異形鉄筋のコンクリート内の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON CONCRETE CONFINEMENT
AROUND A DEFORMED STEEL BAR DEVELOPING STRAIGHT

徳重 充*, 石橋 一彦**, 中野 克彦***

Mitsuru TOKUSHIGE, Kazuhiko ISHIBASHI and Katsuhiko NAKANO

Vertical wall reinforcing bars of a boxed wall precast concrete structure in Japan must be anchored straight in the foundation beam. Sometimes, the beam width may not be sufficient to develop anchorage strength in the concrete although the AIJ (Architectural Institute of Japan) Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure requires minimum concrete volume for the development of deformed bars. A series of pull-out tests were carried out to investigate structural performance of anchored bars using various prototype specimens. The purpose of the test series was to study the effect of various parameters and to clarify the failure mechanism. A new series of tests were carried out using high strength deformed bars and varying the foundation beam widths. The anchored bars were pulled out from the base beam exhibiting the relationship between maximum bond stresses and flexural stresses with in the beam.

Keywords: Axial stress, Bond stress, Bond slip, Concrete flexural stress, Straight development

軸応力度, 付着応力度, 付着すべり, コンクリート曲げ応力度, 直線定着

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造における鉄筋の定着は鉄筋径に対して十分なコンクリートの体積があることを前提として, その設計方法が RC 規準¹⁾に規定されている。また壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説²⁾においては RC 規準に解説している必要定着長実験式で, スラブや直交壁の拘束の有無の係数を代入する, 定着長の標準設計式を規定している。

一方, 材料試験としての付着強度試験に関して, 海外では ASTM, RILEM, BS 等の規準がある。ASTM, BS の両規準はともに, コンクリートブリズムから鉄筋を引き抜く試験方法を採用しており, ASTM はコンクリートの付着割裂破壊で付着強度を決定するが, BS は割裂き破壊しないようにフープで補強されているのが特徴である。RILEM 規準は前2者とほぼ同様の形式の引き抜き試験法と梁型の試験法とがある。日本では財建材試験センターにおいて, JSTM C 2101 が 1999 年に規格化された。JSTM 規格は海外の諸規準を参考に作られたものであり, ほぼ同一内容が日本土木学会でも規格化されている。以上, いずれの試験法も鉄筋の抜け出し量がある一定の値の時の平均付着応力度を算出し評価するものとなっている。これらの引き抜き試験法^{3),4)}は定着長さが 4d (d は鉄筋径) であり, 比較的簡単に試験ができる方法である。

プレキャスト鉄筋コンクリート構造の住宅の基礎のように梁幅が

220mm, 梁せいが 800mm 程度の断面に, 上部構造を定着するためのアンカー筋として, 異形鉄筋を鉛直に直線定着する場合がある。このような基礎梁に定着する鉛直アンカー筋に対しては, たとえ主筋や肋筋で拘束されていても, 梁幅の薄さに由来する拘束力不足で定着強度が低下する懸念があるが, 通常の拘束効果を見逃した定着長でよいとする設計となっている。

本研究では, 先ず上記のような薄肉部材の基礎に対する鉛直アンカー筋の設計例 (定着長 40d) に対して, 実部材寸法の試験体を作製して, アンカー筋 (D19,SD345) の引き抜き実験を実施することによりその構造安全性を実証することにした。施工の合理化のために, アンカー筋の位置にシース管を埋設してコンクリート打設後に無収縮モルタルを充填させ, アンカー筋を定着させる工法 (以下, スリーブ定着工法とする) を試験体の要因に取り入れ, 一般の直接定着法と比較した。

上記の実証実験では全長に亘る付着破壊性状が把握できないので, アンカー筋の材料強度を SD980 まで高めて全長付着破壊を起こさせる実験を追加した。この実験を分析実験と名付けて, 梁幅を 180,220,330,440 mm と変化させた。

実証実験および分析実験において, アンカー筋の引抜き荷重によって基礎梁に曲げモーメントが生じる加力方法が採用された。

※本論文は参考文献 5),6),7) について集成し纏めたものである。

* 千葉工業大学工学研究科工学専攻
大学院生・修士(工学)

** 千葉工業大学 名誉教授・博士(工学)

*** 千葉工業大学 教授・博士(工学)

Engineering Specialty, Engineering Postgraduate Course, Chiba Institute of Technology, M.Eng.

