T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	付着長さの異なる引張鉄筋群の付着耐力に関する実験研究
Title(English)	Experimental Study on Bond Strength of Tension Reinforcing Bars of Different Development Lengths
著者(和文)	西村 康志郎, 大西 直毅
Authors(English)	KOSHIRO NISHIMURA, Naoki Onishi
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 743, pp. 155-165
Citation(English)	, Vol. 83, No. 743, pp. 155-165
発行日 / Pub. date	2018, 1
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

付着長さの異なる引張鉄筋群の付着耐力に関する実験研究

EXPERIMENTAL STUDY ON BOND STRENGTH OF TENSION REINFORCING BARS OF DIFFERENT DEVELOPMENT LENGTHS

西村 康志郎*，大西 直毅**

Koshiro NISHIMURA, and Naoki ONISHI

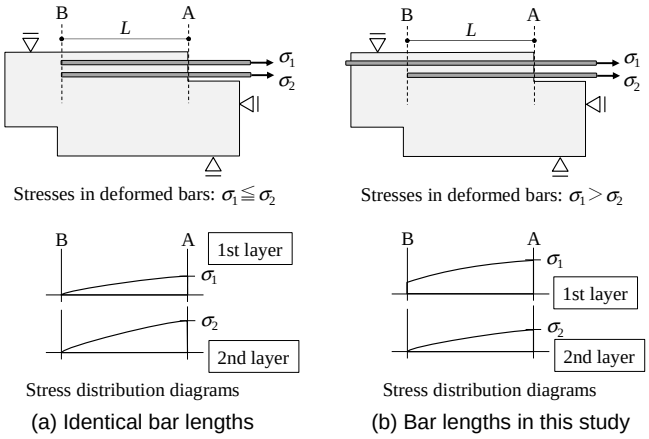
Pull-out tests of reinforcing bars of different development lengths were carried out. The specimens were intended for the condition in R/C beams including cut-off bars. As a result, the following conclusions can be drawn: total bond force reaches its peak before the peak of bond stress of a short length bar or at the same time; therefore it is reasonable in design to evaluate the total bond capacity; effects on the capacity of increasing shear reinforcement in single and double layered bars were almost the same; the capacity of different length bars was smaller than that of identical length bars.

Keywords: *reinforced concrete, deformed bar, bond splitting, double layer, cut-off*

鉄筋コンクリート，異形鉄筋，付着割裂，2 段配筋，カットオフ

1. 序

鉄筋コンクリート部材内の異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究は数多くあり、例えば、本会の鉄筋コンクリート構造計算規準[1)]（以下、RC 規準）の評価式は藤井らの研究[2)]、鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針[3)]（以下、靭性保証型指針）の評価式は前田らの研究[4)]に基づいており、角らも付着強度評価式を提案している[5)]。これらの評価式は 1 段配筋を基本としており、RC 規準と靭性保証型指針[3)]では、2 段目鉄筋の付着強度は 1 段目に対して 0.6 倍に低減している。これは、1 段目の付着応力が 2 段目位置の付着割裂面に作用し、2 段目の見かけの付着強度が低くなるためで、実験による知見が十分でないことなどを理由に、一律に 0.6 倍の低減係数が設けられた。ただし、2 段配筋についても、直線定着された鉄筋群の引抜実験研究が、例えば大屋戸ら[6)]、狩野ら[7) 8)]、から報告されている。對比地ら[9)]は 2 段目鉄筋の付着強度評価式を提案しているが、1 段目鉄筋から伝達される 2 段目割裂面のせん断応力度を定める必要があり、設計で 1 段目の付着力を想定することは難しい。既往の実験の多くは、2 段目鉄筋数が 1 段目以上の試験体を計画しており、2 段目鉄筋への引張力は 1 段目以上の加力となっている。田畑ら[10)]は、1 段目鉄筋数を 2 段目以上となる試験体を用い、単純梁形式で鉄筋群の引抜実験を行っているが、1 段目の付着応力度は 2 段目と同等かそれ以下の結果となり、1 段目の付着応力度のほうが高いときの 2 段目鉄筋の付着強度の実験結果はほとんどない。また、これらの実験は、Fig.1(a)のように、それぞれの試験体内では全鉄筋の付着長さが同一である。



(a) Identical bar lengths　　(b) Bar lengths in this study

Fig.1 Pull out test of steel bars

一方、梁部材ではカットオフ筋と通し筋が混在している場合がある。つまり、カットオフ位置断面では通し筋に引張応力が生じている状態である。近年、2 段配筋 RC 梁部材の曲げせん断実験により、全て通し筋の試験体では 2 段目の付着強度は 1 段目よりも低いが、1 段目が通し筋で 2 段目がカットオフ筋の場合、そのカットオフ筋は Fig.1(a)の実験で確認される付着強度よりも高い強度を発揮することが指摘されている[11) 12)]。この原因は Fig.2 のように説明できる。Fig.2 は、(a)図のような曲げモーメントを受ける梁について、配筋とスパン内の鉄筋軸応力を示しており、(b)図は 2 段とも通し筋、(c)図は 1 段目が通し筋で 2 段目はカットオフされている。Fig.2(b)と(c)を比較すると、1 段目鉄筋の区間 A-B の付着応力（鉄筋軸応力の勾配）は、2 段目がカットオフされることで小さくなり、代わりにカットオフされた 2 段目

*　北海道大学大学院工学研究院　准教授・博士（工学）　Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Hokkaido University, Dr. Eng.

**　東京大学大学院工学系研究科　助教・博士（工学）　Assist. Prof., School of Engineering, The University of Tokyo, Dr. Eng.

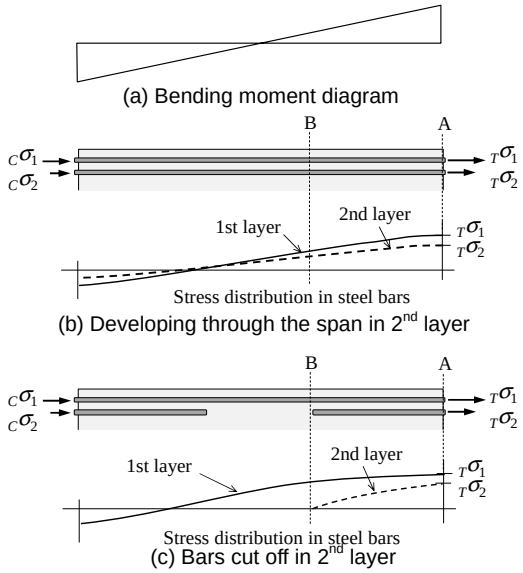


Fig.2 Difference of stresses in steel bars due to cut-off

鉄筋の付着応力が大きくなる。つまり、2 段目がカットオフ筋の場合は、1 段目から 2 段目の付着割裂面に伝達される付着応力が小さいため、2 段目鉄筋は高い付着強度を発揮すると考えられる。これらの付着性状を踏まえ、筆者らは梁の付着強度を鉄筋全体の引張力として評価する方法を提案した [13)]。この方法は、梁のせん断耐力評価に用いることを想定しており、多段配筋や鉄筋のカットオフにも対応しているが、1 段配筋で一部の鉄筋がカットオフされた梁では過大評価になる場合があること、限られた実験資料を基にしているために簡易な仮定を用いた部分があること、などの課題がある。

本研究では、カットオフ筋と通し筋が混在する梁部材の鉄筋応力により近い状態を模擬した試験体を作製し、鉄筋の引抜実験を行った。Fig.1(b)に示すように、付着長さの異なる鉄筋を混在させ、1 段目の引張力は 2 段目よりも大きくなるように加力する。例えば、1 段目の付着長さが 2 段目よりも長い場合、断面 B では 2 段目鉄筋の応力は零で 1 段目鉄筋は引張応力が生じており、Fig.2(c)の区間 A-B の応力状態に近くなる。全鉄筋で付着長さが同一の試験体も作製しており、これは Fig.2(b)の応力状態を想定している。本論文は、付着破壊の性状と強度評価の考察について報告するものであり、文献 14)15)に代表される一連の研究報告に検討を加えたものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

Fig.3～5 に試験体概要を示す。供試体は 14 体で文献 2)を参考に設計した。Table1 は試験体リストで、左端の No.は供試体の番号である。供試体 1 体につき上下 2 か所の試験区間 A-B（L=500mm）があり、本論文ではこれを試験体と呼ぶ。試験体は合計 28 体である。主筋には、ねじ節の異形鉄筋 D19 を用い、1 段目に 3 本、2 段目に 2 本または 3 本配筋した。供試体の中央には、ひび割れ防止のための配筋を施し、軸筋は 6-D16（SD345）、横補強筋は 3-D10@71（SD345）とした。パラメータは、鉄筋段数（1 段配筋と 2 段配筋）、2 段目鉄筋の本数（2 本と 3 本）、せん断補強筋比（p_w=0.2, 0.4, 0.6%）、1 段目鉄筋の付着長さ（l_d=500mm, 688mm）、コンクリート強度（目標強度 F_C=21, 24, 36, 54 N/mm^2）である。せん断補強筋は、p_w=0.2%と 0.4%には D6、p_w=0.6%には D10 を用いた。付着長さは、付着除去区間を設けて調整した。付着除去区間では、パラフィンワックスを塗布して鉄筋の凹凸を無くし、その上からセロファンテープを巻いて付着を除去した。以後、l_d =500mm を短 l_d、l_d =688mm を長 l_d と呼ぶ。Fig.5 の配筋名称では、C と T は当該段の鉄筋がそれぞれ短 l_d と長 l_d、C と T の後の数字は当該段の鉄筋数を表しており、1 段目、2 段目の順に配筋を記している。例えば、T3C2 は 1 段目 3 本の長 l_d で 2 段目 2 本が短 l_d である。M3 は当該列 3 本の鉄筋で、中央のみ短 l_d で、両外側の 2 本は長 l_d である。

