

アラミド繊維筋埋め込み構法の開発

The Development of the Aramid Fiber Stick Implantation Method of Construction

横濱 茂之

YOKOHAMA Shigeshi

1. はじめに

近年、震度VIを超える大地震が発生する頻度が増えている。被災した木造家屋の中には基礎に鉄筋を配していない無筋コンクリート布基礎の建物が含まれている。また、上部構造体が増設壁や金物で補強されていても、布基礎が破壊して建物全体が傾いた悲惨なものもある。この小論は、無筋コンクリート布基礎の補強方法として、アラミド繊維筋を埋め込む方法を開発するために行った実験の一部について報告する。

実験は、課題解決型セミナーの一部として、(株)コーシンハウスケアリング(代表:池谷成海)と連携して実施した。また、アラミド繊維筋は、(株)前田工織製のFF ロッドを用いている。

2. 提案する補強方法

2.1 建築基準法の解釈

我国の建築物の最低基準が建築基準法・同施行令としてまとめられている。同法上、基礎の構造を明確に規定したのは1971年の法改正の時であり、基礎はコンクリート造りまたは鉄筋コンクリート造りの布基礎にすることになった。従って、1971年以前の無筋コンクリート造布基礎は法令違反ではないが、既存の法令から見た場合には「既存不適格」と言える。

2.2 提案する補強方法

日本建築防災協会の「木造住宅の耐震診断と補強方法」には、図-1の補強方法が示されている。しかし、この補強方法を内部布基礎で実施するのは至難の業である。特に、増設部のコンクリートを打設するのは極めて困

難である。そこで、無筋コンクリート布基礎の片側に溝を彫りアラミド繊維筋(前田工織製:FF ロッド)を配して、構造物補修剤で一体化する方法を提案する。アラミド繊維筋は、耐酸性・耐アルカリ性に優れ、かつ、強度的にはSD235の約4倍の引張強度を有している。また、構造物補修剤(コーシンハウスケアリング製:パワーアラスト)は、樹脂系接着剤に繊維を混入したものでコンクリートに比べて強度が高く、両者を組み合わせて使うことで、被り厚さとアラミド繊維筋の定着長さの

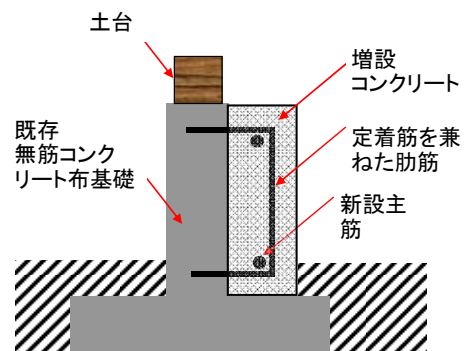


図-1 無筋布基礎の補強例

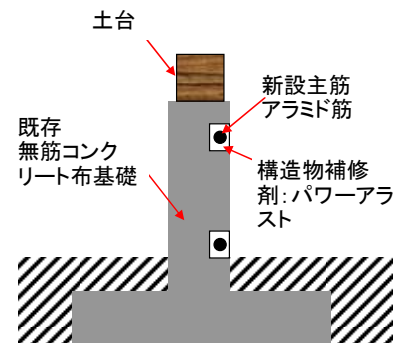


図-2 提案する補強方法

低減がはかれる。また、住宅布基礎程度の主筋量の場合には、理論上、せん断力の伝達はコンクリートのみで可能なので筋筋は設けていない。

現行の建築基準法では、30cm 以内に必ず鉄筋がある。これは、乾燥収縮に伴うひび割れ制限を目的としている。一方、提案する補強法は筋筋を設けておらず、30cm 以内に補強筋は無い。これは、補強対象の無筋コンクリート造布基礎は長期間に渡って応力を受けており、既にひび割れが発生している場合には、補強筋を設けてもひび割れ幅拡大防止程度の効果しか期待できず事実上無意味なための措置である。この点に対する対応策として、構造物補修剤(パワーアラスト)の塗布が極めて有効なことを既に確認している。今回の試験体は、あくまでも力学性状の把握を念頭に置いているため、試験体への構造物補修剤の塗布は行っていない。従って、実験は耐震上最も大切な構造耐力性能の把握に力点をおいており、強度上昇が期待出来る構造物補修剤の効果を無視していることをお断りしておく。

