

無筋コンクリート造布基礎の鋼板補強に関する実験的研究

横濱 茂之*

Experimental Study on Steel Plate Reinforced Concrete Footing

YOKOHAMA Shigeshi*

*建築構造・評価ユニット

§1 はじめに

既存木造住宅の無筋コンクリート造布基礎の補強方法には、日本建築防災協会のRC造布基礎を増し打ちする方法¹⁾がある。しかし、この方法で建物内部の布基礎を補強するには、1階床面を壊す必要があり現実的ではない。一方、1階床面を壊さずに無筋コンクリート造布基礎を補強する方法として、ねじ込み式アンカーを用いて鋼板を布基礎に固定する方法²⁾が提案されている。この方法は、曲げひび割れ発生と同時に最大耐力に達する脆性的な無筋コンクリート造布基礎の挙動を、曲げひび割れ発生後に一時的な耐力低下はあるものの、設計で期待している終局曲げ耐力まで向上させることが可能である。ただ、現状のままでは、曲げひび割れ発生直後の荷重がほぼゼロとなる場合もあり上部構造への影響が懸念される。この為、鋼板の躯体への固定方法として、ねじ込み式アンカーに加えて接着材を併用することで、一時的な耐力低下の改善が可能か否か、及び、曲げ耐力に接着材が関与するかを判断するために実大の2/3相当の試験体を製作して実験的な検証を行った。

§2 実験の概要

2.1 ねじ込み式アンカー単体のせん断強度試験

鋼板の取り付けに使用したねじ込み式アンカーは図1の形状をしている。ドリルで直径8.5mmの下穴を開け、アンカー挿入後にトルク40N・m以上で回転させて締め付け、コンクリートに雌ねじを形成することで鋼板を固定するものである。試験体製作に用いたロットのねじ込み式アンカー12体に、図2に示す方法でせん断力を加えて、ねじ込み式アンカー単体のせん断強度試験を行った。せん断試験結果の平均値を表1示す。ねじ込み式アンカーの推定基準強

度Fから12T級の素材であることがわかる。

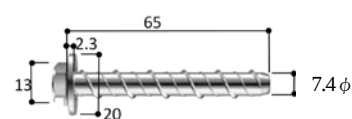


図1 ねじ込み式アンカーの形状寸法

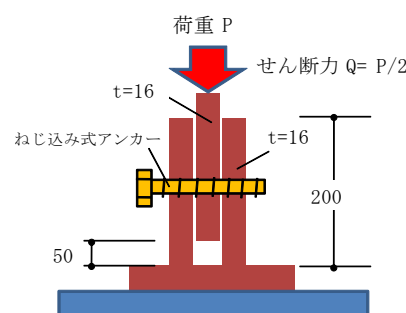


図2 ねじ込み式アンカー単体のせん断試験方法

表1 ねじ込み式アンカー単体のせん断試験結果

最大せん断力 bQ_{max} (kN)	軸部断面積 a_b (mm ²)	せん断応力度 τ_{max} (N/mm ²)	推定基準強度 F (N/mm ²)
41.1	42.9	956	1278

2.2 ねじ込み式アンカー固定時伝達せん断力試験

ねじ込み式アンカーを躯体コンクリートに固定した場合の伝達せん断力の確認を図3の方法で行った。試験結果を図4に示す。図中の縦軸 τ_{sl} は、最大せん断力を軸部断面積 a_b (42.9mm²)で除した値である。■印が実験値であり、いずれも、ねじ込み式アンカーの破断ではなく、ねじ込み式アンカーの躯体内変形に伴う躯体コンクリートの破壊で最大せん断力が決定されている。また、図4中には、同一の試験方法による直径10φ首下長さ75mmのねじ込み式アンカーの下限せん断強度推定式²⁾である式(1)も併記している。式(1)は、図1のねじ込み式アンカーを躯体コンクリ

