論文　曲げ降伏型 RC 梁に配した端部トラス筋の効果に関する実験的研究

都祭　弘幸*1)

要旨：曲げ降伏型鉄筋コンクリート造梁部材の端部ヒンジ領域にせん断補強筋とは別に斜め方向の補強筋（端部トラス筋）を配筋することによって，弾性域（主筋降伏以前）ではせん断ひび割れの発生や拡大を抑制し，塑性域ではヒンジ領域のせん断変形成分増加を抑制できることが実験結果の検討から明らかとなった。ヒンジ領域に配筋した端部トラス筋のひずみ測定結果とせん断応力との関係を分析し，梁部材の弾性域および塑性域における端部トラス筋の挙動・効果を明らかにした。また，弾性域における端部トラス筋のひずみおよび内部応力を推定する一般式を提案し，今後の研究課題について言及した。

キーワード：端部トラス筋，ヒンジ領域，せん断ひび割れ，曲げ降伏型，せん断変形成分

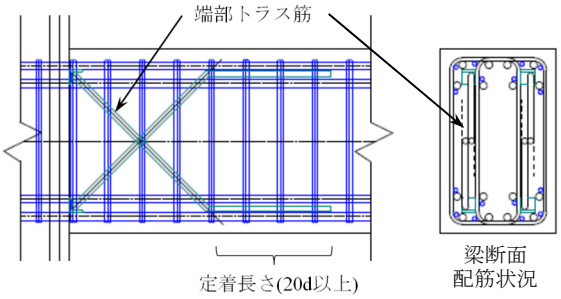
1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下，RC 造）梁部材が曲げ降伏時に高せん断応力度比（昭和 55 年建設省告示 1792 号第 4 による部材種別 FA の上限値 τ_u/F_c=0.15 程度）が作用する場合でも，せん断補強筋を増やすことによって付着割裂破壊を防止 [1]すれば限界変形角 R=25×10^{-3}rad.を確保する設計法 [2]が確立している。しかしながら，高せん断応力度が作用する RC 部材は，曲げ降伏後にヒンジ領域のコンクリート損傷が激しくなり，せん断変形成分やスリップ変形の増加によりエネルギー吸収性能が低下することが考えられる。

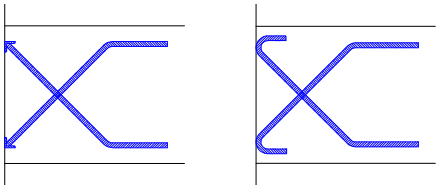
著者は，上記の課題対策として**図－1** に示す端部トラス筋を提案 [3]し，コンクリート損傷抑制効果を実験的に検討している。端部トラス筋とは，短スパン梁等で活用される X 形配筋 [4]とは異なり，主筋でもせん断補強筋でもなく端部定着もされていないヒンジ部の補強筋である。曲げヒンジ領域を 1D と考え，上下主筋の内側間を 45 度方向に配筋する。端部トラス筋の材端側には，**図－2** に示すように圧縮力を材端に伝達させるためアングルを取り付けたり，フック加工を施したりする。一方の部材内側は定着長さ 20d 以上を確保することとしている。端部トラス筋は端部に定着されていないので曲げ強度に影響せず，主筋に取り付けていないのでせん断補強筋の役割もしない。

地震国日本において RC 梁部材の端部コンクリート損傷を抑制できることは，a)せん断ひび割れの発生・拡大を抑制できるため長期にわたり良好な状態が維持できる，b)地震に対する強靭性が保たれ，地震後でも継続使用ができる，c)将来の修復やメンテナンスなどが軽減され，建物の維持管理の効率化が図れる，などのメリットが考えられる。

このような斜め配筋に関する研究は，多くが X 形配筋に関する実験的・解析的研究である。また，梁部材全体のせん断補強筋をトラス状に配筋した実験研究の例 [5]はあるが，ヒンジ領域だけに配筋した斜め筋の効果に関する研究はほとんどない。



図－1　端部トラス筋の例



(a) アングル使用　　(b) フック加工

図－2　端部トラス筋の形状

2. 実験計画・方法

2.1 試験体

端部トラス筋の効果を確認するための試験体一覧を**表－1** に，試験体配筋図および断面図を**図－3** に示す。試験体の縮尺は 1/2 であり，シアスパン比は 1.5 である。いずれの試験体もせん断応力度比 τ_u/F_c が 0.15 程度となるように断面設計した。

試験体の配筋は，いずれも主筋上下とも 8-D16(SD390)，せん断補強筋 6-D6@50(SD295)であり，せん断余裕度は 0.91 である（曲げ強度は略算式，せん断強度は荒川 mean 式）。GT2 および GT3 はフック加工した端部トラス筋を配筋するほか，端部から 0.5D 区間の主筋にブチルゴムを

