

RC造メガ部材を想定した多段配筋梁の付着割裂耐力に関する研究

高見 信嗣 江戸 宏彰

Bond Splitting Strength for R.C. Beams of Multi Layer Reinforcement for Mega Members

Shinji Takami Hiroaki Eto

Abstract

Scaled R.C. beams composed of multi-layer reinforcement for mega-member elements of mega-structures were tested to investigate bond splitting strength of reinforcement. The parameter was the number of reinforcement layers. The experiments showed that bond splitting failure occurred at the innermost layer of reinforcements and that the more layers of reinforcement, the lower the bond strength of the innermost reinforcement, but the more layers of reinforcement, the higher the shear strength. A bond strength equation was proposed based on these results. A shear strength equation for members considering bond failure was proposed using the Truss-Arch mechanism theory and the bond stress of each layer of reinforcement calculated using plastic theory.

概要

メガストラクチャーを構成するRC造のメガ梁を想定した多段配筋梁の付着割裂破壊実験を行なった。主筋段数を1段から5段まで変化させた実験の結果、付着割裂破壊は、最も内側の段で起きること、主筋段数が増えるほど最も内側段の主筋の付着強度は低下するが、部材耐力は上昇する傾向にあることがわかった。また、外側段主筋の付着力により発生するせん断応力の合計が大きくなるほど、内側段主筋の付着強度が低下する性質を考慮した、内側段主筋の付着割裂強度式を提案した。さらに、提案した付着割裂強度式と塑性理論の考え方を導入して各段主筋の付着応力を算出することを特徴とする、トラス・アーチ理論の付着破壊を考慮したせん断耐力式を提案した。

1. はじめに

大断面(メガ)部材を用いたメガストラクチャー構造は、大スパン化や超高層化の実現を狙いに、主に鉄骨造部材を中心に実用化されている。メガ部材を鉄筋コンクリート造で構成する場合、剛性向上による居住性改善やコストダウンが期待できることなど、鉄骨造よりも有利な面も少なくないため、RC造メガ部材を用いたメガストラクチャーの開発を進めてきた。そして60層、高さ220mクラスのRC造建物として、Fig.1に示すようなRC造メガストラクチャーを全社的な取組みの中で提案した。そこで考えられているメガ架構を構成する梁(メガ梁)は、断面の上端側、下端側をともに5段配筋としているため、2段配筋までとなる通常の梁の設計法を準用した場合には、期待される構造性能を發揮しない可能性がある。本研究では、特に不明な点が多い多段配筋梁の付着割裂性状に着目し、上記部材の曲げせん断実験と耐力評価に関する検討を行なったので、ここに報告する。

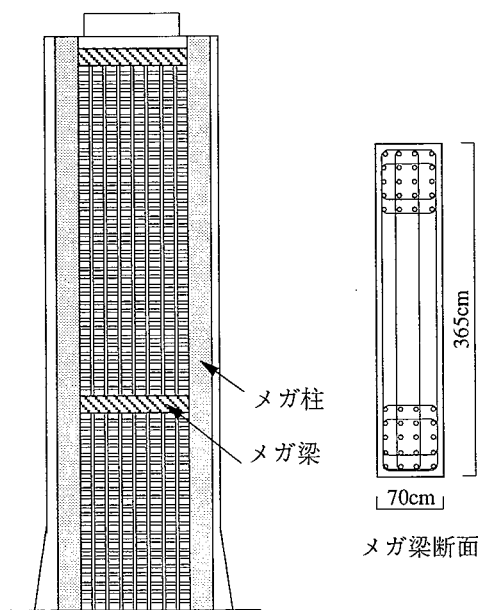


Fig.1 提案したメガストラクチャー
Mega-structure

2. 多段配筋梁の付着割裂破壊に対する問題

梁部材で主筋が2段配筋された既往の実験結果^{1),2)}に

よると、その内側段主筋の付着強度が外側段主筋よりもかなり低下する場合があります、2 段目主筋での付着割裂破壊が生じる場合があることが指摘されている。日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説」³⁾（以後、靱性指針）では、この強度低下を考慮した2 段目主筋の付着割裂強度と部材耐力の設計法が示されているが、3 段配筋以上となる場合は、その設計法はなく、付着割裂破壊を起こした実験例もほとんどない。1段目主筋より2段目主筋の付着強度が低くなることより、3 段目以上の主筋ではさらに低下することが考えられるため、これを定量的に把握し、その設計法を構築することを目的に実験を行なった。

3. 多段配筋梁の付着割裂破壊実験

3.1 実験計画

試験体一覧を Table 1 に、試験体形状・配筋およびゲージ位置の一例を Fig. 2 に示す。断面の幅20cm、せい65cm、クリア長さが260cmでせん断スパン比が2.0となる。No.1～No.5は主筋段数が順に1段から5段の配筋となる。No.6は1段配筋であるが、その位置が内側に入り、No.2の2段筋位置と同じとなる。これらの肋筋はD6@60の外周筋のみ ($p_w=0.53\%$) である。No.7は3段配筋であるが、肋筋はD6@30 ($p_w=1.07\%$) となる。No.1～No.7は主筋にD25を使用し、サイドスプリット型の付着割裂破壊を想定している。No.8は、前述のメガ梁と主筋本数と P_f がほぼ等

Table 1 試験体一覧
Parameter of Test Specimens

No.	主筋		肋筋	備考
	配筋	材種	配筋	
1	D25/1段	SD1000 相等 (焼入れ)	2-D6@60	共通事項： コンクリート強度 $F_c=60$ (N/mm ²) 肋筋降伏強度 $\sigma_y=700$ (N/mm ²) 梁長さL=2600mm 断面b×D=200×650mm
2	D25/2段			
3	D25/3段			
4	D25/4段			
5	D25/5段			
6	D25/1段*			
7	D25/3段		2-D6@30	注釈： * 主筋位置が特殊
8	D10/5段	SD685	2-D6+4-D6@60	

