

鋼板補強無筋コンクリート布基礎の破壊性状に関する研究

Experimental Study on Destruction Property of Steel Plate Reinforcement Concrete Footing

横濱 茂之 張替 亮太郎 横濱 大悟

YOKOHAMA Shigeshi HARIGAE Ryoutarou YOKOHAMA Daigo

1. はじめに

木造住宅布基礎を無筋コンクリート造とした場合には、過去の地震でも被害が増大することが報告されている。無筋コンクリート造布基礎の代表的な補強方法として、日本建築防災協会のRC布基礎を増設する方法¹⁾がある。しかし、1階床面を壊さずに建物内部で施工することは困難である。そこで、1階床面を壊さずに、建物の外周部及び内部で施工可能な方法の一つとしてねじ込み式アンカー²⁾を用いた鋼板補強を考案し実験的検討を行なった。図-1に本論文で検討した補強方法を示す。

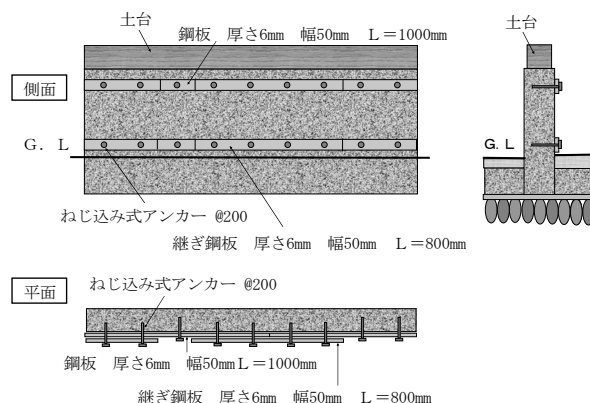


図-1 無筋コンクリート布基礎の鋼板補強

2. ねじ込み式アンカーのせん断実験

ねじ込み式アンカーは、コンクリートドリルで直径 10.5mm の下穴をあけた後に、トルク 80N・m 以上で締め付けて、アンカーを回転させ、コンクリートに雌ねじを形成させながら固定する特殊なボルトである。ねじ込み式アンカーの形状を図-2に示す。表-1にねじ込み式アンカー単体の一面せん断試験 12 体の実験結果(平均値)を示す。表-1によれば、鋼材間で一面せん断を受ける場合には、平均 63.6kN のせん断耐力を有している。

一方、ねじ込み式アンカーをコンクリートに固定した場合のせん断耐力を検討するために図-3の方法で、せん断実験を行なった。実験結果を図-4に示す。図より、コンクリート強度 σ_B が 23N/mm^2 まではコンクリート躯体の破壊でせん断強度が決定されることが多いこと、ねじ込み式アンカーがせん断破壊する場合でも鋼材間でねじ込み式アンカーがせん断破壊する時の最大せん断応力度の平均値 907N/mm^2 に比べて大幅な強度低下が認められる。コンクリートの支圧力により曲げ変形が附加されることの影響と考えられる。

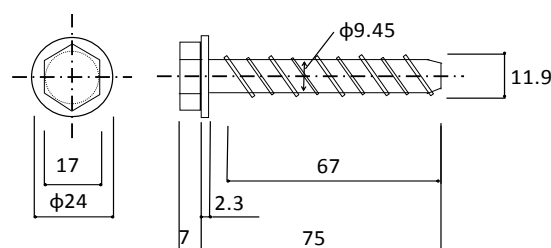


図-2 ねじ込み式アンカーの形状寸法²⁾

表-1 アンカー単体のせん断試験結果

最大せん断力 $bQ_{\max}$ (kN)	断面積 A_e (mm^2)	最大せん断応力度 $\tau_{\max}$ (N/mm^2)	推定基準強度 F (N/mm^2)
63.6	70.1	907	1209

なお、ここでは式(1)でコンクリート躯体を考慮したねじ込み式アンカーの最大せん断応力度を推定した。

$$\tau_{su} = 12.1 \sigma_B + 261 \quad (1)$$

ここで、

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

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

3. 鋼板補強した布基礎の曲げせん断実験

3.1 引張側のみを鋼板補強した布基礎の実験と考察

木造住宅布基礎のフーチングの幅には多くの種類がある。また、コンクリートには引張抵抗があるので有利側に機能する。そこで、フーチング無しの布基礎立ち上がり部(地中梁部)に鋼板補強を行なった。本節では、引張側となる下側のみ継鉄を配置して、ねじ込み式アンカーの負担力と、鋼板補強時の曲げ耐力を検討した。試験体は2体で、試験体一覧と使用材料の性質を表-2に、試験体図を図-5に示す。試験体STは、曲げひび割れ発生後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達し、試験体KTは、曲げひび割れ発生後に鋼板が降伏した後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達した。試験結果一覧を表-3に、荷重-変位特性を図-6に、破壊状況を図-7に示す。