Prof. Emeritus, Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

2. 実用上の安全性

2.1 実証実験の試験体

図1に試験体形状を示す。試験体は梁幅×梁せい=220mm×760mm、試験体全長 2500mmとし、プレキャスト壁式鉄筋コンクリート造基礎立ち上がり部分を想定したものとなっている。主筋は 4-D16 (SD345)、せん断補強筋は 2-D10 (SD295A) とし、アンカー筋には D19 異形鉄筋を用い試験体中央に配筋した。定着長さは梁せいの 760mm (40d) とした。コンクリートの設計基準強度は 21N/mm² とした。

実証実験の試験体は4体であり、実験変数は直接定着工法とスリーブ定着工法の2種の定着方法と2種のアンカー筋の材料である。スリーブ定着工法に用いたシース管には、メッキ鋼帯 (JIS G 3302) を波型に加工した内径 50φ、外径 57φ の円筒管を用いた。

コンクリートは図1の梁上面から打設した。スリーブ定着のグラウト方法は市販の加水練り混ぜ式の袋詰め一体型無収縮モルタルを用い、練り混ぜ3分の後、上面のシース管とアンカー筋の隙間より流し込み、6φの鋼線でゲージを傷つけないように静かに突き固める方式とした。

実証実験の D19 のアンカー筋材料として、SD345 の竹節鉄筋を用いた。さらに定着強度を確認するために SD685 のねじ鉄筋の試験体を追加した。以上の試験体の実験変数の組み合わせとアンカー筋およびコンクリートの力学的性質を表1に示す。

2.2 加力方法および変形、歪度測定方法

図2に加力方法および抜け出し量、変形測定方法を示す。同図に示すように、アンカー筋を引き抜くためにセンターホールジャッキと加力梁を用いた。試験体上部にすべり支承のローラー支点を介して加力梁を載せる。中央のアンカー筋から両端の反力支点までの梁の断面には大きなせん断力が働く。荷重の増大により、この区間のせん断ひびわれが発生したときの、45° 方向の斜めひびわれが反力支点間の内側に来るようにスパンを定めた。加力梁の上部中央の芯に合わせてセンターホールジャッキを据え、アンカー筋をジャッキおよびその上のロードセルの中心軸を通して上部に突き出させている。アンカー筋の先端には定着板が溶接されており、シヤキーを介してアンカー筋への引張り荷重が載荷される。

本実験ではアンカー筋のコンクリートからの抜け出しと、梁のたわみを測定した。抜け出しについては、荷重端側コンクリート表面から伸びているアンカー筋に測定治具を取り付け、そこへ変位計 (δ1, δ2) を取り付けた。試験体底面から 10mm 程度突き出させたアンカー筋の自由端変位も測定した (δ9)。梁のたわみについては、梁両側面の梁軸線上にゲージホルダーを取り付けて、それを基準点として測定した。たわみ測定点は梁せいの上面、中段、下面の三か所とし、試験体の表裏を同時に測定した (δ3~δ8)。

歪度の測定は歪ゲージを貼り付けて行い、アンカー筋の1か所について表裏2点に貼り付けた。貼り付け位置は、図4の左に示すように、荷重端側コンクリート表面から 100mm 上のアンカー筋露出部と、コンクリート中の定着範囲を4区間に分け、3か所の区間の境界に歪ゲージを貼り付けた。加力ルールはアンカー筋材料試験から得た実応力度 σ_y を採用し、 $1/3\sigma_y$, $2/3\sigma_y$ までを2回ずつ片振りの荷重制御で繰り返し、アンカー筋降伏後は変形制御とし、降伏時の抜け出し δ_y を2倍、4倍、8倍と漸増して加力した。