Table 2 使用材料の力学的性質
Mechanical Properties of Materials

コンクリート	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ϵ_B (μ)	E_c $\times 10^3$ (N/mm ²)
No.1～No.4	68.4	4.09	3090	33.5
No.5～No.8	73.7	3.77	3120	35.0
鉄筋	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	ϵ_y (μ)	E_s $\times 10^3$ (N/mm ²)
D25	965	1060	7050	187
D10	726	910	4020	189
D6	745	949	5750	195

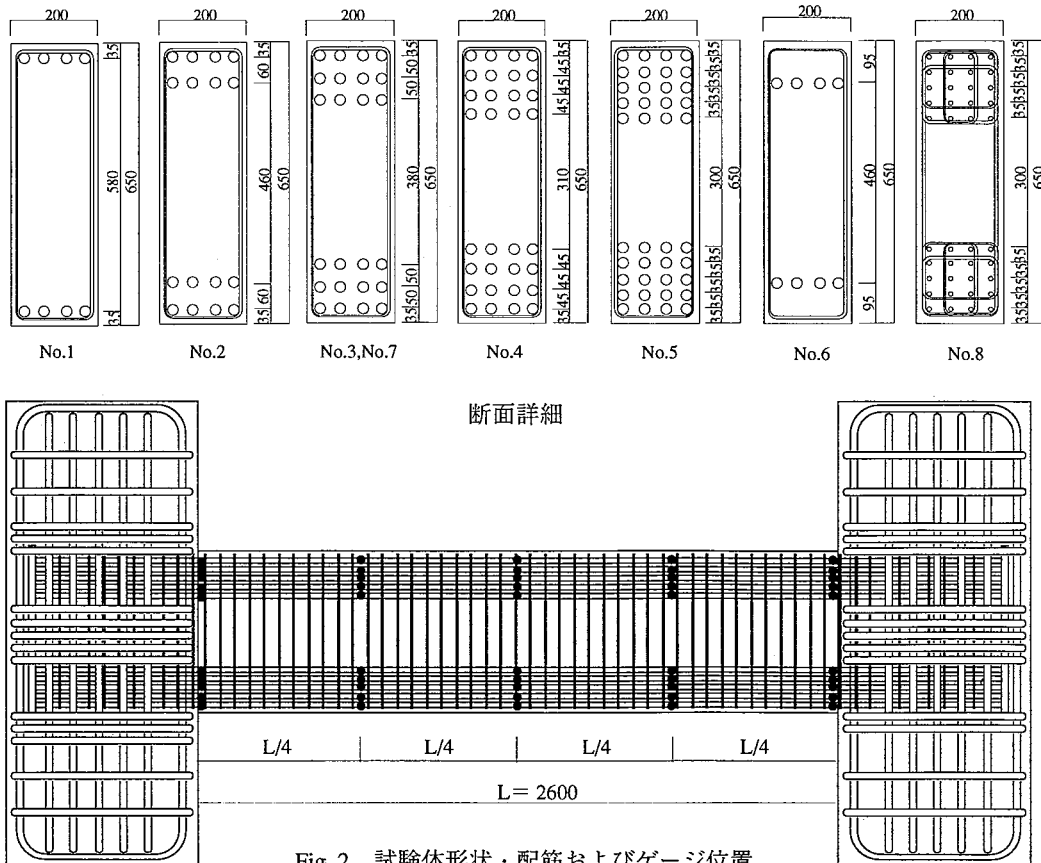


Fig. 2 試験体形状・配筋およびゲージ位置
Example of Test Specimens and Gauges position

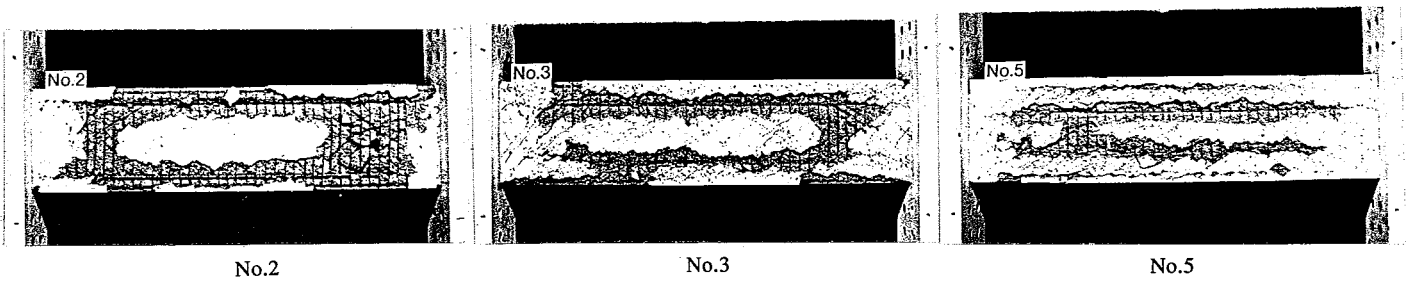


Fig. 3 破壊写真の一例
Photograph of Specimens after Tests

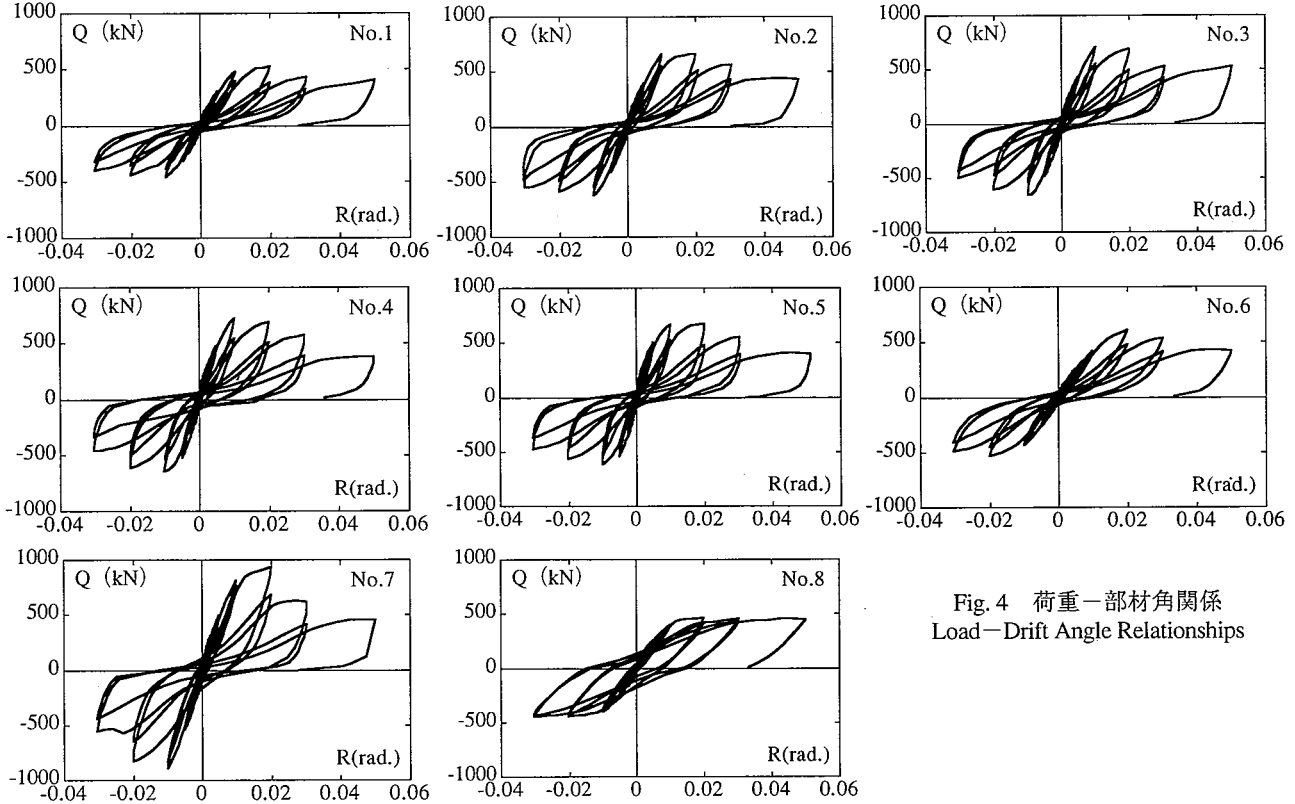


Fig. 4 荷重-部材角関係
Load-Drift Angle Relationships

しく、D10の主筋を用いた5段配筋であるが、曲げ降伏先行を想定している。また肋筋にはD6の外周筋の他に、上端筋、下端筋それぞれに正方形タイプと長方形の中子筋タイプを縦横に外周筋と同間隔に配している。No.1～No.7の主筋D25は曲げ降伏を起こさないために焼入れ処理を施しているが、No.8の主筋D10はSD685クラスの鉄筋を用いた。