*1 福山大学　工学部建築学科教授　博士（工学）　(正会員)

表－1　試験体一覧

試験体名	b mm	D mm	配筋 主筋	配筋 あばら筋	ヒンジ部配筋	
G2	280	400	上下とも 8-D16 (SD390) p_t=1.67%	6-D6@50 (SD295) p_w=1.37%	従来配筋	
GT2					主筋付着除去 (0.5D)	端部トラス筋 2-D13(SD295)
GT3						端部トラス筋 2-K13(KW785)

表－2　コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 kN/mm^2	割裂強度 N/mm^2
試験部 上スタブ	33.6	29.4	3.2
下スタブ	36.2	29.8	2.9

表－3　鉄筋の材料試験結果

使用箇所径（材種）	降伏応力度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	ヤング係数 kN/mm^2	伸び率 %	降伏ひずみ μ
主筋 D16(SD390)	501.0	676.6	195.4	14.3	2564
あばら筋 D6(SD295)	398.9	502.3	187.7	15.8	2125
端部トラス筋 D13(SD295)	320.1	458.9	197.0	22.8	1625
端部トラス筋 K13(KW785)	831.6	1004.0	201.8	7.5	4121

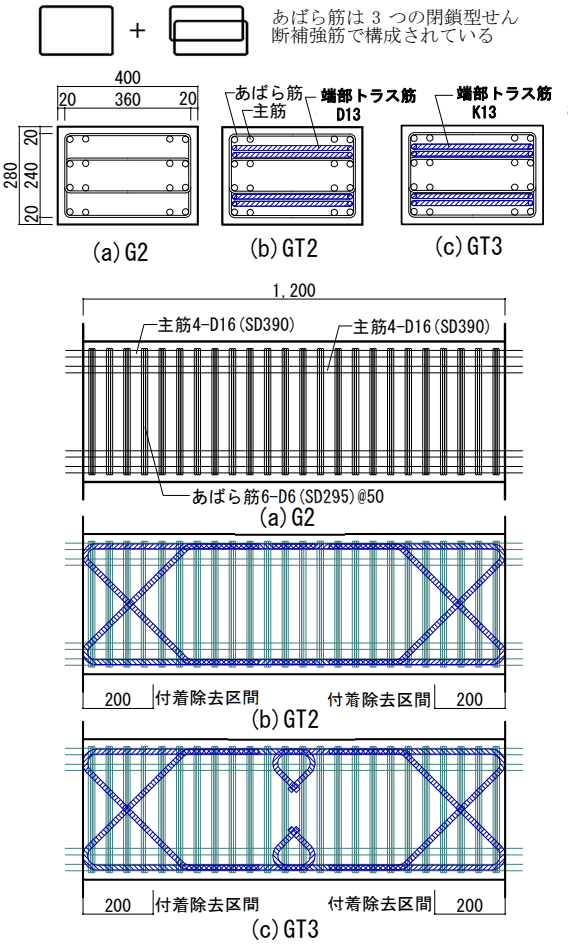
巻いて付着を除去している。付着除去した理由は，曲げひび割れによるコンクリート損傷をできる限り排除するためである。主筋付着を除去したので，0.5D 区間の主筋応力伝達を確保するために主筋添え筋の役割を持たせるためレ形状の端部トラス筋を配筋することとした。GT2 の端部トラス筋には普通強度の鉄筋を使用し，GT3 には高強度鉄筋を使用した。GT3 の端部トラス筋定着部はフックを設け，定着性能を確保した。GT2・GT3 ともに端部トラス筋はヒンジ領域に 2 組ずつ配筋する。端部トラス筋の効果は断面に作用するせん断応力に関係することを想定し，引張主筋降伏強度(8-D16 断面積×降伏強度)に対して GT2 で 10.2%，GT3 で 26.5%の強度を確保した。

試験体に使用したコンクリートの材料試験結果を**表－2** に，鉄筋の材料試験結果を**表－3** に示す。

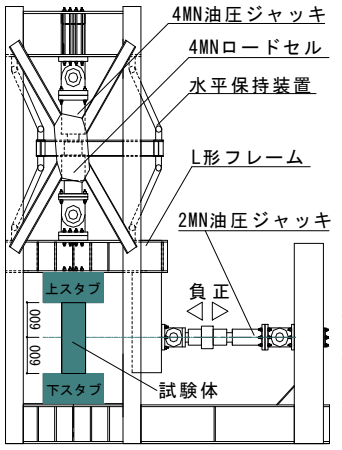
2.2 加力方法および変形・ひずみ測定方法

加力は**図－4** に示す建研式逆対称加力装置を用い，梁であるが柱状に設置し，4MN 鉛直油圧ジャッキで試験体に作用する軸力がほぼゼロになるよう制御した。加力履歴は上下スタブの水平変位を部材クリア長さで除した部材角で制御し，**図－5** に示すサイクルとした。具体的には，R(rad.)=±1/1600 を 1 回，±1/800，±1/400 を各 2 回，±1/200，±1/133，±1/100 を各 3 回，±1/67，±1/50，±1/33，±1/25，±1/20，±1/15 を各 2 回とした。