ートに固定した場合の伝達せん断力の下限に位置している。

図5に引張力を受ける鋼板の伝達せん断力を示す。ねじ込み式アンカーの伝達せん断力は、せん断面Ⅱでは表1の値を、せん断Ⅰでは式(1)を適用できるとして試験体を設計している。なお、試験体の設計で接着材の伝達せん断力を無視したのは、後述するように、曲げモーメントが最大となる試験体中央部で曲げひび割れ発生と同時に、躯体コンクリートから鋼板が剥離しており、曲げ破壊面では接着材の関与が無かったからである。

$$\tau_{su}=12.1\sigma_b+261 \quad \text{—————(1)}$$

ただし、 $\tau_{su}\leq 532 \text{ N/mm}^2$

σ_b : コンクリート強度 (N/mm^2)

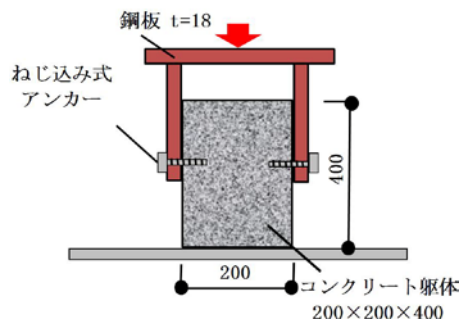


図3 躯体固定時伝達せん断力確認試験

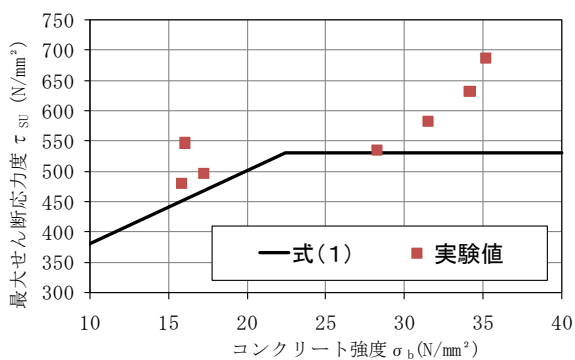


図4 躯体固定時伝達せん断力試験結果

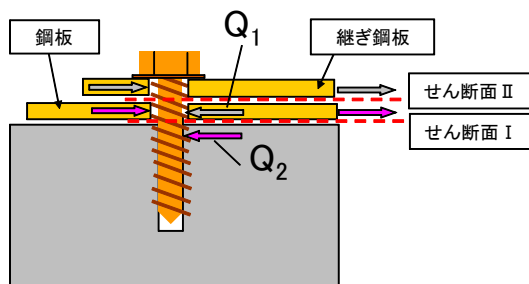


図5 せん断面と伝達せん断力

2.3 曲げせん断実験試験体

試験体一覧を表2に、試験体図を図6にそれぞれ示す。試験体全長 l は2600mm、全せい400mm、試験区間は2000mm、シアスパン比 $M/QD=2.5$ で全試験体共通である。

試験体RCは、一般の鉄筋コンクリート造布基礎を2/3倍にモデル化して寸法を定め、引張鉄筋比は、実際の建物でよく見られる基礎幅 $b=120\text{mm}$ 、有効せい $d=550\text{mm}$ 、引張主筋断面積 $a_t=127\text{mm}^2$ (1-D13) の場合を参考に約0.2%とした。同様に、あばら筋比もよく見られる 1-D10@300 を参考に約0.2%とした。試験体に使用した主筋D10及びあばら筋6φの性質を表3に示す。試験方法はJIS Z2201に準拠して求めた。試験体Cは、無筋コンクリートの試験体である。

一方、鋼板補強した試験体は、頭文字Sの試験体が躯体コンクリートに鋼板をねじ込み式アンカーで、頭文字SPの試験体が鋼板をねじ込み式アンカーと接着材で固定している。鋼板の種類は2種類で、試験体名にⅠの記述があるものはPL-4.5×40(SS400)を、試験体名にⅡの記述があるものはPL-2.3×80(SS400)を用いている(表2参照)。鋼板の継ぎ手位置はスパン中心部、継ぎ手方法は鋼板を重ねてねじ込み式アンカーで固定する方法とし接着材は塗布していない。使用した接着材は、「アラミド繊維片混入エポキシ樹脂系接着材」で塗布量は1000g/m²である。なお、下端の鋼板を試験体最下部から140mmの位置に配置したのは、フーチング上部に鋼板を配置した場合の寸法をモデル化したことによる。