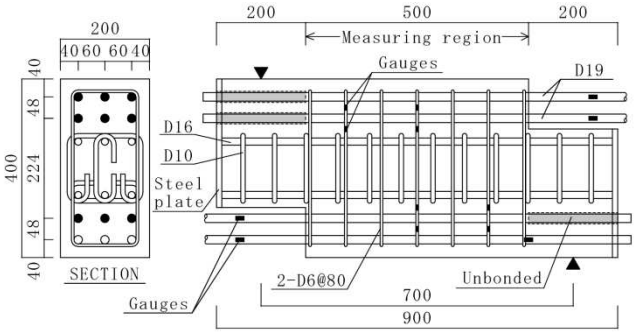


Fig.3 Dimension of specimen (p_w=0.4%)

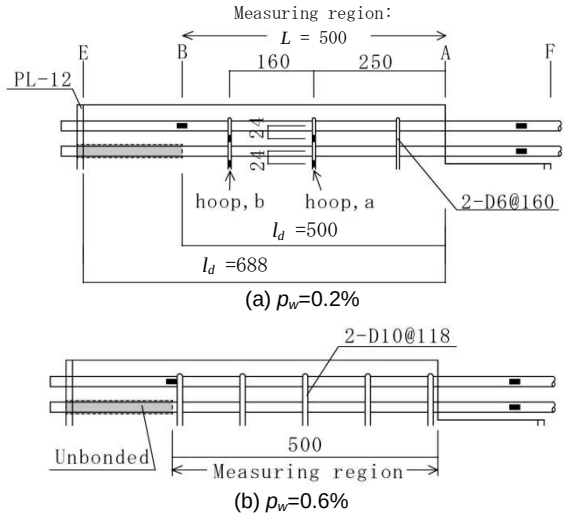


Fig.4 Bar arrangement for different p_w

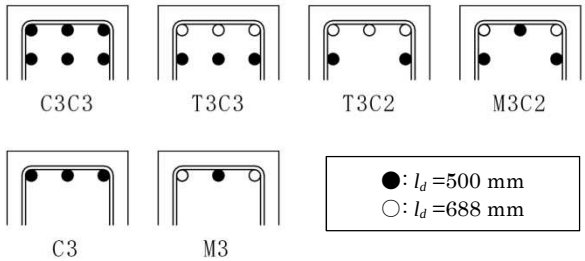


Fig.5 Longitudinal bar arrangement

鉄筋の力学特性を Table2、パラメータ一覧を Table3 に示す。Table1 の試験体名は、「せん断補強筋比; 1 段目配筋; (2 段目配筋)－目標コンクリート強度」としている。せん断補強筋比の数字は、2、4、6 がそれぞれ p_w=0.2%、0.4%、0.6%を表す。目標コンクリート強度は、F21、F24、F36、F54 はそれぞれ F_C=21, 24, 36, 54 N/mm^2 を表す。例えば 4C3C3-F24 は、p_w=0.4%、1 段目 2 段目とも 3 本ずつで短 l_d、F_C=24 N/mm^2 の試験体である。コンクリートは、最大粒径 13mm の粗骨材を用い、

Table1 List of specimens and concrete properties

No.	Name of Specimens	Concrete			
		Age[days]	σ_B[N/mm^2]	σ_t[N/mm^2]	E_c[N/mm^2]
1	2C3-F21	37	20.1	1.86	20.7 x10^3
	2M3-F21	40			
2	4C3-F21	64			
	4M3-F21	65			
3	2C3C3-F21	54	22.4	2.29	20.9 x10^3
	2T3C3-F21	55			
4	2C3C3-F24	39	25.3	2.18	22.9 x10^3
	2T3C3-F24	40			
5	2M3C2-F24	54			
	2T3C2-F24	52			
6	4C3C3-F24	47	27.3	2.50	23.0 x10^3
	4T3C3-F24	49			
7	4M3C2-F24	55			
	4T3C2-F24	56			
8	6C3C3-F24	59	26.2	2.65	23.2 x10^3
	6T3C3-F24	60			
9	6M3C2-F24	63			
	6T3C2-F24	66			
10	2C3-F36	66	37.0	3.28	27.3 x10^3
	2M3-F36	67			
11	4C3-F36	94			
	4M3-F36	95			
12	2C3C3-F36	76	37.3	2.88	28.0 x10^3
	2M3-F36m	83			
13	2C3-F54	68	52.7	2.96	30.9 x10^3
	2M3-F54	75			
14	4C3-F54	96			
	4M3-F54	97			

σ_B: Compressive strength of cylinder, σ_t: Splitting tensile strength
E_c: Secant modulus of elasticity at 1/3 strength

Table2 Mechanical properties of deformed bars

Group of specimens	Designation	Yield stress [N/mm^2]	Tensile strength [N/mm^2]	Young's modulus [N/mm^2]
F24	D6	338 *1	500	187 x10^3
	D10	348	504	189 x10^3
	D19	547	687	193 x10^3
F21 F36 F54	D6	351 *1	509	190 x10^3
	D19	705	897	190 x10^3

*1: 0.2% offset method

Table3 Parameters for test

F_C *1	Shear reinforcement ratio, p_w (spacing)		
	0.2% (D6@160)	0.4% (D6@80)	0.6% (D10@118)
21	C3C3		
	T3C3		
	C3		
	M3		
24	C3C3		
	T3C3		
	M3C2		
	T3C2		
36	C3C3		
	C3		
	M3		
	M3m *2		
54	C3		
	M3		

*1: Specified concrete strength [N/mm^2]
*2: Tension is applied to the middle bar only

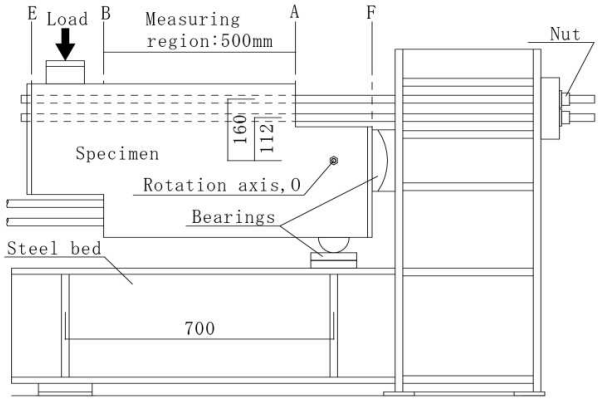


Fig.6 Loading setup

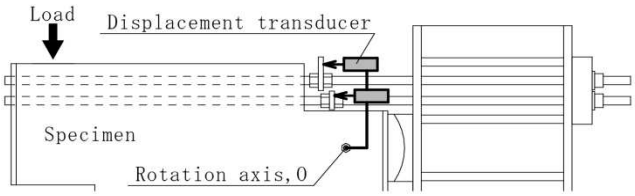


Fig.7 Diagram for measuring displacement

上端と下端の区別を無くすために、試験体側面からコンクリートを打設した。1 バッチで 2 体または 4 体の試験体を作製した。バッチ毎に、最初の試験体の前と最後の試験体の後にコンクリートシリンダー試験を行い、平均値を Table1 のコンクリート強度σ_Bとしている。

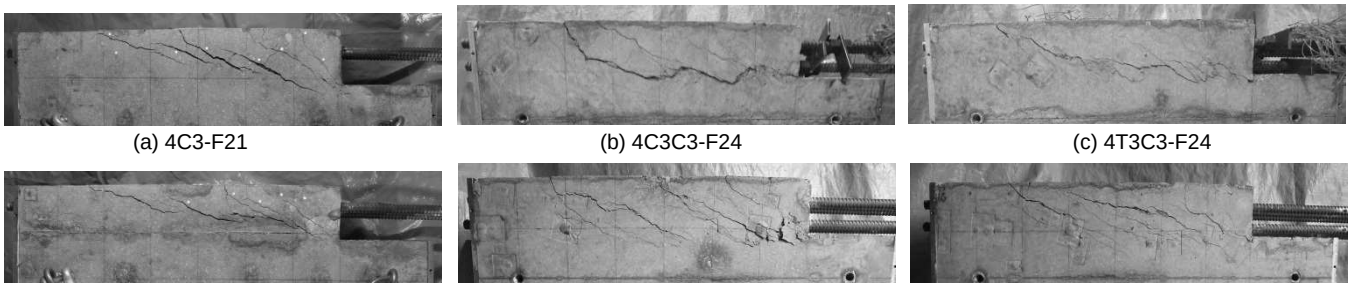
2.2 加力および測定

Fig.6 に加力装置図を示す。本実験は片持ち梁形式で、自由端側の鉛直荷重により、Fig.6 の点 O を中心に回転し、鉄筋が引き抜かれる仕組みとなっている。試験体設置時に、ねじ節鉄筋のナットを締め、全ての主筋が 5kN 程度の軸力になるように調整した。その後、鉛直に単調加力して主筋を引き抜いた。試験区間は上下あるので、一方を加力した後、上下を反転させて他方を加力した。Table1 の材齢で加力順が分かる。Fig.7 に示すように、点 O 位置に固定した治具に変位計を取り付け、ナットで鉄筋に鋼板を固定し、試験体と鋼板の相対変位を測定した。ひずみゲージは、Fig.4 に示す B 断面位置と A-F 間に、表裏 1 枚ずつ貼付した。B-E 間の付着を除去した鉄筋では、B 断面位置にひずみゲージは貼付せず、ひずみは零と考える。F24 シリーズ以外には、せん断補強筋にもひずみゲージを貼付した。Fig.4 に示すように、貼付位置は A 断面から 250mm と 410mm にあるせん断補強筋で、それぞれせん断補強筋 a および b と名付ける。主筋中心から 24mm 下の位置に、片側の辺のみに表裏 1 枚ずつ貼付した。鉄筋のひずみ度から応力度への換算には、材料試験より得られた応力－ひずみ関係を用い、比例限界を超えた後は非線形関数で補間して換算した。

