

[88] 鉄筋コンクリートT形ばりのせん断耐力に及ぼすフランジの効果

正会員 ○ 狩野 芳一 (明治大学工学部)

水出 錠太郎 (旭化成工業住宅事業部)

1 まえがき

この研究は、壁式構造の壁柱・壁ばりのように、直交部材と一体となってT形の断面を構成する部材のせん断耐力におよぼすフランジの効果を検討したものである。

従来、柱形と一体になった耐震壁については、柱形の大きさおよび補強量が耐震壁のせん断耐力に著しく影響することが指摘されている。T形ばりについては、Placas Regan (1971)⁽¹⁾、広沢 (1978)⁽²⁾、大久保 (1980⁽⁴⁾~1983⁽⁵⁾)らによってフランジがせん断耐力を増加させることが認められ、せん断耐力に

対するフランジの有効幅や耐力の算定方法が提案されている。しかし、フランジの有効幅については極く限定された範囲とするものや曲げに対する有効幅に等しいと仮定するものなどまちまちであり、フランジの位置による効果の相異等については明らかにされていない。

本研究では、フランジが引張側にある場合と圧縮側にある場合とに分けてそれぞれフランジ幅およびフランジ厚を変えて試験体を計画し、フランジの効果を実験によって直接比較した。フランジを補強することによる効果およびせん断スパン比の影響については、検討対象としていない。

2 実験内容

試験体の形状および配筋を、図1および表1に示す。フランジが圧縮の場合と引張の場合とに分けて効果を検討するため、試験体は単純ばり形式とした。また、逆対称モーメント加力の場合との相異を少なくするため、両端および中央には剛なスタブを設け、かつ、スタブうちのり間隔を有効せいの1.5倍以上確保した。変数はフランジ厚およびフランジ幅とし、それぞれ独立に変化させたが、断面積は互に等しくなるようにした。フランジ内は、せん断に対しては本質的に無補強とした。

B1およびTc1~Tc7によって、フランジが圧縮側に配置される場合のシリーズを構成する。また、B2およびTt1~Tt6によってフランジが引張側にある場合のシリーズとする。B2の引張鉄筋量

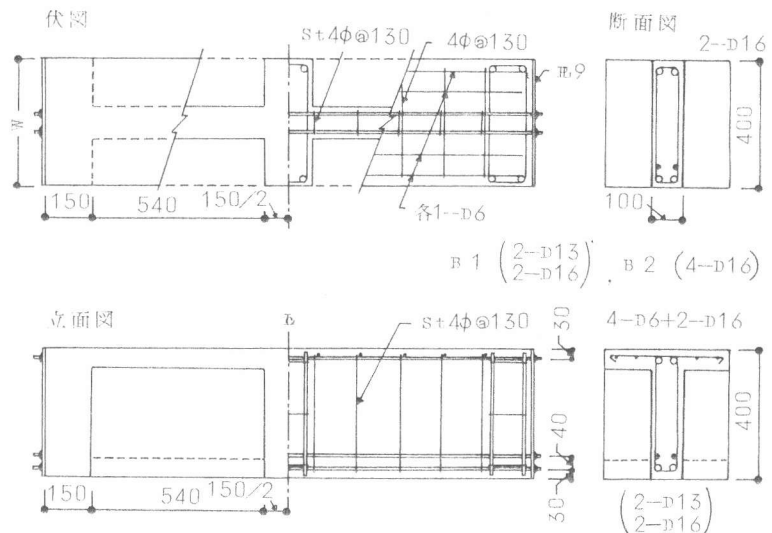


図1 試験体形状・配筋

表1 試験体形状、コンクリートの性質

試験体	W cm	T cm	f_{c2} kg/cm ²	f_{t2}^* kg/cm ²	材令 日
B1	10	—	220	21.7	15
B2	10	—	228	23.0	14
Tc0	30	3	233	18.3	16
Tc1	"	6	223	23.4	13
Tc2	"	12	221	24.5	14
Tc3 ⁽¹⁾	"	18	200	22.2	11
Tc3 ⁽²⁾	"	"	243	22.7	14
Tc4	50	6	236	19.2	15
Tc5	"	9	226	23.3	16
Tc6	70	6	236	24.7	18
Tc7	20	"	221	22.6	14
Tt1	30	6	231	22.3	17
Tt2	"	12	193	19.8	16
Tt3	"	18	217	21.6	17
Tt4	50	6	213	22.0	14
Tt5	"	9	223	23.2	15
Tt6	70	6	235	23.4	19
J1	50	6×2	219	20.9	14

