい場合については、 $p_w=\infty$ と考えれば、ひび割れ幅=0となりで破壊が起ることになり、付着強度 τ_{bu} は支圧強度と節の形状で決まることになる。

$$\tau_{bu} = f_{bu} \cdot \bar{h} / \bar{s} \quad (5-25)$$

5.3.4 実用付着割裂強度式の提案

ここで、第3章の実験結果および既往の実験結果に基づき、式(5-23)の各係数の影響を検討して定量化し、実用的な付着強度式を提案する。

(1) 横補強筋がない場合の付着割裂強度

横補強筋が無い場合の付着割裂強度 τ_{bu} は、式(5-24)で与えられ、コンクリートが負担する割裂応力度 σ_{nc0} および σ_n と τ_v の間の摩擦係数 $\tan \theta$ で決まる。 σ_{nc0} はコンクリート引張強度と割裂せん長さ比 b_l により、藤井・森田の研究[5-2]と同様に式(5-26)で与える。

$$\sigma_{nc0} = (\beta \cdot b_l + \gamma) \cdot f_t \quad (5-26)$$

既往の付着実験結果(表5.1)から横補強筋がない部材の実験結果の最大付着応力度について、 τ_{max}/f_t と b_l の関係を図5.21に示す。 τ_{max}/f_t と b_l の関係の回帰直線を求めると、式(5-27)を得た。

$$\tau_{max}/f_t = 0.288 b_l + 0.153 \quad (5-27)$$

$$\sigma_{\text{neo}} = (0.288 b_1 + 0.153) \cdot f_t \cdot \cot \theta \quad (5-28)$$

(2) 横補強筋がある場合の付着割裂強度

横補強筋がある場合の付着割裂強度は式(5-23)で与えられるが、 $\tan \theta$ 、 \bar{h} 、 \bar{s} 、 α および f_{ne} の値を求める必要がある。 $\tan \theta$ は第3章の実験で得られた0.687、 \bar{h} および \bar{s} は実験で用いた鉄筋を実測して用いた。実測した鉄筋の節形状を表5.1に示す。一般に用いられている異形鉄筋の節の高さ h 、間隔 s はJASS 5により規定されており、D19以上の鉄筋の場合、それぞれ主筋径 d_b の5~10%、70%以下とされている。実測した形状はこの条件を満たしておりほぼ $\bar{h}/\bar{s} = 10$ 程度となっている。

表5.1 異形鉄筋の形状

呼び名	d_b (mm)	h (mm)	s (mm)	\bar{h} (%)	\bar{s} (%)
D19	19.0	1.0	12.8	5.3%	67%
D25	25.1	1.8	16.8	7.2%	67%

節前面のコンクリートの支圧強度 f_{ne} を直接求めることは実験的には難しいが、一般に、コンクリートの支圧強度は、支圧面積と全面積の比が小さくなるに従い大きくなることから知られており、コンクリート強度の10倍程度に達するとの報告もある[5-3]。非常に拘束状態の良いコンクリートに定着された鉄筋の付着試験(拘束力を加え割裂ひびわれが発生しない条件下での引き抜き試験)が、赤司、藤井等[5-4]、Gambarova等[5-5]によって行われている。 $\bar{h}/\bar{s} = 10$ 程度の鉄筋の付着強度は、赤司、藤井等の実験結果では $1\sigma_{\text{ne}}$ 、Gambarova等の実験結果では $0.5\sigma_{\text{ne}}$ 程度と報告されている。これらの実験結果からは支圧強度 f_{ne} は $5 \sim 10\sigma_{\text{ne}}$ 程度であることになる。そこで、 $f_{\text{ne}} = 10\sigma_{\text{ne}}$ と簡略化して、横補強筋の有効係数 α を求める。第3章の付着実験結果の下端筋について、式(5-23)に、 $\tan \theta = 0.687$ 、 \bar{h} および \bar{s} は実測値、 τ_{ne} に実験での最大付着応力度 τ_{ne} を代入し α を求めると、以下を得た。

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.358 && \text{(横補強筋で直接拘束されている主筋)} \\ &= 0.194 && \text{(横補強筋で直接拘束されていない主筋)} \end{aligned}$$

この横補強筋の有効係数 α を用いて、(5-23)式による付着強度計算値 τ_{ne} 、式(5-21)より求まる横補強筋応力度 σ_{neo} と実験値を比較し、それぞれ図5.22、図5.23に示す。図中には比較のために、指針式[5-6]、角・張式[5-7]による計算値も示した。(5-23)式による付着強度計算値 τ_{ne} は、横補強筋比 p_{ne} とともに増加するが、 p_{ne} に比例するので

はなく p_w の増加と共に τ_{su} の増加する割合が押さえられる形となる。既往の指針式および角・張式と比較しても実験値 τ_{su} とよく一致する。また、式(5-21)より求まる横補強筋応力度 $\sigma_{wm,x}$ についても、 p_w の増加と共に $\sigma_{wm,x}$ が低くなるという実験値の傾向をよく表わしている。

また、既往の付着実験で、横補強筋の応力度のデータが得られている市之瀬[5-8][5-9]等および狩野等[5-10]の実験シリーズについて、実験値と式(5-23)による計算値の比較を図5.24, 図5.25に示す。市之瀬等の実験結果で、高強度コンクリートを用いた試験体に対しては、計算値が実験値を過小評価するが、普通強度コンクリートに対しては、実験値をよく評価できる。

以上の検討結果から、式(5-23)により計算値は実験の付着割裂強度をよく評価することができる。しかし、式(5-23)は、その構成が複雑であること、また、 \bar{h} および \bar{s} などが変数として式の中に含まれることから、実際の設計式として用いるには余り適していない。そこで、 \bar{h} 、 \bar{s} および横補強筋のヤング係数 E_w について実験値を代入することにより、実用的な付着割裂強度式を導く。横補強筋の有効係数 α は、部材断面内で、横補強筋で拘束される主筋と拘束されていない主筋を加重平均して与える事とする。水平上端筋の付着割裂強度は、ブリージングの影響により下端筋と比較して低くなる。しかし1000kgf/cm²クラスの高強度コンクリートでは、この影響が少なく上端と下端の強度に差は小さくなる傾向がある。そこで、上端筋の付着割裂強度には低減係数 λ を掛けることとし、低減係数 λ は市之瀬等による値を用いることとした。

$$\tau_{su} = \frac{(\sigma_{sc} + \bar{h} \cdot K_{su}) \cdot \tan \theta}{1 + \bar{s} \cdot K_{su} \cdot \tan \theta / f_{su}} = \frac{(0.288 b_i + 0.153) \cdot f_i + 7.8 \times 10^4 \cdot \alpha \cdot k'_{su}}{1 + 9.2 \times 10^4 \cdot \alpha \cdot k'_{su} / \sigma_u} \quad (5-29)$$

ただし、 $k'_{su} = (b_i + 1) \cdot p_w \cdot d_b / j_i$

$$b_i = B / (N \cdot d_b) - 1$$

$$\alpha = 0.358 n_w + 0.194 (N - n_w)$$

$$= 0.194 + 0.164 n_w / N$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.75 + \sigma_u / 4000 & (\sigma_u < 1000 \text{ kgf/cm}^2) \\ 1 & (\sigma_u \geq 1000 \text{ kgf/cm}^2) \end{cases}$$