表1 試験体のアンカー筋とコンクリートの力学的性質

No.	定着方法	アンカー筋 D19 の材料と力学的性質 (N/mm ²)				コンクリートの力学的性質 (N/mm ²) ※ () 内はスリーブ充てんモルタル		
		材料	降伏点	引張強さ	ヤング係数 10 ⁻⁵	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数 10 ⁻⁴
1	スリーブ	SD345 (竹節)	380	568	1.87	30.8 (84.0)	2.17 (3.66)	2.43 (2.66)
2	直接							
3	スリーブ	SD685 (ねじ節)	723	909	1.92	27.7 (86.2)	2.46 (3.40)	2.93 (3.47)
4	直接

図1 試験体形状

図2 加力方法および抜け出し、変形量測定方法

図3 実証実験 破壊状況

図4 アンカー筋の軸応力度分布

図5 実証実験 荷重 - 抜け出し量関係

2.3 実証実験の実験結果

(1) 破壊状況

破壊形式は SD345 (No.1, No.2) および SD685 (No.3, No.4) の4試験体ともにアンカー筋が降伏し、その後は加力ルールに従って規定の抜け出し量まで載荷し実験を終了した。図3の破壊状況に示すように、実験後に試験体中央のアンカー筋に沿って試験体を切断し、試験体内部のひびわれ発生状況を確認したところ、SD345ではNo.1だけにアンカー筋定着起点付近にコーン状のひびわれが発生している。SD685では双方の定着方式で試験体断面の中央までひびわれが発生しており、鉄筋の応力がSD345より深部へ到達していることがわかる。

(2) アンカー筋の軸応力度性状

図4に竹節SD345およびねじ節SD685の軸応力度分布を示す。同図では載荷側の歪測定位置を0とし、200mm間隔で4区間を分けた測定点の軸応力度分布を示す。竹節を使用したSD345では直接定着よりスリーブ定着の方が測定位置400mmまで鉄筋軸力のコンクリートへの応力伝達が大きく、一方、ねじ節SD685では最大軸応力度500N/mm²までの範囲では、スリーブ定着と直接定着では軸力分布が重なっており、スリーブ定着の効果は表れていない。しかし、700N/mm²以上の荷重では、測定位置400mmと600mmの位置でスリーブ定着の効果が見られた。

2.4 実証実験の結論

実証実験の試験体においては、図5に示すように、アンカー筋の降伏によって載荷端の抜け出しは増大するが、強度は破断強度近くまで維持され、自由端までの抜け出しは生じなかった。このことにより、反力支点をアンカー筋から離れた引き抜き加力状態での定着強度上の安全性は確かめられた。一方、短期荷重相当の2/3σ_yで除荷した時の残留変形は、SD345およびSD685の直接定着の場合、それぞれ0.04および0.14mm程度であった。スリーブ定着の場合は、これらと比較して小さい。降伏時のすべり変形も直接定着に比較してスリーブ定着の場合は小さい。すなわち、アンカー筋設計時に抜け出し変形に制限があるときは、高強度鉄筋は対象から外し、さらに変形条件が厳しいときには、スリーブ定着とすることが望ましい。

3. 40d直線定着の付着破壊過程

3.1 分析実験の試験体と実験方法

表2に分析実験の試験体および材料の力学的性質、図6に分析実験の試験体形状および配筋を示す。主筋およびあばら筋の補強量と

表2 分析実験アンカー筋とコンクリートの力学的性質

No.	梁幅 (mm)	アンカー筋D19の材料と力学的性質 (N/mm ²)			コンクリートの力学的性質 (N/mm ²)		
		材料	降伏点	引張強さ	ヤング係数 10 ⁵	圧縮強度	ヤング係数 10 ⁴
5	180	SD980 (ねじ節)	1027	1106	1.84	28.6	2.10
6	220						
7	330		1010	1092	1.80	24.6	2.08
8	440