表2 試験体一覧表

試験体名	試験体の特徴	鋼板	接着剤	コンクリート圧縮強度 σ_b (N/mm^2)
RC	鉄筋コンクリート	—	—	28.5
C	無筋コンクリート	—	—	
SⅠ	無筋コンクリートに鋼板をアンカーのみで固定	鋼板Ⅰ: PL-4.5×40(SS400)	無し	
SⅡ	無筋コンクリートに鋼板をアンカーのみで固定	鋼板Ⅱ: PL-2.3×80(SS400)	無し	
SPⅠ	無筋コンクリートに鋼板をアンカーと接着剤で固定	鋼板Ⅰ: PL-4.5×40(SS400)	有り	
SPⅡ	無筋コンクリートに鋼板をアンカーと接着剤で固定	鋼板Ⅱ: PL-2.3×80(SS400)	有り	

表3 鉄筋の性質

	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強さ σ_m (N/mm^2)	ヤング係数 E_m (N/mm^2)
D10	361.7	490.0	2.27×10^5
6φ	266.7	440.3	1.43×10^5

至らしめた。

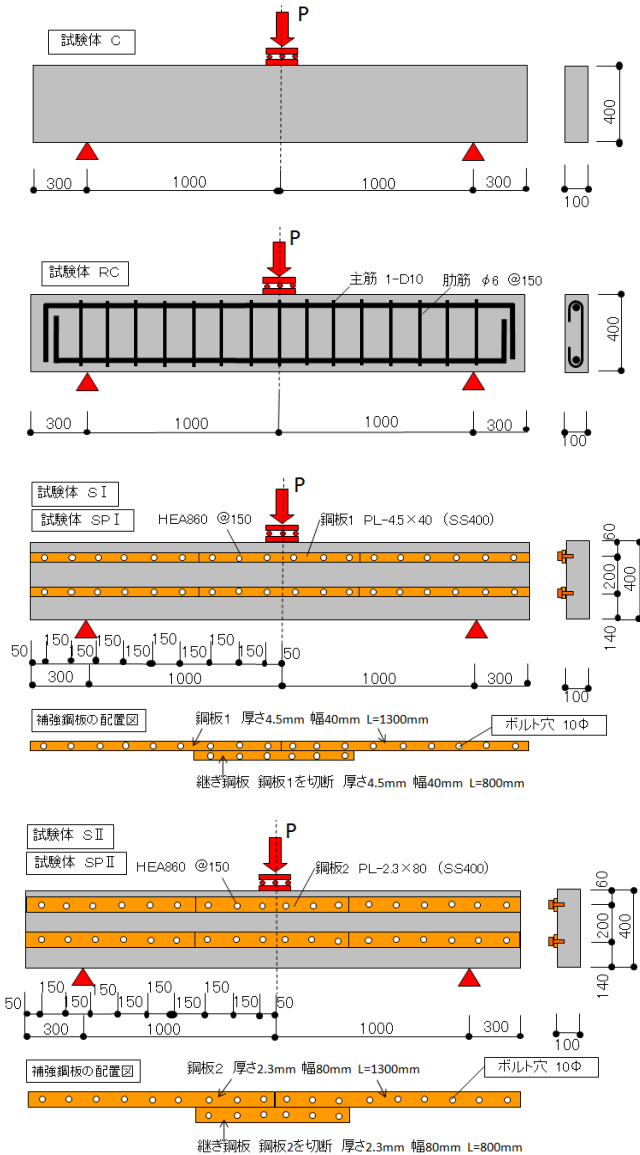


図6 試験体図

2.4 実験方法

試験体への加力方法を図7に示す。試験体への加力は、試験体中央に集中荷重を加える単純梁加力とした。単純梁加力を採用したのは、今回の実験の対象が地震時の曲げ耐力であり、せん断破壊を対象としていないことによる。