コンクリートの引張強度 f_i が不明の場合、

$$f_i = 1.8 \sqrt{\sigma_u} \text{ とする。}$$

表 5.2 比較に用いた既往の実験

実験者	文献 番号	試験方法	試験数	断面 (cm)	主筋	σ_n (kgf/cm ²)	横補強筋比 ρ_w (%)
藤井等	2	カンティ レバー型	25	30×40	4-D19	255~285	0.15~0.80
市之瀬等 ^{*1}	7	単純梁型	11	31×46	4-D25 7-D13	319	0.26~1.45
市之瀬等	8	単純梁型	11	31×46	4-D25 5-D19	719	0.26~1.45
竹内等	9	カンティ レバー型	16	20×35	4-D13	582~934	0.20~0.80
飯塚・角	10	単純梁型	19	30×40	4-D25	373~1056	0.60~1.20
山田・角	11	単純梁型	22	20×40	4-D19 3-D19	181~361	0.28~1.27
竹内等	12	カンティ レバー型	16	20×35	4-D13	582~934	0.20~0.80
田中等	13	カンティ レバー型	16	65×85	4-D41 4-D38 4-D35	367~391	0.18~1.22

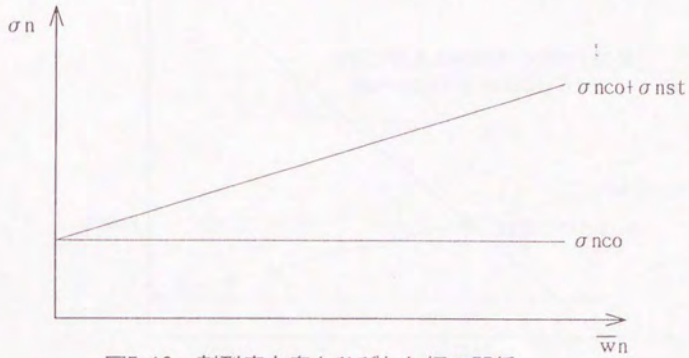


図5.16 割裂応力度とひびわれ幅の関係

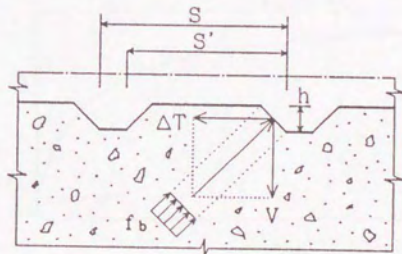


図5.17 付着力の伝達機構

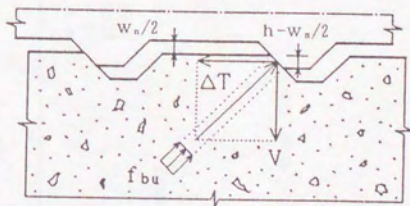


図5.18 ひびわれ発生時の付着力の伝達機構

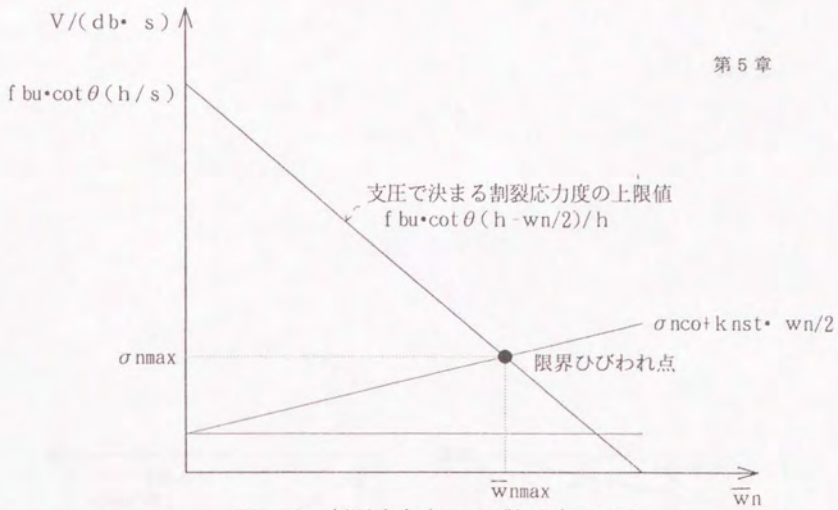


図5.19 割裂応力度とひびわれ幅の関係

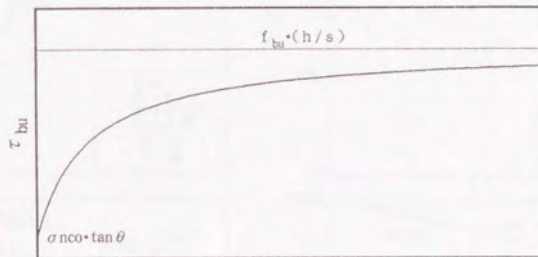


図5.20 附着強度と k_{nst} の関係

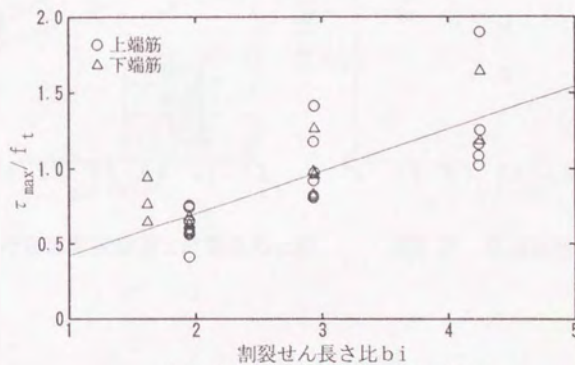


図5.21 附着強度と b_i の関係

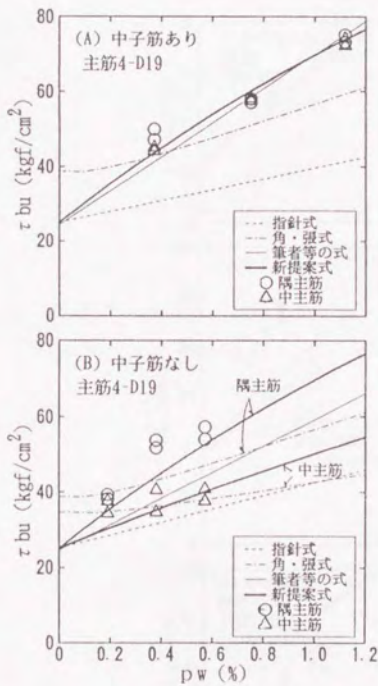


図5.22 付着強度実験値と計算値の比較

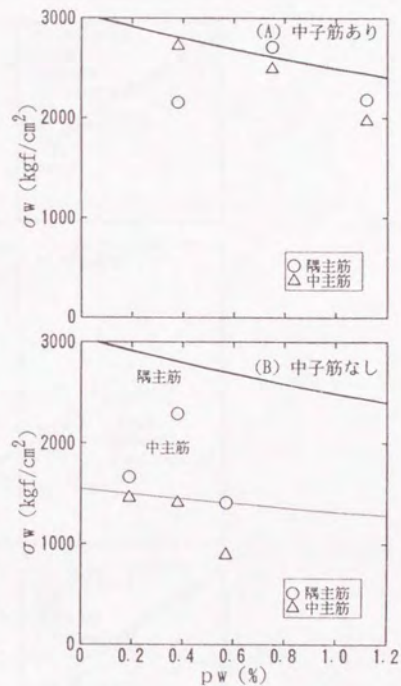


図5.23 横補強筋応力度

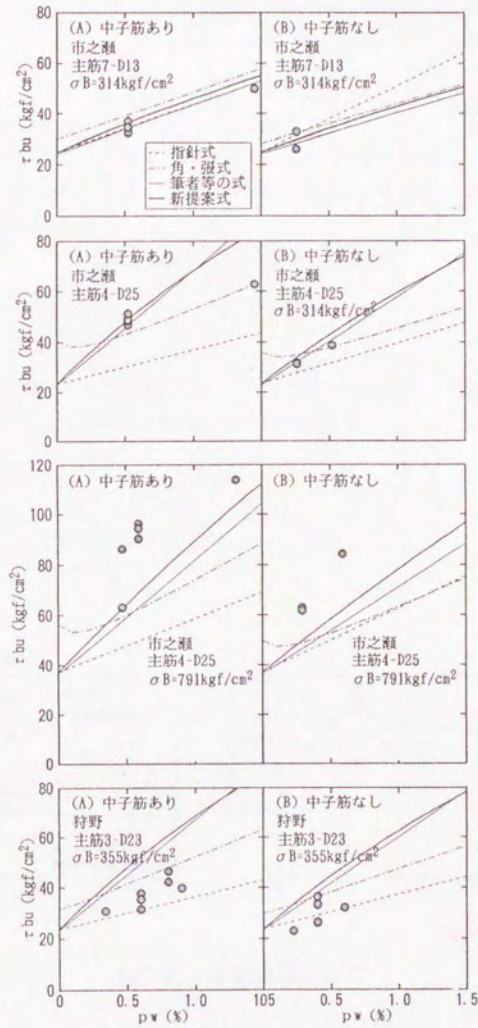


図5.24 付着強度実験値と計算値の比較

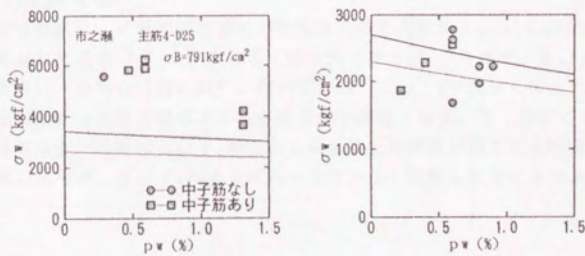


図5.25 横補強筋応力度

5.4 既往の実験結果に対する検証

