

## [95] 鉄筋コンクリート連層耐震壁の靱性の向上に関する実験的研究

正会員 ○高木 仁之(明治大学工学部)

牧 幹夫(明治大学工学部)

正会員 狩野 芳一(明治大学工学部)

## 1. はじめに

曲げ降伏後の耐震壁の靱性については既往の研究で述べられているように、「平均最大せん断応力度( $\tau_{max}$ )」、「平均最大せん断応力度/コンクリート強度比( $\tau_{max}/F_c$ )」、「曲げ降伏強度/せん断終局強度(修正荒川式)比( $Q_{CM}/Q_s$ )」等の影響が顕著であるとされ、これらの影響因子を制御することが靱性向上の有効な手段となっている。しかしこれらの影響因子がどのような条件下で支配的になるかについては十分解明されていない。

図1は筆者らが今まで行った曲げ降伏した試験体の靱性率を見たもので、縦軸は試験体を片持ばりとしてe関数法により算出した脚部曲率による靱性率( $\mu_e$ =終局耐力時曲率/曲げ降伏時曲率)で、横軸は実験による靱性率( $\mu_T$ =終局時1層水平変位/曲げ降伏時1層水平変位)でその関係を示した。このように曲げ降伏した試験体であっても曲げ理論による靱性率の向上とは対応していないことが解かる。すなわち曲げ降伏から曲げ終局に至るまでにせん断破壊が生じ靱性率が著しく低下している。そこで前述の各因子と実験の靱性率についての関係を図2~図4に示した。

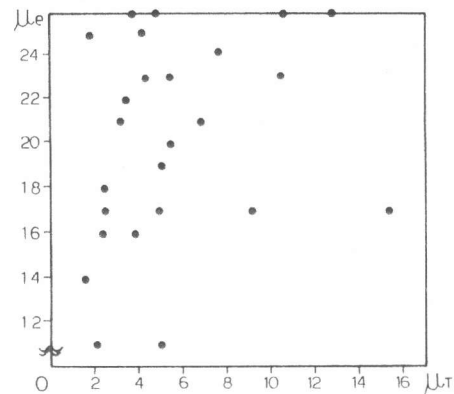
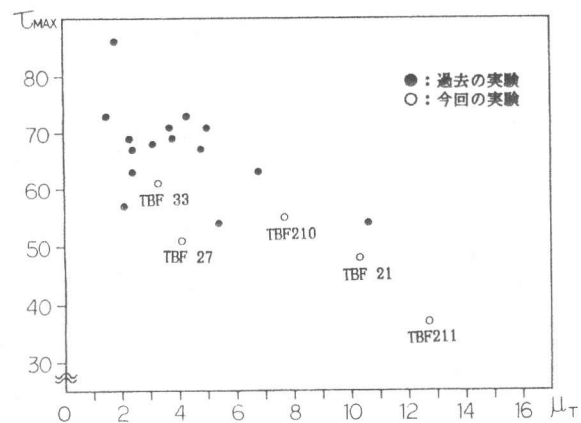
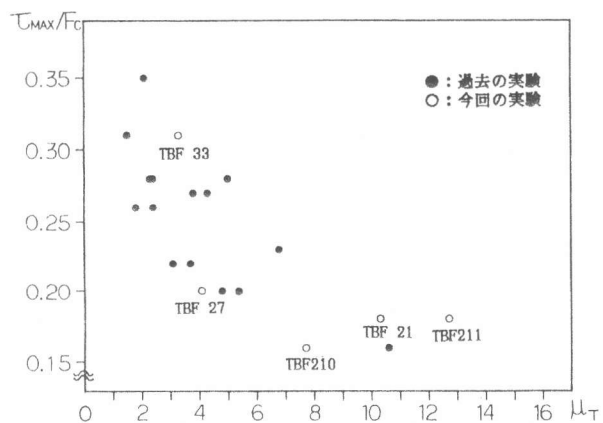
これらの図より $\tau_{max}/F_c$ と $Q_{CM}/Q_s$ とが靱性率に対し相関性が高いと見られたため、この2因子についての関係を図5に示した。試験体はほぼ1つのライン上に分布し、両者のいずれが靱性率に支配的であるかを判明しにくい状態にしていると思われる。