肋筋は共通でSD685クラスのものを用いた。コンクリートは、60層低層のメガ梁を想定して圧縮強度60N/mm²を目標にし、通常の打設方向である上端主筋側から打設した。材料試験結果をTable 2に示す。

加力は、構造実験棟内の建研式加力装置を用い、上下スタブを平行に維持させながら正負の繰り返し変形を加えた。なお軸力は加えていないが、試験体の材軸が鉛直になるように立てたため、加力装置と上スタブからの重力により約100kNの圧縮力が梁断面に加わっている。

3.2 実験結果

3.2.1 破壊モードと耐力・変形性状 実験結果一覧をTable 3に、破壊写真の一例をFig. 3に、荷重-部材角関係をFig. 4に示す。No.1～No.7は、付着割裂破壊し、

Table 3 実験結果一覧
Summary of Experimental Results

No.	上端側付着ひび割れ強度(kN)	最大荷重(kN)	曲げ降伏の有無	破壊モード
1	136	528	無	上端筋付着割裂
2	197	662		上端2段筋付着割裂
3	196	704		上端3段筋付着割裂
4	235	722		上端4段筋付着割裂
5	226	672		上端5段筋付着割裂
6	109	608		上端筋付着割裂
7	315	934		上端3段筋付着割裂
8	-	512	全主筋降伏	曲げ降伏

その発生位置は、主筋段数に関わらず、上端側の最も内側段の主筋（以後、内側段主筋）位置から先行して起きた。ひび割れの発生は、1段配筋の場合では、曲げひび割れから起きるが、主筋段数が多い試験体ほどせん断ひび割れや付着ひび割れが先行する傾向となる。内側段主筋割裂部のコンクリートは、主筋方向にこすれるようにして圧壊しており、この圧壊の発生と同時に荷重の上昇が鈍化し始め、その後の繰り返し载荷により履歴形状が