常用設計式³⁾である式(2)及び式(3)を用いモーメントを荷重に変換する式(4)から求めた理論値と実験値の比較を表-4に示す。鋼板の降伏点が高く鋼板の降伏が認められなかった試験体STは常用設計式理論値が実験値を上回っており適用することは出来ない。一方、鋼板の降伏が認められた試験体KTに対する常用設計式理論値は安全側の値を与えている。鋼板全断面積の降伏を保証するには、アンカーの破断防止と式(5)を満足する必要がある。

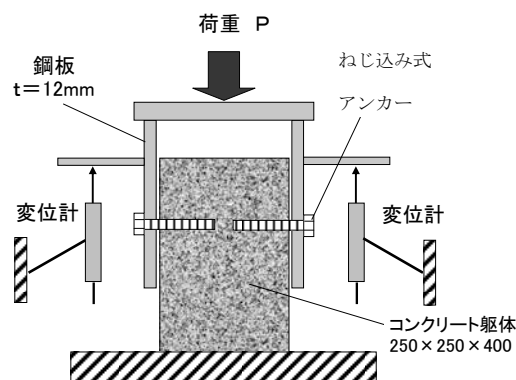


図-3 コンクリート固定時ねじ込み式アンカーせん断実験

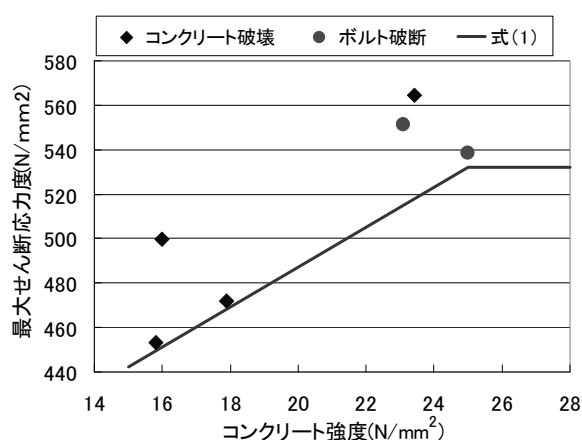


図-4 ねじ込み式アンカーせん断実験結果

表-2 試験体と使用材料の性質

試験体	鋼板の機械的性質			コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)
	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_m (N/mm ²)	ヤング係数 E(N/mm ²)	
ST	691	696	2.08×10^4	25.4
KT	290	417	1.96×10^4	

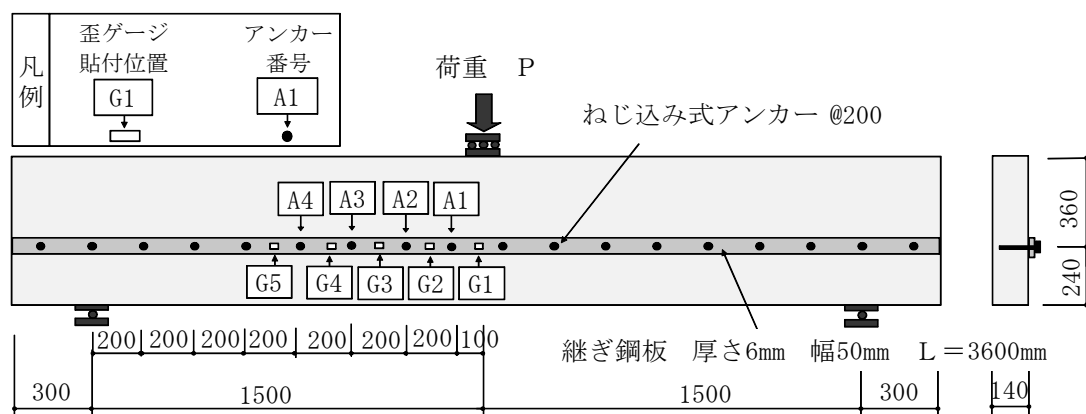


図-5 試験体の形状と寸法

本節の実験で式(5)の左辺と右辺が等しくなる
 α の値は、試験体 ST が 0.76, 試験体 KT が 1.09
 であり、試験体 ST の鋼板が降伏しなかったこと
 を裏付けている。

$$M_{BU}=0.9A_{es} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

$$M_{BU}=0.9a_{ts} \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

$$P_{BU}=4M_{BU}/L \quad (4)$$

$$a_{ts} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \leq A_{es} \cdot \sigma_m \quad (5)$$