そこで今回の研究は、i)  $Q_{CM}/Q_s$ と $\tau_{max}/F_c$ のどちらが支配的に靱性率に影響しているか、ii)  $\tau_{max}$ は靱性率

注) 終局耐力時曲率とは、曲げ理論(e関数法)において試験体断面の圧縮

側縁歪みが、コンクリートの終局歪みに達した時点の曲率。

終局時1層水平変位とは、実験において荷重-変形包絡線より最大耐力以降、耐力低下が20%した時点、あるいは急激に破壊し耐力低下したものについてはその時点とした。

図1.  $\mu_e - \mu_T$  との関係図2.  $\tau_{max} - \mu_T$  との関係図3.  $\tau_{max}/F_c - \mu_T$  との関係

## 2. 実験概要

加力方法は文末<sup>文献 2)</sup>に掲げたものとはほぼ同様なので省略した。

1)  $\tau_{\max}/F_0$  と  $\mu_T$  との関係

Figure 1 is a scatter plot showing the ratio of water vapor permeability ( $Q_w/Q_s$ ) on the y-axis versus the thickness of the water vapor barrier layer ( $\mu$ ) on the x-axis. The y-axis ranges from 0.50 to 1.50, and the x-axis ranges from 0 to 16  $\mu$ . The legend indicates that solid circles (●) represent data from '過去の実験' (Past experiment) and open circles (○) represent data from '今回の実験' (This experiment). The plot shows a general downward trend in the  $Q_w/Q_s$  ratio as the thickness of the barrier layer increases. Specific points are labeled: TBF 33, TBF 27, TBF 210, TBF 21, and TBF 211.