※ シリンダー割裂強度

はT形ばりの引張主筋量と引張フランジ内の軸方向鉄筋量との和に等しくした。参考のため、Tc4, Tt4と同一のフランジをもつI形ばりを試験した。

試験体に用いたコンクリートの強度および鉄筋の性質を表1および表2に示した。鉄筋のうち、D13およびD16はSD35のJIS規格品である。せん断補強に用いた4φの鉄筋は明瞭な降伏点を持つように特別に注文した丸鋼線である。

加力装置および測定装置を図2に示した。中央載荷点ではウェブ上面には加圧板が直接当たらないようにし、圧縮破壊域に対する拘束を避けた。中央スタブに対する材端の変位および回転角を変位計で測定したほか、ウェブ対角線上に想定した潜在ひびわれに沿う位置でのあばら筋のひずみ、および主要な位置における主筋のひずみをW.S.Gで測定した。

3 実験結果

3.1 耐力に関する一覧表

ななめひび割れ発生

荷重 Q_c および最大荷重 Q_u を一覧にして表3に示した。

3.2 破壊経過

主要な試験体について

で、破壊状況を図3に、荷重-たわみ曲線を図4に示す。どの試験体でも主筋の降伏は認められず、最大耐力はななめひび割れがはりの圧縮部を貫通する形でできた。あばら筋は細径でひずみ測定が不十分であったが、Tc3, Tt3を除き、ウェブを斜断するななめひび割れに交わるあばら筋は、最大耐力到達以前にすべて降伏したと認められる。Tc1, Tc7は、最大荷重と同時にフランジ側面にこれを貫通するななめひび割れが発生し耐力が急落した。フランジの厚いTc2, Tc3では、図3(b)に示すように、最大耐力以前にフランジにななめひび割れが発生しており、やがてこれが貫通して耐力が急落した。W/tの値が大きいTc0, Tc4~Tc6では最大耐力直後にもフランジにななめひび割れは発生しなかったが、フランジ上面には加力点付近で下からひび割れの貫通を示す