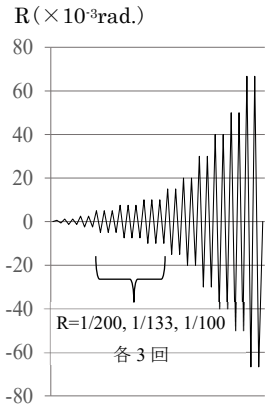
変形については，制御変位のほか，曲率変形，**図－6** に示すヒンジ部せん断変形，材端部スリップを測定した。鉄筋については，主筋，あばら筋，端部トラス筋にひずみゲージを貼付してひずみを測定した。端部トラス筋のひずみ測定位置を**図－7** に示す。



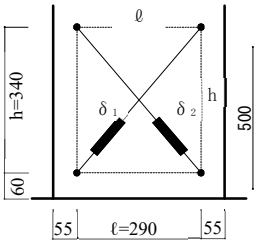
図－3　試験体断面図および配筋図



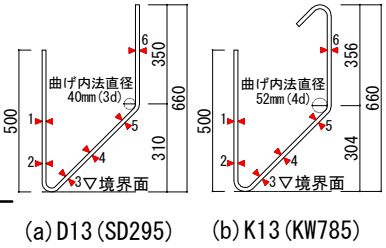
図－4　加力装置



図－5　加力サイクル



図－6　ヒンジ部せん断変形測定寸法

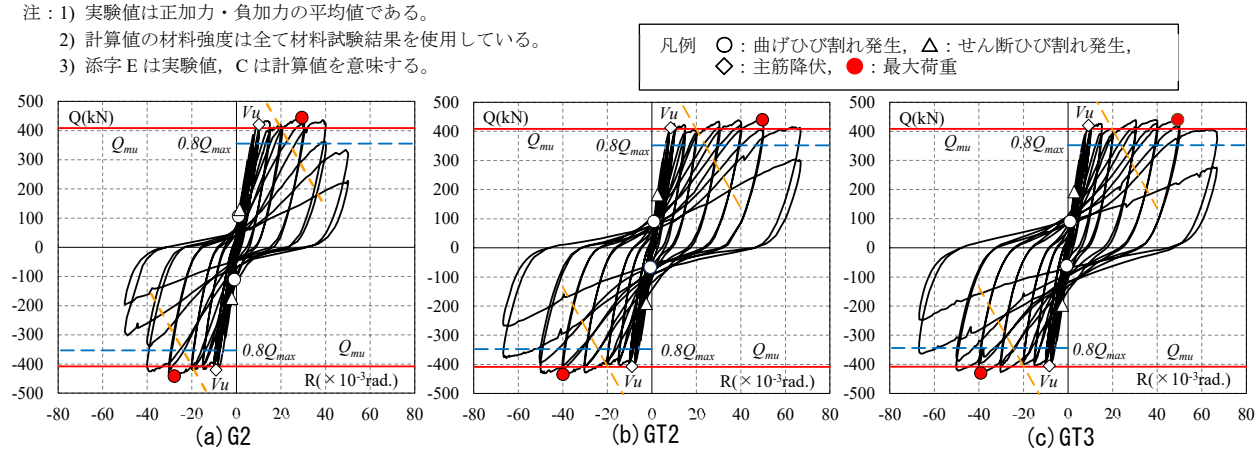


図－7　端部トラス筋ひずみ測定位置

表－4　諸強度に関する実験値と計算値の比較

試験体名	弾性剛性			曲げひび割れ強度			せん断ひび割れ強度			曲げ終局強度		
	${}_EK_0$ kN/mm	K_0 kN/mm	${}_EK_0 / K_0$	${}_EQ_{mc}$ kN	${}_CQ_{mc}$ kN	${}_EQ_{mc} / {}_CQ_{mc}$	${}_EQ_{sc}$ kN	${}_CQ_{sc}$ kN	${}_EQ_{sc} / {}_CQ_{sc}$	${}_EQ_{mu}$ kN	${}_CQ_{mc}$ kN	${}_EQ_{mu} / {}_CQ_{mc}$
G2	195.8	278.8	0.70	108.7	52.2	2.08	152.3	131.7	1.16	443.0	408.6	1.08
GT2	139.3		0.50	80.8		1.55	186.5		1.42	437.1		1.07
GT3	157.5		0.56	75.9		1.45	194.8		1.48	435.2		1.07