5.3 に示した付着割裂強度式(式(5-29))と既往の付着割裂強度式である指針式[5-3]および角・張式[5-4]と付着実験結果(表5.1)を比較検討する。比較には、第3章の実験結果に加えて、近年行われた付着実験である藤井・森田[5-2]、市之瀬・横尾他[5-5][5-6]、狩野等[5-7]、角・飯塚他[5-11]、角・山田他[5-12]、竹内・村田他[5-13]および田中他[5-14]による実験から、サイドスプリット型の付着割裂破壊を起こしたと報告されている試験体を抽出した。これらの実験は、加力方法としては単純梁型、カンティレバー型を含み、その実験変数は、部材寸法、主筋の径および本数、横補強筋の比、副補強筋の有無、コンクリート強度などであり、表5.2に示すように広範囲のデータを含む。表5.3に、計算値に対する実験値の比の平均 m 、標準偏差 σ 、相関係数 r および資料数 n を示した。

(A) 主筋位置および副補強筋の有無

主筋位置(上端・下端)および横補強筋による拘束状態(外周のみ・中子筋有り)により分類した場合(図5.26)、指針式では、中子筋有りの場合に計算値がかなり過小評価となるが、筆者等の式および角・張式は、中子筋の有無に拘らず、相関係数 R が0.9前後、比 m が1.0程度であり実験結果を良く評価できる。

(B) コンクリート強度の影響

コンクリート強度 σ_c で分類した場合(図5.27)、指針式では σ_c が 400kg/cm^2 を超えると実験値に対してばらつきが大きくなる。角・張式は σ_c が 800kg/cm^2 を超えると相関係数 R が0.732とややばらつきが大きい、比 m は全て1.0程度であった。筆者等の式は、いずれの場合も実験値とよく適合した。

(C) d_w/j_c の影響

筆者等の式は、付着割裂破壊時の横補強筋の応力度が d_w/j_c に比例するという仮定から導かれた式の中に j_c が表れる(指針式では d_w)。そこで、 d_w/j_c により分類して比較を行った場合(図5.28)、指針式では、 d_w/j_c が大きくなるにつれて、すなわち断面に対する主筋の径が太くなるほど過小評価となる。角・張式でも、指針式よりばらつきは少ないものの d_w/j_c が大きくなるほど計算値が低くなる傾向がある。一方、筆者等の式では、 d_w/j_c によるばらつきは少なく仮定したモデル化の妥当性を示している。

(D) 横補強筋比 p_w の影響

横補強筋比 p_w により分類した場合(図5.29)、筆者等の式は横補強筋比 $p_w > 1.2\%$ の範囲で計算値がやや過大評価となり危険側となる傾向がある。角・張式に於いても、 $p_w > 1.2\%$ の範囲で危険側となるものが数体ある。

(E) 付着長さの影響

付着長さ L_b を d_b で基準化した L_b/d_b で分類した場合 (図5.30)、筆者等の式は付着長さの影響を考慮していないため $L_b/d_b > 20$ では $m = 0.913$ と L_b/d_b が大きくなると過大評価となる傾向がある。指針式は、 $L_b/d_b > 20$ の範囲では $m = 1.07$ と適合性が良く、 L_b/d_b が小さくなるにつれ m が大きくなり過小評価となる。角・張式は、 L_b/d_b の効果を含んだ式であり L_b/d_b の影響は少なくなっている。

