無筋コンクリート布基礎を対象 とした溝形鋼を用いた乾式曲げ 補強工法に関する研究

A STUDY ON FLEXURAL REINFORCEMENT WITH STEEL CHANNEL ATTACHED TO ONE SIDE OF UNREINFORCED CONCRETE FOUNDATION BEAM

今西達也 ——— * 1 完山利行 ——— * 2
村上雅英 ——— * 3

Tatsuya IMANISHI ——— * 1 Toshiyuki KANYAMA — * 2
Masahide MURAKAMI — * 3

キーワード：
無筋コンクリート布基礎、鉄骨溝形鋼、あと施工アンカー、曲げ補強、
トラス機構

Keywords:
Unreinforced concrete foundation beam, Channel steel, Construction
anchor, Flexural reinforcement, Truss mechanism

The general method for strengthening unreinforced concrete foundation beams of wooden houses against earthquakes is to arrange reinforcing bars and to cast concrete along the existing foundation beam. The construction cost of this method accounts for major percentage of the total construction cost for strengthening. A new method for flexural reinforcement with steel channel attached to one side of unreinforced concrete foundation beams was developed, which can reduce the cost. Bending moment tests were carried out to check the structural performance. A formula to predict the flexural capacity was obtained as a result of experimental and analytical studies.

1. はじめに

耐震補強の対象となる築20年以上（1990年代初め以前）の既存木造住宅の布基礎の多くは無筋コンクリート布基礎である。現行の耐震診断では、無筋コンクリート布基礎上に高倍率の耐力壁を増設しても、鉄筋コンクリート化を伴う基礎補強を施さない限り、耐力低減により十分な性能が発揮できない。従来の無筋コンクリート布基礎の補強工法としては、無筋コンクリート布基礎の側面に鉄筋コンクリート布基礎を増設する補強方法^{1, 2)}が一般的であるが、コンクリート打設による基礎工事を伴い、多大な工事費が生じるのが現状である。最近ではカーボン繊維の接着補強工法²⁾や鋼板をねじ式アンカーで無筋布基礎に固定する工法の実験報告³⁾もある。

本報告では、耐力壁を増設した付近の無筋コンクリート布基礎を本工法で曲げ補強して、高倍率の耐力壁を増設するときの補強効率を上げることに、コンクリート打設を行わずに安価でかつ効

果の高い耐震補強工法を開発することを目的とする。

本研究で開発する基礎補強工法では、無筋コンクリート布基礎の側面にあと施工アンカーボルト（以降、あと施工アンカー）を介して鉄骨溝形鋼を取り付ける曲げ補強方法である。本工法の木造柱脚接合金物と布基礎との接続方法については、図1に示すように、圧縮力は直接コンクリート布基礎に、引張力は柱の側面に取り付けられた後付け接合金物（以降、HD金物）と緊結されたアンカーボルトを介して溝形鋼に伝達できるシステムとする。実用化に向けた開発目標性能は、最も厳しい2階建てで2.5倍の耐力壁がともに出隅で連層となる場合の柱脚接合部を想定して、許容引張耐力で20～25kN、即ち、終局引張耐力で40～50kN程度の引張力により生じる曲げモーメントに抵抗できる布基礎とすることである。

2. 予備試験

無筋コンクリート布基礎の側面にアンカーボルトで設置された溝形鋼により、曲げ補強効果が期待できるかを確認することを目的としており、あと施工アンカーは流通品で最大径のM24の全ねじボルトとし、あと施工アンカーを取り付ける布基礎の穿孔径、溝形鋼の形状が無筋コンクリート布基礎の曲げ強度に及ぼす影響を実験変数として、単純梁支持による加力で実験的に確認する。

2. 1 試験体

試験体図を図2、試験体一覧を表1に示す。試験体に用いた基礎梁モデルは、スパン中央に曲げひび割れ誘発目地を設けた圧縮強度24.4N/mm²の無筋コンクリートである。あと施工アンカーは試験体製作時に型枠にパイプを設置して3種類の孔（φ114, 60, 26mm）を設

図1 木造柱脚接合金物と布基礎との接合方法

*1 日本建築総合試験所構造部構造試験室 室長代理・博士（工学）
（〒565-0873 大阪府吹田市藤白台5丁目8番1号）

*2 日本建築総合試験所構造部構造試験室 上席専門役

*3 近畿大学建築学部建築学科 教授・工博

*1 Structural Lab., General Building Research Corporation of Japan, Dr. Eng.