3. 実験結果

3.1 荷重−代表変位関係および最終破壊性状

実験の概要を示すため、代表的な試験体について、Fig.8 に総引張荷重-代表変位関係、Photo1 に代表的な試験体の最終破壊状況を示す。代表変位 ${}_A\delta_{1ave}$ は、1 段目の外筋の鉄筋変位の平均値としており、コンクリート外の鉄筋の伸びは差し引いた。総引張力 T の算出では、Fig.4 の A-F 間に貼付したひずみゲージの測定値を用いた。Fig.8 で一



(a) 4C3-F21　(b) 4C3C3-F24　(c) 4T3C3-F24

(d) 4M3-F21　(e) 4M3C2-F24　(f) 4T3C2-F24

Photo1 Specimens after failure

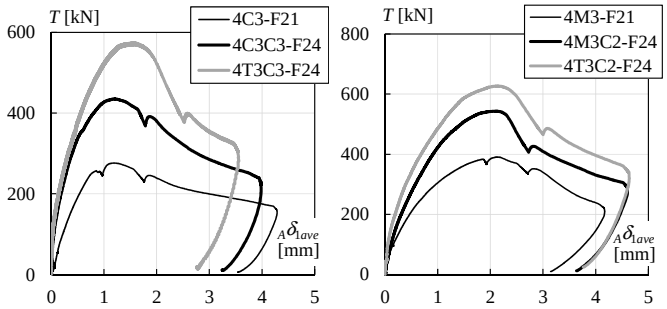


Fig.8 Total tension – pull out displacement curves

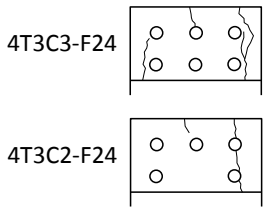


Fig.9 Cracks on surface A at maximum tension load

Photo2 Surface A of 6M3C2-F24 after failure

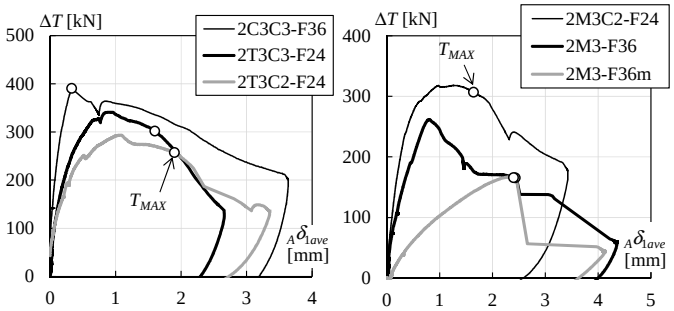


Fig.10 Total bond force – pull out displacement curves

時的に荷重が低下している箇所は、試験機の鉛直変位を止めてひび割れを観測したためである。その後、変位を増大させ、最大荷重の 6 割以下に荷重が低下した後に除荷した。ただし、主筋が降伏した試験体では、最大荷重の 6 割に低下する前に除荷した。Fig.9 と Photo2 は試験体の A（Fig.4 参照）での表面の損傷を示しており、試験体 4T3C3-F24 と 4T3C2-F24 の最大荷重時のひび割れ図と、試験体 6M3C2-F24 の最終破壊の写真を示している。Fig.9 に示すように、2 段配筋の試験体は、最大荷重時には 1 段目と 2 段目の外筋付近に縦方向のひび割れが生じたものが多く、Photo2 のように試験体の A での表面が盛り上がるような破壊性状を示した。

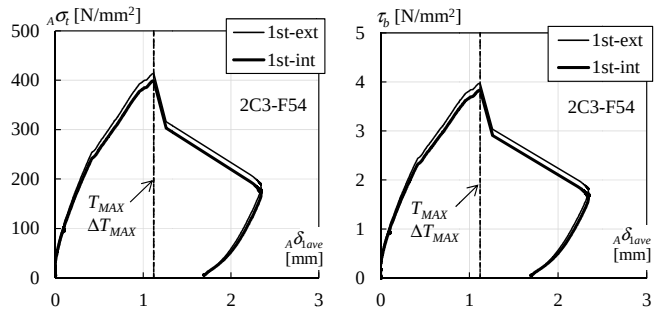
文献 13)では、梁部材の付着強度を、鉄筋 1 本毎ではなく、鉄筋群全体で評価するほうが合理的であることを指摘している。ここでは、試験区間 A-B に配置された全鉄筋の引張力差ΔTに着目する。ΔTは、断面 A と断面 B（Fig.4）の引張応力度をそれぞれ $_A\sigma_t$ と $_B\sigma_t$ とし、その差 $_A\sigma_t - {}_B\sigma_t$ に公称断面積を乗じて鉄筋毎の引張力差を算出し、その和としている。以後、ΔT を A-B 間の総付着力と定義する。Fig.10 は、代表的な試験体のΔT と代表変位 $_A\delta_{1ave}$ の関係を示している。曲線上の○印は総引張力 T が最大となった点である。Fig.10 より、全鉄筋の付着長さが同一な C3C3 シリーズでは T の最大とほぼ同時にΔT も最大となっており、C3 シリーズも同様であった。異なる付着長さの鉄筋が混在する試験体では、ΔT が最大となった後に T が最大となった。試験体 2M3-F36m は、1 段配筋で中筋が短 l_d 鉄筋の試験体であるが、1 段目鉄筋の V ノッチスプリット破壊の性状を把握する目的で、中筋のみ引張加力した試験体であり、断面 B で外筋に若干のひずみが生じるものの、T とΔT の最大はほぼ等しく、ほぼ同時であった。

3.2 鉄筋の引張応力と付着応力

代表的な試験体について、各鉄筋の断面 A での引張応力度 $_A\sigma_t$ と、試験区間 A-B の付着応力度τ_bを Fig.11～16 に示す。横軸は代表変位 $_A\delta_{1ave}$ である。鉄筋の引張応力度と付着応力度は、1 段目（1st）と 2 段目（2nd）、両外筋の平均値（ext.）と中筋（int.）の結果をそれぞれ示しており、例えば 2nd-ext は 2 段目両外筋の平均値の結果を表す。

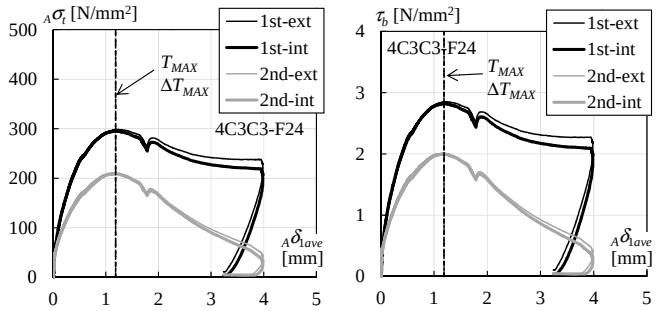
付着応力度τ_bは、A-B 間の応力度の差 $_A\sigma_t - {}_B\sigma_t$ に公称断面積を乗じたものを A-B 間の鉄筋表面積で除して算出している。T_{MAX} は断面 A における総引張力 T の最大値、ΔT_{MAX} は引張力差ΔT の最大値で、図ではその時の変位を破線と点線で示している。なお、1 段目と 2 段目の引張力差をそれぞれΔT_1 とΔT_2 とし、2 段目に対する 1 段目の比率 $\Delta T_1/\Delta T_2$ を付着力比と定義する。付着長さが全て等しい C3 シリーズや C3C3 シリーズでは、Fig.11 と Fig.12 のように、全鉄筋で引張応力度と付着応力度がほぼ同時に最大に達して破壊に至っている。1 段配筋では p_w が低いほど、またコンクリート強度の高いほど、Fig.11 のように最大応力後に急激な応力低下を示した。2 段配筋の試験体は F21 と F24 シリーズであり、比較的コンクリート強度が低く、Fig.12 のように比較的緩やかに応力が低下した。

M3 シリーズは鉄筋 3 本の 1 段配筋で、中央が短 l_d 鉄筋である。加力を進めると先ず両外筋の A-B 間の付着応力度τ_b が低下し始め、これと同時にΔT_{MAX}となるが、外筋の断面 A での引張応力度は上昇する。これは、Fig.17 に示すように、ひび割れが断面 B 付近まで発生し、ひび割れの少ない断面 B から先（Fig.4 の B-E 間）で付着が生じるためである。Fig.17 は、試験体 2M3-F36 について、ΔT_{MAX} 前後のひび割れ状況と断面 A と B における鉄筋応力度を示しており、Fig.17(a)と(b)の変位は、Fig.13 の①と②の○印にそれぞれ対応している。両外筋の A-B 間の付着応力度τ_bが低下した後、中筋のτ_bが最大となり、その後、両外筋のτ_bが再び上昇する傾向が見られた。Fig.13(b)の①以降に両外筋では B-E 間でも付着が生じ始め、その後ΔT_{MAX}に達する。ΔT_{MAX}か