試験体への加力は、油圧ジャッキ(容量300kN)を用い、計測は、荷重はロードセル、変位は電気式変位計(精度1/100mm, 動長100mm)を用いて歪ゲージのデータと共に、データロガーにて収録後パソコンにて処理した。

また、荷重の履歴は最も単純で試験体の特徴を把握しやすい方向単調載荷として、試験体を破壊に

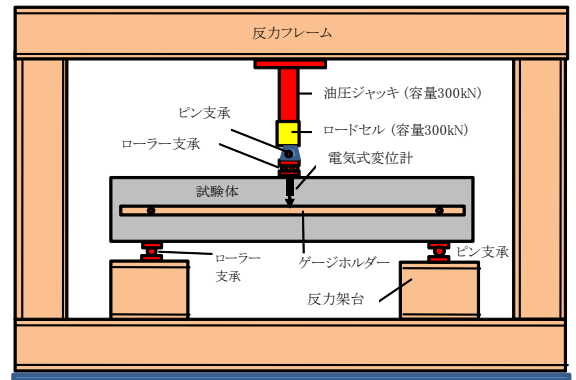


図7 加力方法図

2.5 曲げせん断実験結果

試験結果一覧を表4に示す。試験体の最終破壊状況を図8に、荷重-変位特性を図9及び図10にそれぞれ示す。なお、試験体SIIの変位は、実験時に変位計を固定したボルトをひび割れが横切って開口したため、変位計が回転して正確な値を測定できていないため参考値である。

無筋コンクリートの試験体Cは、曲げひび割れ発生と同時に最大荷重に達した。鉄筋コンクリートの試験体RCは、曲げひび割れ発生後に引張主筋が降伏し曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊して最大荷重に到った。

鋼板で無筋コンクリートを補強した試験体は、曲げひび割れ発生後に試験体中央下端に配置した継ぎ鋼板が引張降伏し、上端の継ぎ鋼板が座屈後に曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊して最大荷重に到った。表4より、鋼板補強を行った試験体は、固定方法にかかわらず、無筋コンクリート試験体Cより、曲げひび割れ発生荷重及び最大荷重ともに大きくなっており補強効果が認められた。また、鋼板補強を行った試験体の最大荷重を比較すると、試験体S I < 試験体SP I, 試験体S II < 試験体SP IIの関係が成立しており接着材の効果が認められる。なお、試験体SP I とSP II は、曲げモーメントが最大となる試験体中央部で、曲げひび割れ発生と同時に、鋼板が躯体コンクリートから剥離しており、曲げ破壊面で接着材の影響はないと考えられる。鋼板補強を行った試験体の挙動の特徴を図11に示す。図11の応力再分配顕著領域は、

曲げひび割れの進展と開口に伴い引張側鋼板が再び有効となるまでに進行する塑性化の領域であり、引張鉄筋比の少ない一般のRC造単筋梁でも認められる。この領域が顕著に表れるのが無筋コンクリートを鋼板で補強した場合の特徴である。今、図11の P_{BC2}/P_{BC} を曲げひび割れ発生直後の耐力比 α と定義し、図9及び図10より α を算定すると、試験体S Iが0.26、試験体S IIが0.14、試験体SP Iが0.45、試験体SP IIが0.74である。 α は補強前の試験体Cではゼロなので鋼板補強の効果は認められ、ねじ込み式アンカーに加えて接着材を併用した頭記号SPの試験体で顕著と言える。