表5.3 計算値と実験値の比較

		n	筆者等の式			指針式			角・張式		
			r	m	σ	r	m	σ	r	m	σ
(A)	● 上端外周筋	43	0.925	0.932	0.165	0.923	1.160	0.195	0.936	1.033	0.141
	▲ 上端中子有	17	0.853	1.080	0.155	0.890	1.662	0.206	0.868	1.036	0.143
	◇ 下端外周筋	46	0.958	0.942	0.127	0.946	1.077	0.141	0.930	1.038	0.146
	▽ 下端中子有	24	0.878	1.010	0.141	0.900	1.474	0.161	0.947	1.025	0.098
(B)	○ $\sigma_s \leq 400 \text{ kg/cm}^2$	97	0.892	0.942	0.162	0.838	1.251	0.264	0.933	1.038	0.136
	△ $\sigma_s \leq 800 \text{ kg/cm}^2$	12	0.923	1.078	0.065	0.778	1.173	0.150	0.968	1.000	0.123
(C)	◆ $\sigma_s > 800 \text{ kg/cm}^2$	21	0.821	1.030	0.112	0.086	1.316	0.344	0.732	1.032	0.145
	○ $d_b/j_t \leq 0.04$	4	0.977	1.013	0.052	0.991	0.991	0.051	0.978	0.824	0.116
	△ $d_b/j_t \leq 0.06$	61	0.926	0.922	0.161	0.890	1.103	0.209	0.969	0.990	0.120
	◇ $d_b/j_t \leq 0.08$	42	0.915	1.005	0.154	0.925	1.391	0.209	0.945	1.054	0.114
(D)	▼ $d_b/j_t > 0.08$	23	0.907	1.022	0.113	0.707	1.453	0.280	0.950	1.150	0.118
	○ $p_w \leq 0.4\%$	55	0.903	1.004	0.179	0.823	1.202	0.245	0.949	1.035	0.133
	△ $p_w \leq 0.8\%$	58	0.953	0.956	0.136	0.791	1.267	0.277	0.914	1.042	0.138
	◇ $p_w \leq 1.2\%$	9	0.967	0.935	0.105	0.635	1.443	0.329	0.952	1.025	0.095
(E)	▼ $p_w > 1.2\%$	8	0.960	0.863	0.075	0.796	1.310	0.236	0.924	0.970	0.171
	● $L_b/d_b \leq 10$	55	0.903	1.004	0.179	0.823	1.202	0.245	0.949	1.035	0.133
	△ $L_b/d_b \leq 20$	58	0.953	0.956	0.136	0.791	1.267	0.277	0.914	1.042	0.138
	◇ $L_b/d_b > 20$	8	0.960	0.863	0.075	0.796	1.310	0.236	0.924	0.970	0.171
全データ		180	0.929	0.969	0.155	0.818	1.254	0.273	0.940	1.034	0.137

n:資料数, r:相関係数, m:(実験値/計算値)の平均, σ :(実験値/計算値)の標準偏差

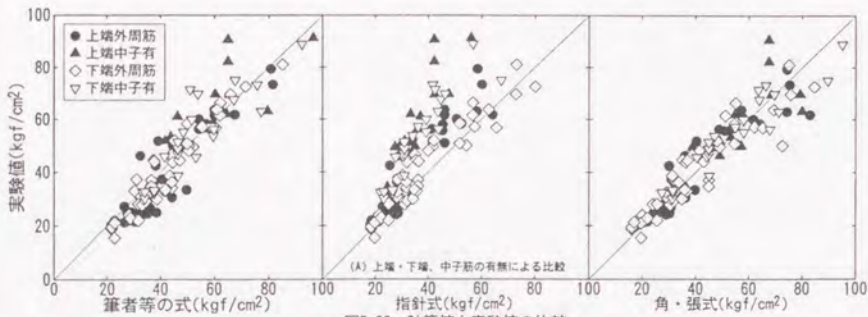


図5.26 計算値と実験値の比較

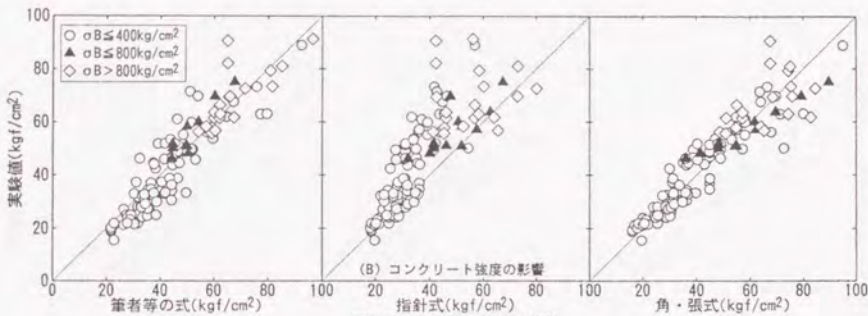


図5.27 実験値計算値の比較

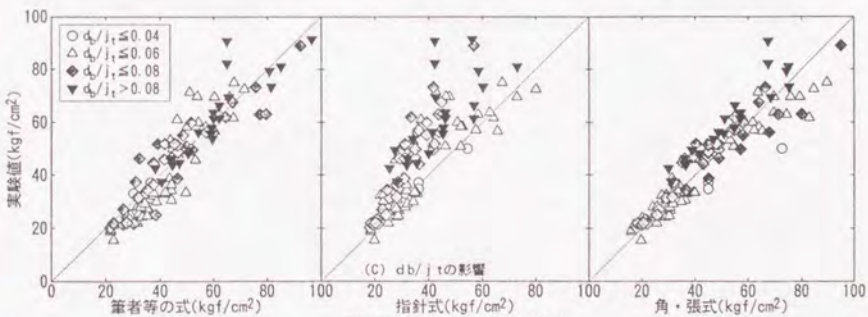


図5.28 実験値と計算値の比較

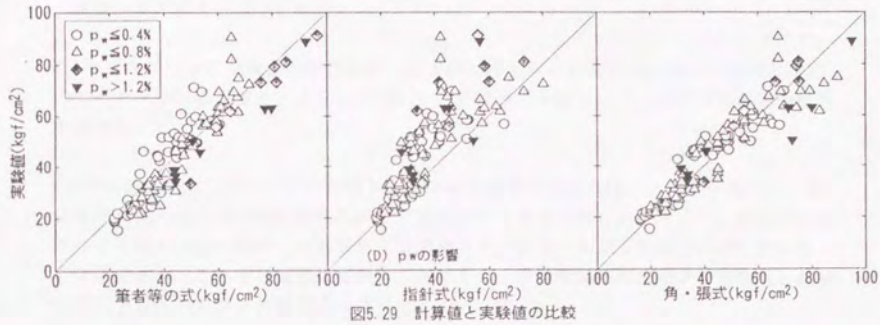


図5.29 計算値と実験値の比較

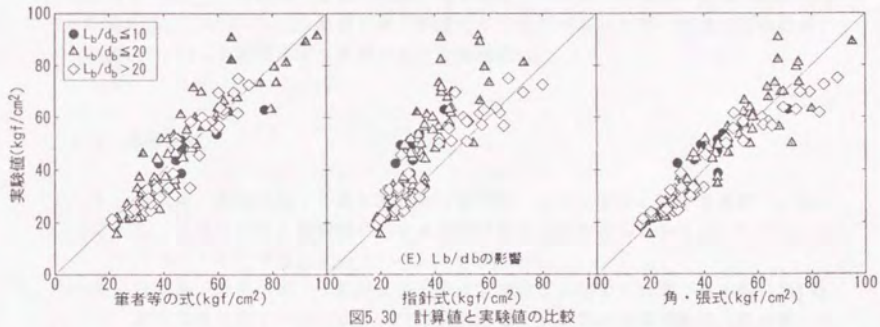


図5.30 計算値と実験値の比較

5.5 まとめ

本章をまとめると以下となる。

(1)第2章で行った有限要素解析結果、および、第3章の実験結果に基づき局所付着応力度～すべり関係を導き、式(5-1)～式(5-4)の関係式を解くことにより平均付着強度を求めた。