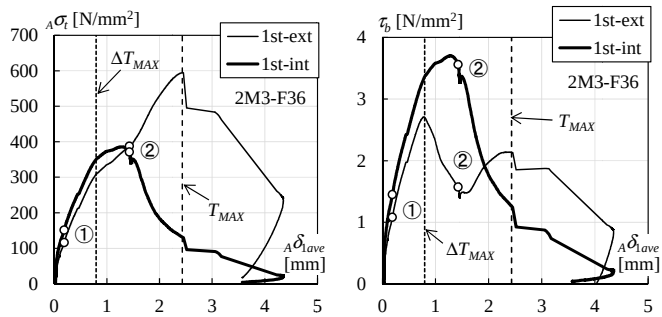
(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.11 Stresses in the specimen 2C3-F54



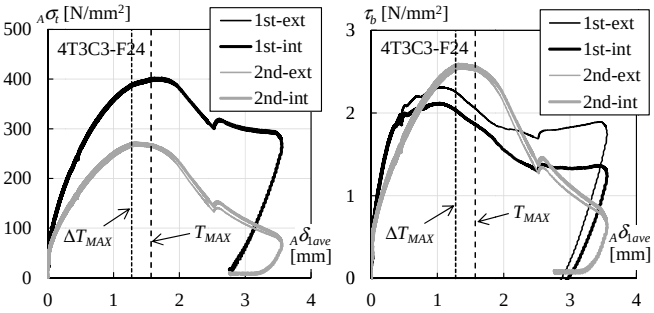
(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.12 Stresses in the specimen 4C3C3-F24



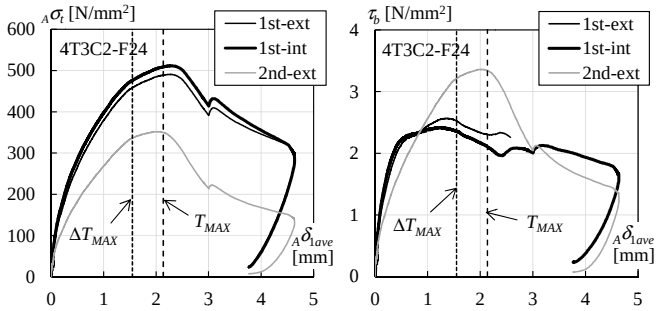
(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.13 Stresses in the specimen 2M3-F36



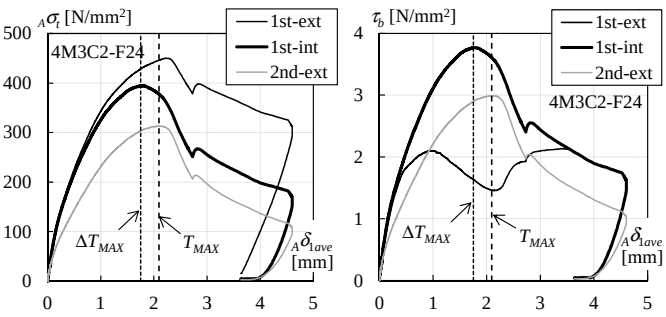
(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.14 Stresses in the specimen 4T3C3-F24



(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.15 Stresses in the specimen 4T3C2-F24



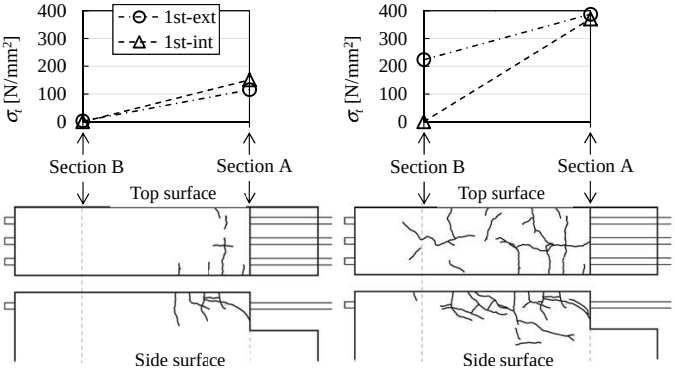
(a) Tensile stress at section A (b) Bond stress between A-B

Fig.16 Stresses in the specimen 4M3C2-F24

ら②の間で、両外筋では A-B 間よりもひび割れの少ない B-E 間で付着応力が上昇した結果、A-B 間でのτ_bが一度低下するが、②以降に再びτ_bが上昇したため、両外筋はΔT_{MAX}のときに A-B 間で付着破壊に至っていないことが分かる。つまり、Fig.13 の②では、中筋単体の付着破壊が生じたと判断でき、その後の応力再分配で両外筋のτ_bが再び上昇したものと考えられる。鉄筋の T_{MAX} は、中筋のτ_bが低下した直後に迎えた試験体と、再び上昇した両外筋のτ_bが低下するときに迎えた試験体の 2 通りが観測された。

1 段目が長 l_d 鉄筋で 2 段目が短 l_d 鉄筋の T3C3 シリーズと T3C2 シリーズは、2 段目鉄筋数が 3 本と 2 本で異なるが、$_A\sigma_t$ とτ_bの挙動は概ね同様であった。Fig.14 と Fig.15 の(b)図のように、τ_bは先ず 1 段目鉄筋で低下し始め、その後 2 段目鉄筋のτ_bが最大を迎え、その直後あるいは同時に T_{MAX} となった。ΔT_{MAX} は 1 段目τ_bのピークと 2 段目τ_bのピークの間であった。

M3C2 シリーズは多量なカットオフを想定した試験体で、1 段目 3 本と 2 段目 2 本のうち、1 段目両外筋が長 l_d でそれ以外は短 l_d 鉄筋である。Fig.16(b)のように、τ_bは先ず 1 段目両外筋で低下し、1 段目中筋のτ_bが最大を迎え、このときにΔT_{MAX}となる。その後、2 段目鉄筋



(a) Before ΔT_{MAX} at ① (b) After ΔT_{MAX} at ②

Fig.17 Development of cracks and stresses (2M3-F36)

の付着応力度が最大となり、T_{MAX} はそれと同時かその直前であったが、1 段目両外筋のτ_bは再び上昇した。1 段目両外筋のτ_bの挙動は、前述の M3 シリーズと同様に、最初のτ_b低下では付着破壊に至っておらず、1 段目中筋と 2 段目鉄筋の付着破壊後の応力再分配により、τ_bが再び上昇したものと考えられる。

A-B 間の総付着力ΔTについて総括すると、長 l_d 鉄筋の A-B 間の付着応力度の低下開始から、短 l_d 鉄筋の付着応力度の最大となる前か最大と同時にΔTが最大となった。Fig.17 に示すように、断面 B 付近までのひび割れが伸展し、長 l_d 鉄筋ではひび割れの少ない断面 B より先（Fig.4 の B-E 間）で付着応力度が上昇することで A-B 間の付着応力度が低下するが、付着破壊には至っていない。その後、短 l_d 鉄筋の付着剛性低下が進行したとき、あるいは短 l_d 鉄筋の最大付着応力度を迎えたときにΔTが最大となる。つまり、ΔT_{MAX}は A-B 間の損傷による A-B 間の総付着力の限界と言える。

3.3　せん断補強筋の引張応力度

Fig.18 は、せん断補強筋の引張応力度σ_wと代表変位 ${}_A\delta_{1ave}$の関係を示したものである。ひずみゲージの位置は、Fig.4(a)に示すせん断補強筋 a と b で主筋中心から 24mm 下方である。Fig.18 で、例えば a-1st は補強筋 a の 1 段目下の位置の結果である。本実験では、供試体の上下で試験区間がある。Table4 はせん断補強筋の最大ひずみ度を示してもので、0.2%耐力時のひずみ度を超えたものは「Y」とし、立体は先に加力した試験体、イタリック体は後に加力した試験体を表す。せん断補強筋の比例限度は 1400μ程度である。先の加力によって反対側の試験区間でもせん断補強筋に残留ひずみが生じる可能性もあるが、反対側のひずみ度は計測していないので定かでない。ただし、試験体表面を見る限り、後で加力する試験区間に先の加力によるひび割れは確認されなかった。Fig.18 では、加力開始時のひずみ度を零としているため、後に加力した試験体の実際のひずみ度は多少高い可能性もある。例えば、Fig.18(f)の 4M3-F36 は後に加力しているため、実際は b-1st が降伏している可能性は排除できない。

Table4 Maximum strain of shear reinforcement

No.	Specimen	Strain [μ] hoop, a	Strain [μ] hoop, b	No.	Specimen	Strain [μ] hoop, a	Strain [μ] hoop, b
1	2C3-F21	Y	2893	11	4C3-F36	Y	1855
	2M3-F21	*3658*	*2939*		*4M3-F36*	*Y*	*1759*
2	4C3-F21	Y	Y	12	2C3C3-F36	Y	Y
	4M3-F21	*Y*	*2686*		*2M3-F36m*	*834*	*164*
3	2C3C3-F21	Y	Y	13	2C3-F54	Y	3704
	2T3C3-F21	*Y*	*Y*		*2M3-F54*	*3228*	*Y*
10	2C3-F36	Y	Y	14	4C3-F54	Y	Y
	2M3-F36	*Y*	*Y*		*4M3-F54*	*Y*	*2193*

* Upright type: former loaded specimen, Italic type: latter loaded specimen
* "Y" means the value is greater than the strain at 0.2% offset strength.