図 4.  $Q_{CM}/Q_S - \mu_T$  との関係

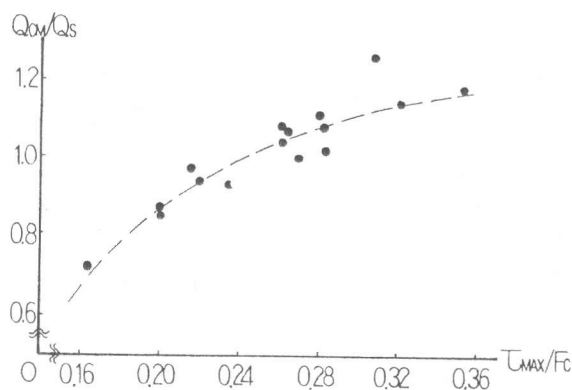


図 5.  $Q_{CM}/Q_S - \tau_{max}/F_C$  の関係

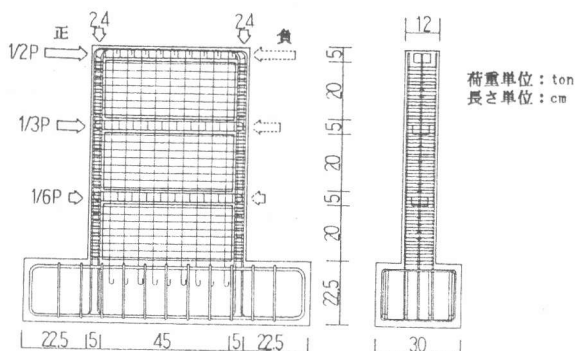


図 6. 試験体形状・配筋

表 1. 試驗體配筋一覽

| 試験体    | 柱            |                    | 梁       |          | 壁板               |                  |            | コンクリート強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|--------|--------------|--------------------|---------|----------|------------------|------------------|------------|-----------------------------------|
|        | 主筋<br>%      | 筋<br>%             | 主筋<br>% | 筋<br>%   | 縦筋<br>%          | 横筋<br>%          | 壁厚<br>(cm) |                                   |
| TBF 33 | 4-D7<br>2.61 | 2-2φ-15φ<br>0.34   | 2-4φ    | 2-2φ-25φ | 1-2φ-50φ<br>0.26 | 1-2φ-17φ<br>0.78 | 2.38       | 199                               |
| TBF 27 | 6-D7         | 2-2.6φ-15φ         |         |          | 1-2φ-50φ<br>0.18 | 2-2φ-22φ<br>0.82 | 3.50       | 254                               |
| TBF 21 | 3.92         | 0.73               |         |          | 1-2φ-50φ<br>0.15 | 1-2φ-25φ<br>0.30 | 4.08       | 269                               |
| TBF210 | 8-D7<br>5.23 | 4-2.6φ-16φ<br>1.12 |         |          | 1-2φ-50φ<br>0.14 | 1-2φ-22φ<br>0.32 | 4.42       | 341                               |
| TBF211 | 4-D7<br>2.61 | 2-2φ-15φ<br>0.34   |         |          | 1-2φ-50φ<br>0.15 | 1-2φ-50φ<br>0.15 | 4.11       | 205                               |

のと考えられる。また TBF33 と TBF27 を比較すると、 $\tau_{max}/F_c$  の差程靱性率は変わらないことから、 $\tau_{max}/F_c$  の値が 0.2 以上のものは  $\tau_{max}/F_c$  の他の靱性率に有効に作用する因子があると思われる。図 4 をみると、これら 2 つの試験結果がほぼ 1 ケ所に集ることから、 $\tau_{max}/F_c$  が 0.2 以上の場合の靱性率は  $Q_{CM}/Q_s$  に支配されるものと考えられる。

## 2) $\tau_{max}$ と $\mu_T$ との関係

$\tau$  シリーズでは、 $\tau_{max}$  の減少とともに靱性率が急激に上昇している。すなわち、 $\tau_{max}/F_c$  が 0.2 未満の試験体では  $\tau_{max}$  の影響が強いことが解かる。

以上 1)、2) のことから  $\tau_{max}/F_c \geq 0.2$  の試験体では靱性率を定量的に推定するには、 $Q_{CM}/Q_s$  が有効な因子となっており、この値が低い程靱性率が向上し、 $\tau_{max}/F_c < 0.2$  の試験体では、 $\tau_{max}$  が有効な因子となっており、この値が低い程靱性率が向上すると思われる。

## 4. 破壊機構より見た靱性率の検討

曲げ降伏後の耐震壁の破壊は、実験結果より圧縮柱脚部のせん断破壊と壁板の圧潰が同時に生じ耐力が急激に低下し終局に至っている。すなわち圧縮柱脚部のせん断耐力、壁板のせん断耐力が靱性に影響していると思われる。この破壊モードにおける簡単な破壊機構モデルを図 10 に示した。このモデルは引張柱を純引張材とし、壁板はひび割れ後圧縮プレートとして働く斜材とし、また圧縮柱脚部を剛強な形フレームに接続する短柱として表わした。以下にせん断耐力の釣り合い式を示した。

$$Q_y = Q_{wc} + Q_c \quad \text{①}$$

$Q_y$  : 曲げ降伏時のせん断耐力

$Q_{wc}$  : 壁板の圧縮斜材によるせん断耐力

$$Q_{wc} = N_w \cos \theta \quad \text{②}$$

$N_w$  は圧縮斜材の軸方向力

$\theta$  は圧縮斜材の水平面とのなす角度

$Q_c$  : 圧縮柱脚部を短柱としたせん断耐力

$$Q_c = \left\{ \frac{0.12k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + \frac{2.7\sqrt{P_{ws}\sigma_y}}{+ 0.1N/bD} \right\} b_j$$

「文献 3」

表 2 鉄筋の性質

|      | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> ) | 降伏強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | ヤング率<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 2φ   | 3.14                      | 3185                          | 1.87×10 <sup>6</sup>          | 3981                          |
| 2.6φ | 5.31                      | 3298                          | 2.06×10 <sup>6</sup>          | 3957                          |
| 4φ   | 12.57                     | 2574                          | 1.93×10 <sup>6</sup>          | 3741                          |
| D7   | 39.20                     | 2900                          | 1.93×10 <sup>6</sup>          | 4058                          |