3. 補強案の検証実験

3.1 試験体の概要

試験体は、無筋コンクリート試験体 C と、図-3 に示すアラミド繊維筋を主筋とした場合の検証を目的とした試験体 FA1、定着長さの検証を目的とした試験体 FA2、開口補強部の性能検証を目的とした試験体 FA3 及び FA4 の 5 体である。

アラミド繊維筋は、既存無筋コンクリート造布基礎に幅 30mm、深さ 20mm の溝内に設置後、構造物補修剤で一体化している。試験体 FA2 は、重ね長さ約 50 d (d:アラミド繊維筋径)で継いでいる。

試験体 FA3 及び FA4 は、人通孔等の床下開口部を補強するために、FRP 製の溝型 C-100×35×6 を前田工織製ケミカルアンカー(HC-13)6 本、間隔 15cm で固定している。

アラミド繊維筋は、公称径 7.88mm で異形鉄筋の形状を有しており、有効断面積 42.40mm²、ヤング係数 53.0kN/mm²、保証引張耐力 81.4kN である。一般的な鋼材と比較すると、ヤング係数は 1/4、重量は 1/6、強度は 4 倍で耐酸性・耐アルカリ性に優れた材料と言える。

各試験体の試験区間長さは 300cm で、試験区間中央に集中荷重を加えて破壊に至らしめた。

3.2 実験結果の概要

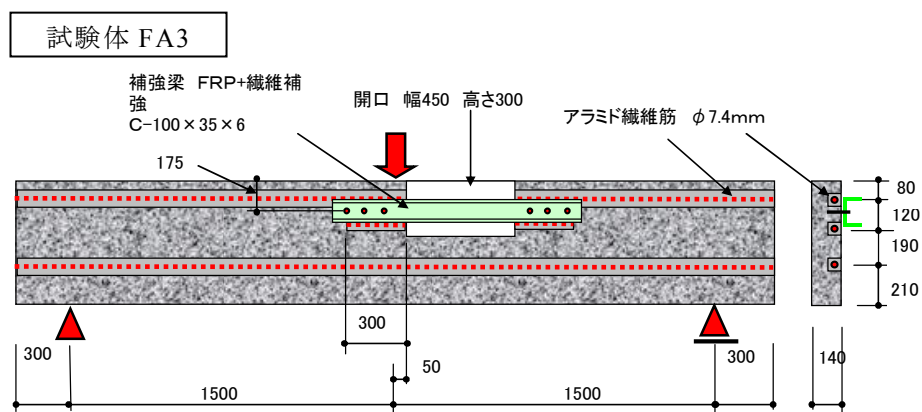
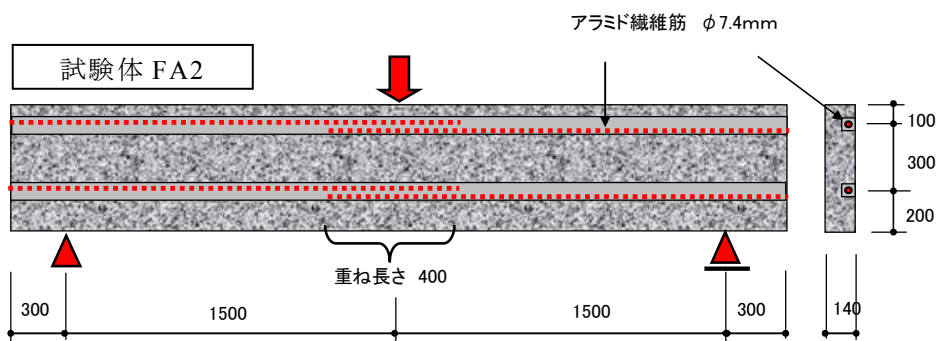
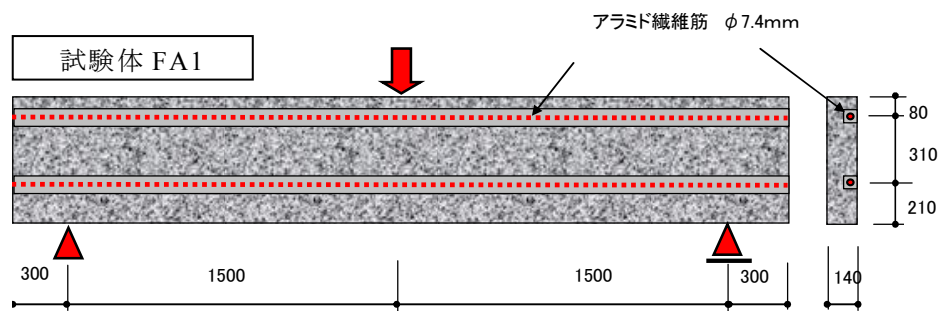
各試験体の、荷重－変位特性を図－4 に示す。試験結果一覧表を表－1 に示す。