ところで、試験体SP Iの鋼板は $PL-4.5 \times 40$ 、試験体SP IIの鋼板は $PL-2.3 \times 80$ で断面積はほぼ等しい(表2参照)。従って、鋼板を鉄筋と同様に引張力、或いは、圧縮力を負担するだけの役割と考えると α に差は無いはずであるが、試験体SP Iが0.45、試験体SP IIが0.74で、試験体SP Iを1に取ると、試験体SP I : 試験体SP II = 1 : 1.6である。一方、鋼板の幅の寸法比は、試験体SP I : 試験体SP II = 1 : 2で α の比と近い値となっており、接着材の影響を示唆している。従って、接着材の併用を前提とすると、鋼板の板厚を厚くして幅を狭くするよりも、板厚を薄くして幅を広くする方が α を大きくする上で有利と考えられる。

表4 試験結果一覧表

試験体名	ひび割れ発生時		最大荷重時		破壊経過
	荷重 P_{BC} (kN)	変位 δ_{BC} (mm)	荷重 P_{max} (kN)	変位 δ_{max} (mm)	
RC	23.7	1.08	30.57	31.41	BC→SBY→CC
C	16.82	0.75	16.82	0.75	BC
S I	20.19	0.63	27.06	17.95	BC→SY→CC
S II	18.43	0.62	22.09	8.19	BC→SY→CC
SP I	19.89	0.56	37.88	30.53	BC→SY→CC
SP II	25.89	0.71	35.69	21.51	BC→SY→CC

BC : 曲げひび割れ SBY : 主筋降伏
SY : 鋼板降伏 CC : 圧縮域コンクリートの圧縮破壊

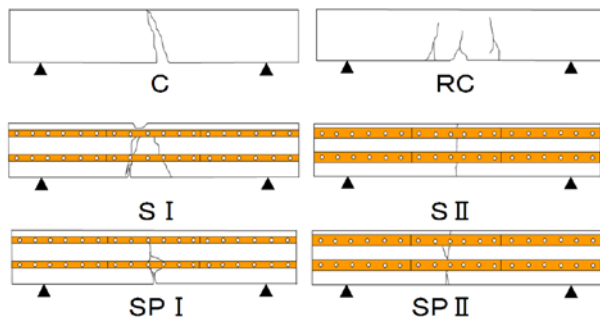


図8 試験体の破壊状況

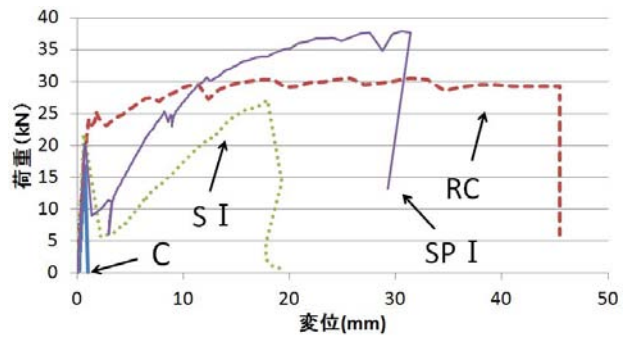


図9 荷重-変位特性

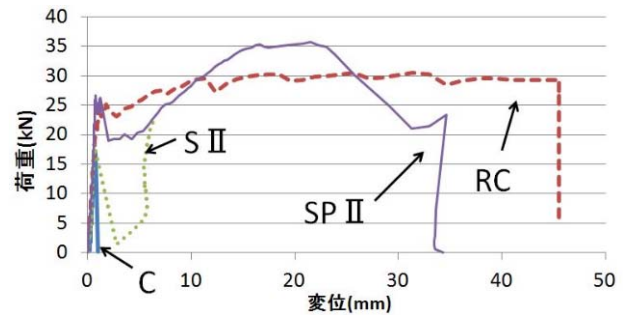
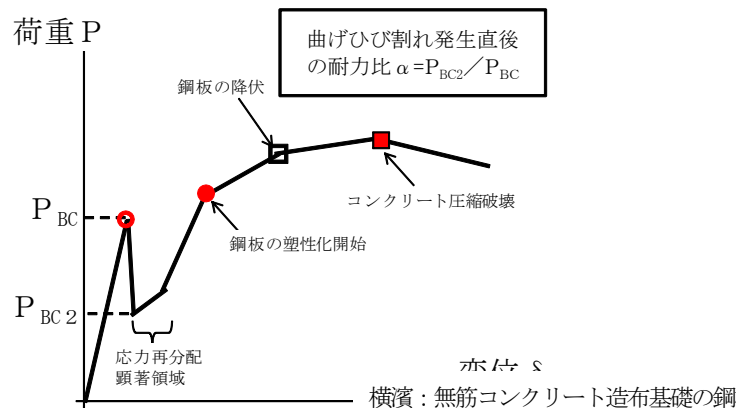