(2)その結果、コンクリートの負担する割裂応力度はひび割れ幅によらず一定とし、横補強筋の応力度をひび割れ幅に比例する関数としてモデル化した。さらに、鉄筋とコンクリートのかみ合い作用による異形ふし前面のコンクリートが支圧強度に達しているという条件から、これらの関係式を解くことにより、付着破壊時の割裂ひび割れ幅、横補強筋応力度、および付着強度式を導いた。

(3)既往の実験結果を参照して各係数を求め、付着割裂強度式を提案した。既往の付着実験結果に対して、筆者等の提案式の適合性を検討した結果、筆者等の式は、 $p_u > 1.2\%$ の範囲および $l_s/d_s > 20$ の範囲で過大評価となる傾向があったが、副補強筋の有無、 σ_s および d_s/j_s の影響はよく評価することが出来た。

5.6 参考文献

- [5-1] 藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着応力～すべり関係に関する考察」、第2回R/C構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム 論文集、コンクリート工学協会、pp.37～44、1983年10月。
- [5-2] 藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果—」、日本建築学会論文報告集、pp.47～54、1982年 9月。
- [5-3] 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。
- [5-4] 赤司二郎、藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着力と割裂力の関係」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.2、pp.69～74、1992年。
- [5-5] Gambarova, P. G. and Barbarazasso, G. : Steel-to-concrete Bond After Concrete Splitting : Constitutive Laws and Interface Deterioration, Rilem, Material and Structures, pp.347～356, 1989.
- [5-6] 角徹三、張建東、熊谷信太郎、飯塚信一；「高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No.2、pp.163～168、1991年 6月。

- [5-7] 市之瀬敏勝、横尾慎一、南宏一；「付着割裂強度に及ぼす主筋本数と横補強筋の効果」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No. 2、pp.157~162、1991年 6月。
- [5-8] 市之瀬敏勝、横尾慎一；「高強度コンクリートを用いたRC部材の付着割裂実験」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol14 No. 2、pp.75~80、1992年 6月。
- [5-9] 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、Vol13 No. 2、pp.151~156、1991年 6月。
- [5-10] 角徹三、張建東、熊谷信太郎、飯塚信一；「高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No. 2、pp.163~168、1991年 6月。
- [5-11] 角徹三、山田守、合楽将三；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案」、日本建築学会論文報告集、pp.23~33、1990年 8月。
- [5-12] 竹内匡和、藤沢正視、上之園隆志、村田達雄、村上秀夫；「高強度鉄筋・高強度コンクリートを用いたRC部材の付着性状(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.353~354、1989年 10月。
- [5-13] 田中久也、上田秀樹、熊森雅己、有馬文昭、古橋剛、鈴木亨；「高強度材料を用いたRC部材の付着性能に関する基礎的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.369~370、1991年 9月。

第 6 章

部材の付着割裂破壊に対する設計法

第6章 鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に対する設計法

6.1 本章の目的

第5章で提案した付着割裂強度式は、単調載荷で主筋降伏前に付着割裂破壊する部材を対象とした既往の付着実験の付着割裂強度を良く評価することができた。しかし、実際の構造物内の部材では、地震時には繰り返し荷重を受けることになり、繰り返しの影響で単調載荷の場合より付着割裂強度が低下することが考えられる。そこで、繰り返し荷重を受ける部材に対する適合性について検討する必要がある。また、梁部材や1階の柱部材などの降伏ヒンジを計画する部材の場合、強度を確保するとともに、必要とされる靱性能を確保し、部材が本来持つ曲げ耐力や変形能を発揮させるために、降伏後の付着割裂破壊も防ぐ必要がある。

そこで、本章では第5章で提案した付着割裂強度式(式(5-29))を用いて、既往の逆対象繰り返し載荷を受ける既往の柱および梁部材の実験結果についてその破壊モード、耐力、変形能について検討し、付着割裂破壊を防ぐための条件について検討した。また、主筋の付着割裂強度に第5章で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。

6.2 繰り返し加力を受ける部材の付着割裂強度

第5章で提案した付着割裂強度式((5-29)式)は、上端筋と下端筋、中子筋の有無、コンクリート強度、付着長さの広い範囲の試験体について、実験結果をよく評価することができた。図6.1に、付着割裂強度式による計算値 τ_{calc} と既往の実験の実験値 τ_{exp} との比 $\tau_{\text{calc}}/\tau_{\text{exp}}$ の度数分布を示す。 τ_{calc} と τ_{exp} の相関係数 r は0.922、 $\tau_{\text{exp}}/\tau_{\text{calc}}$ の平均値 \bar{x} および標準偏差 σ は、それぞれ1.06、0.170である。ここで、設計式として、実験値のほぼ下限を取るように、(5-29)式による τ_{calc} に $(\bar{x} - 2\sigma)$ を乗じた値を、設計用付着割裂強度 τ_{design} と定義すると、 τ_{design} は実験結果に対して、不合格率2.3%となる。従って、以下本章では、設計用付着割裂強度 τ_{design} として以下の式(6-1)を用いて検討を行う。

$$\tau_{\text{design}} = 0.72 \tau_{\text{calc}} \quad (6-1)$$

実構造物内の部材では、地震時には繰り返し荷重を受けることになり、繰り返しの影響で単調載荷の場合より付着割裂強度が低下することが考えられる。そこで、繰り返し荷重を受ける部材に対する τ_{design} の適合性について検討する。ここでは、第4章で行った柱部材の実験結果、および、小谷等の実験結果で繰り返し荷重を受け主筋降伏後に付

着割れ破壊した試験体の主筋の応力度分布から求めた最大付着応力度 τ_{max} の実験値[6-1]を対象とした。 τ_{max} と計算値 τ_{calc} の比較を図6.2に示す。計算値に対する実験値の比 τ_{max}/τ_{calc} の平均値 \bar{x} は、ほぼ1.0となり単調載荷の実験結果と比較すると低くなっている。これは、繰り返し加力の影響でコンクリートが劣化し、付着割れ強度が低下するためと考えられる。既往の部材実験で、繰り返し加力を受け付着割れ破壊する部材の主筋の付着応力度を求めた実験はほとんど無く、検証に用いる試験体数に限りがあるが、このデータの範囲では、繰り返し加力を受ける部材についても τ_{calc} により付着割れ強度が評価できる。

6.3 付着割れ破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力

第4章の実験では、せん断スパン比が1.5と小さく付着余裕度の小さい試験体とせん断スパン比2.0の試験体で同程度の耐力維持率を示した。主筋の付着応力度から検討した結果、せん断スパン比が小さい試験体では、付着応力度が低下してもアーチ機構によりせん断力を負担するからであることを指摘した。従って、既往のせん断モデルであるトラス機構とアーチ機構に基づき、付着割れ破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力(付着割れ耐力)を求め、実験結果の検討を行った。