無筋コンクリートの試験体 C は、33.9KN で曲げひび割れが発生したと同時に破壊した。粘り等はなく極めて脆性的な破壊であった。

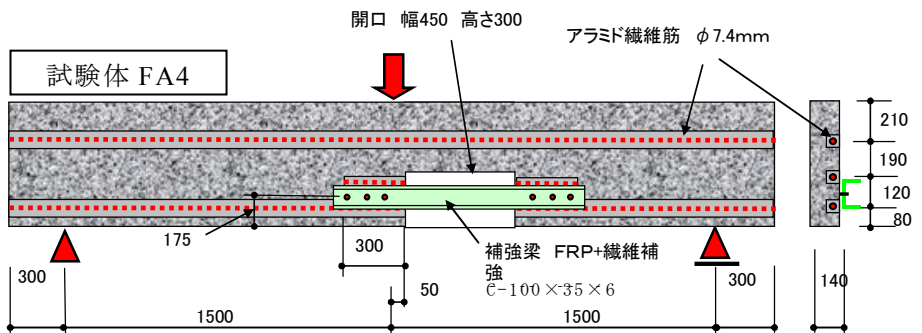
アラミド繊維筋を主筋とした試験体 FA1 は、41.4KN で曲げひび割れが発生すると一時的に耐力低下を起したが、その後、荷重は再び上昇し 42.9KN で最大耐力に達した。曲げ圧縮域のコンクリートも圧壊しており安定した挙動を示している

定着長さの検証を目的とした試験体 FA2 は、40.4KN で曲げひび割れが発生すると一時的に耐力低下を起したが、その後、荷重は再び上昇し 48.8KN で最大耐力に達した。曲げモーメント最大域で主筋継手を設けているため主筋量が多くなっているため FA1 より最大荷重が大きな値となっている。曲げ圧縮域のコンクリートも圧壊しており最大耐力以後も 20KN～30KN の荷重を保持している。

人通孔等の床下開口部が圧縮側となる場合の提案補強方法の検証試験体 FA3 は、9.9KN で曲げひび割れが発生すると一時的に耐力低下を起したが、荷重が低い分その影響は小さく、24.3KN で最大耐力に達した。最大耐力は、FRP 溝型材のウェブとフランジ接合部の破壊で決した。



試験体 FA3(開口圧縮側)



試験体 FA4(開口引張側)

図－3 試験体図

人通孔等の床下開口部が引張側となる場合の提案補強方法の検証試験体 FA 4 は、5.9kN で曲げひび割れが発生したが耐力低下はなく、36.3kN で最大耐力に達した。最大耐力は、FRP 溝型を固定したケミカルアンカーを起点とした曲げせん断ひび割れの進展による破壊である。

開口部の補強効果を検証した 2 体の試験体は、最大荷重がやや低いものの安定した挙動を示している。

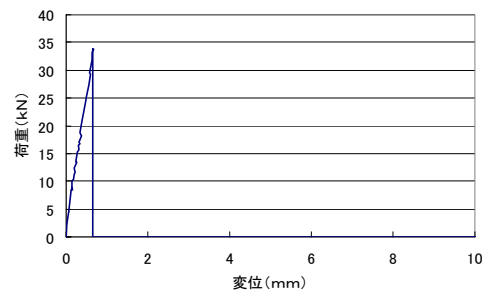
4. 補強案の実験結果の検証

現在、無筋コンクリート造布基礎の補強効果に関する基準は一切存在しない。そこで、現在一般的に行われている構造設計で期待している終局曲げ耐力を基準に実験結果を検証してみることにする。

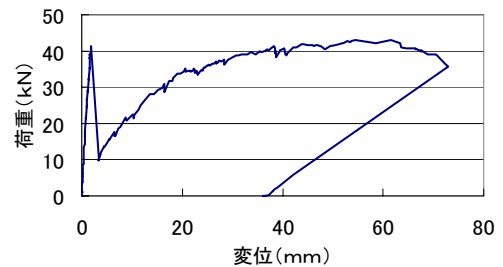
健全な布基礎断面を図－5 と考え、布基礎立ち上がり部(地中梁部)に構造設計で期待している終局耐力を算定する。