図10 荷重-変位特性

図11 鋼板補強試験体の特徴と耐力比 α の定義

2.6 曲げせん断実験最大荷重の検討

本実験では、全ての試験体が曲げせん断ひび割れの発生もないまま、曲げ破壊で最大荷重に達した。この為、ここでは、最大荷重と曲げ理論値との比較検討のみを実施した。

試験体RCの最大荷重理論値は式(2)から求めた。式(2)のカッコ内は、慣用の曲げ耐力式³⁾の降伏点 σ_y を引張強さ σ_u に書替えた。式(2)から式(4)の $4/Le$ は、単純梁加力時のモーメントを荷重に変換する処置である。式(2)で引張強さ σ_u を採用したのは、鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾の最小引張鉄筋比0.4%以下の梁部材では主筋の破断が見られ、試験体RCの引張

鉄筋比は0.2%であることによる。

試験体Cの最大荷重理論値は式(3)から求めた。式(3)のカッコ内は、慣用の曲げひび割れ耐力式である。

無筋コンクリートを鋼板補強した場合の最大荷重理論値 $P_{max理}$ は、図12のモーメントと鋼板軸力の関係が成立するとして、次の仮定を設けた。

仮定1: 鋼板又は継ぎ鋼板の引張降伏による曲げ破壊時の最大荷重 P_{U1} は、釣合い鉄筋比以下のRC梁と同じく式(4)の適用が可能と仮定した。式(4)中のカッコ内はRC部材の慣用曲げ耐力式³⁾であり、 $4/Le$ は、モーメントを荷重に変換する処置である。

仮定2: ねじ込み式アンカーがコンクリートと鋼板間で破壊する時の最大荷重 P_{U2} は式(5)の適用が可能と仮定した。式(5)は、ねじ込み式アンカーがコンクリートと鋼板間で破壊する時のせん断耐力を、式(1)から求めた τ_{SU} とアンカー断面積の積 a_b から求め、図12に示す M_1 と M_2 の差を応力中心間距離 j で除して求めた値より大きいことが確認されれば破壊は起きないとして仮定して誘導した。

仮定3: ねじ込み式アンカーが鋼板と継ぎ鋼板間で破壊する時の最大荷重 P_{U3} は式(6)の適用が可能と仮定した。式(6)は、アンカーが鋼板と継ぎ鋼板間で破断する時のせん断耐力 bQ_{max} を表1から求め、図13の鋼板軸力とボルトのせん断力の関係²⁾から求めた Q_{A1} より bQ_{max} が大きければ破断しないと仮定して誘導した。

仮定4: 各破壊モードの最低破壊荷重が最大荷重となり、式(7)の適用が可能と仮定した。

図12は、試験体SI及びSIIのように曲げ耐力時の鋼板の引張力が、ねじ込み式アンカーのみで躯体コンクリートへ伝達すると考えた時に成立する。接着材がある試験体SPI及びSPIIでは、曲げモーメントが最大となる試験体中央部では、曲げひび割れ発生と同時に躯体コンクリートから鋼板が剥離して継ぎ鋼板のみで引張力を伝達していることから、試験体中央部の曲げ破壊面では成立していると考えざるを得ない。