図6 分析実験の試験体形状および配筋

図7 分析実験 破壊状況

図8 近似式計算概念

コンクリートの設計基準強度は同一である。検証実験のアンカー筋材質より強度の高い、超高強度のSD980のアンカー筋を用いて定着区間全域で付着破壊過程を確認する。試験体の梁幅を180, 220, 330, 440mmの4種類として、梁幅の拘束効果を確認する。

載荷方法と測定方法はすべて実証実験と同様である。加力ルールは、3回ずつの片振り荷重の鉄筋軸応力度を、250, 500, 750N/mm²と上げ、最終サイクルはアンカー筋の破断に近い荷重まで載荷する。

3.2 分析実験の実験結果

(1) 破壊状況

図7に分析実験のひびわれ状況を示す。4試験体ともに定着長さ全長にわたる付着破壊により、アンカー筋の拔出を確認した。梁幅180mm (No.5), 220mm (No.6), 330mm (No.7) はアンカー筋の拔出と共に、載荷端側アンカー筋から縦横斜め方向に放射状にひびわれが発生し、最終的にアンカー筋が拔出するときの破壊は、放射状のひびわれがアンカー筋回りで円形につながり、深さ方向のコンクリートが円錐状に抜け出した。図7左上の写真より、No.5は試験体側面自由端側から45度方向に延びるせん断ひびわれが発生しており、これは他試験体には見られない。同図右下のひびわれ図より、440mm (No.8) ではコンクリート側面の斜めひびわれは皆無であり、曲げひびわれのみであった。

(2) アンカー筋の鉄筋軸応力度と付着応力度

載荷端の軸応力度は荷重から算出し、コンクリート内部では軸歪度の測定値から算定し、自由端では0とした。これらの実験値を利用して、次に述べる、連続関数の軸応力度分布曲線を求めた。

図8に示すように、載荷端または自由端からの軸応力度 σ は、隣接する測定点までは、鉄筋位置 x の二次関数であるとする。

$$\sigma = a + bx + cx^2 \quad (1)$$

この軸応力度と付着応力度は、次の式(2), (3), (4)の関係がある。 a_a は鉄筋の断面積、 ψ は鉄筋の周長である。

$$\frac{d\sigma}{dx} = b + 2cx \quad (2)$$

$$\tau = \frac{a_a d\sigma}{\psi dx} \quad (3)$$

$$\tau \frac{\psi}{a_a} = \frac{d\sigma}{dx} \quad (4)$$

載荷端または自由端に連続する測定点番号を (i, j, j_0) とする。 σ の分布曲線式(1)の係数項を、 (i, j) 点の応力測定値 (σ_i, σ_j) と、2番目の測定点 (j) における付着応力度 (τ_j) によって決定する。この (τ_j) は1番目の測定軸応力度 (σ_i) と3番目の測定軸応力度 (σ_{j_0}) との間の勾配の関数(平均付着応力度)と仮定する。

$$\begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_j \psi / a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j \\ 1 & x_j & x_j^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j \\ 1 & x_j & x_j^2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_j \psi / a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} \quad (6)$$

$$\tau_j \psi / a_a = -(\sigma_i - \sigma_{j_0}) / (x_i - x_{j_0}) \quad (7)$$

中間の測定点間では三次関数とする。

$$\sigma = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (8)$$

(8)式の未定係数の決定は前記の端部における方法と同様に行う。すなわち連続する4点の σ の測定値を、 $(\sigma_{i_0}, \sigma_i, \sigma_j, \sigma_{j_0})$ とする。さらに付着応力度 (τ_i) および (τ_j) を、 (i, j) 点それぞれに隣接する2点間の平均付着応力度であると仮定する。