*2 Head, Structural Lab., General Building Research Corporation of Japan

*3 Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Architecture, Kinki Univ., Dr. Eng.

け、試験体を横倒しにして無収縮グラウト材を孔に流し込んであと施工アンカーを固定した。あと施工アンカーは強度区分4.8でM24の全ねじボルトを使用した。また、溝形鋼は、材質SS400の手で運べる上限程度の重さのC-250×90×8×13.5の溝形鋼①および断面を小さくしたC-100×50×5×7.5の断面の溝形鋼②の2種類とし、ウェブにφ26の孔を3か所開けて、あと施工アンカーを介して無筋基礎梁とナットで締め付けて接合した。ただし、φ26-3試験体のみ中央のあと施工アンカーを切断して除去した。

2.2 試験方法

試験装置図を図3に示す。実験変数はあと施工アンカー部の仕様と溝形鋼の断面寸法とし、コンクリート布基礎天端に1点集中加力を作用させて曲げ試験を行った。また、試験体が偏心しているため、図3に示す位置に振れ止めローラーで回転を拘束した。加力は試験装置の都合上、荷重100kN前後まで行い試験終了とした。

2.3 試験結果・破壊状況

加力位置での荷重－変位曲線を図4に示す。コンクリートの曲げひび割れ荷重は30kN程度で誘発目地部から中央部のあと施工アンカー周辺のグラウトとコンクリートの接着部分に曲げひび割れが写

真1(a)のように進行した。曲げひび割れ時に荷重が低下して変位が進み、その後、耐力が増加した。溝形鋼の断面を小さくした試験体では、試験体中央部の圧縮側コンクリートが圧壊し、写真1(b)のように両端のあと施工アンカーにせん断変形が見られた。さらに、φ60-3とφ26-3試験体では両端のあと施工アンカー周辺のグラウトとコンクリートの境界に写真1(c)のようにひび割れが見られた。試験機の都合で最大耐力を確認できない試験体もあったが、全ての試験体で100kN程の耐力は確認できた。

溝形鋼及びグラウト穿孔径での比較を行うと、図4(a)に示すように、φ26試験体で剛性が大きくなる傾向があったが、大きな違いは確認できなかった。図4(b)に示すように、溝形鋼①:C-250×90×9×13と溝形鋼②:C-100×50×5×7.5での比較を行うと、溝形鋼①では耐力100kNでも弾性域にとどまっていたが、溝形鋼②ではひび割れ後の剛性も溝形鋼①よりやや低く、また、加力終了後に溝形鋼は残留曲げ変形が生じており、塑性域に達していた。また図4(c)に示すように、溝形鋼②を用いた試験体の中央のあと施工アンカーを除去したφ26-3試験体では、溝形鋼が曲げを負担しないため、ひび割れ後の剛性が低くなった。

図2 予備試験体図

表1 試験体一覧		
試験体名	使用した溝形鋼	グラウト径 (mm)
φ114-1	①	φ114
φ114-2	①	
φ114-3	①	
φ60-1	①	φ60
φ60-2	①	
φ60-3	②	
φ26-1	①	φ26
φ26-2	②	
φ26-3※	②	