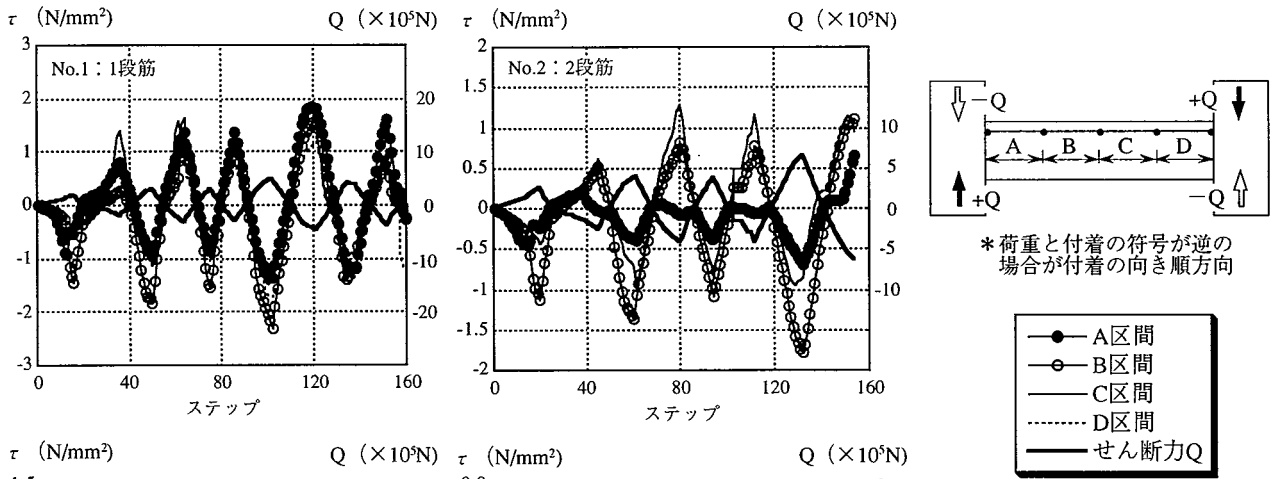


Fig. 5 内側主筋の各区間の付着履歴
Bond Stress of Innermost Layer Reinforcement-Loading Step Relation

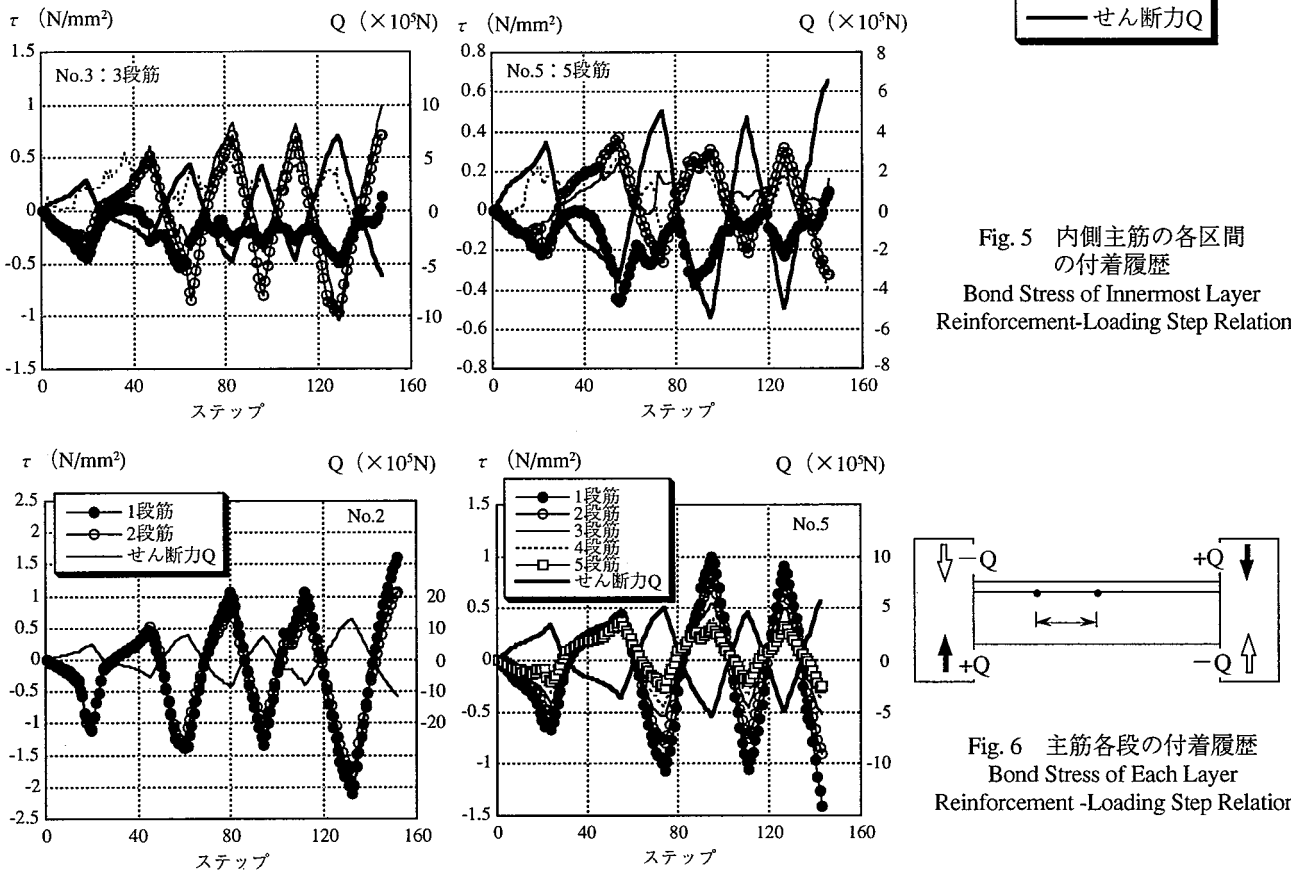


Fig. 6 主筋各段の付着履歴
Bond Stress of Each Layer Reinforcement -Loading Step Relation

スリップ形となる。No.1~No.7は、主筋の曲げ降伏は最後まで生じず、部材としての耐力も付着割裂破壊で定まった。最大荷重をNo.1~No.5で比較すると、4段配筋までは上昇しているが、主筋段数が増えるほど上昇は鈍化する。しかし、5段配筋になると3段配筋や4段配筋の試験体より最大荷重が低くなる結果となった。一方、No.8は曲げ降伏が1段筋から順に5段筋まで起き、曲げ降伏により部材耐力が決まっていたため、良好な履歴形状を示し、付着割裂ひび割れはほとんど発生しなかった。

3.2.2 主筋の付着応力 Fig. 5に上端内側主筋のL/4区間 (L:全長) ごとの付着履歴の一例を、付着の向きが荷重による曲げ作用と順方向の時に、荷重の符号と逆になるように示す [付録]。No.1やNo.2の内側段主筋は、加力方向と順方向にはほぼ付着力が発生しているが、No.3やNo.5では正加力時にD区間やC区間で逆方向の付