注：1) 実験値は正加力・負加力の平均値である。
2) 計算値の材料強度は全て材料試験結果を使用している。
3) 添字 E は実験値，C は計算値を意味する。



図－8　荷重 Q－部材角 R 関係

3. 実験結果

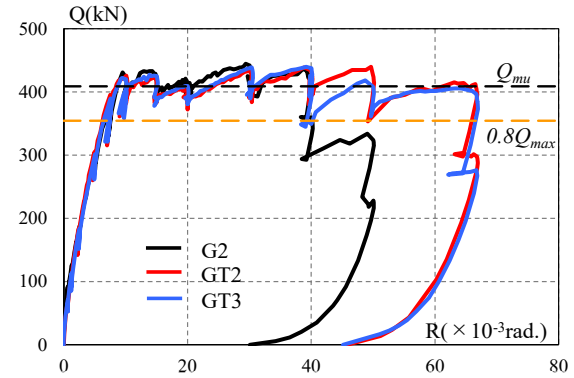
3.1 破壊経過および諸強度

各試験体の荷重－部材角関係を**図－8** に，正側包絡線の比較を**図－9** に，R=1/25 ピーク時の破壊状況を**写真－1** にそれぞれ示す。また，**表－4** に諸強度の実験値と計算値の比較を示す。諸強度の計算式は，文献 2)に準拠した。各試験体の実験値は，全て正・負加力の平均値である。

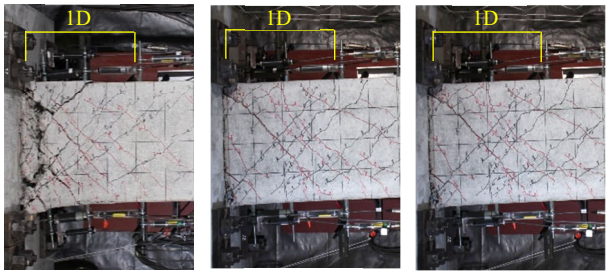
いずれも試験体も破壊経過は同様であった。R=1/800 で曲げひび割れが，次の R=1/400 でせん断ひび割れが発生した。その後，R=1/133 で 1 段目主筋が降伏し荒川 mean 式計算値を若干上回り，R=1/100 で 2 段目主筋も降伏して曲げ終局強度計算値に達し，せん断応力度比 $\tau_u/\sigma_B \fallingdotseq 0.15$ に達した。**図－8** の橙色破線は，文献 1)のせん断信頼強度 Vu 値である。R=1/33 で荷重が Vu 値を上回るが耐力低下は見られなかった。

G2 は R=1/33 で，GT2 および GT3 は R=1/25 で最大耐力となった。$0.8Q_{max}$ 耐力を維持できる変形は，**図－9** で示すように G2 で R=1/25 まで，G2・GT3 で R=1/15 であった。さらに，GT2・GT3 は R=1/15 まで曲げ終局強度計算値を維持することができた。従来梁 G2 は最大耐力後，ヒンジ領域の破壊が進展し，GT2・GT3 が最大耐力を示した R=1/25 時の破壊状況（**写真－1** 参照）を比較すると，コンクリート損傷が激しいことが分かる。GT2・GT3 にも曲げやせん断ひび割れが発生しているが，ひび割れ幅の顕著な拡大は抑制されている。破壊状況から，いずれの試験体もせん断ひび割れの角度は概ね 45 度であることが分かる。

弾性剛性は，主筋の付着を除去した GT2 と GT3 の実験値が従来梁 G2 よりも若干低下した。主筋付着除去区



図－9　正側包絡線（Q－R 関係）



(a) G2　(b) GT2　(c) GT3

写真－1　破壊状況 (R=1/25)

間ではコンクリートに鉄筋の引張応力が伝達しないため，端部境界面に引張応力が最初に作用する。この作用によって GT2 と GT3 は従来梁 G2 よりも曲げひび割れが発生しやすくなったため曲げひび割れ強度が低下する傾向が見られた。せん断ひび割れについては，端部トラス筋を配筋した GT2・GT3 の方が従来梁よりもやや高くなった。最大強度／曲げ終局強度計算値の比は，いずれもほぼ同じであることから，端部トラス筋が曲げ終局強度に影響しないことが確認できた。

3.2　曲率分布

G2 と GT2（GT3 も GT2 に同様）の曲率分布を**図－10** に示す。図は加力と同じように柱状に示している。これら 2 体の曲率分布に大きな差違は認められない。いずれの試験体も端部 200mm 区間(0.5D)の曲率が大きく他の領域での曲率は小さい。GT2 は主筋付着を除去しているので端部 0.5D 区間の曲率が若干大きくなる傾向が見られた。曲率分布に端部トラス筋の影響はないと考えられる。