指針[6-2]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 $\nu \cdot \sigma_c$ に達していることからせん断耐力を導いている。ここでは、指針のせん断耐力式を基にして鉄筋コンクリート部材の付着割れ耐力式を導いた。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れ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 $\nu \cdot \sigma_c$ に達しているという条件から、付着割れ耐力式を導いた。

6.3.1 柱および梁部材の付着割れ耐力

トラス機構が負担するせん断力 V_t は、図6.3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れ強度 τ_{calc} に達していると仮定すると、式(6-2)で与えられる。

$$V_t = \tau_{calc} \cdot \Sigma \Psi \cdot j_i \cdot (L - d) / L \quad (6-2)$$

$$\text{ただし、} \frac{\tau_{\text{bnd}} \cdot \Sigma \Psi}{b} \leq 0.5 \nu \cdot \sigma_{\text{B}}$$

ここに、 $\Sigma \Psi$ ：主筋周長合計 (cm)

この時のコンクリート圧縮束の応力度 σ_{ct} は、式(6-3)となる。

$$\sigma_{\text{ct}} = \frac{2 \tau_{\text{bnd}} \cdot \Sigma \Psi}{b \cdot \sin 2\phi} \quad (6-3)$$

$\nu \cdot \sigma_{\text{B}} > \sigma_{\text{ct}}$ の場合には、 $\nu \cdot \sigma_{\text{B}} - \sigma_{\text{ct}}$ 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(6-4)で与えられる。

$$V_{\text{a}} = (\nu \cdot \sigma_{\text{B}} - \sigma_{\text{ct}}) \tan \theta \cdot b (D/2) \quad (6-4)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(L/D)^2 + 1\}} - L/D \quad (6-5)$$

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(6-6)で与えられる。

$$V_{\text{b}} = V_{\text{t}} + V_{\text{a}} \quad (6-6)$$

以上より、図6.4 に示すように、付着割裂耐力 V_{b} は、 $\tau_{\text{bnd}} \cdot \Sigma \Psi / b$ とともに増加し、 $\tau_{\text{bnd}} \cdot \Sigma \Psi / b$ が $0.5 \nu \cdot \sigma_{\text{B}}$ を越えると一定になる。

6.3.2 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_{v} 、曲げ耐力 V_{f} の各計算耐力と破壊モードとの関係について検討した。検討に用いた試験体の一覧を表6.1に示す。

付着割裂耐力 V_{b} は、トラスの傾斜角 ϕ 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し、主筋中心間距離は j_{t} は、式(6-7)によった。

$$j_{\text{t}} = \frac{j_{\text{t1}} \cdot \Sigma \Psi_1 + j_{\text{t2}} \cdot \Sigma \Psi_2}{\Sigma \Psi_1 + \Sigma \Psi_2} \quad (6-7)$$

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)、

ΣW_1 、 ΣW_2 ：それぞれ、1段目、2段目主筋周長合計(cm)

せん断耐力 V_b は、コンクリート有効圧縮強度 $\nu \cdot \sigma_c$ 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($3.68 \sigma_c^{2/3}$)を用いてにより求めた。曲げ耐力 V_t は、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。

(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6.5に示す。 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、付着割裂耐力の与える式となっている。柱部材および梁部材についても精度の差はなく実験結果を評価できる。

(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_t と V_b/V_t の関係を図6.6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_t の度数分布を破壊モードで分類し、図6.7(A)~(C)に示す。降伏前に付着割裂破壊した試験体(記号：●)は、 $V_b/V_t \leq 0.8$ の範囲に、降伏前に付着割裂破壊した試験体(記号：○)は、 $0.6 \leq V_b/V_t \leq 1.4$ の範囲(V_b/V_t 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、 $V_b/V_t \geq 0.7$ の範囲に分布している。 $V_b/V_t < 1$ 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、 $\tau_{b,0}$ 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。

ここで用いている付着割裂強度 $\tau_{b,0}$ は、単調荷重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 $\tau_{b,0}$ 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 $\tau_{b,0}^*$ を求め、塑性変形後の付着強度低減係数 α を式(6-8)で定義する。

$$\alpha = \tau_{b,0}^* / \tau_{b,0} \quad (6-8)$$

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6.8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有り、実験結果の下限を包絡する様に、 α を式(6-9)で定めれば、設計式として安全側となる。

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & (R_u \leq 0.01) \\ 1.2 - 20R_u & (0.01 < R_u \leq 0.04) \\ 0.4 & (0.04 < R_u) \end{cases} \quad (6-9)$$

6.4 柱および梁部材の付着割裂破壊に対する設計条件

以上の検討結果から、鉄筋コンクリート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(6-2)～(6-6)を用いて算定される付着割裂耐力 V_s 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

その部材に必要とされる変形角 R_u から式(6-9)により付着強度低減係数 α を求め、付着割裂強度を $\alpha \cdot \tau_{usd}$ として、式(6-4)～(6-8)を用いて算定される付着割裂耐力 V_s が曲げ耐力 V_f を上回ること。

表6.1 検討の対象とした既往の実験

実験者	文献 番号	加力	試験数	断面 (cm)	*1 主筋	σ_{H} (kgf/cm ²)	軸力比	*2 a/D
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