$$P_{max理} = 4(0.9a_t \cdot \sigma_U \cdot d) / L_e \quad \text{--- (2)}$$

$$P_{max理} = 4(0.56\sqrt{\sigma_b} \cdot Z) / L_e \quad \text{--- (3)}$$

$$P_{U1} = 4(0.9a_e \cdot \sigma_y \cdot d) / L_e \quad \text{--- (4)}$$

$$P_{U2} = 2\tau_{SU} \cdot a_b \cdot j / (L_1 - L_2) \quad \text{--- (5)}$$

$$P_{U3} = 2bQ_{max} \cdot j / (L_1 - 0.55L_2) \quad \text{--- (6)}$$

$$P_{max理} = \min(P_{U1}, P_{U2}, P_{U3}) \quad \text{--- (7)}$$

ここで、 a_t : 引張鉄筋(下端主筋)の断面積、 σ_U : 主筋の引張強さ、 d : 有効せい、 L_e : 試験区間長、 σ_b : コンクリートの圧縮強度、 Z : 断面係数、 a_e : 鋼板の有効断面積、 σ_y : 鋼板の降伏点、 τ_{SU} : アンカーのコンクリート固定時最大せん断耐力、 a_b : ねじ込み式アンカーの軸部の断面積、 j : 応力中心間距離(7d/8)、 L_1 及び L_2 : 支点からねじ込みアンカーまでの長さ(図11参照)、 bQ_{max} : アンカー単体のせん断耐力

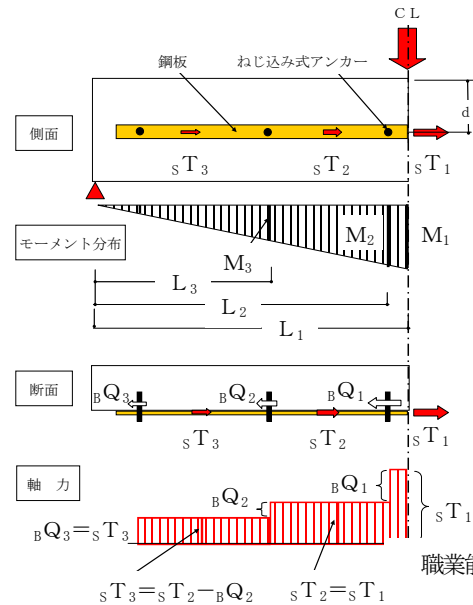


図12 曲げモーメントと鋼板の軸力

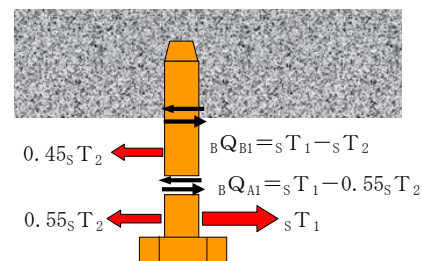


図13 鋼板の軸力とボルトのせん断力²⁾

前述の仮定に基づいて算定した、理論値と実験値の比較を表5に示す。

表5には、曲げひび割れ発生以前は、鉄筋又は鋼板が一体として機能することが期待できる試験体RC,

試験体 SP I 及び SP II では、鋼板を考慮した断面係数 Z_e を用い、他の試験体ではコンクリート断面のみの断面係数 Z から求めた曲げひび割れ発生荷重の理論値と実験値の比較も示している。表 5 によれば、曲げひび割れ発生荷重が危険側となる試験体は無い。

表 5 によれば、最大荷重については、コンクリートと鋼板間に接着材が無いために、試験体中央部で一体性が期待できない試験体 S I と S II より、接着材によって破壊面を除く試験体中央部で一体性が確保されている試験体 SP I と SP II の方が理論値に対する安全率が高い。理論値算定で考慮していない接着材の効果と考えられる。また、試験体 S II の実験値が理論値を下回っており、鋼板とコンクリート間に接着材を用いることは、理論値の算定に用いた一連の算定式適用の観点から不可欠と考えられる。なお、表 5 の理論値から、鋼板で補強した試験体は、曲げひび割れ発生後に鋼板の降伏で最大荷重に到ることがわかる。この事は、実験結果と一致する。しかし、接着材を併用した試験体 SP I と SP II の実験値とは隔たりが認められる。予測精度を向上させるには、何らかの方法で接着材の効果を取り入れる必要がある。