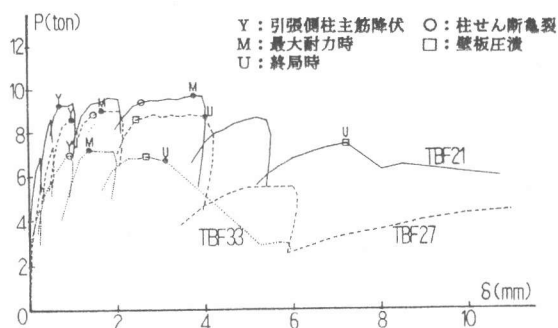


図 7.  $\tau/F_c$  シリーズ P- $\delta$  曲線

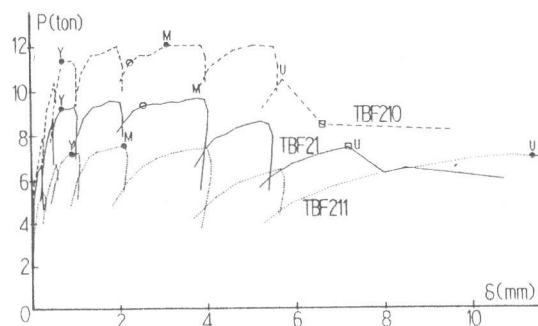


図 8.  $\tau$  シリーズ P- $\delta$  曲線

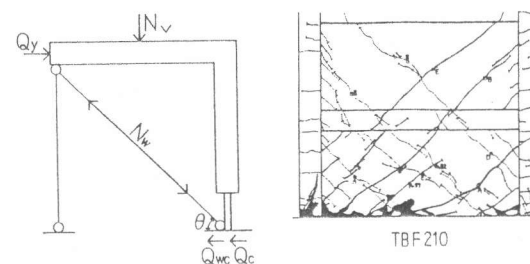
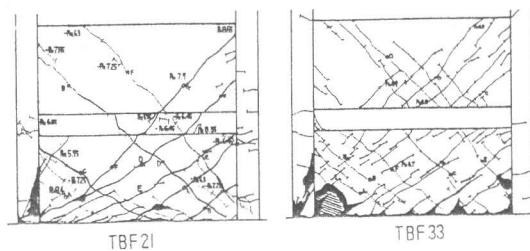


図 10. 破壊機構モデル

図 9. 破壊状況

N : 試験体の降伏時 ( $Q_y$ ) の圧縮柱脚部の軸力  
 $M/Q_d$  : 観察されたひびわれ状況から  $M/Q_d =$   
 1 と仮定

このようにして算出した圧縮柱のせん断耐力 ( $Q_c$ ) は、曲げ降伏時のせん断耐力 ( $Q_y$ ) に対し、約 30 ~ 50 % の範囲にあり、圧縮柱のせん断耐力の占める割合が高いことが注目される。

ここで壁板のトラス圧縮斜材によるせん断耐力 ( $Q_{wc}$ ) についてみると、 $Q_{wc}$  に達したとき、斜材のコンクリートは圧縮強度  $F_c$  に達しているものと仮定すると②式は以下のように表わされる。

$$Q_{wc} = Q_y - Q_c = N_w \cos \theta = B t F_c \cos \theta$$

B : トラス圧縮斜材の有効幅 ..... ③

t : 壁厚

次にトラス圧縮斜材の有効幅 (B) を③式より算出すると、 $B = Q_{wc} / (t \cdot F_c \cdot \cos \theta)$  で表わされる。この有効幅 (B) と靱性率の関係を図 11 に示した。このように有効幅 (B) が増加すると靱性率は小さくなり、靱性率に有効幅 (B) が影響していることが解かる。すなわちトラス圧縮斜材の有効幅の増加は、壁板部の圧力場の広がりにつながり圧力場の範囲の広く必要な試験体ほど靱性率が小さいことが示された。