盛り上りが観察された。Tc6を除き、何れの試験体も、部材角1/100に達するまでにはフランジ側面に大きなななめひび割れが表われ、耐力は大幅に低下した。

フランジ引張のシリーズではフランジによってはりの引張側

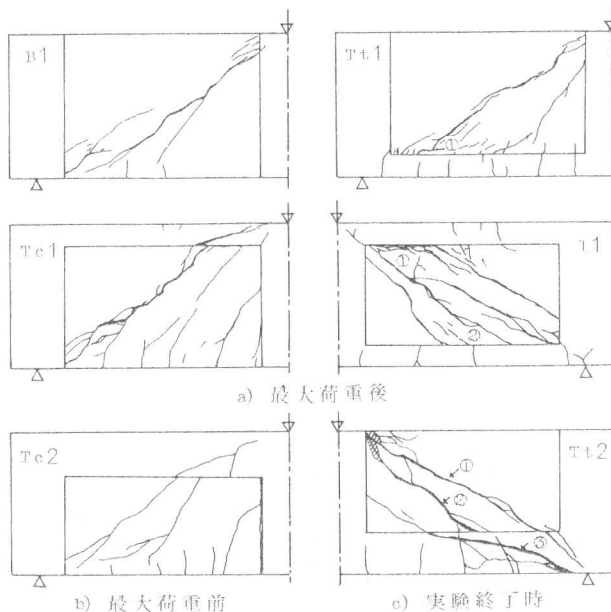


図3 破壊状況

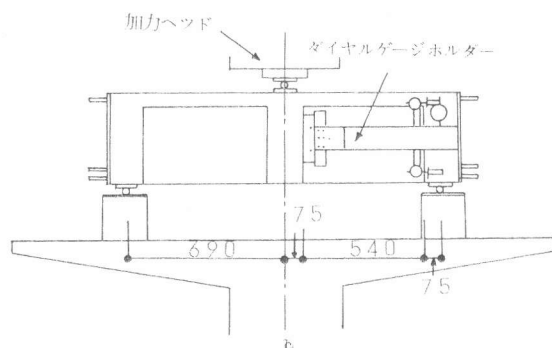


図2 加力装置・測定装置

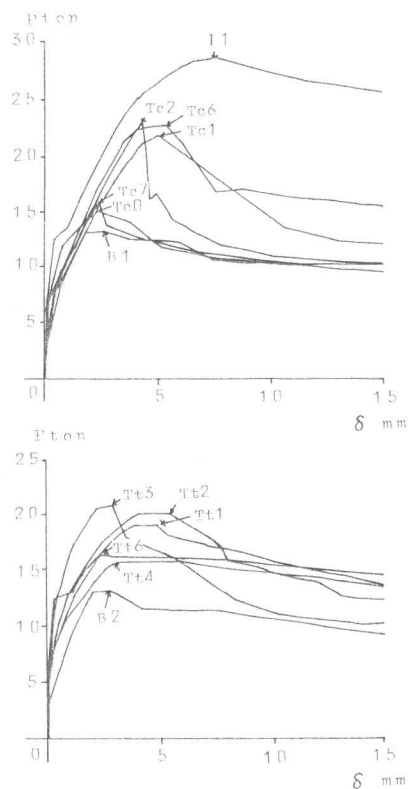


図4 荷重-たわみ曲線

が補強され、最大荷重到達後、ななめひび割れの下部を通して力が流れるように応力の再配分が行われる。このため最大荷重後の耐力低下はフランジ圧縮の場合より緩やかで、Tt1(Tt4~6も同様)では変形の増大とともに図3で①と示した部分の圧潰が進行した。フランジが厚い場合、例えばTt2でも最大荷重は図3のひび割れ①の貫通できたが、その後の応力再配分に伴ってフランジにななめひび割れ③が生じ、以後はひび割れ①の代りに②および③が拡大して耐力が急落した。

4 考 察

4.1 セン断ひび割れ耐力 Q_c について

表3で見るとおり、フランジが圧縮のときはせん断ひび割れ耐力におよぼすフランジ効果はほとんどないが、フランジ厚変化の影響は若干認められる。フランジが引張のときは、フランジによる明かな耐力増大が認められる。曲げせん断ひび割れの場合、ひび割れ耐力は曲げひび割れ耐力に依存するという考え方に従えば、 Q_c は断面係数によって変化することになるが、この実験の場合は断面係数より断面積との間の相関のほうが強かった。

表3には大野、荒川の長方形ばりに対するひび割れ耐力算定式(式1)を用いた計算値を示した。

$$Q_c = [0.085 k_c (F_c + 500) / (M / Q_d + 1.7)] b \cdot j \dots \dots \dots (1) \text{ 記号: 文献3による}$$

計算値(1)は、はり幅 b をウェブ幅としたもの、(2)は、T形断面をこれと断面積およびせいの等しい長方形断面(以下等価長方形断面とよぶ)に置換して求めたものである。実験値は、フランジ圧縮の場合は計算値(1)と適合しフランジ引張の場合は計算値(2)の90%程度と適合した。

4.2 セン断終局耐力 Q_u について

図5に、T形ばりの長方形ばりに対するせん断耐力増大率を示した。Tc3は、(1)と(2)との平均値を記入した。

フランジ圧縮の場合、フランジによってせん断耐力は大巾に増加する。しかし、厚さを増した場合も、幅を増した場合も、わずかの断面積増加で耐力増加は限度に達する。Tc0とTc7とを比べると、上記の限度以下では同一断面積でフランジが厚いほうが有効で、フランジの有効範囲はフランジ厚 t にも依存すると考えられる。本実験によれば、せん断に対するフランジの有効厚さ t_e および有効幅 b_e は、下記の程度と推定される。