※中央のアンカー切断除去

図3 予備試験装置図

(a) 曲げひび割れ及び圧壊

(b) あと施工アンカーのせん断変形

(c) 両端あと施工アンカー周辺のひび割れ

写真1 φ26-3試験体の破壊状況

(a) グラウト径の比較

(b) 溝形鋼の比較

(c) 中央アンカーの有無

図4 荷重－変位曲線（予備試験）

以上より、無筋コンクリート布基礎の基礎梁側面に溝形鋼をあと施工アンカーで設置することによって、十分な曲げ補強効果が期待できる結果が得られた。その際、あと施工アンカーを設置のための孔の径の影響は少ないことも確認できた。

3. 要素試験

予備試験では、あと施工アンカー径を流通品の最大寸法のM24としたが、ボルト径を小さくすることにより施工が容易になるため、あと施工アンカーの径を実験変数として、せん断性能を確認する要素試験を行い、本試験で使用するあと施工アンカーの径を決めることを目的とする。

3. 1 試験体及び試験方法

試験装置図を図5に、試験体図を図6に示す。試験体は、予備試験で穿孔径の有意な差は確認できなかったため、あと施工アンカーを予め型枠に設置してコンクリートを打設した。あと施工アンカーに用いた材料は全ねじボルト(M16, M18, M20, M22, M24)とし、材料試験の諸元を表2に示す。その際、せん断耐力は引張耐力を $\sqrt{3}$ で除して算出した。試験時のコンクリート圧縮強度を表2に示す。予備試験で使用した溝形鋼①と②の間である溝形鋼C-125×65×6×8には加力用のM24の全ねじを溶接し、その全ねじに油圧ジャッキと荷重計を取り付けて単調加力で引張り、表-2に示す各試験体1体ずつで全10体の試験を行った。

3. 2 試験結果・破壊状況

図5 要素試験装置図

図6 要素試験体 図7 荷重-変位曲線(要素試験)

表2 材料・要素試験結果一覧

試験体名	材料試験			要素試験		
	コンクリート	全ねじ		初期剛性	最大耐力	破壊形式
	圧縮強度 N/mm ²	引張耐力 kN	せん断耐力 kN	kN/mm	kN	
M16	17.6	88.3	51.0	18.7	45.5	△
M18		88.7	51.2	32.6	58.6	○
M20		103	59.5	21.9	54.6	×
M22		160	92.4	32.7	67.3	○
M24-1	26.1	138	79.7	26.4	52.5	×
M24-2				44.5	48.8	×
M24-3				39.9	87.3	○
M24-4				41.5	48.2	×
M24-5	24.4			39.5	88.7	○
M24-6				39.3	86.9	○

○:加力方向 ×:加力直交方向 △アンカーせん断変形

要素試験の荷重-変位曲線を図7に、剛性と最大耐力の一覧を表-2に示す。破壊状況は、M16を除いて加力方向または加力直交方向にコンクリートの割れが起こり、その後、耐力が低下した。M16ではあと施工アンカーのせん断降伏で最大耐力が決まった。今回の試験でコンクリート割れの破壊状況が異なった原因については不明であるが、M16を除いて、最大耐力は割裂の方向に依存しており、加力方向に破壊した試験体(M18, M22, M24-3, 5, 6)では、全ねじボルトの引張強度が高いM22を除き、あと施工アンカーの材料試験から得られた最大せん断力と同程度の耐力が得られた。よって、要素試験体の割裂面は無筋コンクリート基礎梁より小さいことから、あと施工アンカーのせん断耐力は材料試験結果のせん断力程度まで期待できると推測される。

4. 予備試験の解析による検証

曲げ抵抗機構を解明することを目的として、予備試験結果を簡単な数値解析モデルで再現することを試みる。無筋コンクリート基礎梁(以降、解析では基礎梁)のひび割れを再現するために図8に示すようなトラス置換モデルを作成し、任意形状立体フレームの弾塑性応力解析SNAPを用いて静的弾塑性増分解析を行った。