3.3　せん断変形成分の推移

ヒンジ領域におけるせん断変形角 γ_s の推移を**図－11** に示す。せん断変形の計算は，**図－6** に示すヒンジ部に設置した対角方向変位計の計測値 δ_1 と δ_2 から式(1)により同部分のせん断変形角を算出した。本実験は逆対称加力なので両端にヒンジ領域がある。そこでせん断変形角 γ_s 実験値は，両端ヒンジ部せん断変形角の平均値とした。

$$\gamma_s = \frac{\sqrt{h^2+l^2}}{2hl}(\delta_1+\delta_2) \qquad (1)$$

ここに，h：計測高さ(mm)，l：計測幅(mm)，δ_1：対角向変位量 1(mm)，δ_2：対角向変位量 2 (mm)。

いずれの試験体も制御部材角 R の増加に伴いせん断変形角 γ_s は増加していく。G2 は正加力・負加力ともに R=1/50 以降，R=γ_s 線とほぼ平行に増加していくが，端部トラス筋を配した GT2・GT3 は R=1/50 以降でもせん断変形角の増加が大変形まで抑制されていることが明白である。

3.4　等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を**図－12** に示す。式(2)を h_{eq} の算出において，最大耐力以降は荷重が低下しても最大耐力の荷重を W の計算に用いている。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi}\cdot\frac{\Delta W}{W} \qquad (2)$$

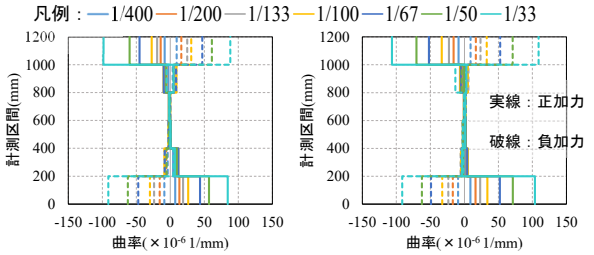
ここで，ΔW：履歴ループ 1 サイクルの面積，W：等価ポテンシャルエネルギー。

主筋が降伏する R=1/100 まで概ね 5%で推移しているが，主筋塑性範囲の拡大やコンクリートの損傷などの破壊が進むにつれて h_{eq} は増加していく。GT2 と GT3 の初期 h_{eq} が 13%前後と大きくなっている理由は，G2 よりも若干荷重が低下し式(2)における W 値が低下したためと考えられる。R=1/133 までいずれの試験体の h_{eq} にも差違は見られないが，端部トラス筋を配した GT2・GT3 は大変形 R=1/20 まで繰返しでも 15%程度の等価粘性減衰定数を維持している。

図－13 に 3 体の R=1/50 と 1/25 における定常ループの比較を示す。R=1/50 では端部トラス筋の影響は見られないが，R=1/25 では定常ループに大きな違いが見られる。端部トラス筋を配した GT2・GT3 は，定常ループでも平行四辺形のようなループを描くが，従来梁 G2 は R=1/25 で耐力が低下しループは S 字状に凹んだループとなった。