$$\frac{d\sigma}{dx} = b + 2cx + 3dx^2 \quad (9)$$

$$\begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & x_i^2 & x_i^3 \\ 0 & 1 & 2x_i & 3x_i^2 \\ 0 & 1 & 2x_j & 3x_j^2 \\ 1 & x_j & x_j^2 & x_j^3 \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_i \\ \tau_i \psi / a_a \\ \tau_j \psi / a_a \\ \sigma_j \end{pmatrix} \quad (10)$$

$$\tau_i \psi / a_a = -(\sigma_{i0} - \sigma_j) / (x_{i0} - x_j) \quad (11)$$

$$\tau_j \psi / a_a = -(\sigma_i - \sigma_{j0}) / (x_i - x_{j0}) \quad (12)$$

(1) および (8) によって計算した軸応力度分布の例を図 9 に示す。(2) または (9), および (3) 式によって付着応力度を求めた。その分布を図 10 に示す。縦軸は測定位置を示し、横軸は付着応力度を示している。同図内の σ_0 はそのサイクルの最大荷重である。同図は、4 つの荷重レベルの、繰返し荷重の初めの荷重サイクルについて示している。荷重および荷重レベルの上昇に従い、最大付着応力度の位置が下部へ移行している。このことは梁幅 4 種類の試験体すべてにおいて同様の結果を得ている。

(3) 付着応力度 (τ) - すべり (S) 関係

No.5 と No.6 の試験体においては、コンクリートの側面に歪ゲージを貼って、コンクリートの鉛直方向歪度分布を求めた。自由端からこの歪度を各鉄筋位置まで積分して、鉄筋軸歪度の積分から差し引いて自由端すべりを加えたものを、鉄筋とコンクリート間の相対すべりと定義した。その結果、コンクリートの歪のすべりに対する影響は微小であり、載荷端の計算値は直接外部から測定した値に近似した。No.7 梁幅 330mm と No.8 梁幅 440mm の試験体では鉄筋の歪度の積分を自由端すべりに加えてすべり値とした。以上の結果、付着応力度とすべりの関係を任意の位置で推定できた。図 11 に、梁幅 220 の試験体について、アンカー筋の定着位置ごとの、 τ

-S 曲線を示す。定着位置が載荷端の 0d から 25d の位置までは、すべりが 0.2mm 以下で最大あるいはそれに近い付着応力度に達し、

図 9 軸応力度分布 (試験体 No. 6 梁幅 220 mm)

図 10 付着応力度分布 上段 (梁幅 180 mm) 下段 (梁幅 220 mm)

図 11 付着応力度 (τ) —すべり (S) 関係 (試験体 No. 6 梁幅 220mm)

それ以上のすべりでは付着破壊のため付着耐力が低下している。
30d から 40d では、すべりが 1mm, 0.6mm, 0.3mm で大きな付着
応力度に達し、それ以降付着破壊のため耐力が減少した。他の試験
体についてもほぼ同様の傾向がみられた。

(4) 付着応力度 (τ) - 曲げ応力度 (σ) 関係

梁中央曲げモーメント M から、断面の位置 Y (梁上面で 0) ま
たは y (中立軸で 0) における曲げ応力度 (σ) を次式で算定した。

$$\sigma = \frac{M}{I_e} y = \frac{\alpha_a \sigma_0 L}{4 I_e} y = \frac{\alpha_a \sigma_0 L}{4 I_e} (D - x_n + Y) \quad (13)$$

ここで、 σ_0 : 荷重に相当する軸応力度
 L : 梁曲げスパン
 I_e : 有効断面二次モーメント
 D : 梁全せい
 x_n : 中立軸から圧縮縁までの距離

x_n と I_e の算出方法を次に示す。ひびわれが図 12 の断面途中である
 Y 位置まで進展したとき、断面 1 次モーメント (S_e) は次式となる。

$$S_e = -\frac{b}{2} x_n^2 + \frac{b}{2} (D + Y - x_n)^2 + n \left\{ \sum a_{ti} \left(\frac{D+d_i}{2} - x_n \right) \right\} + (n-1) \left\{ \sum a_{ci} \left(\frac{D-d_i}{2} - x_n \right) \right\} \quad (14)$$