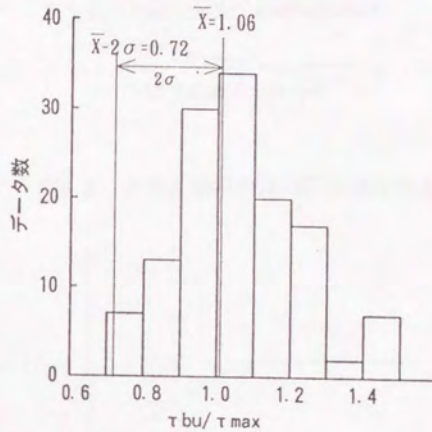


図6.1 τ_{bu} / τ_{max} の度数分布

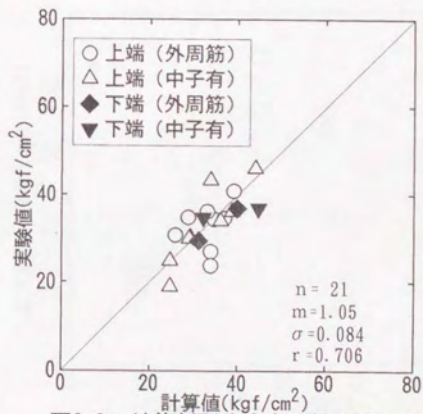


図6.2 付着割裂強度実験値と計算値

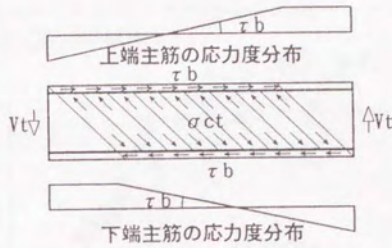


図6.3 トラス機構の負担するせん断力

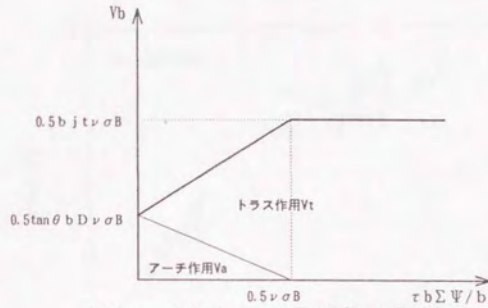


図6.4 V_b と $\tau b u D \Sigma \Psi / b$ の関係

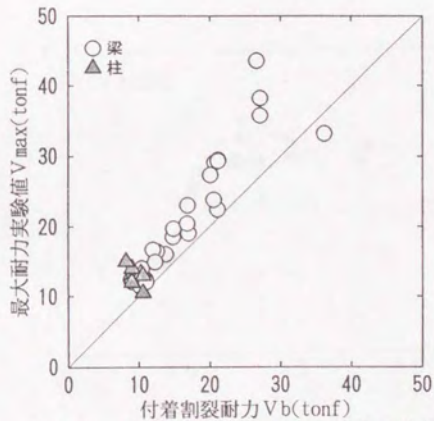
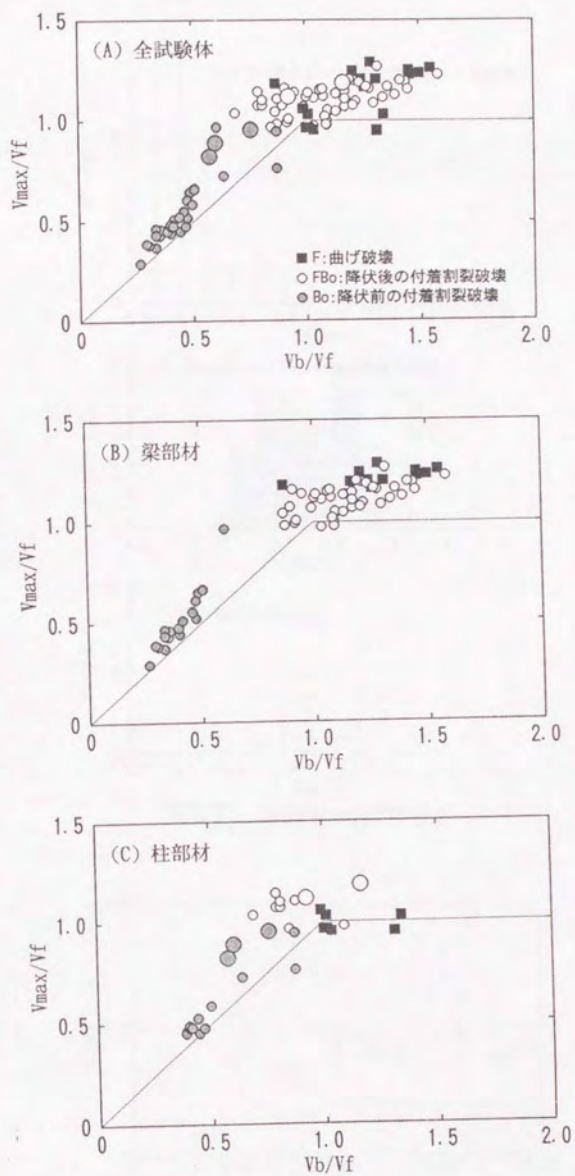


図6.5 附着割裂耐力と最大耐力の比較

図6.6 V_{max} と V_b の比較

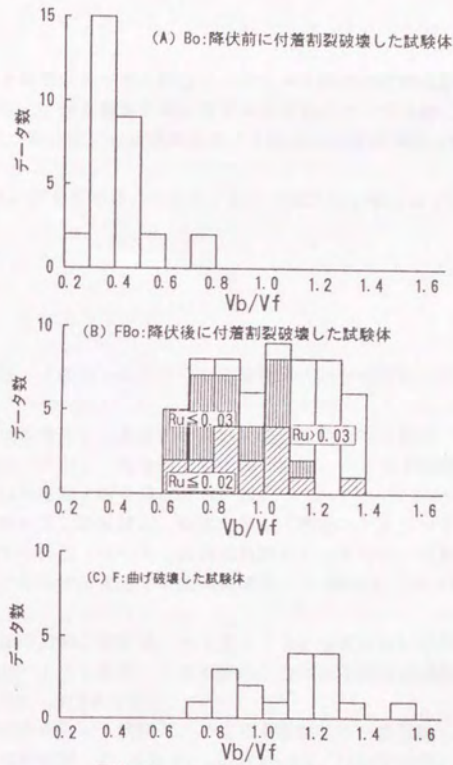


図6.7 Vb/Vmaxの度数分布

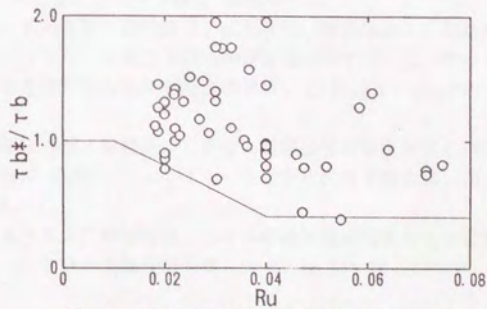


図6.8 塑性変形後の付着強度低減係数

6.5 まとめ

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。

6.6 参考文献

- [6-1] 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。
- [6-2] 前田匡樹、小谷俊介：「高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コンクリート梁の付着割裂強度（その2 付着強度算定式の検討）」、日本建築学会関東支部研究報告集、1989年度、構造系、pp.89-92。
- [6-3] 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。
- [6-4] 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。
- [6-5] 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。
- [6-6] 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。
- [6-7] 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。
- [6-8] 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。
- [6-9] 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。

- [6-10] 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。
- [6-11] 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。
- [6-12] 中沢淳、塚本尚由、倉本洋、南宏一；「繰り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。
- [6-13] 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。
- [6-14] 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。
- [6-15] 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。
- [6-16] 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。
- [6-17] 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。
- [6-18] 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。

第 7 章

結論

第7章 結論

7.1 本研究のまとめ

本研究は、異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の梁および柱部材の破壊モードのひとつである付着割裂破壊に対して、付着破壊性状、および、付着割裂強度に影響する因子について、解析的、実験的に検討し、付着割裂強度の評価式を導き、鉄筋コンクリート部材の付着に対する設計法を確立することを目的とした研究である。単純梁および逆対象繰り返し加力を受ける柱部材による実験を行い、実験結果に基づき主筋の付着応力度とすべり、横補強筋応力度、割裂ひび割れ幅等の関係について解析的に検討し、付着割裂強度式を導いた。さらに、提案した付着割裂強度式を用いて既往の実験結果を評価して、鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊を防ぐための条件について検討した。

得られた結果を各章ごとに以下にまとめる。

第1章は序論であり、本論文で行った研究の目的およびその背景について述べ、既往の研究についてまとめた。既往の研究では、本研究と関わりのある次の5つのテーマについてまとめ、また、各国の規・基準における鉄筋コンクリート梁、柱部材の付着に対する設計法についてもまとめた。