着力が発生しており、その傾向は主筋段数が増えるほど強い。なお、No.8においても同様の傾向を示していた。

次に、正加力時に付着の向きが常に順方向であったB区間 (以後、引張側中央区間) の各段の付着履歴の一例をFig. 6に示す。各試験体ともに外側段の主筋ほど付着応力が高く、内側段の主筋ほど1段筋との応力の差が大きくなる。また、その差は変形が大きくなる程増大している。これは内側段主筋の付着劣化が外側段主筋より先行して始まり、応力の上昇が鈍化した後も、外側段の主筋は水平変形の増大に伴い応力が上昇するためである。

付着ひび割れが発生すると τ (付着応力) -S (主筋とコンクリートの相対すべり) 関係上での付着剛性が低下すると考えられるが、外側の主筋であれば、付着剛性がある程度低下しても、コンクリートとの間の主筋の相対すべり量が大きく、水平変形量の更新につれて付着す

べりも大きく更新するため、付着応力も増大する。一方、4段配筋や5段配筋になると、主筋がかなり内側に位置するため、水平変形が増大しても主筋のすべり量は外側のそれより小さくなるため、繰り返しの付着剛性の低下に相殺されて付着応力が上がらなくなる。付着剛性は、付着ひび割れの数や幅との相関性が強いと考えられ、これらが増大するほど付着剛性が低下すると思われる。主筋段数が多い試験体では、内側段主筋に付着ひび割れが発生する時はすでにせん断力レベルが高く、内側ほどせん断応力も高くなると推測され、内側段主筋位置でのひび割れが顕著に起きたため、付着剛性の低下が主筋段数が少ない試験体よりも早期から現われていた可能性がある。

ところで、内側段主筋に対する外側段主筋の付着応力比は付着性状が良好で、鉄筋とコンクリートの平面が保持されているならば、上端筋と下端筋の同段主筋間距離の比にある程度は対応すると考えられる。そこで、各試験体の引張側中央区間における1段筋の内側段主筋に対する実験の付着応力比と、主筋間距離による計算の付着応力比を以下のように求めて比較した。

$$\text{実験の付着応力比 } R_{\text{ep}} = \tau_i / \tau_{\text{in}}$$

τ_{in} : 内側段主筋の付着応力

ただし、引張側中央区間のみ

$$\text{計算の付着応力比 } R_{\text{ca}} = j_i / j_m$$

j_i : 1段筋間の距離

j_m : 内側段主筋間の距離

Fig. 7に各サイクルピーク時付着応力比の $R_{\text{ep}}/R_{\text{ca}}$ の一例を示す。No.2は最大荷重に達する0.01radまで実験と計算の応力比はほぼ等しい。一方、No.5は第一サイクルから計算より実験の方がその応力比が大きく、サイクル数の増加につれてその差が拡大する傾向にある。これは前述したように、内側段主筋が付着劣化して応力上昇が鈍化したのに対して、外側段主筋はまだ付着が良好なので応力が上昇し続けたためである。No.8も5段配筋であるが、0.01radまで実験値と計算値がおおむね一致していた。これは曲げ降伏型で付着ひび割れも発生せず中央区間の付着が終始良好であったためであろう。

4. 内側段主筋の付着割裂破壊の評価方法

本実験から得られた知見をもとに多段配筋梁の内側主筋の付着割裂強度と、付着破壊を考慮したせん断耐力の評価法を提案する。

4.1 内側段主筋の付着割裂強度の評価

3.2節に述べたが、両端1D区間を除いた中央領域で、1段配筋から5段配筋の全段の主筋の付着が加力方向と順方向に発生していたのは、引張側中央区間だけであったため、付着強度を評価するにあたってはこの区間を対象にして検討する。

Fig. 8に付着割裂破壊した試験体の引張側中央区間の内側段主筋の付着割裂強度と主筋段数の関係を、Fig. 9に引

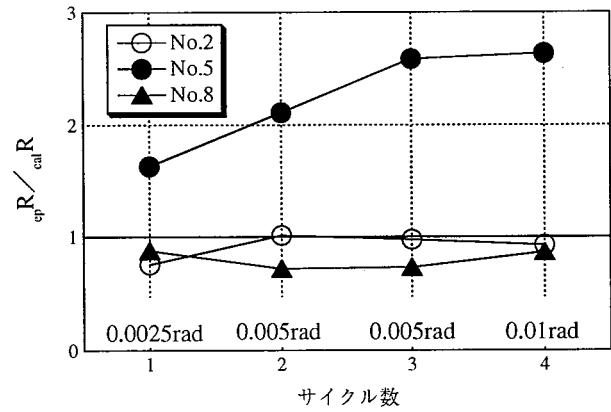


Fig. 7 1段筋の内側主筋に対する付着応力比の実験/計算 Experimental Value/Calculated Value on Ratio of Bond Stress

張側中央区間の内側段主筋の付着割裂強度とその外側段主筋からのせん断応力の関係を示す。なお、ここでいうせん断応力とは、外側段主筋の付着力によって内側段主筋位置に加わるせん断応力で、外側全段主筋の引張側中央区間の付着力から以下のように算出した。

$$\tau_c = \frac{\sum \tau_i n_i \phi_i}{b} \quad \text{----- (1)}$$

τ_c : 外側段主筋からのせん断応力

τ_i : i段筋の付着応力

ϕ_i : i段筋一本当たりの周長

n_i : i段の主筋本数

b : 梁幅

Fig. 8から主筋段数が増えるに従い付着強度が低下し、さらに、Fig. 9よりせん断応力が高くなるほど付着強度が低下する傾向が認められる。また、No.1とNo.6では同じ1段筋でも筋筋から離し、内側に寄せたNo.6の方が付着強度が高くなるが、これは既往の実験結果⁶⁾でも指摘されており、それに準ずる結果となった。これは主筋を筋筋から離すことにより、筋筋から各鉄筋への拘束力が均等になるためと説明されている。ここでは筋筋から離れた内側段主筋が対象であり、その比較として基準にする付着強度には、筋筋から離れている1段筋であるNo.6主筋の付着強度とする。