ここで

a_{ts} : 引張鋼板全断面積, σ_y : 鋼板降伏点,
 d : 有効せい, A_{es} : 鋼板有効断面積(アンカー穴欠
 損考慮後断面積), σ_m : 鋼板引張強さ L :試験区間
 長さ

次にねじ込み式アンカーの負担力について検
 討する。試験体は、鋼板を固定したねじ込み式ア
 ンカーで鋼板の軸力をコンクリートへ伝達して
 いる。この為、各ねじ込み式アンカー位置のモー
 メント M を応力中心間距離 j で除して鋼板の軸
 力を求め、隣り合うねじ込み式アンカー間の軸力
 の差をねじ込み式アンカーの負担せん断力とし
 た(図-8 参照)。また、各モーメント毎に j は異
 なる値となるが、ここでは、 $j=7d/8$ としている。
 なお、曲げひび割れ発生以前は鋼板の負担力は、
 ほぼゼロであった。この為、鋼板負担力の検討は
 曲げひび割れ発生後について行った。

表-3 試験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊状況
	$P_{BC}(kN)$	$\delta_{BC}(mm)$	$P_{BU}(kN)$	$\delta_{BU}(mm)$	
ST	30.6	0.25	60.4	39.21	曲げ圧縮域コンクリート圧壊
KT	23.2	0.19	42.4	36.87	鋼板降伏後、曲げ圧縮域コンクリート圧縮破壊

表-4 常用設計式理論値と実験値の比較

試験体	実験値	式(2)及び式(4)理論値		式(3)及び式(4)理論値			
	P _{BU} 実 (kN)	A _{es} (mm ²)	P _{BU} 理 (kN)	実／理	a _{ts} (mm ²)	P _{BU} 理 (kN)	実／理
ST	60.4	228	68.1	0.89	300	89.6	0.67
KT	42.4	228	28.6	1.48	300	37.6	1.13