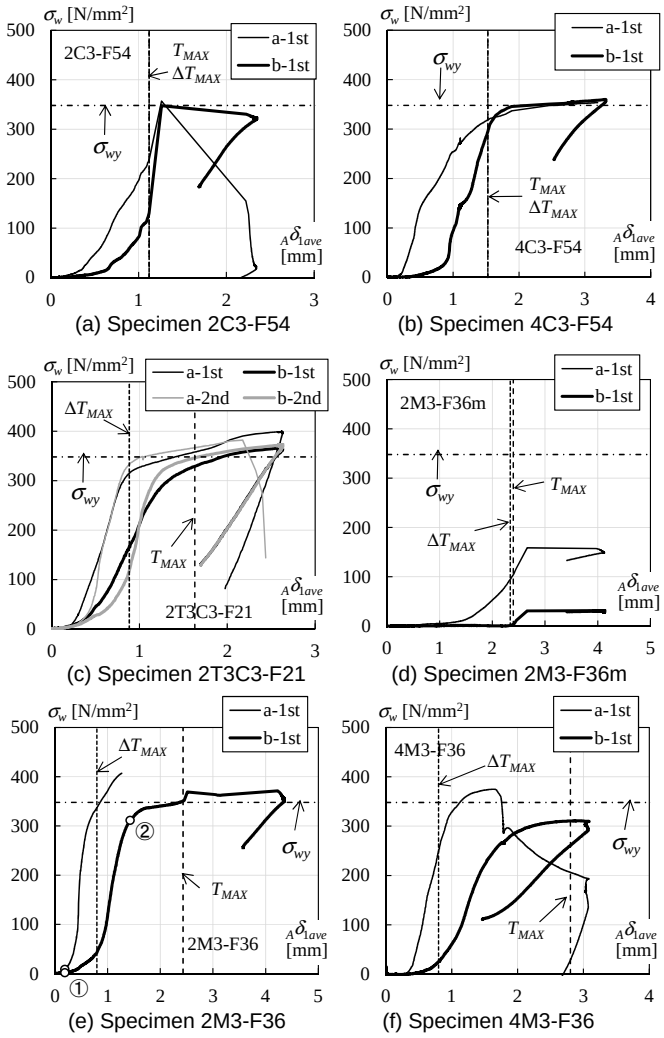


Fig.18 Stresses in shear reinforcement

せん断補強筋の応力は、ひび割れの伸展に伴って増大し始めた。Fig.17 にひび割れ図を示した試験体 2M3-F36 について、Fig.18(e)の①と②は Fig.17(a)と(b)の番号と対応しており、断面 A に近い補強筋 a で応力が増大し始め、断面 B までひび割れが伸展した②（Fig.17(b)参照）では、補強筋 a と b のいずれもひずみが大きくなっている。藤井らの実験 [2]ではせん断補強筋が降伏しなかったことが報告されているが、本実験では補強筋が降伏しており、結果が異なる。これは加力方法の違いと考えられる。藤井らの実験では鉄筋を材軸方向へジャッキで引抜く加力であるのに対し、本実験では試験体の回転に伴って、鉄筋が若干上方向へ持ち上がるので、せん断補強筋のひずみが大きかったものと考えられる。これらの補強筋ひずみとひび割れの挙動は全試験体で共通の性状である。

全鉄筋で付着長さの同一な C3 シリーズは、藤井らも指摘しているように [2]、補強筋の少ない試験体（p_w=0.2%）では T_{MAX} 時にせん断補強筋の応力が急に上昇する傾向があり、補強筋の多い試験体（p_w=0.4%）では T_{MAX} 前後での応力上昇は顕著でなくなる傾向が見られた（Fig.18(a)(b)参照）。一方、付着長さの異なる鉄筋が混在する M3 シリーズは、中筋のみ加力した 2M3-F36m ではせん断補強筋の応力増分は少なく（Fig.18(d)参照）、試験体側面のひび割れも軽微で、中筋の上方へ破壊する V ノッチスプリット型だったと考えられる。他の M3 シリーズの試験体では両隅の鉄筋も加力しているので、サイドスプリット型のように、ひび割れが試験体側面へ伸展し、せん断補強筋のひずみが上昇したものと考えられる（Fig.18(e)(f)参照）。

4.　付着強度の評価

4.1　最大強度

Table5 と Table6 に実験結果の一覧を示す。A-B 間の付着応力度の最大τ_{bMAX}について、1 段目と 2 段目（1st と 2nd）の、両外筋の平均値、中筋、内側段の鉄筋の平均値（ext.と int.と ave.）をそれぞれ示している。例えば、2nd-int.は 2 段目中筋の値で、内側段の平均値は 1 段配筋では 1 段目、2 段配筋では 2 段目の値を示している。Table6 では、それぞれの最大時の付着力比$\Delta T_1/\Delta T_2$を示している。これらの最大値到達のタイミングは、付着長さの異なる鉄筋が混在する試験体では、同一試験体でも異なる。また、区間 A-B の全鉄筋の総付着力の最大ΔT_{MAX}も併せて示している。なお、加力中に降伏した主筋があったが、全て長 l_d 鉄筋である。試験体 6T3C2-F24 は、短 l_d 鉄筋のτ_{bMAX}

前に長 l_d 鉄筋が降伏したため、検討から除外する。それ以外の試験体は、Δ T_{MAX} と短 l_d の τ_{bMAX} の前に主筋が降伏することはなかった。本章では、付着強度評価について検討する。

4.2　1 列の鉄筋数が 3 本の試験体

Fig.19(a)(b)は、C3 シリーズで p_w が 0.2%と 0.4%の試験体について、実験値と計算値を比較したものである。横軸がコンクリート強度、縦軸は鉄筋 3 本の付着応力度平均値の最大値で、実線と破線は付着強度計算値である。付着強度の計算値には、藤井・森田によるもの [2]と前田・小谷によるもの [4]で、以下、それぞれを藤井式（Fujii formula）、前田式（Maeda formula）と呼ぶ。実験値は、p_w=0.2%では藤井式に近く、p_w=0.4%では前田式に近い。コンクリート強度の効果はいずれの評価式でも実験結果の傾向を捉えているが、藤井式ではせん断補強筋の効果を過小評価する結果となった。

Fig.19(c)(d)は、2 段配筋の試験体について、2 段目鉄筋が 3 本の実験結果を示しており、付着強度時の $\Delta T_1/\Delta T_2$ による影響を比較したものである。縦軸が鉄筋 3 本の付着応力度最大値である。実線と破線は対比地らの評価式 [9]による計算値で、以下、対比地式（Tsuihiji formula）と呼ぶ。Fig.19(c)は p_w をパラメータとした C3C3-F24 シリーズと T3C3-F24 シリーズの結果で、計算値ではシリーズ毎でコンクリート強度と $\Delta T_1/\Delta T_2$ の実験値の平均を用いて算出している。Fig.19(d)では横軸をコンクリート強度としている。計算値は実験値を精度良く評価できており、文献 9)の加力比を付着力比 $\Delta T_1/\Delta T_2$ に読み替え可能であること、$\Delta T_1/\Delta T_2$ が 1.0 以上の場合でも精度が良いことが確認できた。

4.3　2 段目鉄筋数が 2 本の試験体

Fig.20 は、2 段目鉄筋数が 2 本の M3C2-F24 シリーズと T3C2-F24 シリーズの実験結果を示しており、両シリーズのコンクリート強度と $\Delta T_1/\Delta T_2$ の実験値の平均を用いた対比地式による計算値も実線で示している。両シリーズの違いは 1 段目の中筋の付着長さだが、2 段目鉄筋の τ_{bMAX} に大きな違いはなかった。また、T3C2-F24 シリーズと Fig.19(c)の T3C3-F24 シリーズの違いは 2 段目鉄筋本数だが、対比地式による計算値は、前者のシリーズでやや過大評価、後者ではやや過小評価となり、評価精度に違いが見られた。

4.4　1 段目中筋の l_d が短い試験体

Fig.21 は、M3 シリーズと M3C2 シリーズについて、1 段目中筋の τ_{bMAX} の実験値と計算値を示している。いずれのシリーズでも、1 段目 l_d は外筋が長く、中筋は短い。計算値は、破線が前田式、2 つの実線

Table5 Test results of single layered specimens

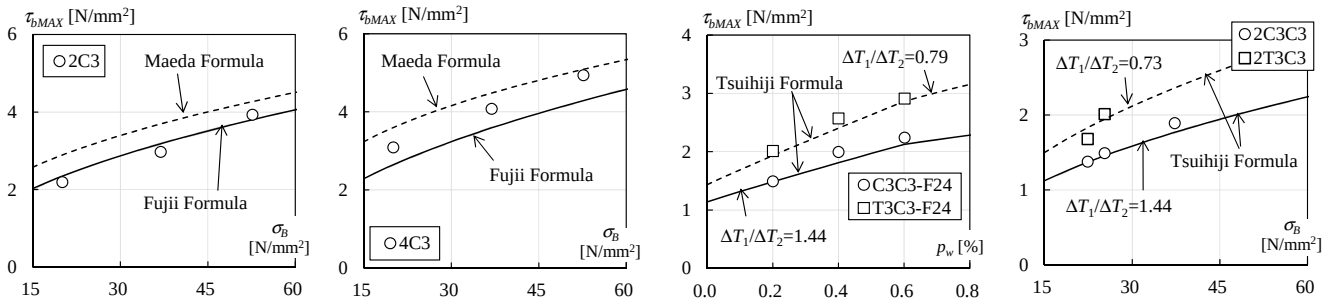
Name of Specimens	σ_B [N/mm^2]	p_w [%]	τ_{bMAX} [N/mm^2]*1 1st-ext.	1st-int.	1st-ave.	ΔT_{MAX} [kN]
2C3-F21	20.1	0.20	2.37	1.82	2.19	196
2C3-F36	37.0		2.84	3.23	2.97	266
2C3-F54	52.7		3.97	3.83	3.93	352
4C3-F21	20.1	0.40	3.10	3.07	3.09	276
4C3-F36	37.0		4.16	3.90	4.07	365
4C3-F54	52.7		5.17	4.49	4.94	442
2M3-F21	20.1	0.20	2.32	2.70	2.31	207
2M3-F36	37.0		2.71	3.70	2.92	262
2M3-F36m	37.3			5.71	1.86	167
2M3-F54	52.7		3.11	3.83	3.30	295
4M3-F21	20.1	0.40	2.49	3.83	2.78	249
4M3-F36	37.0		3.17	4.56	3.20	287
4M3-F54	52.7		3.78	5.67	4.02	360