- ① 異形鉄筋の付着機構と付着破壊に関する研究
- ② 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する実験的研究
- ③ 既往の付着割裂強度式
- ④ 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究
- ⑤ 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材の変形能に関する研究

第2章では、鉄筋コンクリート部材が異形鉄筋の付着力によって生じる割裂作用を受ける時の、付着割裂強度に影響する因子などについて検討するために、まず、異形鉄筋の付着作用を司る異形筋によるくさび作用と、それによって起きるコンクリートの応力状態について整理し、鉄筋軸に直交する面内の2次元問題として非線形有限要素解析を行った。

その結果、最大割裂応力度は、割裂せん長さ比、およびコンクリートの引張軟化特性の破壊エネルギーが大きくなるほど、解析モデルの寸法が小さくなるほど増加すること、を指摘した。割裂応力度～ひび割れ幅関係は、割裂ひび割れが進展し割裂応力度が上昇する部分、最大割裂応力度に達した後に急激に割裂応力度が低下する部分、および割裂応力度が低下しひび割れ幅が増加していく部分の3本の曲線および直線にモデル化できることを示した。

第3章では、鉄筋コンクリート部材の主筋の付着割裂破壊性状、付着応力度～すべり

関係について検討し、付着割裂強度に及ぼす横補強筋の効果を定量化することを目的として、単純梁型の付着試験実験を行った。

その結果、(1)横補強筋として副補強筋を用いた場合、隅主筋と中主筋の付着応力度は同時に最大値に達し、その値も同程度であるが、副補強筋がない場合には、中主筋の付着応力度が先に最大値に達し、その値は隅主筋よりも低く、付着割裂破壊を防ぐには副補強筋の使用が有効であること、(2)既往の付着割裂強度式は、本実験の結果について、実験で得られた付着割裂強度との適合性はあまり良好ではなく、副補強筋の効果が適切に評価されないことを示した。また、既往の付着実験で、着目されていない横補強筋の応力度について検討し、横補強筋が主筋を拘束する拘束応力度を定義すると、主筋の付着割裂強度が、横補強筋による拘束応力度支配されることを指摘した。

第4章では、地震時を想定した逆対象繰返し載荷を受ける鉄筋コンクリート造建物の柱および梁部材を対象とした部材実験を行った。実験の目的は、繰返し加力を受ける場合の付着割裂強度について、付着割裂強度式の適合性について検討すること、軸力が主筋の付着割裂強度および付着劣化に及ぼす影響について検討すること、および、主筋の付着性状の劣化による付着応力度の低下と部材のせん断耐力の関係について検討することとした。

その結果、(1)軸力が低い試験体ほど、付着ひび割れが生じた後の履歴ループが逆S字形となるが、耐力低下は軸力が高い試験体と比較して少ないこと、(2)軸力が等しく、付着余裕度の異なる試験体と比較すると、付着余裕度が低く付着劣化しやすいせん断スパン比1.5の試験体でも、耐力維持率は、せん断スパン比2.0の試験体と同程度であること、(3)軸力が高くなる程、同一部材角に対する付着劣化が大きく付着すべりが生じやすくなること、(4)最大付着応力度は、隅主筋には軸力の影響は見られなかったが、軸力が高くなるに従い、割裂ひびわれの破壊モードがサイドスプリット型からコーナースプリット型に変化し、中主筋は付着劣化が抑制され最大付着応力度は高くなること、(5)主筋の付着応力度からトラス機構が負担するせん断力を求め、入力せん断力と比較すると、せん断スパン比1.5の試験体では、付着劣化してトラス機構の負担せん断力が低下しても、アーチ機構の負担せん断力が増加し、部材の耐力を維持することを示した。

第5章では、割裂応力度、割裂ひび割れ幅、付着応力度およびすべりなどの関係を、第2章で行った有限要素解析および第3章、第4章で得られた部材実験結果に基づきモデル化し、局所付着応力度～すべり関係を導き、鉄筋コンクリート部材中の主筋材軸方向の主筋の歪とすべりの適合条件から、主筋応力度および付着応力度の分布を求め、部材としての平均付着強度について検討し、仮定した局所付着応力度～すべり関係のモデルにより、第3章および第4章の実験で得られた付着応力度～すべり関係、付着応力度～割裂応力度関係などを再現することが出来ることを示した。

また、これらの検討結果を基に、鉄筋とコンクリートのかみ合い作用による異形ふし

前面の局部圧壊、および割裂面のコンクリートおよび横補強筋に生じる引張応力を割裂ひび割れの関数とした力学的モデルを設定した。コンクリートの局部圧壊と割裂が同時に起こる時を付着の限界点と仮定し、その時のひび割れ幅を限界ひび割れ幅と定義し、これらの関係式を解くことにより、付着破壊時の割裂ひび割れ幅、横補強筋応力度、および付着強度式を導いた。さらに、実験結果に基づき各係数を求め、実用付着割裂強度式として提案した。そして、提案した付着割裂強度式の既往の付着実験結果に対する適合性について検討し、提案した付着割裂強度式は、横補強筋比、付着長さ、中子筋などの副補強筋の有無、および、コンクリート強度の影響はよく評価することができることを示した。

第6章では、既往のせん断モデルである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、付着割裂破壊を防ぐための条件について検討した。

その結果、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できた。また、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。

7.2 今後の研究課題

本研究では未検討あるいは検討が不十分で、今後検討することが必要である課題について以下に述べる。

本研究では、横補強筋の応力度と主筋の付着応力度の関係に着目し、横補強筋の応力度を割裂ひび割れ幅の関数として、力学的なモデルを設定して、付着割裂強度式を導いた。しかしながら、割裂応力度に対して横補強筋とともに割裂応力度に抵抗するかぶりコンクリートの応力に関しては、合理的なモデル化は出来なかった。かぶりコンクリートに生じる引張応力度は、実験においても測定することが困難である。そこで、本研究では、有限要素解析を行いコンクリートの負担する割裂応力度とひび割れ幅の関係のモデル化し、それをもとに実験結果の評価を試みたが、あまり良く実験結果を表現することは出来なかった。今後、さらに検討を進める必要があると思われる。

現在、用いられている異形鉄筋の節の形状（間隔、高さ、鉄筋軸に対する角度など）はJISによる規定の範囲内で各メーカーによりばらつきがあると思われる。これらの節の形状が、付着割裂強度に及ぼす影響については、あまり研究されておらず、公称直径が同じものはすべて同一として取り扱われている。本研究で提案した付着割裂強度式は、基本モデルでは鉄筋の節の形状などの量を変数として含んだ式であり、さらに広い範囲の形状をした鉄筋の付着割裂強度を調べることに、強度予測精度を向上させることが可

能であると考えられる。

付着割裂破壊に対する部材の耐震設計法に関しては、付着試験結果から得られた付着割裂強度を低減して付着割裂耐力式に用い、繰り返し加力を受ける部材に対する設計法としたが、繰り返し加力の影響についてはさらに検討を進める必要がある。特に、曲げ降伏後の付着割裂破壊については、付着割裂強度低減係数を部材角の関数として求めたが、既往の実験結果に対するばらつきが大きく予測精度はあまりよくない。今後さらに検討する必要がある。