4. 1 解析モデル

モデルの仮定条件について、コンクリートは図8に示すように227.5mm角で梁せい方向に2スパンのトラスモデルを作成し、軸方向の6スパンの各トラスの間に剛とみなせる弾塑性バネ要素(K=10000kN/mm)を設け、コンクリートのひび割れモーメントに相当するバネ軸力に達した時に軸方向のバネ要素の応力を解放することで離散的にひび割れを表現した。ただし、図8に示すX位置ではひび割れ誘発目地を想定するため、バネの要素は設けていない。トラス1スパン分の材軸方向の長さの $F_c=24\text{N/mm}^2$ の無筋コンクリートの曲げ剛性及びせん断剛性と等価になるように、トラスの弦材及び斜材の軸剛性を決定した。溝形鋼は材端に弾塑性曲げバネを有した梁材として線材置換し、無筋コンクリートにあと施工アンカーを介してピッチ455mmで接合している。溝形鋼は予備試験時と同じ断面である溝形鋼①:C-250×90×8×13.5と溝形鋼②:C-100×50×5×

図8 解析モデル図

図9 荷重-変位曲線(解析と試験の比較)

図 13 本試験の荷重 - 変位曲線 (図中の $M_S + M_N$ は 5.5.1 項の $M_S + M_N$ を荷重に換算した値である)

(a) M20@227.5 試験体

(b) M24@303.3 試験体

写真 2 本試験の破壊状況

の偏心により振れ止めローラー設置位置で写真 2 (a) のように基礎梁がねじれ破断した。その際に、鋼材の変形は殆ど見られなかった。一方、M24@303.3 試験体では、正加力 75kN まで加力後に負加力で破壊させた。その結果、荷重が -63kN を境に変形のみが進み、写真 2 (b) のようにひび割れがあと施工アンカーに沿って水平に進展して、その後耐力が低下した。なお、鋼材は載荷点付近で塑性曲げ変形していた。今回の試験において、全ての試験体であと施工アンカーはせん断変形しておらず、試験結果からもあと施工アンカーのピッチと径によるせん断性能の違いは確認できなかった。また、本施工方法によるあと施工アンカーとコンクリートの定着は、初期剛性及び解体後の状況から、欠陥もなく精度良く施工できていた。また、4 章で行った解析と同様の解析モデルを本試験体のあと施工アンカーの間隔に合わせて作成して、弾塑性解析を行った結果、実験結果よりも解析結果の剛性が 2 ~ 3 倍程度大きくなり、全く合わなかった。これは解析では、ねじれによる変形が考慮できなかったためと考えられる。

5. 5 考察

5. 5. 1 曲げモーメント抵抗成分

図 10 の A に示す位置の溝形鋼のフランジの歪みの実測の最大値は、全ての試験体で降伏ひずみ近傍で留まっており、50kN で降伏しない条件での断面設定が妥当であったことが確認された。ただし、M24@303.3 の負加力時には、大変形に伴うあと施工アンカーに沿ったひび割れが生じてから後に、溝形鋼全体に曲げたわみが生じたため、加力位置で溝形鋼に塑性変形が目視で確認できた。

平面保持を仮定して、応力ひずみ関係を材料試験結果から断面内の応力を推定し、溝形鋼に作用している軸力 N と曲げモーメント M_S を算出した。また、溝形鋼の材料引張試験に基づき降伏軸力 N_y 及び降伏曲げモーメント M_y を算出して、これらより図 10 中の A 点の溝

図 14 N-M 降伏相関図

図 15 M24 @ 303.3 試験体の曲げモーメント抵抗成分

形鋼に生じている軸力比 (N/N_y) と曲げモーメント比 (M_S / M_y) を算出し、図 14 に示す。全ての試験において正負最大荷重時に降伏付近まで達していたことが確認できる。