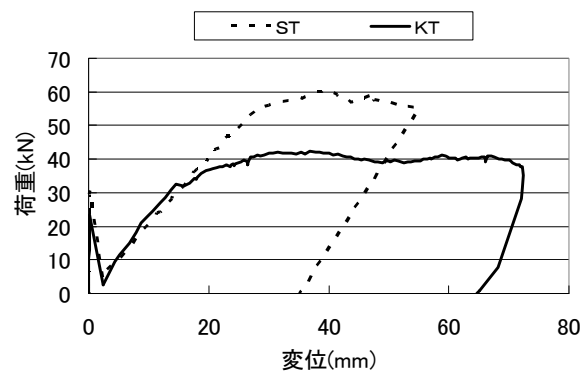


図-6 荷重-変位特性

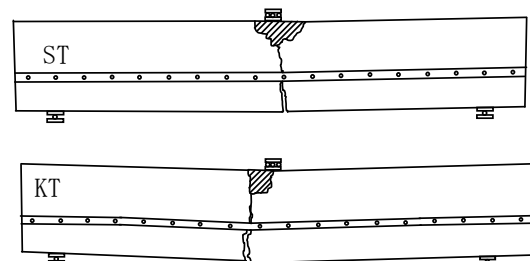


図-7 試験体の最終破壊状況

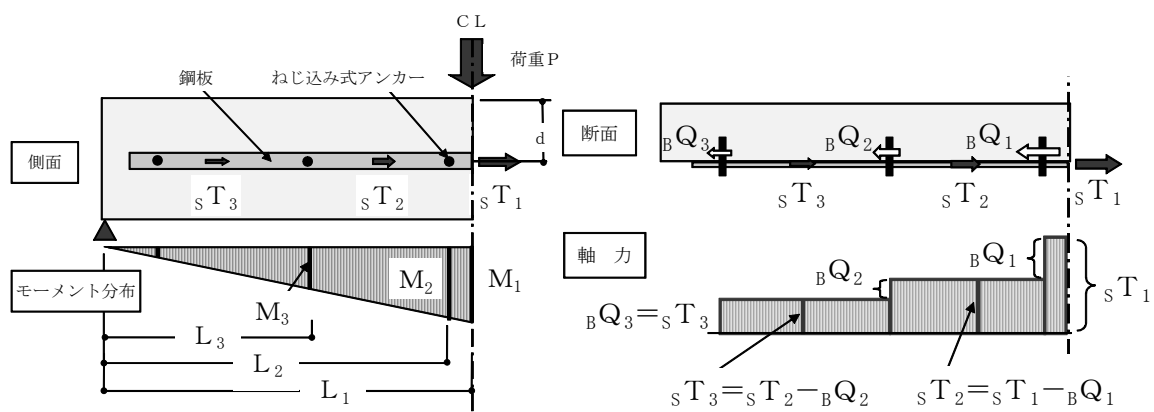


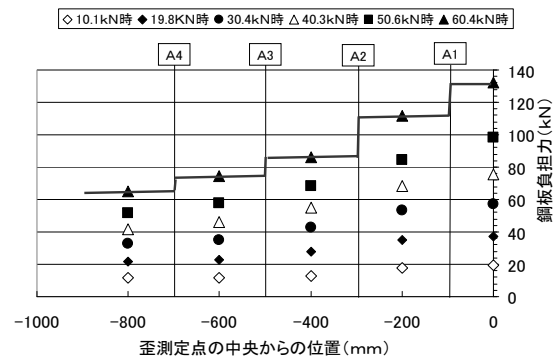
図-8 鋼板の負担軸力

曲げひび割れ発生後の鋼板の負担力を図－9から図－10に示す。図で階段状の線分の段差が各ねじ込み式アンカーの負担せん断力となり、試験体 ST で 25kN、試験体 KT で 14.4kN であった。式(1)にねじ込み式アンカーの断面積を乗じて、アンカーの最大負担せん断力を求めると 39.8kN となりアンカーが破断しなかった実験結果と一致する。なお、試験体 KT では中央部の鋼板の負担力が最大となっていないのは、曲げひび割れがねじ込み式アンカー位置 A1 と A2 間で生じたためモーメントシフトが起きたことによるものである。

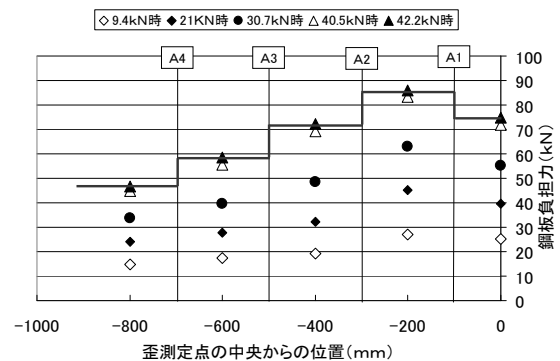
3.2 上下鋼板補強した布基礎の実験と考察

本節では、長さ 1m の鋼板を長さ 80cm の継ぎ鋼板でつなぎ上下に配置して、ねじ込み式アンカーの負担力と、鋼板補強時の曲げ耐力を検討した。試験体は 2 体で、試験体 STC は試験体 ST と同一の機械的性質を有する鋼板と継ぎ鋼板を使用して図－11 の形状寸法である。同様に。試験体 KTC も、試験体 KT と同一の機械的性質を有する鋼板と継ぎ鋼板を使用して図－11 の形状寸法を有している。コンクリート強度 $\sigma_B = 25.4 \text{N/mm}^2$ は共通である。