ここで、 $x_n \geq 0$, $Y \leq 0$ とし、

a_{ti} : 引張鉄筋断面積
 a_{ci} : 圧縮鉄筋断面積
 d_i : 各段鉄筋間距離
 n : ヤング係数比

断面合力のつり合いより、 x_n を求める。

図 12 ひびわれ後の断面

$$S_e = -Ax_n + B = 0 \quad (15)$$

$$\therefore x_n = B/A \quad (16)$$

ただし、

$$A = n(\sum a_{ti}) + (n-1)(\sum a_{ci}) + b(D+Y) \quad (17)$$

$$B = n\left\{\sum a_{ti}\left(\frac{D+d_i}{2}\right)\right\} + (n-1)\left\{\sum a_{ci}\left(\frac{D-d_i}{2}\right)\right\} + \frac{b}{2}(D+Y)^2 \quad (18)$$

曲げモーメント M の式より、 I_e を求める。

$$\varepsilon = \phi y \quad (\text{コンクリート, 鉄筋共通}) \quad (19)$$

$$\sigma = E\varepsilon = E\phi y \quad (\text{コンクリート, 鉄筋共通}) \quad (20)$$

$${}_c\sigma_c = -{}_cE\phi x_n \quad (\text{コンクリート圧縮縁応力度}) \quad (21)$$

$$M = \sum a_{ti} s_{ti} \left(\frac{D+d_i}{2} - x_n\right) + \sum a_{ci} s_{ci} \left(\frac{D-d_i}{2} - x_n\right) - \frac{b x_n^2 {}_c\sigma_c}{3} \left\{1 + \left(\frac{D+Y-x_n}{x_n}\right)^3\right\} \\ = {}_cE\phi I_e \quad (22)$$

$$\therefore I_e = n\left\{\sum a_{ti}\left(\frac{D+d_i}{2} - x_n\right)^2\right\} + (n-1)\left\{\sum a_{ci}\left(\frac{D-d_i}{2} - x_n\right)^2\right\} + \frac{b x_n^3}{3} \left\{1 + \left(\frac{D+Y-x_n}{x_n}\right)^3\right\} \quad (23)$$

荷重の初期は全断面有効の弾性計算で曲げ応力度を求め、上部で曲げ応力度がテストピースの割裂引張強度に達した時点で、その位置までコンクリート断面を無視した引張無視の弾性計算で曲げ応力度分布を求めた。5d 毎の曲げひびわれの進行を確認し、逐次、ひびわれ断面を無視する計算を行い、この ${}_c\sigma$ と τ の関係を求めた。

梁幅 220mm の試験体について、各鉄筋位置における τ - ${}_c\sigma$ 関係を、図 13 に示す。

定着位置が 0d から 15d までは、 ${}_c\sigma$ が割裂引張強度未満の 1.7N/mm² 以下の応力で、 τ が最大となっている。20d と 25d では、 ${}_c\sigma$ が 4N/mm² 以上の応力で、 τ が最大となっている。30d では、中立軸に近い非常に小さな ${}_c\sigma$ で、大きな τ に達している。35d と 40d では ${}_c\sigma$ が圧縮の値となり、拘束の効果で非常に大きな τ になった。

他の試験体においても、同様の傾向がみられている。

以上のように、上部では曲げひびわれ発生前に付着応力度は極大となる。ひびわれ発生後の引張の曲げ応力度は鉄筋の表面にかかる実際の応力ではなく、応力は 0 で引張歪が増大していることになる。自由端側で圧縮応力度が増大すると付着応力度は引張側よりも非常に大きくなる結果となった。