ところで、コンクリートがせん断破壊するような応力場(せん断終局応力にほぼ達した状態)にある時、ここに存在する鉄筋に新たな付着力を加えようとしても、付着力によるせん断力の増加は起きないことになる。そこで付着強度は、そのコンクリートに残存するせん断力の余力分のせん断強度に対する比に応じて低下すると考えることにする。ここでは、せん断終局応力を部材のせん断耐力から求めることにする。その耐力式には靱性指針のトラス・アーチ理論を用いた柱および梁のせん断信頼強度式を用い、以下の方法で残存せん断強度比を定義した。

$$\gamma = \frac{\tau_{\text{cu}} - \tau_c}{\tau_{\text{cu}}} \quad \text{----- (2)}$$

$$\tau_{\text{cu}} = \frac{Q_{\text{cu}}}{b j_i} \quad \text{----- (3)}$$

- γ : 残存せん断強度比
- τ_{cu} : せん断終局応力
- Q_{cu} : 靱性指針のトラス・アーチ理論を用いた梁のせん断信頼強度式による耐力
- j_i : 最外主筋間距離

Fig. 10に、残存せん断強度比と靱性指針の基準付着強度計算値に対する実験の内側段主筋付着強度の比の関係を示す。1段配筋から3段配筋の試験体では、双方の間にはほぼ比例的な相関性が認められる。この関係を用いると内側段主筋の付着割裂強度は以下のように表わせられる。

$$\tau_{in} = \gamma \tau_{bu} \quad \text{----- (4)}$$

- τ_{in} : 内側主筋の付着強度
- τ_{bu} : 基準付着強度 (No.6 の付着強度)

以上より、内側主筋の付着割裂強度として次式を提案する。

$$\tau_{in} = \gamma \tau_{bu2} \quad \text{----- (5)}$$

$$\tau_{bu2} = \alpha_t \{ (0.086b_{s12} + 0.11) \sqrt{\sigma_B + k_{s12}} \} \quad \text{----- (6)}$$

- $\alpha_t = 0.75 + \sigma_B / 400$ (梁の上端筋主筋)
- $= 1$ (上記以外の主筋)

- τ_{bu2} : 靱性指針式による2段目主筋の付着割裂強度
- b_{s12} : 2段目主筋の割裂線長さで次式による。

$$b_{s12} = \frac{(b - n_2 d_b)}{n_2 d_b}$$

- n_2 : 2段目主筋の本数, d_b : 主筋径

- k_{s12} : 横補強筋の効果で次式による。

$$k_{s12} = 103(b_{s12} + 1) p_w$$

提案式(5)と実験値の対応は、4段配筋および5段配筋の試験体で過大評価となる。その原因は明確ではないが、必ずしも実験の最大付着応力がそのせん断応力下での付着強度を発現したものであるとは限らないことや、これらの試験体では、各段主筋間の距離がかなり接近しており、たばね鉄筋における有効周長の減少と同様な現象が起きていた可能性がある。

4.2 多段配筋梁の付着割裂破壊を考慮したせん断耐力の評価

3.2節より多段配筋になると、付着応力比が各段の鉄筋間距離に比例せず、内側段の主筋の付着応力が鉄筋間距離の比率より小さくなるのがわかった。鉄筋の付着力は、せん断抵抗機構の中でのトラス機構の力に相当するため、各段主筋の付着力の大きさを適切に定量化することが、付着破壊によるせん断耐力を評価することには必要となる。しかし、その比率は付着ひび割れ発生後の繰り返し変形によるコンクリートと鉄筋の間の付着剛性の低下と密接な関係があり、その比率を正しく求めることは容易ではない。そこで、実用的な方法として、4.1節で提案した評価方法に塑性理論の考え方を導入し、最大耐力時の各段の付着応力分布を決定することを特徴とした、

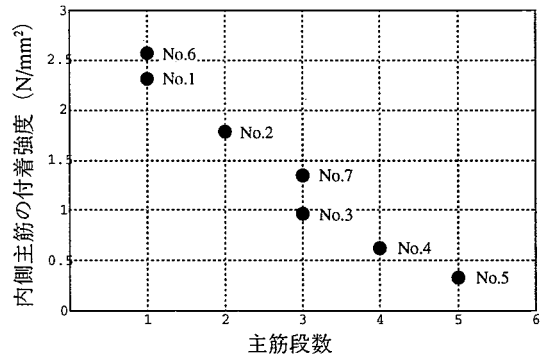


Fig. 8 内側主筋の付着強度と主筋段数 Bond Stress of Innermost Layer Reinforcement -Reinforcement Layer Number Relation

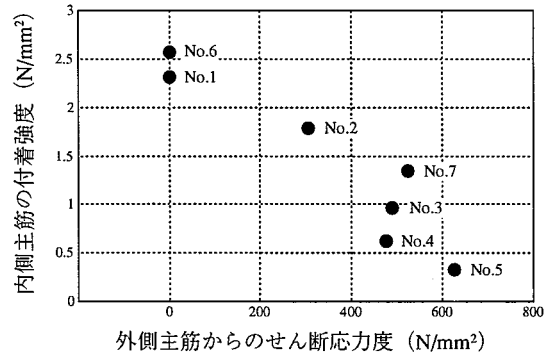


Fig. 9 内側主筋の付着強度と外側主筋からのせん断応力度 Bond Stress of Innermost Layer Reinforcement -Shear Stress in Concrete Relation