試験体 STC は、曲げひび割れ発生後に曲げ圧縮域コンクリートが圧壊を始めた後に、中央部の

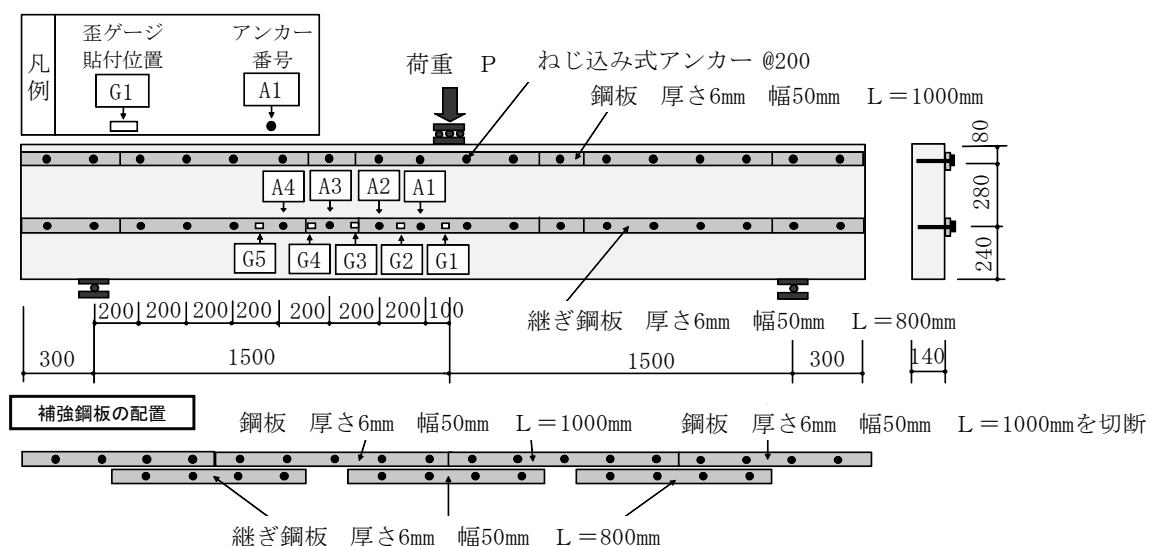


図－9 試験体 ST の鋼板負担力



図－10 試験体 KT の鋼板負担力

ねじ込み式アンカーが破断し、直後に隣のアンカーも破断して最大耐力に達した。



図－11 試験体の形状と寸法

試験体 KTC は、曲げひび割れ発生後に鋼板が降伏した後に曲げ圧縮域コンクリートの圧壊で最大耐力に達した。試験結果一覧を表-5 に、荷重-変位特性を図-12 から図-13 に、破壊状況を図-14 に示す。

荷重-変位特性を見ると、鋼板を継ぎ鋼板でつないだ試験体 STC 及び KTC では、1 本物の鋼板を使用した試験体 ST 及び KT に比べて曲げひび割れ発生後の剛性が半分程度となっている。ねじ込み式アンカーと鋼板の固定穴(12mm)間のクリアランスの影響と考えられる。

常用設計式理論値と実験値の比較を表-6 に示す。降伏点が高く鋼板の降伏が認められない試験体 STC では理論値が実験値を上回り危険側の評価を与え、鋼板の降伏が認められた試験体 KTC に対しては理論値が安全側の値を与える傾向は変わらない。

曲げひび割れ発生後の鋼板の負担力(図-15 から図-16 参照)の階段状の線分の段差より求めまるねじ込み式アンカーの位置 A1 における負担せん断力は、試験体 STC で 24.7kN、試験体 KT で 7kN 程度であり、式(1)で求まるコンクリートに固定したねじ込み式アンカーの最大負担せん断力 39.8kN より小さく、コンクリートと鋼板間でアンカーが破断しなかった実験結果と一致する。従って、鋼板の負担力自体は 78.2kN から 102kN と大きい、コンクリートと鋼板間ではねじ込み式アンカーは、あくまでも、このせん断力のみを処理出来れば良いと言える。

次に、鋼板と継ぎ鋼板間のせん断力について検討する。歪ゲージから求めた最大耐力直前の鋼板と継ぎ鋼板間のせん断力を図-17 から図-18 に示す。ねじ込み式アンカーが破断した試験体 STC の鋼板間のせん断力は 60kN で、表-1 のねじ込み式アンカー単体のせん断耐力の平均値 63.6kN に近い値を示しており破壊状況と一致する。ねじ込み式アンカーが破断しなかった試験体 KTC の鋼板間せん断力は 38.7kN であり破断まで余裕がある。

表-5 試験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時		最大耐力時		破壊状況
	$P_{BC}(kN)$	$\delta_{BC}(mm)$	$P_{BU}(kN)$	$\delta_{BU}(mm)$	
STC	27.8	0.15	48.2	64.73	曲げ圧縮域コンクリート圧壊、アンカー破断
KTC	28.2	0.32	44.9	71.12	鋼板降伏後、曲げ圧縮域コンクリート圧縮破壊