(5) 各応力度とすべりの関係

以上の分析を各試験体に適用した結果、アンカー筋を 5d ピッチに分けその位置における最大付着応力度 ($\tau_{\max}$) と、最大時の曲げ応力度 (${}_c\sigma$) およびすべり (S) が得られた。

図 13 付着応力度 (τ) — 曲げ応力度 (${}_c\sigma$) 関係 (試験体 No. 6 梁幅 220mm)

表3 最大付着応力度 τ_{max} (N/mm²)、すべり S (mm)、曲げ応力度 σ (N/mm²)一覧

		0 d	5 d	10 d	15 d	20 d	25 d	30 d	35 d	40 d
梁幅180	τ_{max}	4.06	3.32	3.23	4.42	4.56	5.38	7.26	16.01	24.75
	S	0.191	0.1	0.12	0.164	0.744	0.212	0.772	0.481	0.368
	σ	1.36	1.02	4.35	4.95	4.61	4.19	0.27	-6.44	-13.15
梁幅220	τ_{max}	3.35	3.1	3.91	5.63	4.41	4.78	8.26	11.22	14.36
	S	0.14	0.135	0.234	0.115	0.505	0.194	0.97	0.566	0.323
	σ	0.96	1.06	1.7	1.01	4.01	4.92	0.35	-4.48	-8.67
梁幅330	τ_{max}	8.25	6.44	5.64	6.98	6.62	7.38	9.6	13.18	17.79
	S	0.258	0.212	0.361	0.186	0.777	0.289	0.985	0.979	0.968
	σ	1.27	1.19	2	1.19	0.4	4.97	1.2	-4.45	-10.06
梁幅440	τ_{max}	8.02	6.3	5.65	7.2	5.26	7.9	9.84	13.5	17.45
	S	0.252	0.265	0.179	0.153	0.974	0.195	0.723	0.995	0.833
	σ	0.99	1.03	0.76	0.43	0	-0.41	1.37	-3.49	-8.17

表3にそれらを示す。 τ_{max} は大きな S の時に漸増することがある。これを無視して S が1mm以内で最大になった値としている。

荷重端0dから25d程度までの σ が引張の領域では、梁幅180mmと梁幅220mmの試験体では、 τ_{max} が3~5N/mm²程度になっているのに対して、梁幅330mmと梁幅440mmの試験体では τ_{max} は5~8N/mm²程度になっている。30d~35dの間に最終的な中立軸が位置している。30d~40dの自由端方向に τ_{max} は非常に大きくなり、自由端では25, 14, 18, 17N/mm²の極大値を示した。

図14に τ_{max} と σ の関係を示す。まず σ の引張側を見ると、梁幅180mmおよび220mmの群と、330mmおよび440mmの群とで別れており、梁幅で τ_{max} に大小の差が見られた。また、 σ が引張で小さいか圧縮の、自由端の測定点から数えて3つ目の30dから自由端の測定点まで、直線的に τ_{max} が増加する傾向があり、梁幅180mmの場合は最も圧縮応力度による拘束効果が大きく出ている。梁幅220, 330, 440では梁幅180と比較して σ の効果は控えめとなり、 σ が引張側の0~30dの間では、 σ と τ_{max} の関係について相関性は薄いと思われる。

4. 結論

本研究の範囲内で以下の知見を得た。

- (1) プレキャスト壁式鉄筋コンクリート構造の、住宅などの基礎に使用するアンカー筋として、D19, SD345の異形鉄筋を40dの直線定着で用いることは、実用上問題はなく、シース管を用いてあと施工で定着すれば抜け出し変形を抑制でき性能が高まる。
- (2) アンカー筋の付着破壊は、荷重の上昇とともに梁の上部から下部へ各個撃破で進行する。
- (3) アンカー筋の引き抜きで梁に曲げモーメントが生じる場合、梁断面の曲げ圧縮応力度は最大付着応力度を高める。
- (4) 曲げ引張応力度または引張歪度は、曲げ圧縮応力度ほどには最大付着応力度に影響を与えない。
- (5) 曲げ引張応力度または引張歪度と最大付着応力度の相関性は低い、梁幅の影響はある。
- (6) 曲げ圧縮応力度と最大付着応力度の関係は線形であり、その勾配は梁幅180で大きく梁幅220以上では一定となり、それぞれの近似直線の y 切片は梁幅に応じて大となる。