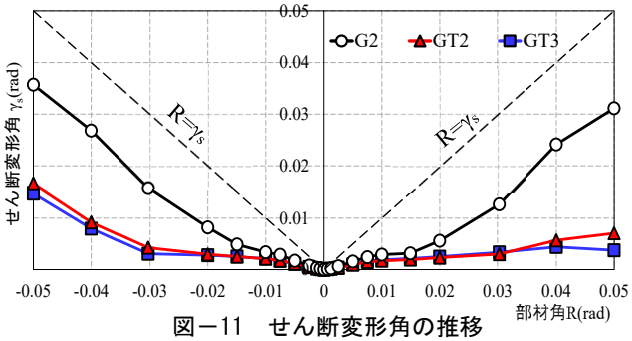
3.5　あばら筋のひずみ分布

図－14 に G2，GT2 および GT3 各試験体の部材角 R=

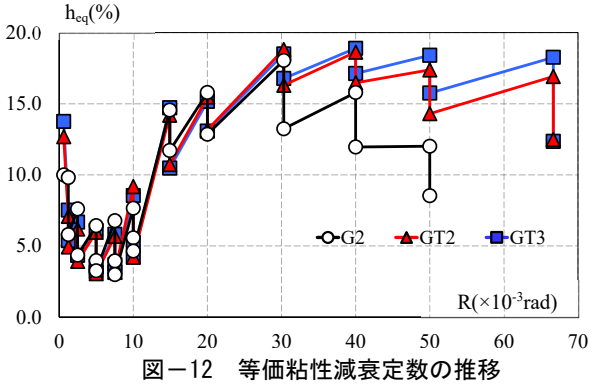


(a) G2　(b) GT2

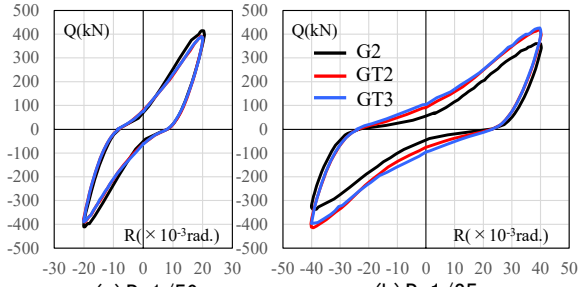
図－10　曲率分布



図－11　せん断変形角の推移

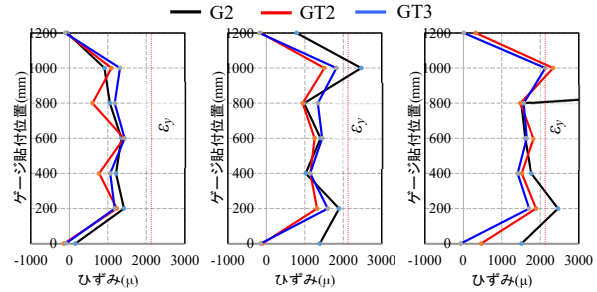


図－12　等価粘性減衰定数の推移



(a) R=1/50　(b) R=1/25

図－13　定常ループの比較



(a) R=1/100　(b) R=1/50　(c) R=1/25

図－14　あばら筋ひずみ分布

1/100，1/50，1/25 におけるひずみ分布を示す。この図も柱状に示している。図中の ε_y(2125 μ)は，G2・GT2 に使用したあばら筋(SD295)の降伏ひずみである。

主筋が降伏する R=1/100 では 3 体のあばら筋ひずみに差違は見られない。R=1/50 で G2 のあばら筋が降伏ひずみに達したが，他の 2 体は降伏していない。GT2 は R=1/25 で降伏したが，GT3 は最後まで降伏には至らなかった。G2 および GT2 が降伏した位置は，端部からほぼ 0.5D であり，正負両方向からせん断ひび割れが発生していることが要因と考えられる。

4. 端部トラス筋の効果

4.1 せん断ひび割れとの関係

図－15 に端部トラス筋を配した GT2 の R=1/25 における破壊状況を端部トラス筋とともに示す。**図－15** で矢印方向のせん断力に対して，青色のせん断ひび割れ拡幅抑制（以下，端部トラス筋 A），黄色のせん断ひび割れに沿うコンクリート圧縮補強（以下，端部トラス筋 B），の 2 つの役割が考えられる。トラス筋以外の主筋に沿う部分（添え筋，トラス部分の定着）は，曲げモーメントへの抵抗が考えられる。両端部にこれら端部トラス筋が 2 組ずつ配筋されている。

4.2 端部トラス筋の荷重－ひずみ度関係

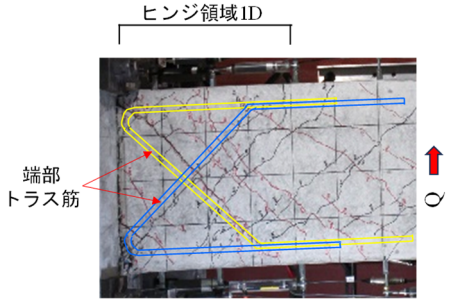
図－16 に GT2 および GT3 に配した端部トラス筋の荷重－ひずみ関係を示す。図中の実線がトラス部で，破線がそれ以外である。図のプロットは，R=1/1600 から 1/15 までの正側ピーク時における荷重と各測定点ひずみ度である。ひずみ度については，部材両端の測定平均値を採用した。

図－16 から GT2 と GT3 には同径で材種の異なる端部トラス筋を配筋したが，荷重－ひずみ度関係はほぼ同様であることが分かる。また，ひずみ度の増加傾向は，引張・圧縮に関わらず荷重に比例する部分がある。

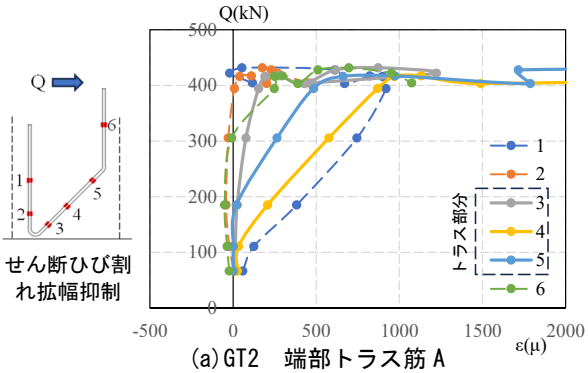
トラス部の測定点 3･4･5 で比較すると，せん断ひび割れ拡幅抑制では断面中央部でせん断ひび割れを跨ぐ中央部 4 で引張ひずみが，コンクリート圧縮補強では材端側 3 の圧縮ひずみが，せん断力に比例してほぼ線形に増加することが分かる。