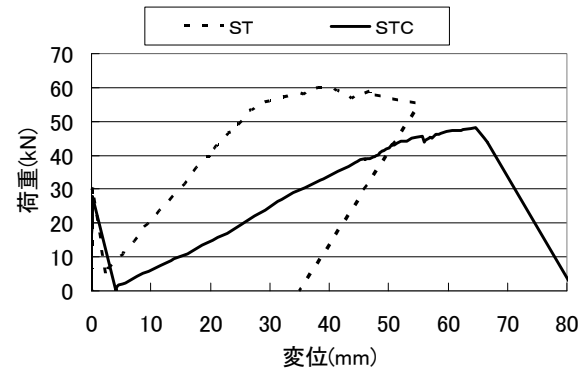


図-12 荷重-変位特性

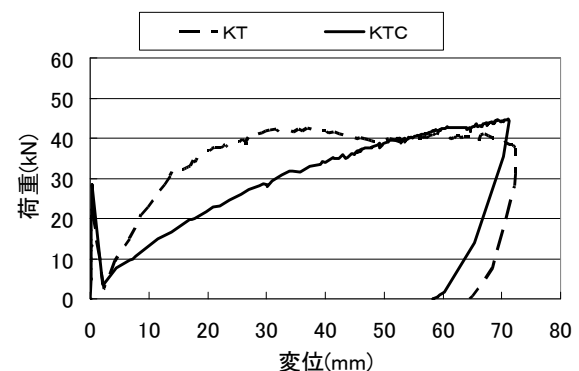


図-13 荷重-変位特性

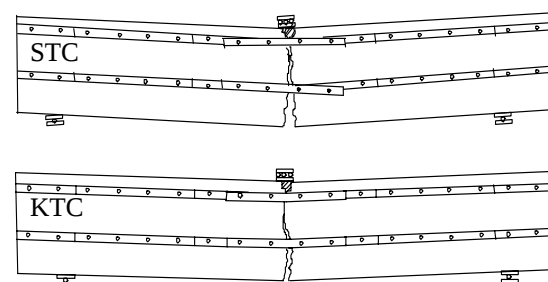


図-14 試験体の最終破壊状況

表-6 常用設計式理論値と実験値の比較

試験体	実験値	式(2)及び式(4)理論値		式(3)及び式(4)理論値	
	$P_{BU実}$ (kN)	A_{es} (mm ²)	$P_{BU理}$ (kN)	実/理	a_{ts} (mm ²)
STC	48.2	228	68.1	0.71	300
KTC	44.9	228	28.6	1.57	300

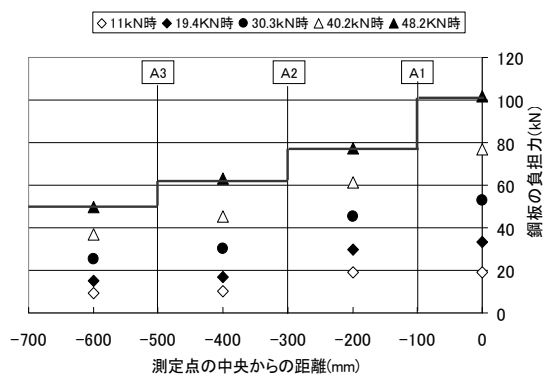


図-15 試験体 STC の鋼板負担力

ところで、無筋コンクリートを片面で鋼板補強すると偏心の影響を受ける。本節の試験体 2 体では、コンクリート面に固定した鋼板の負担力と、鋼板を繋ぐ継ぎ鋼板の負担力は概ね 0.45:0.55 の比率となっており設計上の配慮が必要と思われる。

3.3 最大耐力と破壊モードの推定

精算曲げ耐力と力の釣り合い条件から最大耐力実験値の推定を行い精度の検証を行なう。

破壊のモードとして下記の 5 つのモードが考える。

- (1) 鋼板又は継ぎ鋼板の引張降伏による曲げ破壊
- (2) コンクリート圧壊による曲げ破壊。
- (3) ねじ込み式アンカーの鋼板と継ぎ鋼板間の破断
- (4) ねじ込み式アンカーのコンクリートと鋼板間の破断
- (5) 鋼板端あき部の破断

破壊モード(1)及び(2)の理論値 $P_{12理}$ は、断面を 100 分割して平面保持を仮定し⁴⁾、コンクリートの応力度と歪度の関係を e 関数法⁵⁾でモデル化した曲げ耐力より推定した。この場合、断面積は鋼板の全断面を用い、降伏点は試験体 ST と STC では式(5)の左辺と右辺が等しくなる α の値 0.76 を乗じて評価し、試験体 KT と KTC では降伏点をそのまま用いた。これは、保有耐力接合の要件を満足する場合には、ねじ込み式アンカー固定穴による断面欠損部の破断が回避され鋼板軸部が降伏するまでの強度を発揮すると考えたことによる。