図14 最大付着応力度—曲げ応力度関係

謝辞

実験の遂行に際し、レスコハウス株式会社に実証実験の一部の援助を受け、東京鉄鋼株式会社から、SD685, SD980の異形鉄筋の提供を受け、横内工業株式会社から主筋や補強筋の寄付を頂いた。また、2011年からの千葉工業大学、中野研究室の卒研、院生には実験の手伝いをしていただいた。関係各位に感謝致します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 3) 土木学会規準：引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法，JSCE-G 503-2007
- 4) 建材試験センター：引抜き試験による鉄筋とコンクリートの付着強さ試験方法，JSTM C 2101:1999
- 5) 徳重充，石橋一彦，中野克彦：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究，その1 シース管に埋設されたアンカー筋の定着性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IVpp. 525~526, 2015. 9
- 6) 石橋一彦，徳重充，中野克彦：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究：その2 曲げモーメントを受ける梁の付着領域と梁幅の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IVpp. 527~528, 2015. 9
- 7) 徳重充，石橋一彦，中野克彦：異形鉄筋の定着性状に及ぼす拘束の効果に関する実験的研究：日本コンクリート工学会年次論文集，pp. 655~660, 38巻2号，2016. 8

EXPERIMENTAL STUDY ON CONCRETE CONFINEMENT AROUND A DEFORMED STEEL BAR DEVELOPING STRAIGHT

Mitsuru TOKUSHIGE^{}, Kazuhiko ISHIBASHI^{**} and Katsuhiko NAKANO^{***}*

^{*} Engineering Specialty, Engineering Postgraduate Course, Chiba Institute of Technology, M.Eng.

^{**} Prof. Emeritus, Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

^{***} Prof., Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

Vertical wall reinforcing bars of a boxed wall precast concrete structure in Japan must be anchored straight in the foundation beam. Sometimes, the beam width may not be sufficient to develop anchorage strength in the concrete although the AIJ (Architectural Institute of Japan) Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure requires minimum concrete volume for the development of deformed bars. A series of pull-out tests were carried out to investigate structural performance of anchored bars using various prototype specimens. The purpose of the test series was to study the effect of various parameters and to clarify the failure mechanism. A new series of tests were carried out using high strength deformed bars and varying the foundation beam widths. The anchored bars were pulled out from the base beam exhibiting the relationship between maximum bond stresses and flexural stresses with in the beam.

It can be concluded as follows:

- (1) D19 (diameter 19 mm) deformed bars of Grade SD345 and SD685 (nominal yield stress of 345 and 685 MPa) can be anchored with a development length of 40d (d: bar diameter) for the precast reinforced concrete box-wall construction. When deformed bars are anchored using sheath pipes after construction of the beam, the sufficient development strength was achieved.
- (2) D19 deformed bars of Grade SD980 were pulled out of the beams of 180, 220, 330, and 440mm widths.
- (3) Bond failure of a deformed bar developed from the beam top and progresses to deeper region with load.
- (4) Flexural compressive stresses in the foundation beam increased bond resistance of the deformed bars.
- (5) Flexural tensile stress or strain of concrete in the foundation beam had less influence on the bond resistance along a deformed bar.
- (6) The beam width had not much effect on the development strength of a deformed bar within the foundation beam.
- (7) The development strength of deformed bars was proportional to the flexural compressive stresses in the foundation beam.
- (8) The development strength increased at a higher rate for beam width less than 180 mm, but the increase rate became smaller for the beam width more for 220 mm to 440 mm.

(2016 年 7 月 8 日原稿受理, 2016 年 11 月 7 日採用決定)