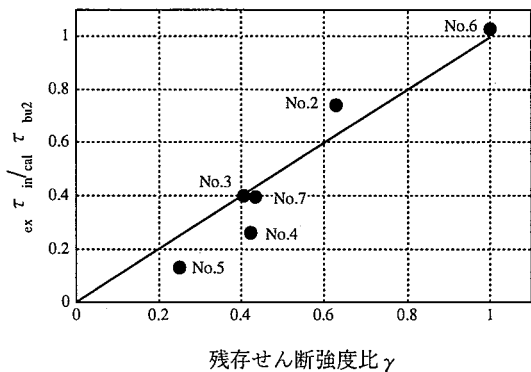


Fig. 10 基準付着強度に対する内側主筋の付着強度比と残存せん断強度比 $\tau_{in}/\tau_{bu2} - \gamma$ Relation

主筋の付着破壊を考慮したせん断耐力評価法を導いた。以下にその評価法を示す。

トラス機構せん断力は、各段の主筋付着応力を用いると次式より求められる。

$$Q_t = \sum \tau_i n_i \phi_i j_i \quad \text{----- (7)}$$

- Q_t : トラス機構せん断力

- j_i : i段筋間距離

\sum : 内側主筋を含む全段の鉄筋に対する総和外側段の主筋の付着応力が大きくなるほど、その内側段の主筋の付着応力が低下することになるが、式(7)によ

ると外側段の主筋ほど鉄筋間距離が長くなるため、外側段主筋の付着応力が高い方がせん断力が高くなることになる。塑性理論より、最大荷重を得る付着応力分布が与えられるとすれば、最大荷重時の*i*段筋の付着応力 τ_i は、以下の式(8)~式(13)より、外側段の主筋から順に求めることができる。

$$\tau_1 = \tau_{bu1} \quad \text{----- (8)}$$

τ_{bu1} : 靱性指針を用いた1段目主筋の付着割裂強度で、次式となる。

$$\tau_{bu1} = \alpha_1 \{ (0.086b_{si} + 0.11) \sqrt{\sigma_B + k_{st}} \} \quad \text{----- (9)}$$

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$$

$$b_{si} = \frac{(b - n_1 d_b)}{n_1 d_b}$$

$$b_{ci} = \frac{\{ (\sqrt{2(d_{cs} + d_{cl})} - d_b) \}}{d_b}$$

n_1 : 1段目主筋の本数, d_{cs} : 側面かぶり厚さ, d_{cl} : 底面かぶり厚さ, k_{st} : 横補強筋の効果で次式による。

$$k_{st} = (56 + 47 \frac{N_w}{n_1}) (b_{si} + 1) p_w \quad (b_{ci} \geq b_{si} \text{のとき})$$

$$= \frac{146 A_w}{d_b S} \quad (b_{ci} < b_{si} \text{のとき})$$

N_w : 1組の横補強筋の足数, S : 横補強筋間隔次に、2段筋の付着応力 τ_2 は次式となる。

$$\tau_2 = \gamma_2 \tau_{bu2} \quad \text{----- (10)}$$

γ_2 : 2段筋位置での残存せん断強度比で次式となる。

$$\gamma_2 = \frac{\tau_{cu} - \tau_1 n_1 \psi_1 / b}{\tau_{cu}} \quad \text{----- (11)}$$

ψ_1 : 1段筋一本の周長

そして、一般化された*i*段筋の付着応力は、次式と表現される。

$$\tau_i = \gamma_i \tau_{bu2} \quad \text{----- (12)}$$

γ_i : *i*段筋位置での残存せん断強度比で次式となる。

$$\gamma_i = \frac{\tau_{cu} - \sum_{k=1}^{i-1} \tau_k n_k \psi_k / b}{\tau_{cu}} \quad \text{----- (13)}$$

以上の式(8)~式(13)より、全段主筋の付着応力が算出でき、これらの値を式(7)に挿入することにより、最大荷重時のトラス機構せん断力 Q_i が求められることになる。なお、 γ_i が負となる場合は、コンクリートがせん断破壊したことになるため、適用範囲外とする。

一方、付着破壊を考慮したせん断耐力は、靱性指針によると、付着作用によるトラス機構とアーチ機構の足し合わせで評価されている。ここでは、その付着作用に関連する項に式(8)~式(13)による各段主筋の付着応力を用いた式(7)を挿入することで、*i*段配筋された多段配筋梁の付着破壊を考慮したせん断耐力を、次式で評価することにする。

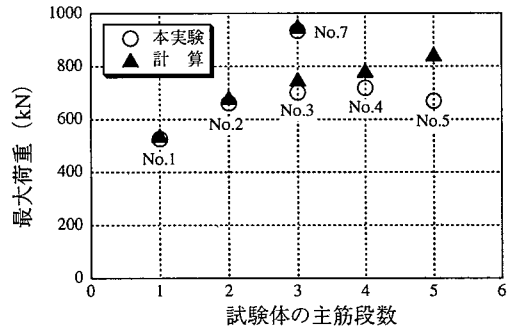


Fig. 11 提案したせん断耐力式の実験との対応
Comparison of Calculated and Experimental Values in This Tests

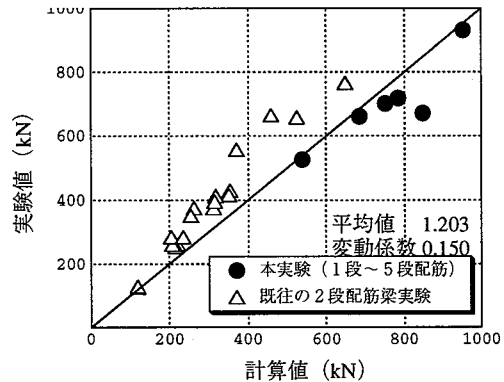


Fig. 12 提案したせん断耐力式の既往の2段配筋梁実験と本実験との対応
Comparison of Calculated and Experimental Values in This Tests and Previous Experiments

$$V_{bu} = \sum_{k=1}^i \tau_k n_k \psi_k + (\nu \sigma_B - \frac{2.5 \sum_{k=1}^i \tau_k n_k \psi_k}{\lambda b_e}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad \text{---- (14)}$$

Fig. 11に付着破壊した試験体の最大荷重と式(14)による計算値の比較を示す(ただし、No.6は特殊な配筋なので除外した)。No.5を除き、その対応は比較的よく、主筋段数の増加に対する荷重の上昇と、筋量による荷重の違いをよく評価できている。No.5で過大側評価となった原因としては、前述したように、各鉄筋段の距離が小さかったことによる有効周長の減少が考えられる。