一般的に行われている住宅の布基礎の設計では、フーチング部分は地反力を処理するものとして設計し、残余の地中梁部分に曲げ耐力を期待した設計を行っている。現在は、2 階建て住宅布基礎の上下主筋には異形鉄筋 1-D13 を用いるのが一般的である。過去には丸鋼 1-12φ が一般的な時代もあった。ここでは、安全を最優先に考えて断面積が大きく終局耐力の大きい異形鉄筋 1-D13 を用いた布基礎について考えることにする。

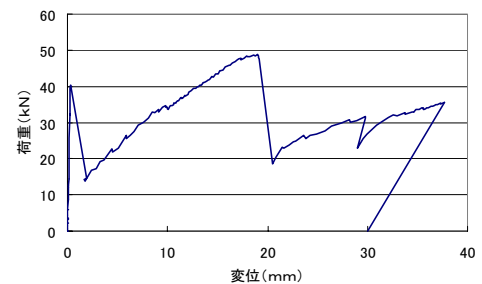
図－5 の終局耐力は、式(1)で算定するのが一般的である。式(1)を適用する際に鉄筋の規格が問題となる。異形鉄筋の場合、SD235, SD295, SD345(末尾の数値が基準強度 F で、単位は N/mm^2 である)が主に市場に流通しており、最も使用量の多いのが SD235 と考えられる。そこで、上下主筋には異形鉄筋 1-D13、材質 SD235 を想定して検討を行うこととした。



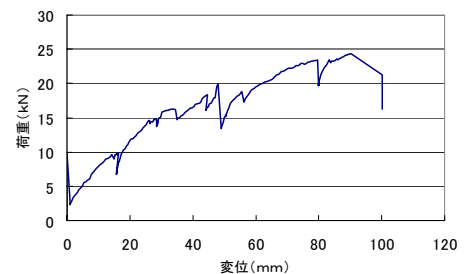
(a) 無筋試験体 C



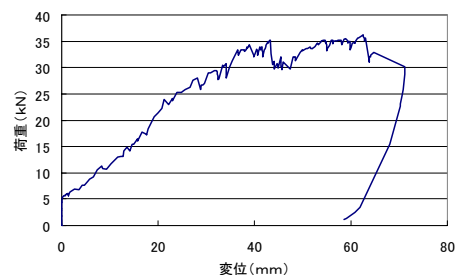
(b) 試験体 F A 1



(c) 試験体 F A 2



(d) 試験体 F A 3



(e) 試験体 F A 4

図－4 荷重－変位特性

$$M_{MAX} = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \text{ ----- (1)}$$

ここで、 a_t ：引張主筋断面積

σ_y ：主筋の降伏点(F 値の 1.1 倍)

d ：有効せい($d = D - d_1$)

式(1)で、図－5 の曲げ終局耐力 M_{MAX} を算定すると $M_{MAX} = 1610 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ を得る。

一方、実験では、試験区間長 $L = 3000 \text{ mm}$ の試験体中央に荷重を加えている。この時、試験体中央の最大曲げモーメント M を荷重 P に直すと式(2)となる。

$$P = 4 \cdot M / L \text{ ----- (2)}$$

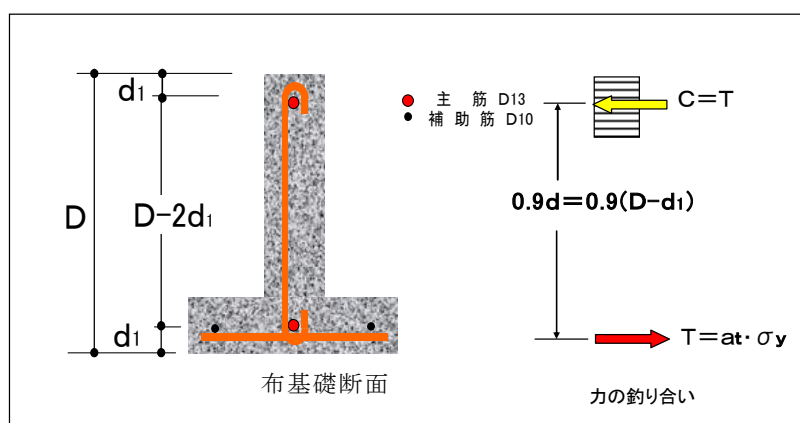
式(1)の M_{MAX} を、式(2)に代入すると、実験値と比較する曲げ終局耐力の荷重表現