4.3 端部トラス筋負担力推定式

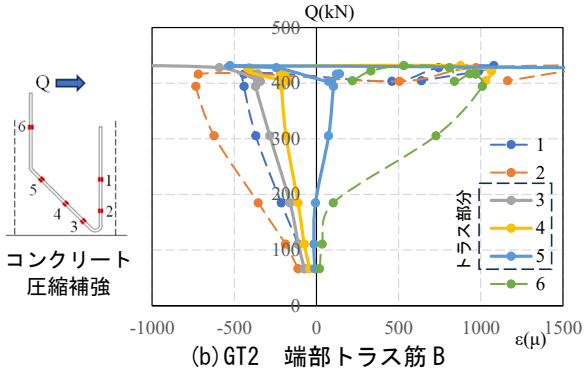
GT2 および GT3 の実験で測定された端部トラス筋のひずみデータから，せん断力と線形増加する曲げ降伏(R=1/100)までにおける端部トラス筋が負担する内部応力推定式を提案する。式の一般化のために，せん断力(Q)－ひずみ度(ε)関係を，せん断応力度比(τ / σ_B)－ひずみ度(ε)関係に置き換え，R=1/100 までのピーク時データについて線形回帰分析した結果を**図－17** に示す。図中には



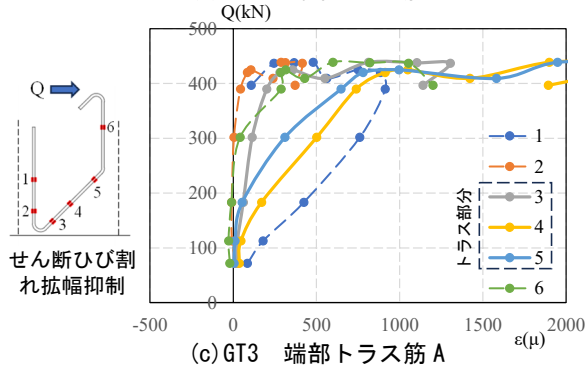
図－15　GT2 破壊状況(R=1/25)と端部トラス



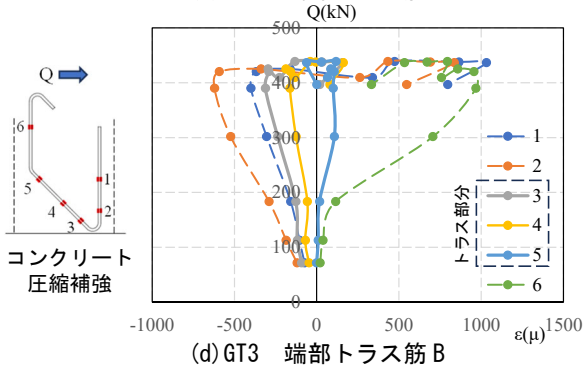
(a) GT2　端部トラス筋 A



(b) GT2　端部トラス筋 B



(c) GT3　端部トラス筋 A



(d) GT3　端部トラス筋 B

図－16　端部トラス筋のせん断力(Q)－ひずみ度(ε)関係

参考として，せん断ひび割れ強度計算値($_{C}Q_{sc}$)，同実験値($_{E}Q_{sc}$)，曲げ終局強度計算値($_{C}Q_{mu}$)のレベルを示した。端部トラス筋 A および B のひずみ度を $_{t}\varepsilon_{tr}$，$_{c}\varepsilon_{tr}$ とすると，ひずみ度推定式は次の式(3)および(4)で表せる。端部トラス筋 A はせん断ひび割れ(Q_{cr})以前は大きくないが，ひび割れ後にひずみ度は線形増加する。端部トラス筋 B はせん断ひび割れに無関係で線形増加する傾向がある。

$$ {}_{t}\varepsilon_{tr} = 7512.2\tau/\sigma_B - 234 \quad (\mu) \qquad (3) $$

$$ {}_{c}\varepsilon_{tr} = -1207.9\tau/\sigma_B - 16 \quad (\mu) \qquad (4) $$

ここで，τ：せん断応力度(N/mm²)[=Q/(bj)]，b：梁幅(mm)，j：応力中心間距離(mm)で 7d/8，σ_B：コンクリート圧縮強度(N/mm²)。

端部トラス筋が負担する断面内部の応力を**図－18** のように仮定し，端部トラス筋交差部におけるせん断力方向の釣合を考える。端部トラス筋 A および B の引張力 T_{tr} および圧縮力 C_{tr} は式(5)で表せ，ヒンジ部に 2 組配筋しているので，内部応力 P_{tr} は式(6)となる。

$$ T_{tr} = {}_{t}\varepsilon_{tr} \cdot E_{tr} \cdot a_{tr} \quad \text{および} \quad C_{tr} = {}_{c}\varepsilon_{tr} \cdot E_{tr} \cdot a_{tr} \qquad (5) $$