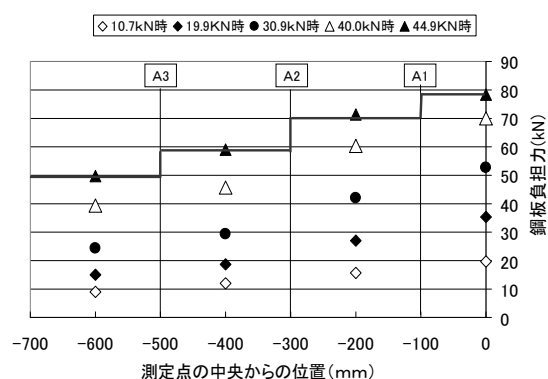


図-16 試験体 KTC の鋼板負担力

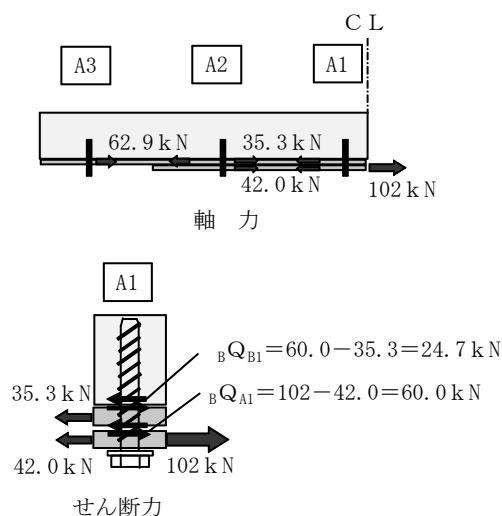


図-17 試験体 STC 鋼板負担力と位置 A1 アンカーのせん断力

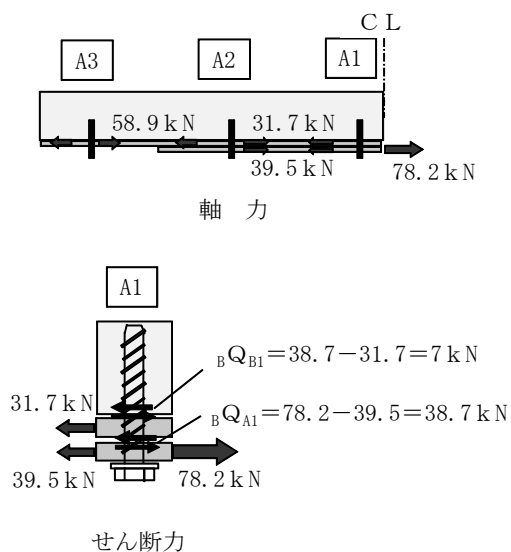


図-18 試験体 KTC 鋼板負担力と位置 A1 アンカーのせん断力

破壊モード(3)の理論値 $P_{3理}$ は次の手順で求めた。図-19 に示す鋼板の負担する軸力を式(6)～式(9)より求めると仮定する。ねじ込み式アンカーが鋼板と継ぎ鋼板間の破断するのは、図-20 に示す ${}_BQ_{A1}$ が表-1 に示すねじ込み式アンカー単体の最大せん断力 ${}_bQ_{max}$ に達した時に起こる。 ${}_BQ_{A1} = {}_bQ_{max}$ として 式(10)～式(13)を誘導、図-19 に示す荷重 P について式(14)から式(15)より結果的に式(16)となる。

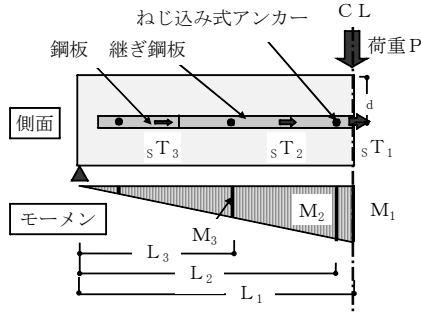


図-19 鋼板の負担する軸力

$${}_sT_1 = M_1 / j \quad (6)$$

$${}_sT_2 = M_2 / j \quad (7)$$

$$M_2 = L_2 \cdot M_1 / L_1 \quad (8)$$

$${}_sT_2 = L_2 \cdot M_1 / j \cdot L_1 \quad (9)$$

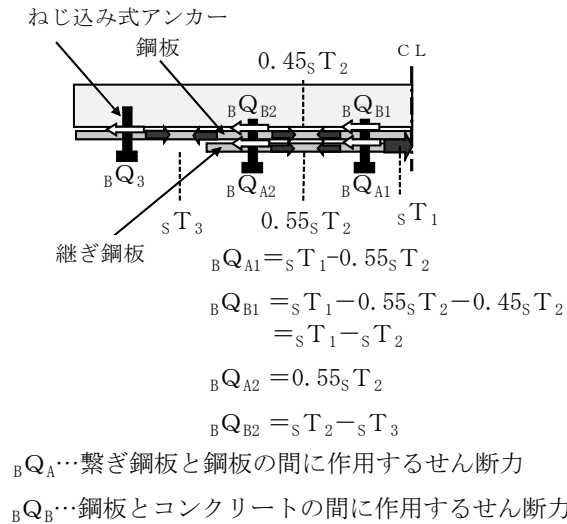


図-20 ねじ込み式アンカーに作用するせん断力

$${}_BQ_{A1} = {}_sT_1 - 0.55{}_sT_2 \quad (10)$$

$${}_BQ_{A1} = (M_1 / j) - 0.55 (L_2 \cdot M_1 / j \cdot L_1) \quad (11)$$

$${}_BQ_{A1} = (M_1 / L_j) \cdot (1 - 0.55 L_2 / L_1) = {}_bQ_{max} \quad (12)$$

$$M_1 = ({}_bQ_{max} \cdot j) / (1 - 0.55 L_2 / L_1) \quad (13)$$

$$P_{3理} = 2 M_1 / L_1 \quad (14)$$

$$P_{3理} = \{2 \cdot ({}_bQ_{max} \cdot j) / (1 - 0.55 L_2 / L_1)\} / L_1 \quad (15)$$

$$P_{3理} = 2 {}_bQ_{max} \cdot j / (L_1 - 0.55 L_2) \quad (16)$$

ここで、

${}_bQ_{max}$: アンカー単体のせん断強度(表-1 参照)