表－1 試験結果一覧表

試験体	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊状況
	P_{BC} (kN)	δ_{BC} (mm)	P_{MAX} (kN)	δ_{MAX} (mm)	
C	33.9	0.66	33.9	0.66	曲げひび割れ発生と同時に破壊
FA1	41.4	1.85	42.90	54.55	曲げひび割れ発生後一時的に耐力低下。その後の加力でひび割れ進展。曲げ圧縮域コンクリート圧壊。
FA2	40.4	0.48	48.80	19.04	曲げひび割れ発生後一時的に耐力低下。その後の加力でひび割れ進展。曲げ圧縮域コンクリート圧壊。
FA3	9.9	0.03	24.3	89.99	曲げひび割れ発生後、一時的に耐力低下。加力とともに荷重は再び上昇。FRP梁のウェブとフランジの接合部が裂けて耐力低下。
FA4	5.9	0.92	36.3	62.51	曲げひび割れ発生後、一時的に耐力低下。加力とともに再上昇。FRP梁の損傷が進み耐力が上がりにくくなる。端部のケミカルアンカーを起点として曲げせん断ひび割れも発生し耐力低下。

記号と寸法

記 号	寸 法 (mm)
D	600
d_1	55



図－5 布基礎断

$P_{MAX}=21.5\text{KN}$ を得る。

他方、実験値であるが次の事に注意する必要がある。主筋量が少ない鉄筋コンクリート基礎梁の曲げせん断実験を行うと、曲げひび割れ発生(図-6の P_1)後に荷重が大きく低下する(図-6の P_2)。その後の加力で荷重は再び上昇し最大耐力(図-6の P_3)に達する。実際の布基礎では、力学的な曲げひび割れ以外に乾燥収縮ひび割れが発生することがある。仮に、乾燥収縮ひび割れが曲げひび割れ発生位置近傍に事前に発生すると加力時の挙動は図-6のO点→2点→3点の順で推移する。また、対象としている大地震以前に中小地震で曲げひび割れが発生した場合も同様の挙動を示す。従って、経年変化後の最大荷重を検討する際には、曲げひび割れ以後の耐力で検討すべきである。本実験の場合には、 $P_1 < P_3$ なので P_3 を最大耐力として検討する。この観点に立てば、無筋コンクリート造の試験体Cは、曲げひび割れ直後に破壊しており検討すべき最大耐力はゼロである。

以上の事項から、設計で期待している終局耐力(必要終局耐力)と実験より求めた最大耐力を比較したのが表-2である。表によれば、実験値は必要終局耐力を上回っており、本論で提案する補強方法の妥当性が証明された。特に、開口部の無い試験体FA1とFA2は、必要終局耐力の2倍以上の値を示しており十分な余力がある。開口補強を前提とした試験体FA3及びFA4では、余力は少ないが構造設計で期待している鉄筋コンクリート造布基礎地中梁の構造耐力を保有しており十分な強度を有している。

5. 結 論

無筋コンクリート造布基礎の補強方法として、地中梁片面に溝を彫りアラミド繊維筋を挿入後、構造物補修剤(パワーアラスト)で一体化する工法を提案し、実験にて構造耐力性能を検証した結果、満足する性能値を保有していることを確認した。

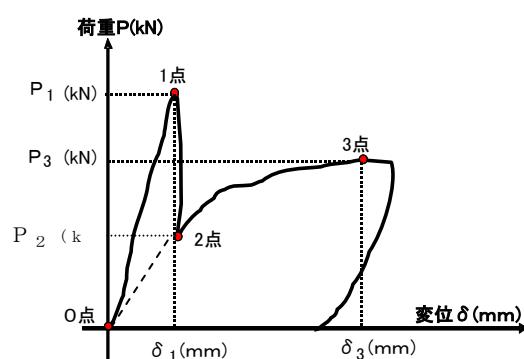


図-6 P-δ特性

表-2 実験結果の検証

試験体	実験値	設計理論値	実験値 理論値 ①/②	判 定
	最大耐力時 ① P_{MAX} (kN)	必要終局耐力 ② P_{MAX} (kN)		
FA1	42.90	21.50	2.00	○
FA2	48.80	21.50	2.27	○
FA3	24.30	21.50	1.13	○
FA4	36.30	21.50	1.69	○

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法、2004. 8. 25
- 2) 前田工織：前田工織総合カタログ、Vol. 1, 2008
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990