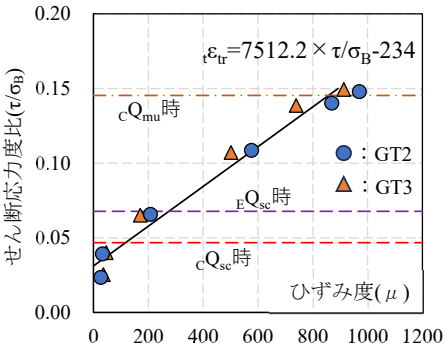
$$ P_{tr} = (T_{tr} + C_{tr})/\sqrt{2} \times 2 = \sqrt{2}(T_{tr} + C_{tr}) \qquad (6) $$

ここで，E_{tr}：端部トラス筋のヤング係数(N/mm²)，a_{tr}：端部トラス筋 1 本の断面積(mm²)。

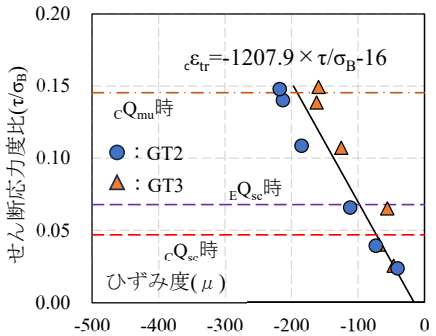
式(3)・(4)から式(6)は，符号を考慮して式(7)を導くことができる。

$$ P_{tr} = 308.3\times10^{-6} E_{tr} a_{tr} (40\tau/\sigma_B - 1) \quad \text{(N)} \qquad (7) $$

式(7)は，端部トラス筋の材料種別，断面形状・大きさに影響しない。せん断ひび割れ計算値時($\tau/\sigma_B \fallingdotseq 0.047$)および曲げ降伏時($\tau/\sigma_B \fallingdotseq 0.15$)における P_{tr} 値は，それぞれ 6.4kN，36.7kN となる。**表－5** に式(7)を用いて算出した端部トラス筋内部応力試算結果を示す。内部応力は，せん断応力度比の増加，端部トラス筋断面積で変化する。

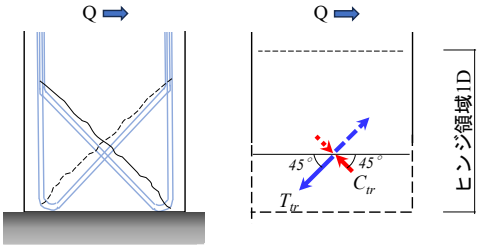


(a) 端部トラス筋 A



(b) 端部トラス筋 B

図－17　端部トラス筋の $\tau/\sigma_B - \varepsilon$ 関係回帰分析結果



(a) ひび割れ状況　(b) 端部トラス筋作用力

図－18　端部トラス筋応力モデル

表－5　端部トラス筋内部応力試算

τ/σ_B		0.05	0.10	0.15
P_{tr} kN	D13	8.0	24.0	40.0
	D16	12.6	37.7	62.8

5. まとめ

ヒンジ部に配筋した端部トラス筋の効果として，(1)せん断ひび割れ発生の抑制，(2)せん断ひび割れ拡幅抑制，(3)せん断変形成分の増加抑制，(4)曲げ降伏後の靭性を向上，ができることを構造実験により確認した。また，断面内部に働く端部トラス筋の内部応力推定式を実験結果から導いた。ただし，推定式は限られた実験データから導いたものであり更なる実験データの蓄積が望まれ，塑性後の内部応力の力学的な検討が必要である。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 21K04364 の助成を受けたものです。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，2013.7

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021.2

2) 都祭弘幸：高せん断応力度比 RC 造梁の曲げ性能保持に関する実験的研究　その 1. ヒンジ部補強法基礎実験，日本建築学会大会講演梗概集，構造Ⅳ，pp.225-226，2022.9

3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，2010.2

4) 森本敏幸，山崎裕一，三井宜之，村上聖：主筋とあばら筋がトラス状に配筋された RC はりの構造性能に関する実験研究，日本建築学会構造工学論文集，Vol.45B，pp.359-372，1999.3