L_1 及び L_2 : 支点からねじ込み式アンカーまでの長さ (図-19 参照)

破壊モード(4)の理論値 $P_{4理}$ は、 $P_{3理}$ と同様に図-19 より鋼板の負担する軸力から算出した。ねじ込み式アンカーがコンクリートと鋼板間の破断するのは、図-20 に示す ${}_BQ_{B1}$ が式(1)によるねじ込み式アンカーをコンクリートに固定した場合のせん断耐力 $\tau_{su} \cdot Ae$ に達した時に起こるため、 ${}_BQ_{B1} = \tau_{su} \cdot Ae$ として 式(17)～式(20)を誘導、結果的に図-19 に示す荷重 P について式(21)から式(22)より結果的に式(23)となる。なお、破壊パターン(3)及び(4)の理論値算定に当たっては $j=7/8d=315\text{mm}$ としている。

$${}_BQ_{B1} = {}_sT_1 - {}_sT_2 \quad (17)$$

$${}_BQ_{B1} = (M_1 / j) - (L_2 \cdot M_1 / j \cdot L_1) \quad (18)$$

$${}_BQ_{B1} = (M_1 / L_j) \cdot (1 - L_2 / L_1) = \tau_{su} \cdot Ae \quad (19)$$

$$M_1 = (\tau_{su} \cdot Ae \cdot j) / (1 - L_2 / L_1) \quad (20)$$

$$P_{4理} = 2 M_1 / L_1 \quad (21)$$

$$P_{4理} = \{2 \cdot (\tau_{su} \cdot Ae \cdot j) / (1 - L_2 / L_1)\} / L_1 \quad (22)$$

$$P_{4理} = 2 \tau_{su} \cdot Ae \cdot j / (L_1 - L_2) \quad (23)$$

ここで、

τ_{su} : コンクリート固定時のアンカー最大せん断応力度

Ae : ねじ込み式アンカー断面積

破壊モード(5)については保有耐力接合の条件を満足しているため検討から除外している。

以上のようにして求めた理論値と実験値の比較を表-7に示す。理論値は試験体 KT と KTC では比較的良く一致したが試験体 ST と STC では良好とまでは言えない結果となった。推定される破壊モードは実験結果と完全に一致した。

表-7 理論値と実験値の比較

試験体	実験値	理論値				実/理	推定破壊パターン
	P _{BU実} (kN)	P _{12理} (kN)	P _{3理} (kN)	P _{4理} (kN)			
ST	60.4	68.3	該当しない	250.7	0.88		曲げ破壊
KT	42.4	40.6	該当しない	250.7	1.04		曲げ破壊
STC	48.2	72.8	54.9	250.7	0.88		鋼板間アンカー破断
KTC	44.9	45.2	54.9	250.7	0.99		曲げ破壊

4. 結論

フーチングのない無筋コンクリート造布基礎立ち上がり部(地中梁部)に、ねじ込み式アンカーを用いて鋼板補強を行なった試験体の破壊実験を行い次の結論を得た。

- (1) ねじ込み式アンカー単体のせん断強度と、コンクリート面にねじ込み式アンカーを固定した場合のせん断強度を比較すると、コンクリート固定時には強度が低下する。この場合のねじ込み式アンカー最大せん断耐力は式(1)から推定可能である。
- (2) 曲げひび割れが発生するまでは鋼板の負担力はほぼゼロであり、曲げひび割れの発生と共に一時的に耐力を失うものの、以後の加力では荷重が上昇し SS400 の鋼板を用いた場合には鋼板が降伏し常用設計式を上回る最大耐力が得られる。
- (3) 鋼板の負担力が 130kN を上回る場合でも、コンクリートと鋼板間でのねじ込み式アンカーの破壊は認められない。
- (4) 鋼板の降伏点が高い場合には、鋼板と継ぎ鋼板間でねじ込み式ボルトが破断する。この場合の耐力は式(16)で概ね推定可能である。
- (5) 鋼板補強した場合の曲げ耐力は、断面分

割と e 関数を用いることで概ね推定可能である。

参考文献

- 1)日本建築防災協会，日本建築士連合会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法，日本建築防災協会，pp.35，1996.1
- 2)サンコーテクノ株式会社：ANCHORS PRICE LIST，pp.17，2009.4
- 3)建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，pp.624-626,2007.8
- 4)岩田健児，小柳光生：鉄筋コンクリート部材の塑性応力解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.729-730，1972.10
- 5)武藤清：鉄筋コンクリート構造物の塑性設計，丸善，pp.46-47，1980.2