次に、溝形鋼で補強された基礎梁の曲げモーメント抵抗の機構は、①溝形鋼の曲げ抵抗、②基礎梁と溝形鋼の引張力によるトラス機構による抵抗の和で構成されていると考えられる。そこで、載荷点の曲げモーメント (M_0) に対する①と②による耐力負担率を溝形鋼の歪みの実測値より以下のように推定した。その際に、平面保持を仮定して、断面内の力の釣り合いより、①による曲げモーメント M_S と軸力 N に分離した。②の機構による抵抗曲げモーメント M_N は、溝形鋼に作用する軸力 N に応力中心間距離 j (基礎天端からあと施工アンカーまでの距離に 7/8 を乗じた値) を乗じて推定した。①と②の M_0 に対する比率の推移を図 15 に示す。また、 $M_S + M_N$ による荷重と実験値との比較を図 13 に示す。ここで、図中の「 $M_S + M_N$ 」は、 $M_S + M_N$ を荷重に換算した $(M_S + M_N) \times (4/L)$ を示す。M24 @ 303.3 試験体の負加力を除いて、 $M_S + M_N$ と M_0 はほぼ一致しており、応力中心間距離 j の仮定が妥当であると判断できる。一方、M24 @ 303.3 試験体の負加力では M_N の割合が大きく $M_S + M_N$ が M_0 を大幅に上回った。これは、試験の進行につれて写真 2 (b) のようにひび割れがあと施工アンカーに沿って水平に進展し、溝形鋼の曲げ変形も観察された。溝形鋼の両

表3 偏心による短期設計荷重の算定結果

試験体名	短期設計荷重(KN)	実験最大荷重(kN)
M20@227.5	78.09	90.04
M24@227.5		94.32
M24@303.3		75.06

図16 N-M 相関における記号の定義

表4 N-M 相関の勾配の絶対値 k, α および M_u の算定結果

試験体		M20 @227.5		M24 @227.5		M24 @303.3	
		正加力	負加力	正加力	負加力	正加力	負加力
実験	勾配:k	0.42	0.29	0.37	0.23	0.28	0.22
	α	0.70	0.78	0.73	0.81	0.78	0.82
	M_u (kN)	46.9	39.6	44.3	35.8	39.1	35.1
解析	勾配:k	0.31	0.29	0.33	0.27	0.23	0.19
	α	0.76	0.78	0.75	0.79	0.81	0.84
	M_u (kN)	40.7	39.6	42.2	38.4	35.6	33.4
解析/実験	k	1.37	1.00	1.11	0.85	1.23	1.13
	α	0.92	1.00	0.97	1.03	0.96	0.98
	M_u	1.15	1.00	1.05	0.93	1.10	1.05

端はあと施工アンカーで水平拘束されているので、溝形鋼の曲げ変形によるロープ効果が生じ溝形鋼に引張軸力が発生し、 M_N が過大に評価されたため、 $(M_S + M_N) / M_0$ が 100% を超えたと思われる。

5. 5. 2 偏心による短期設計荷重の算定

今回の試験において、図12に示すように引張力と圧縮力の作用線がずれているため、試験体にねじりモーメントが生じ、基礎梁のねじれ破壊が確認された。そこで、小規模建築物基礎設計指針¹⁾に記載されているねじりモーメントに対する検討を式(1)を用いて行い、試験体のコンクリート強度で短期時におけるねじりモーメントに抵抗する短期設計荷重を算定し、実験の最大荷重との比較を行う。ただし、図12に示すように、振れ止めローラーの位置が支点の外側にあるため、対象の範囲にはせん断力が作用しないので、短期設計荷重はねじりモーメントのみで算定する。算定結果を表3に示す。純粋にねじれのみで破壊したM20@227.5とM24@227.5の実験最大荷重が短期設計荷重を少し上まわっており、短期設計荷重の算定

$$\left(\frac{T^2}{T_0}\right) + \left(\frac{Q^2}{Q_0}\right) \leq 1 \quad T = \frac{1}{2} P \times x \quad T_0 = \frac{1.15}{3} \times b^2 \times D \times f_s \times 10^{-6} \quad (1)$$

T: 偏心によって生じるねじりモーメント (kN・m)

T_0 : 短期許容ねじりモーメント (kN・m)、P: 短期設計荷重 (kN)

x: 偏心距離 (mm)、b: 幅 (mm)、D: 梁せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (RC 規準)