表 5 理論値と実験値の比較

	曲げひび割れ発生時			最大荷重時					
	$P_{\max理}$ (kN)	$P_{\max実}$ (kN)	実／理	P_{U1} (kN)	P_{U2} (kN)	P_{U3} (kN)	$P_{\max理}$ (kN)	$P_{\max実}$ (kN)	実／理
R C	17.9	23.7	1.32	-	-	-	22.5	30.57	1.36
C	15.9	16.82	1.05	-	-	-	15.9	16.82	1.05
S I	15.9	20.19	1.27	25.9	237.0	39.2	25.9	27.06	1.04
S II	15.9	18.43	1.16	29.0	237.0	39.2	29.0	22.09	0.76
SP I	16.9	19.89	1.18	25.9	237.0	39.2	25.9	37.88	1.46
SP II	17.0	25.89	1.52	29.0	237.0	39.2	29.0	35.69	1.23

試験体解体時に、試験体 SP II を目視観察して、鋼板が躯体コンクリートから剥離している範囲を描いたのが図 14 である。試験体の曲げひび割れは、鋼板間で生じており、剥離の範囲は、下端の鋼板ではひび割れから両側 50mm 程度、上端の鋼板では圧壊したコンクリートの領域と同じであった。従って、破壊面では直接的に接着材は関与していない。この為、継ぎ鋼板の引張拘束(引張力負担)が問題となると考えられるが、試験体 SP I 及び SP II の継ぎ鋼板の断面積がほぼ同じであることから、破壊面の継ぎ鋼板の引張拘束のみで接着材を併用した試験体の実験値と理論値の

隔たりを説明できない。材軸方向の鋼材全体の引張変形の考慮、或は、鋼板を鉄筋としてではなく曲げ補強材として取り扱う必要等があると考えられる。今後の課題である。

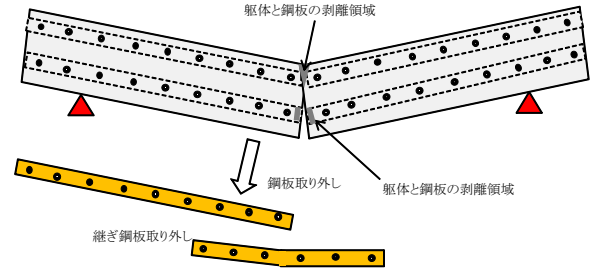


図 14 鋼板の躯体コンクリートからの剥離

§ 3 結 論

無筋コンクリート造布基礎に、鋼板をねじ込み式アンカーと接着材で固定する補強方法を意図とした模型実験を行い次の結論を得た。

- ・ 曲げひび割れ発生直後の耐力比 α (図 11 参照) は、ねじ込み式アンカーのみの場合には 0.14~0.26 であったが、接着材を併用した場合には 0.45~0.74 まで改善が認められた。
- ・ 最大荷重(曲げ耐力)は、接着材を併用することで向上しており、接着材の関与が認められる。
- ・ ねじ込み式アンカーと接着材を併用した場合の最大荷重(曲げ耐力)は、式(4)から式(7)で安全側に推定可能であるが、隔たりが認められる。予測精度向上のためには、接着材の効果を取り入れる方法を開発する必要がある。
- ・ 曲げひび割れ発生荷重は、鋼板を鉄筋として取り扱った式(3)で安全側に評価された。

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法，日本建築防災協会，1996. 1, pp. 35
- 2) 替亮太郎，横濱大吾，横浜茂之：鋼板補強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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33, pp. 65-72
- 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. 10, pp. 390
- 4) 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, pp. 73