$$t_e \leq (0.15 \sim 0.2) d, \text{ かつ, } t$$

$$b_e \leq b + (2 \sim 3) t, \text{ かつ, }$$

$$b + (0.4 \sim 0.5) d$$

フランジの有効幅が限定されるのは、ウェブ近傍を除きフランジが負担する曲げモーメントは無視し得ることを考えれば理解できる。有効幅を曲げ圧縮応力の負担幅の

表3. ななめひび割れ耐力 Q_c 、最大耐力 Q_u

()内は実験値/計算値

試験体	Q_c (ton)	計算値(1) (ton)	計算値(2) (ton)	Q_u (ton)	計算値(3) (ton)	計算値(4) (ton)
B 1	3.75	4.08(0.92)	— (—)	6.58	7.22(0.91)	— (—)
B 2	3.40	4.05(0.84)	— (—)	6.60	7.44(0.89)	— (—)
Tc0	3.25	4.15(0.78)	4.77(0.68)	7.47	7.38(1.01)	8.15(0.92)
Tc1	4.00	4.09(0.98)	5.32(0.75)	10.95	7.26(1.52)	8.72(1.26)
Tc2	4.88	4.08(1.20)	6.53(0.75)	11.50	7.23(1.59)	10.10(1.14)
Tc3 (1)	4.88	3.96(1.23)	7.53(0.65)	10.25	6.95(1.48)	10.90(0.94)
Tc3 (2)	3.88	4.21(0.92)	8.00(0.49)	13.00	7.53(1.73)	11.60(1.12)
Tc4	4.00	4.17(0.96)	6.67(0.60)	11.15	7.43(1.51)	10.30(1.09)
Tc5	3.50	4.11(0.85)	7.81(0.45)	11.40	7.30(1.56)	11.50(0.99)
Tc6	3.38	4.17(0.81)	7.92(0.43)	11.38	7.43(1.53)	11.70(0.97)
Tc7	4.25	4.08(1.04)	4.69(0.91)	8.00	7.23(1.11)	7.97(1.00)
Tt1	4.13	4.20(0.98)	5.46(0.76)	9.52	7.70(1.24)	9.27(1.03)
Tt2	5.25	3.98(1.32)	6.37(0.82)	10.03	7.17(1.39)	9.98(1.00)
Tt3	6.75	4.12(1.64)	7.83(0.86)	10.40	7.51(1.38)	11.80(0.88)
Tt4	5.00	4.10(1.22)	6.55(0.76)	7.90	7.45(1.06)	10.40(0.76)
Tt5	6.38	4.15(1.54)	7.89(0.81)	10.25	7.59(1.36)	11.90(0.87)
Tt6	6.50	4.22(1.54)	8.02(0.81)	8.13	7.76(1.05)	12.20(0.67)
I 1	6.50	4.13(1.57)	9.09(0.72)	14.25	7.54(1.90)	13.10(1.09)

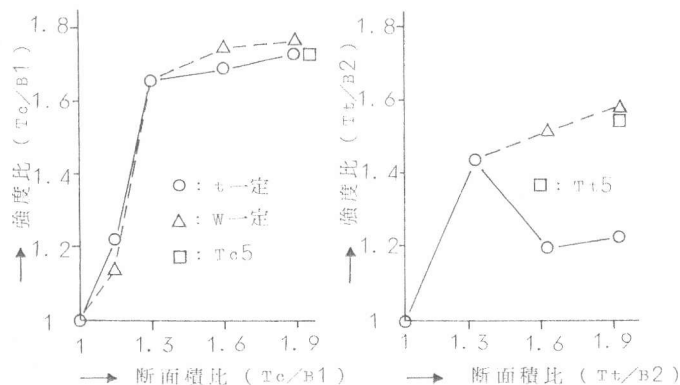


図5 フランジによる断面積増加に基づく耐力増加

場合と同一と考えるのは理論的に不合理である。フランジの有効厚が限定されるのは、最大耐力以前に図3(c)に示すようなひび割れがフランジに生じており、しかもフランジが有効に曲げ補強されていないことを考えれば理解できよう。

フランジ引張の場合も、フランジがせん断耐力を増加させる性質が認められるが、圧縮の場合より効果は少ない。

表3には、大野・荒川の長方形はり終局耐力算定式(式2)による計算値を示した。 図6

$$Q_u = \left[k_u \cdot k_p (180 + F_c) \frac{0.115}{\frac{M}{Q_d} + 0.115} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot f_y} \right] b \cdot j \dots \dots \dots (2)$$