($f_s = 1.16$ (N/mm²))

がほぼ妥当であることが確認できた。

5. 5. 3 許容曲げ耐力の算定

5.5.1項の考察結果に基づいて、鋼材の引張許容応力度 f_t に対する溝形鋼の曲げモーメント M_s への寄与分を α とすると、溝形鋼で補強された無筋コンクリートの梁の許容曲げモーメント M_u は式(2)

$$M_u = M_{su} + M_{Nu} = Z \cdot \alpha \cdot f_t \cdot A \cdot (1 - \alpha) \cdot f_c \cdot j \quad (2)$$

M_{su} : 許容曲げモーメント時の溝形鋼の曲げ抵抗

M_{Nu} : 許容曲げモーメント時のトラス機構による抵抗

Z: 溝形鋼の断面係数

A: 溝形鋼の断面積

j: 応力中心間距離 (圧縮縁から溝形鋼の図心までの距離×7/8) で計算することができる。

式(2)の α の値は基礎梁せい、溝形鋼断面、およびあと施工アンカーのピッチなどの影響を受けることが予想される。そこで、溝形鋼断面とあと施工アンカーのピッチは補強設計仕様として決めることはできるが、基礎梁せいは施工物件により異なる。そのため、解析で求める方法の精度について以下に示す。式(2)の α は、溝形

鋼の縁応力度が一定値となるときの軸力と曲げモーメントの比率を表しており、N-M 相関図では図16のようにN-M 相関線と降伏条件との交点の座標に対応する。そこで、溝形鋼に生じる応力から求めるN-M 相関線の勾配kと α の実験値と図13で行った本試験の弾塑性解析結果より求まる解析値の比較を表4に示す。ここで、kは図16におけるN-M 相関線の勾配の絶対値である。また、各 α を用いて f_t に溝形鋼の降伏点の実勢値(320N/mm²)を用いて式(2)より算出された M_u の値も表4に示す。 α の値の実験値に対する解析値の比率は0.92～1.03程度であり、 M_u の値にすると0.93～1.15程度の誤差の範囲で解析より推定できている。

6. まとめ

今回の全ての試験において開発目標性能を満たすことができ、あと施工アンカーのせん断性能(最大耐力および初期剛性)を確認できた。また、曲げ抵抗機構を解明し、それに基づき許容曲げモーメントの計算式を式(2)として導いた。式(2)で用いる α の値は、4.1節で行った解析モデルを用いて実験値に対して0.92～1.03程度の誤差で推定できる。また、布基礎の側面から接合金物の反力を取るような補強方法ではねじりモーメントに対するねじり耐力の検討が必要なことを実験で確認した。いずれの試験体も低強度($F_c = 18$ N/mm²程度)で調査設計したが試験時に強度が出すぎており、低強度コンクリートによる性能の再確認が必要である。また、せん断設計式の確立、M24@303.3試験体のような破壊に対する強度予測法、ねじれ破壊に対する補強方法など、実用化に向けての残された問題は多いが、要求性能を満たす仕様が絞られ、また、曲げ設計の方法が見いだされ、実用化に向けて一歩前進した。

謝辞

本研究は三井ホームリモデリング株式会社(技術推進部 浅利隆一氏)より、研究費を提供いただき行ったものである。研究遂行に際しては、杉本貴之氏(当時、近畿大学大学院修士課程・大学院生)の協力を得ました。ここに、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計指針, pp123-125, 2008.
- 2) 中川, 河合, 岡部: 既存木造住宅の基礎の耐震補強構法の補強効果に関する研究—その1 布基礎の曲げ試験—, 日本建築学会技術報告集, 第35号, PP-113-116, 2011.2.
- 3) 石山, 横濱ほか: 鋼板補強した無筋コンクリート布基礎の破壊性状に関する実験的研究—その1、その2—, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp. 497-500, 2011.

[2012年5月18日原稿受理 2012年8月17日採用決定]