*1: Shaded bond stresses are for the bars with long l_d of 688 mm

Table6 Test results of double layered specimens

Name of Specimens	σ_B [N/mm^2]	p_w [%]	Maximum bond stress *1 1st-ext. τ_{bMAX} [N/mm^2]	1st-ext. $\Delta T_1/\Delta T_2$	1st-int. τ_{bMAX} [N/mm^2]	1st-int. $\Delta T_1/\Delta T_2$	2nd-ext. τ_{bMAX} [N/mm^2]	2nd-ext. $\Delta T_1/\Delta T_2$	2nd-int. τ_{bMAX} [N/mm^2]	2nd-int. $\Delta T_1/\Delta T_2$	2nd-ave. τ_{bMAX} [N/mm^2]	2nd-ave. $\Delta T_1/\Delta T_2$	ΔT_{MAX} [kN]	$\Delta T_1/\Delta T_2$
2C3C3-F21	22.4	0.20	2.20	1.61	2.22	1.61	1.37	1.60	1.39	1.61	1.37	1.61	321	1.61
2C3C3-F24	25.3		2.09	1.40	2.07	1.40	1.49	1.40	1.49	1.40	1.49	1.40	321	1.40
2C3C3-F36	37.3		2.20	1.31	3.01	1.31	1.92	1.31	1.83	1.31	1.89	1.31	390	1.31
4C3C3-F24	27.3	0.40	2.85	1.43	2.82	1.42	1.99	1.42	2.00	1.42	1.99	1.42	435	1.42
6C3C3-F24	26.2	0.60	3.37	1.50	3.31	1.50	2.22	1.49	2.28	1.49	2.24	1.49	503	1.50
2T3C3-F21	22.4	0.20	1.52	1.16	1.75	1.42	1.61	0.71	1.81	0.73	1.68	0.71	273	1.01
2T3C3-F24	25.3		2.00	1.04	1.88	1.19	2.00	0.77	2.03	0.75	2.01	0.75	341	0.96
4T3C3-F24	27.3	0.40	2.31	0.92	2.12	0.94	2.56	0.82	2.59	0.84	2.57	0.82	427	0.85
6T3C3-F24	26.2	0.60	2.46	0.84	2.23	0.88	2.95	0.78	2.83	0.78	2.91	0.78	470	0.81
2M3C2-F24	25.3	0.20	1.87	1.86	3.01	1.22	2.58	0.95			same as 2nd-ext.		318	1.24
4M3C2-F24	27.3	0.40	2.13	2.01	3.77	1.21	2.99	1.09					385	1.21
6M3C2-F24	26.2	0.60	2.60	1.07	3.87	1.29	3.72	0.95					443	1.12
2T3C2-F24	25.3	0.20	1.98	1.36	1.59	1.93	2.46	0.80			same as 2nd-ext.		294	1.17
4T3C2-F24	27.3	0.40	2.57	1.25	2.42	1.29	3.36	1.03					417	1.16

*1: Shaded bond stresses are for the bars with long l_d of 688 mm



(a) Single layer with p_w=0.2%　(b) Single layer with p_w=0.4%　(c) Second layer of F_c=24N/mm^2　(d) Second layer with p_w=0.2%

Fig.19 Comparison between tests and calculations for averages of bond stresses in the same layer

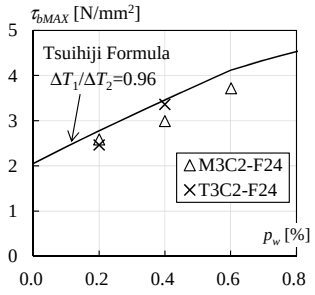
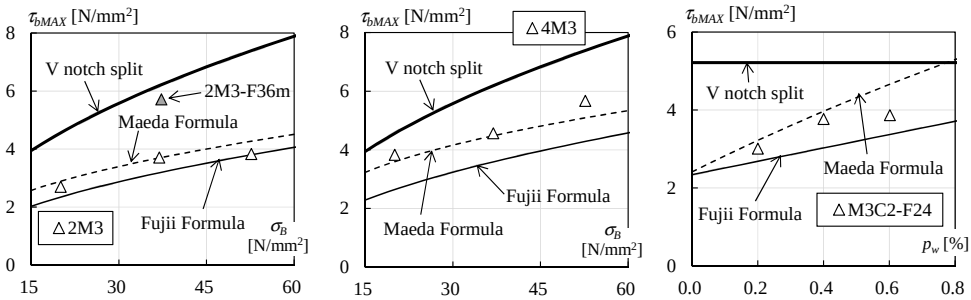


Fig.20 Averages of bond stresses in the second layer



(a) Single layer with p_w=0.2% (b) Single layer with p_w=0.4% (c) Double layer of F_c=24N/mm^2

Fig.21 Bond strength for mid bar in the extreme layer

は藤井式で、細い実線はサイドスプリット型、太い実線は V ノッチスプリット型を仮定して算出したものである。前田式はサイドスプリット型が想定されている。Fig.21(a)の 2M3-F36m は 1 段目中筋のみ引張加力した試験体で、V ノッチスプリット型の計算値に近い。他の試験体は、サイドスプリット型のように試験体側面にひび割れが伸展しており、実験値は前田式による計算値に近いことがわかる。つまり、中筋のτ_{bMAX}は両外筋の付着応力の影響を受けている。Fig.13(b)に示すように、試験区間 A-B では両外筋のτ_bは中筋のτ_bよりも小さいが、両外筋と中筋のτ_bが同程度なものが C3 シリーズ（Fig.11(b)参照）である。中筋のτ_{bMAX}は、p_w=0.2%の試験体の Fig.19(a)と Fig.21(a)から分かるように、2M3-F36m 、他の M3 シリーズ、C3 シリーズの順に低く、両外筋の A-B 間のτ_bが大きいほど中筋のτ_{bMAX}は低くなる傾向が見られる。両外筋と中筋の l_d の差がさらに大きい場合を考えると、両外筋のτ_bはより小さくなり、中筋のみ加力した 2M3-F36m の挙動に近づくと思われ、短 l_d 鉄筋の付着強度は、サイドスプリット型の計算値よりも高めになると考えられる。したがって、両外筋と中筋の l_d に差がある場合でも、V ノッチスプリット型の計算値がサイドスプリット型の計算値よりも高くなる程度に密な配筋であれば、短 l_d 鉄筋の付着強度をサイドスプリット型の計算値で評価すれば危険側にはならない。ただし、V ノッチスプリット型よりもサイドスプリット型の計算値が高くなる場合は、周囲鉄筋の影響で、V ノッチスプリット型の計算値では過大評価となる可能性があり、今後の課題である。

5. 総付着力の評価

5.1 総付着力を評価する意義

鉄筋毎の付着強度は、既往の評価式で概ね評価できることを示した。しかし、2 段配筋で 2 段目鉄筋の付着強度評価には、1 段目の付着力が既知である必要があり、設計で 1 段目の付着応力を想定することは難しい。また、部材のせん断力伝達におけるトラス作用では、部材断面のせん断応力は、総付着力およびせん断補強筋の引張力と釣合う。4 章で述べたように、総付着力の最大ΔT_{MAX}は、各鉄筋のτ_{bMAX}よりも先かそれと同時に生じるため、例えば梁部材でカットオフ筋のτ_{bMAX}時には部材断面のせん断応力が低下している可能性がある。部材のせん断耐力確保の観点より、総付着力の最大ΔT_{MAX}を評価するほうが設計では有用と考えられる。本章では総付着耐力評価について検討する。

5.2 2 段配筋におけるせん断補強筋の効果

Fig.22 は、全鉄筋が短 l_d の試験体のΔT_{MAX}を示したもので、横軸はせん断補強筋比である。1 段配筋の C3 シリーズの結果より、コンクリート強度にかかわらず、p_w の増大によるΔT_{MAX}の上昇率はほぼ等しい。2 段配筋の C3C3 シリーズでもほぼ同じ傾きであり、鉄筋段数にかかわらずせん断補強筋の効果は等しいと考えられる。一方、C3-F21 と C3C3-F24 は、コンクリート強度が同程度だがΔT_{MAX}は 2 段配筋のほうが高く、段数の違いが見られた。Fig.23 は、2 段配筋で目標コンクリート強度が等しい F24 シリーズの結果を示したもので、Fig.22 と同様に横軸は p_w である。実線は式(1)に示す試験区間 L の総付着力の計算値ΔT_{CAL}で、文献 13)式(7)を基にしている。

$$\Delta T_{CAL} = \alpha_t \left\{ 0.33\alpha\sqrt{\sigma_B} + 180\times(1.2+\gamma)p_w \right\}\times bL \tag{1}$$

$$\alpha = 1 + \frac{a_2}{a_1} \le 1.5 \tag{2}$$

$$\gamma = n\times\frac{N_w}{N} \le 1 \tag{3}$$

ここで、α_t は上端主筋に対する低減係数でα_t =0.75+σ_B/400≦1、a_1 と a_2 はそれぞれ 1 段目と 2 段目の引張鉄筋断面積、σ_B : コンクリート強度、α : 2 段配筋による修正係数、γ : 中子筋の効果を表す係数、b : 部材幅、N_w : 1 組の横補強筋の足の数、N : 引張鉄筋総数、n : 引張鉄筋の全段数である。文献 13)式(7)は、前田式を簡略化して 0.8 倍に低減した靭性保証型指針の評価式[3]を、総付着力を評価できるようにさらに簡略化したもので、修正係数αをコンクリートとせん断補強筋の負担項の両方に乗じている。文献 13)式(7)に対して式(1)～(3)は、Fig.22 の結果を反映して修正係数αをコンクリート負担項の第 1 項のみに乗じ、低減率 0.8 で除して平均値の評価式にしている。