記号：文献3による

計算値(3)はbをウェブ幅としたもの、(4)は、広沢の提案⁶⁾に従って等価長方形断面を用いた場合の値である。フランジ圧縮の場合について見ると、計算値(4)は実験値とよく適合する。しかしフランジ寸法変化の影響については、先に述べた実験結果の性質を再現していない。大久保はフランジの片側協力幅をせん断スパン長さの0.1倍として広沢の方法が適用できるとしているが⁶⁾、Tc0、Tc7を除いて数値的には適合する。フランジ引張の場合も計算値(4)は比較的よく適合したが、実験値に対し10%程度危険側の値となった。

4.3 T形ばりのせん断耐力の試算

T形ばりのせん断耐力がフランジにわずかの協力幅を考慮するだけで実験値に匹敵する程増加し得ることを示すために、以下に示すI～Nの仮定を用いて耐力の試算を行った。

I) はりのせん断破壊は、図5のハッチで示した部分の主応力が式(3)を満たすときに生ずる。ただし、 σ_1 は引張応力度、 σ_2 は圧縮応力度とする。

II) 有効断面に生ずる圧縮応力度 σ_c およびせん断応力度 τ は、(式4)および(式5)で表わせる。

III) 図5で a_0 と示した範囲では、あばら筋はすべて降伏している。

IV) ひび割れ面で、骨材のかみ合いにより伝達するせん断力は無視する。

σ および τ を用いて主応力 σ_1, σ_2 を求め、 $\alpha = C/Q_c$ とおいて整理すると、(式3)は(式6)のように書き直される。また、図5のフリーボディについて3つのつり合い式をたて、 Q_c について解くと、(式7)を得る。ここで、 Q_t, Q_s, X, a_0, B, be が既知であれば、(式6)、(式7)より α を消去して Q_c が算定され、 Q_u も求められる。

$$[式] \quad 1.25 \left(\frac{\sigma_1}{F_c} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{F_c} \right)^2 = 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_c = \frac{C}{B \cdot X} \dots \dots (4), \quad \tau = \frac{Q_c}{be \cdot x} \dots \dots (5)$$

B: 曲げに対するT形ばりの有効幅

$$Q_c = \frac{2x \cdot be \cdot B \cdot F_c}{\sqrt{1.25^2 \{ \sqrt{4B^2 + be^2 \alpha^2} - be\alpha \}^2 + \{ \sqrt{4B^2 + be^2 \alpha^2} + be\alpha \}^2}} \dots \dots \dots (6)$$

$$Q_c = \frac{(a - \frac{a_0}{2}) Q_s + (a - a_0) Q_t}{\alpha (d - \frac{x}{2}) - a} \dots \dots \dots (7)$$

実験結果の観測により、 $X = 3 \text{ cm}$ (Tc0)または 6 cm (Tc0以外)、 $a_0 = 5.4 \text{ cm}$ (スタブうちのり間隔)、 $be = b + 3x$ 、 $F_c = 220 \text{ kg/cm}^2$ と仮定し、Bは日本建築学会の規準値により、 Q_t は広沢の提案式⁶⁾、 Q_s は仮定IIIによって算定すると、耐力の試算値は、Tc0が7.6t、Tc1~3は10.8t、Tc4~6は9.7~9.6tとなった。算定値はフランジ幅が増加する場合の傾向について実験結果を再現せず、また、せん断スパン比が大きくなると算定値が増す等不適合があるが、数値的には先に述べた程度のフランジ有効域によって十分な耐力上昇が生じ得ることを示したと言えよう。

〔謝辞〕 本実験は、1979年度日本住宅公団の委託によるものである。実験の遂行に関し、明大高木仁之助手の援助ならびに実験担当の学生、秋田明男、伊東秀夫、大軒陽一の諸君に感謝申し上げる。

- 〔文献〕 1. Placas, A., P. Regan, ACI Jour. 1971, 10.
2. 広沢雅也他; "8階建て壁式構造に関する技術基準の研究開発"; 8FW委報告, 日本建築センター
3. 日本建築学会RC規準 p 197

4. 大久保全陸ほか; 第2回JCI年次講演会講演論文集, p 445
5. 大久保全陸; AIJ 昭和57年度大会学術講演梗概集 p 1307
6. 広沢雅也; 建築研究報告No. 76, 1975