しかし有効幅 6 cm 程で靱性率が急に伸びる現象が表われている。この傾向は図 3、図 4 に示した  $\tau/F_c$ 、 $Q_{CM}/Q_S$  の現象に類似している。このことより有効幅 (B) は、 $\tau/F_c \geq 0.2$  の試験体における  $Q_{CM}/Q_S$  の現象を壁板部の耐力に着目してとらえたことになると思われる。

次に破壊機構モデルの切断面で壁横筋が降伏したと仮定し、そのせん断強度 ( $P_{wsy th}$ ) を  $Q_{wc}$  より差し引いて算出した有効幅 (B) を図 12 に示した。有効幅 (B') の傾向は、壁筋比の大きい試験体で減少し、返って有効幅と靱性率の関係を悪化させている。すなわち壁筋比の影響は圧力場のコンクリート強度に及ぼす影響、周辺フレームの拘束効果による影響等も含まれていると思われ、今後の研究課題としたい。

## 5. 結論

スケール効果の影響があり実際の靱性率を定量的にとらえることは出来ないが、定性的に曲げ降伏後の靱性率を支配する要因を示した。すなわち  $\tau_{max}/F_c \geq 0.2$  では  $Q_{CM}/Q_S$  が、 $\tau_{max}/F_c < 0.2$  では  $\tau_{max}$  が有効な因子であり、また前者に対しては破壊機構モデルより壁板部の圧力場の幅が靱性率に大きく影響していることを示した。

(参考文献)

- 1) 既往の鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験資料とその解析 建設省建築研究所 1975, 3 No. 6
- 2) 連層鉄筋コンクリート耐震壁の破壊機構に関する実験的研究 コンクリート工学年次講演会 1979 No. 1
- 3) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 シリーズ 2-1 日本建築学会建築雑誌 Vol. 96, No. 1174
- 4) 鉄筋コンクリート連層耐震壁の靱性の向上に関する実験的研究 日本建築学会大会学術講演梗概集昭和59年10月

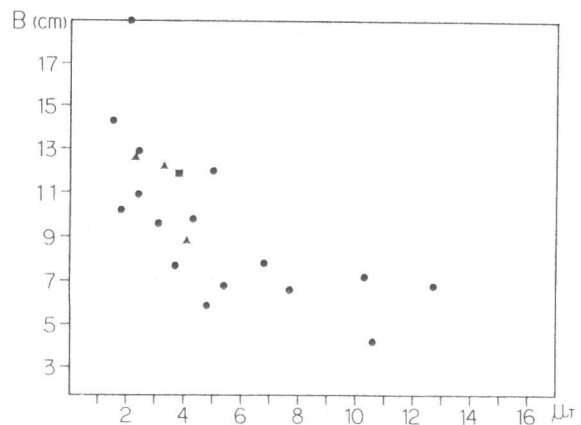


図 11. 壁板の圧縮斜材の有効幅 (B)

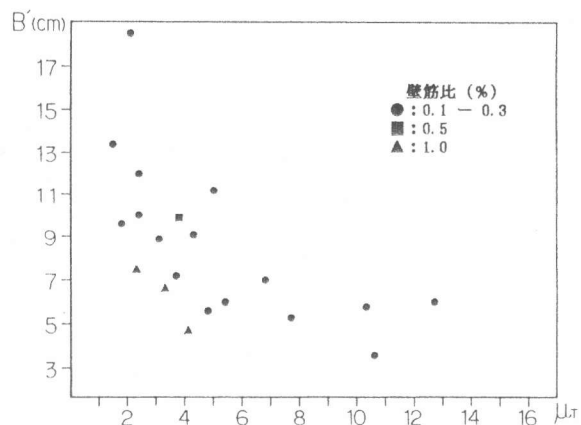


図 12. 壁板の圧縮斜材の有効幅 (B')