Fig.23 より、計算値は実験値の平均と対応が良いことが分かる。ただし、l_d の異なる鉄筋が混在する試験体は C3C3 シリーズに比べてやや低い傾向があり、この点は次節で検討する。Table7 は、計算値に対する実験値の比率について、平均値と変動係数を示したもので、藤井式、前田式、對比地式については最大付着応力度、式(1)は総付着力の最大値を評価している。式(1)の評価精度は、特に M3 と M3C2 シリーズで改善されているのが分かる。なお、式(1)の基となっている靭性保証型指針の評価式は前田式を簡略化したものだが、Table7 では、前田式はやや過大評価で、式(1)の評価精度は良い。これは、靭性保証型指針において安全側の簡略化がなされた影響が大きい。

5.3 1 段目中筋の付着長さが短い場合

Fig.23 に示したように、式(1)の計算値は実験値の平均と対応が良いが、l_d の異なる鉄筋が混在する試験体の実験値は C3C3 シリーズに比べてやや低い傾向がある。ここでは、l_d の異なる鉄筋の混在の影響を検討する。

Fig.24 は、1 段配筋の C3 シリーズと M3 シリーズの実験結果を示したもので、横軸はコンクリート強度、計算値は式(1)による。図より、計算値は実験値と比較的良い対応を示しているが、C3 シリーズ

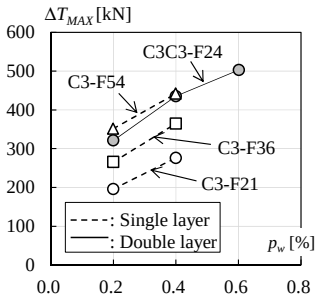


Fig.22 Effect of reinforcement on total bond force

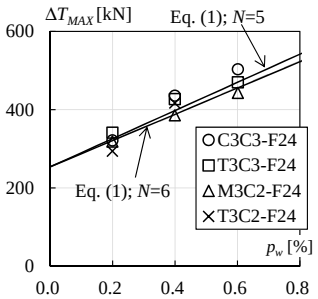
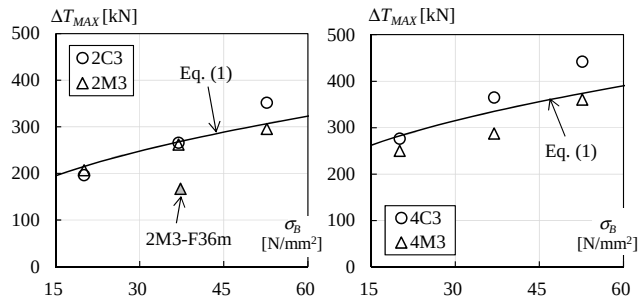


Fig.23 Maximum of total bond force for double layer

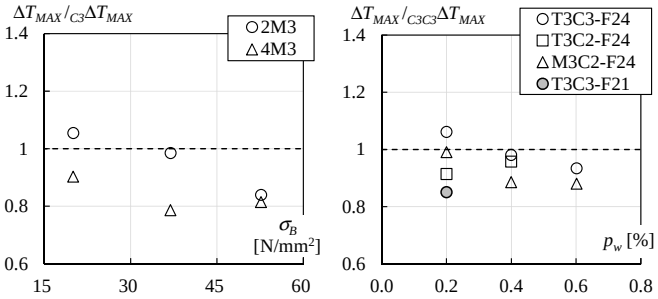


(a) p_w=0.2% (b) p_w=0.4%

Fig.24 Maximum of total bond force for single layer

Table7 Average and coefficient of variation of ratios of test value to calculation

Group	Experimental value	Calculation	Ave. of exp/cal	c.o.v.
C3C3 T3C3 T3C2	τ_{bMAX} of 2nd layer bars	Tsuihiji	0.94	0.088
	ΔT_{MAX}	Eq.(1)	1.07	0.068
C3 M3	τ_{bMAX} of mid bar in 1st layer	Fujii	1.12	0.149
		Maeda	0.92	0.130
	ΔT_{MAX}	Eq.(1)	1.03	0.094
M3C2	τ_{bMAX} of mid bar in 1st layer	Fujii	1.17	0.031
		Maeda	0.91	0.059
	τ_{bMAX} of 2nd layer bars	Tsuihiji	0.87	0.022
	ΔT_{MAX}	Eq.(1)	1.00	0.012



(a) Single layer (b) Double layer

Fig.25 Influence of different bond lengths of bars

については過小評価、M3 シリーズについては過大評価の傾向が見られる。Fig.24(a)において、2M3-F36m は中筋のみ加力した試験体で、実験値は計算値よりもかなり低い値となった。2M3-F36m のように、鉄筋が単体で引張を受けるような場合は、式(1)では評価できない。式(1)の評価対象は、サイドスプリット型の破壊のように、ひび割れが部材側面まで進展し、せん断補強筋が抵抗するような破壊である。鉄筋単体の付着破壊の防止は別途検討が必要である。全鉄筋が引張を受ける場合でも、Fig.24(b)に示すように、4M3 シリーズは 4C3 シリーズに比べて明らかにΔT_{MAX}が低下していることが分かる。

Fig.25(a)は、C3 シリーズのΔT_{MAX}に対する M3 シリーズのΔT_{MAX}の比率を示しており、異なる l_d の混在の影響を示したものである。すなわち、せん断補強筋比とコンクリート目標強度が同じで、l_d の組合せだけが異なる試験体のΔT_{MAX}の比率である。Fig.25(b)は 2 段配筋の試験体の結果であり、C3C3 シリーズのΔT_{MAX}に対する比率を示している。図より、異なる l_d の混在によりΔT_{MAX}が低下する傾向が見られ、特に 1 段目で l_d の異なる鉄筋が混在する M3 シリーズと M3C2 シリーズでその傾向が顕著で、約 80%まで低下した試験体もあった。梁部材で考えると、スパン途中で鉄筋をカットオフした場合に、総付着力が低下することでトラス作用によるせん断力伝達能力が低下する可能性がある。文献 13)において、1 段配筋梁でカットオフ筋を含む試験体の最大耐力がせん断耐力計算値よりも低かった原因の一つと考えられる。また、ACI コード [16]では、鉄筋カットオフの条件の一つに、カットオフ断面でのせん断耐力がせん断力要求値の 1.5 倍以上であることを挙げており、有効なせん断耐力確保の方法の一つと言える。

以上より、式(1)の計算値は本実験結果の平均と対応が良いが、例えば式(1)の係数を変更したものや他の評価式など、付着長さが同一な鉄筋群の総付着耐力を基準とする評価式を採用する場合は、異なる l_d が混在する鉄筋群の総付着力の評価値を低減する必要がある。一律に定数で低減する方法が考えられるが、実験データも十分でなく、具体的な方法は今後の課題である。また、式(1)は部材幅に比例して増大する形になっているが、幅の影響については今回の実験では確認できていない。他の課題として、2 段目で付着割裂破壊する時の中子筋の効果の把握や、外側鉄筋が側面かぶり方向へ割裂破壊する可能性も考える必要がある。今後これらの影響を考慮し、文献 13)の評価式の修正を含め、付着破壊防止の方法を検討する必要があると考えている。

6. 結

鉄筋群を直線定着させた試験体を作製し、片持ち梁形式で鉄筋群を引抜く実験を行った。本実験の主な特徴は、付着長さの異なる鉄筋を混在させたことと、2 段目よりも 1 段目の鉄筋の引張力を大きくしたことで、パラメータは、鉄筋段数、2 段目鉄筋の本数、せん断補強筋比、コンクリート強度、付着長さ l_d が 500mm と 688mm の鉄筋の組合せ、である。短い l_d と同じ 500mm の試験区間で付着性状と強度について考察した結果、以下の知見が得られた。

(1) 1 段配筋で、V ノッチスプリット型の付着強度計算値がサイドスプリット型の計算値よりも高くなる程度に密な配筋では、付着長さの異なる鉄筋が混在していても、付着長さの短い鉄筋の付着応力度の最大値をサイドスプリット型の計算値で評価すれば危険側にはならない。

(2) 2 段配筋では、2 段目鉄筋の付着応力度の最大値は、1 段目と 2 段目の加力比 [9]を試験区間 500mm の付着力比に読み替えることで、對比地式 [9]の計算値と良い対応を示した。

(3) 異なる付着長さの鉄筋が混在する場合、試験区間 500mm の総付着力は、付着長さの短い鉄筋の付着応力度が最大になる前か最大と同時に低下し始める。また、部材のせん断力伝達におけるトラス作用では、部材断面のせん断応力は総付着力とせん断補強筋の引張力とで釣合うため、部材のせん断耐力確保の観点より、総付

着耐力を評価する方法のほうが、設計では有用と考えられる。ただし、鉄筋単体の付着破壊の防止は別途検討が必要である。

(4) 総付着耐力は、1 段配筋よりも 2 段配筋のほうが高いが、せん断補強筋の効果については、1 段配筋と 2 段配筋で同等である。また、異なる付着長さの鉄筋が混在する場合は、全鉄筋の付着長さが同一の試験体に比べて総付着耐力は低下する。特に 1 段目の中筋の付着長さが周囲鉄筋に比べて短い場合は、その低下の傾向が顕著で、総付着耐力が 80%程度に低下した試験体もあった。式(1)の計算値は本実験結果の平均と対応が良いが、l_d が同一な鉄筋群の総付着耐力を基準とする評価式を採用する場合は、異なる l_d が混在する鉄筋群の総付着力の評価値を低減する必要がある。