Fig. 12に付着破壊した既往の2段配筋梁データと本実験を並記した実験値と計算値の比較を示す。全データの平均が1.203、変動係数が0.150であるが、既往の実験の方がやや過小側の評価を与える傾向となった。

5. 付着設計

靱性指針による付着設計は、終局限界状態における主筋の設計用付着応力度が付着信頼強度を下回ることを原則とし、その付着強度の確保ができない場合は、設計用作用せん断力が付着破壊を考慮したせん断信頼強度を下回ることを確認すれば、付着強度を確保しなくてよいとしている。一方、3.2節に述べたように、主筋段数が多くなると、部材方向に対する一部の区間で付着力の向きが通常と逆に作用する場合がある。設計用付着応力度は、付着力の向き及び大きさが一定である設計区間を設ける

ことにより算定されているが、本研究対象の梁については、設計区間における付着の向きと大きさが一定と仮定することが困難と判断される。以上より、その付着設計は、せん断力に対する検定のみで行なうことが、現段階では適当と考えられる。よって、曲げ耐力から求められる設計用せん断力が、式(14)によるせん断耐力を下回ることが、設計の条件となる。本実験で曲げ降伏が先行し、付着破壊が起きなかったNo.8の式(14)による耐力は762kNであるが、これは曲げ耐力の計算値と実験の最大荷重を上回っており、付着に対するせん断設計がされていたことになる。

なお、本実験の試験体は、主筋の径と本数が全段で同一であり、それらが異なる場合の検証はされていない。よって、4章で提案した評価法も径と本数が全段で同一の場合に限るべきと考える。また、たばね鉄筋としての有効周長の減少を起こさないように、各段主筋間の距離を十分にとる必要がある。

6. まとめ

本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 付着割裂破壊は、主筋段数に関係なく、最も内側の主筋位置で起き、サイドスプリット型の破壊となる。
- 2) 内側主筋の付着割裂強度は、1段筋の付着割裂強度よりも低く、主筋段数が増えるほど低下する。
- 3) 部材の付着割裂耐力は、主筋段数が増えるほど上昇する傾向にあるが、主筋段数が多くなると頭打ち傾向となる。本実験では4段配筋まで耐力の上昇が認められた。
- 4) 多段配筋の場合でも肋筋を増やすことによって、主筋の付着割裂強度と部材としての付着割裂耐力を向上させることができる。
- 5) 5段配筋の場合でも、曲げ耐力を上回る付着割裂耐力が確保されれば、付着破壊を起こさず、曲げ降伏型の良好な履歴ループが得られる。
- 6) 内側主筋の付着割裂強度は、外側鉄筋からのせん断力の影響により低下するものと考えられ、割裂面での残存せん断強度比という概念を取り入れることで、多段配筋梁内側主筋の一般化された付着割裂強度式を提案した。
- 7) 上記付着割裂強度と塑性理論の考え方をを用いて各段主筋の付着応力を求めることを特徴とする、多段配筋梁の付着破壊を考慮したせん断耐力式を提案した。提案式は、主筋段数の増加による耐力の上昇を適切に評価することが可能である。

[付録]

推定されるトラス機構の概念をFig. 13に示す。部材中央から引張主筋側の領域の3段筋の上下のトラス機

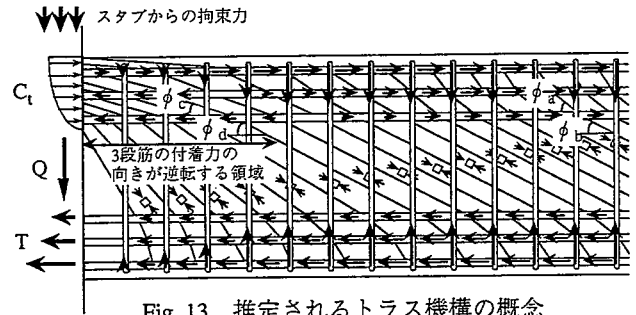


Fig. 13 推定されるトラス機構の概念
Concept of Assumed Truss Mechanism

構角度が、図に示すように $\phi_s > \phi_b$ の関係にあれば、双方の横方向成分の合力は左方向となる。よってその付着力は曲げ作用に対して順方向の右向きとなる。一方、圧縮主筋側の領域では端部の剛なスタブによる上下方向の拘束を受ける影響で、トラス機構角度は $\phi_c < \phi_s$ となるため、3段筋の付着力の向きは左向きとなる。この付着力の向きが曲げ作用の方向と逆になる領域は、主筋位置が断面中央側にあるほど中央側に長くなると考えられる。5段配筋試験体などの圧縮主筋側領域で、内側の主筋の付着力が逆方向だったことが、以上の理由で説明できる。

参考文献

- 1) 狩野, 他: 二段配筋における内側主筋位置での付着割裂破壊 (その1) 実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演集, (1993)
- 2) 大屋戸, 他: 2段配筋を有する鉄筋コンクリート梁の付着性状, コンクリート工学論文集, コンクリート工学協会, Vol.15-2, (1993)
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, (1997)
- 4) 大屋戸, 他: 高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 (その6: 梁の靱性能に関する研究), 日本建築学会大会学術講演集, (1992)
- 5) 増田, 他: 二段配筋梁部材の付着割裂破壊に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演集, (1996)
- 6) 松原, 他: 二段配筋されたRC梁の付着割裂破壊, コンクリート工学論文集, コンクリート工学協会, Vol.13-2, (1991)
- 7) 古川, 他: 高強度鉄筋コンクリート梁の付着割裂破壊, コンクリート工学論文集, コンクリート工学協会, Vol.14-2, (1992)
- 8) 永井, 他: 高強度材料を使用した高層RC造短スパン梁の実験的研究, コンクリート工学論文集, コンクリート工学協会, Vol.17-2, (1995)