謝辞

本研究は、科学研究費助成事業（基盤研究（B））（課題番号：2628915）の助成を受けた研究の一環である。

参考文献

1) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure, 2010 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準, 2010

2) Fujii, S. and Morita, S.: Splitting Bond Capacities of Deformed Bars, Part 2 A proposed ultimate strength equation for splitting bond failure, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.324, pp.45-53, 1983.2 (in Japanese)
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, 日本建築学会論文報告集, 第 324 号, pp.45-53, 1983.2

3) Architectural Institute of Japan: Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, 1999 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針, 1999

4) Otani, S. and Maeda, M.: An Equation for Bond Splitting Strength Based on Bond Action between Deformed Bars and Concrete, Part 2 A proposal an equation for bond splitting strength, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.657-658, 1994.9 (in Japanese)
前田匡樹, 小谷俊介: 異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式, その 2 付着割裂強度式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集.C, 構造Ⅱ, pp.657-658, 1994.9

5) Kaku, T., Hattori, S., and Matsuno, K.: A Proposal of Bond Splitting Equation for Reinforced Concrete Member, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.225-226, 1993.9 (in Japanese)
角徹三, 服部覚志, 松野一成: サイドスプリット型付着割裂破壊をするRC部材の付着強度式, 日本建築学会大会学術講演梗概集.C, 構造Ⅱ, pp.225-226, 1993.9

6) Ohyado, M., Iwakura, K., Kanakubo, T., Hirosawa, M., Fujisawa M., and Sonobe Y.: Bond Splitting Strength of Concrete Element with Double-Layer Reinforcing, Part 1 Outline of experiment and bond splitting strength of light-weight concrete, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.349-350, 1991.9 (in Japanese)
大屋戸理明, 岩倉知行, 金久保利之, 広沢雅也, 藤沢正視, 園部泰寿: 2 段配筋を有する鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度, その1 実験概要と軽量コンクリートの付着割裂強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集.C, 構造Ⅱ, pp.349-350, 1991.9

7) Tomioka, K., Kawamura, A., Matsubara, H., and Kanoh, Y.: Experimental Study on Splitting-Bond Failure; Effects of Web Reinforcement and Behavior of Double -Layer Longitudinal Bars, Part 1 Outlines of test and failure mode of specimens, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.361-362, 1991.9 (in Japanese)
富岡香織, 川村厚司, 松原洋志, 狩野芳一: 主筋の配列と横補強筋の拘束効果が主筋の付着性状に及ぼす影響, 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梗概集. C, 構造Ⅱ, pp.361-362, 1991.9

8) Tsuihiji, K., Kawamura, A., Takagi, H., and Kanoh, Y.: Experimental Study on Splitting-Bond Failure; Effect of Transverse Reinforcement and Behavior of Double –Layer Longitudinal Bars, Part 1 Outlines of test and failure mode of specimens, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.221-222, 1993.9 (in Japanese)
対比地健一, 川村厚司, 高木仁之, 狩野芳一: 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梗概集.C, 構造Ⅱ, pp.221-222, 1993.9

9) Tsuihiji, K., Masuda, H., Takagi, H., and Kanoh, Y.: Splitting-Bond-Failure at Inner Re-Bars of Double Layered Longitudinal Reinforcement, Part 4 Splitting-bond -strength formulation, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C, Structures II, pp.647-648, 1994.9 (in Japanese)
対比地健一, 増田浩之, 高木仁之, 狩野芳一: 二段配筋における内側主筋位置での付着割裂破壊, その4. 付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集.C, 構造Ⅱ, pp. 647-648, 1994.9

10) Tabata, T., Nishihara, H., Morohashi, N., and Sakurada, T.: A Study on Bond Splitting Strength of Double Layered Beam Bars, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.540, pp.103-110, 2001.2 (in Japanese)
田畑卓, 西原寛, 師橋憲貴, 桜田智之: 2 段配筋された梁主筋の付着割裂強度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.540, pp.103-110, 2001.2

11) Ito, A., Hasegawa, K., Suzuki, Y., Takahashi, S., and Ichinose, T.: Splitting Bond Strength of RC Beam of Which Second Layer Bars are Cut Off, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.690, pp.1477-1484, 2013.8 (in Japanese)
伊藤彩夏, 長谷川桂亮, 鈴木悠矢, 高橋之, 市之瀬敏勝: 2 段目主筋をカットオフした RC 梁の付着割裂強度, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.690, pp.1477-1484, 2013.8

12) Shinohara, Y. and Murakami, K.: Effect of Transverse Reinforcement on Bond Splitting Behaviors of RC Beams with Second Layer-Cutoff Bars, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.714, pp.1297-1306, 2015.8 (in Japanese)
篠原保二, 村上和久: カットオフ筋を有する RC 梁部材の付着割裂性状に及ぼす横補強筋の影響, 日本建築学会構造系論文集, 80 巻, 714 号、pp.1297-1306, 2015.8

13) Nishimura, K., Ichinose, T., and Onishi, N.: Consideration on Side-Splitting Bond Strength of R/C Beam with Multi-Layered Reinforcement, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.729, pp.1903-1912, 2016.11 (in Japanese)
西村康志郎, 市之瀬敏勝, 大西直毅: 多段配筋RC梁のサイドスプリット型付着割裂耐力に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 81 巻, 729 号、pp.1903-1912, 2016.11

14) Miyaji, N., Nishimura, K., and Onishi, N.: Experimental Study on Splitting Bond Failure around Second Layered Cut-off Bars in R/C Beam, Part III Relationship between shear strength in bond splitting plane and concrete strength, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures IV, pp.747-748, 2016.8 (in Japanese)
宮治典生, 西村康志郎, 大西直毅: RC 梁のカットオフされた 2 段目主筋の付着割裂破壊に関する実験研究, その3 付着割裂面せん断強度とコンクリート強度の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp.747-748, 2016.8

15) Terai, T., Sakamoto, Y., Shinbo, T., Nishimura, K., and Onishi, N.: Experimental Study on Bond Behavior in R/C Beam with First-Layer Interior Bar Cut Off, Part 2 Consideration on bond failure, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures IV, pp.743-744, 2016.8 (in Japanese)
寺井貫, 坂本友里絵, 新保貴志, 西村康志郎, 大西直毅: 1 段目の中央主筋をカットオフしたRC梁の付着性状に関する実験研究, その2 破壊性状の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp.743-744, 2016.8

16) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14), 2014

EXPERIMENTAL STUDY ON BOND STRENGTH OF TENSION REINFORCING BARS OF DIFFERENT DEVELOPMENT LENGTHS

Koshiro NISHIMURA[*1], *and Naoki ONISHI*[*2]

*1 Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Hokkaido University, Dr. Eng.

*2 Assist. Prof., School of Engineering, The University of Tokyo, Dr. Eng.

There have been many pull-out tests of single and double layered deformed bars to investigate bond strength in R/C members [2), 4) - 10)]. In these tests, the development lengths of the bars were identical as shown in Fig.1 (a). These tests indicated that the bond strengths in the second layer weakened as the stresses in the first layer became large. On the other hand, some of longitudinal bars at the end sections of an R/C beam are cut off in the span if those are no longer needed against required loads. In the previous experimental studies of R/C beams [11), 12)], it was indicated that maximum bond stresses in cut-off bars in the second layer were larger than those in bars placed through the span, as shown in Fig.2. In order to evaluate the bond capacities of multi-layered reinforcing bars, a new method was proposed [13)]. This method is for evaluating the capacity of all the tension bars, and can be applied to tension bars including cut-off bars. However, the method may underestimate a bond capacity of a singly reinforced beam with cut-off bars, and tentative assumption was adopted for the method because of limited experimental studies.

In this study, pull-out tests of reinforcing bars of different development lengths, as shown in Fig.1 (b), were carried out. The specimens were intended for the condition in the beam including cut-off bars. Test variables were the number of layers, the number of bars in the second layer, development length, l_d, of bars in the first layer, shear reinforcement ratio, and concrete strength. Three bars were placed in the first layer in all the 28 specimens, and each test variable was as follows: single or double layers; two or three bars in the second layer; short l_d of 500mm or long l_d of 688mm; shear reinforcement ratios of 0.2%, 0.4% and 0.6%; specified concrete strengths of 21, 24, 36, and 54 N/mm^2. In this investigation, bond capacities in the range of 500mm that was the same as short l_d, was focused on. As a result of the monotonic pull-out tests, the following conclusions can be drawn.

(1) When single layered reinforcement is not sparse arrangement, regardless of a mixture of short and long l_d, the bond strength of the short l_d bar can be evaluated by the calculation for side splitting failure with safe margin.

(2) Regarding the double layered specimens, the bond strength of the bars in second layer can be evaluated by Tsuihiji formula [9)] by substituting bond force ratio for load ratio between first and second layers.

(3) In the specimen with different development length bars, total bond force in the range of 500mm reaches its peak before or at the same time as the peak of the bond stress of short l_d bar. Because the total bond force balances on truss action in an R/C beam, it is reasonable in design to evaluate the total bond capacity in terms of checking resistance of the member. However, an additional examining must be needed for a local failure of a cut-off bar.

(4) The total bond capacity of double layered bars was larger than that of single layered bars. Effects of increasing shear reinforcement in single and double layered specimens were almost the same. However, the total bond capacity of tension bars of different l_d was smaller than that of identical l_d. Especially, the specimens which the mid bar in first layer was shorter than bars around it, showed lower capacities than the specimens with identical l_d bars by about 80%.