

論文

[2086] 薄肉鋼管で横補強された鉄筋コンクリート短柱の繰返し曲げせん断性状に関する実験的研究

正会員 富井政英 (九州大学工学部)
 正会員 崎野健治 (九州大学工学部)
 正会員○孫 玉平 (九州大学大学院)
 仲 紀龍 (西安公路学院)

1. 序

鋼管により横補強された鉄筋コンクリート短柱(せん断スパン比1.0)に関しては、断面形状(円形, 正方形), 主筋量, 軸力の大きさ, コンクリート強度, シャーキーの有無を実験変数とした繰返し曲げせん断実験により, 鋼管横補強法の有効性が実証されている。すなわち, 従来のせん断補強法としては最も優れているとされている溶接帯筋を, 施工上および断面算定上許容できる最大量(体積比で2.4%)配筋しても, せん断破壊を防げなかった鉄筋コンクリート(以下RCと書く)短柱を鋼管で横補強することにより, 靱性とエネルギー吸収性能に富む曲げ降伏先行型の柱にすることが実証されている¹⁾。鋼管横補強による設計法の確立のため解決すべき残された主な問題点としては, i) 横補強に用いる鋼管の適性板厚に関する問題, ii) 鋼管により拘束されたコンクリートの構成則および破壊条件に関する問題があげられる。本研究は前者に関する実験的研究である。

鋼管の板厚を変えた実験は, 行われていないが, 現時点で以下のことが分かっている¹⁾。円形断面柱の場合

1) 主筋比が5.87%(10-D13)の場合, 外径178mm板厚6mmの鋼管(D/t=30, 横補強鋼材量は体積比で14.8%)で十分な拘束ができる。鋼管を更に薄く出来る可能性がある。

正方形断面柱の場合

1) 主筋比が3.82%(8-D13)の場合, □-175×175×6mmの鋼管(D/t=29, 横補強鋼材量は体積比で15.3%)で十分な拘束ができる。鋼管を更に薄く出来る可能性がある。

2) 主筋比が7.64%(16-D13)の場合, □-175×175×6mmの鋼管では, せん断破壊を防ぐことはで

表-1 実験体一覧および主な実験結果

試験体名	管厚 (mm)	D/t	p_a (%)	$c\sigma_B$ (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_0}{c\sigma_B}$	Nu (ton)	Qu+ (ton)	Qu- (ton)	Mue (t-m)	Muc (t-m)
CH-10-0.00Nc-T	2.3	74	5.91	474	0.00	0.0	15.3	14.2	2.67	2.67
CH-10-0.40Nc-T				419	0.40	36.3	24.4	24.1	4.43	3.92
CH-10-0.60Nc-T				410	0.60	52.8	25.2	26.2	4.63	4.30
CH-10-0.80Nc-T				440	0.80	75.6	27.4	28.4	5.07	4.56
SH-8-0.00Nc-T	2.2	77	3.71	488	0.00	0.0	14.3	13.9	2.50	2.46
SH-8-0.20Nc-T				445	0.20	24.4	21.4	20.4	3.82	3.89
SH-8-0.40Nc-T				445	0.40	48.8	23.1	22.1	4.12	4.78
SH-8-0.65Nc-T				410	0.65	72.9	23.3	20.6	4.20	5.03

注) 1) D/t: 鋼管径圧比 2) p_a : 短柱の主筋比(= n_a/cA)
 3) $\sigma_0 = N/(cA_c\sigma_B)$ 4) cA : コアコンクリートの断面積
 5) $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度
 6) Qu+, Qu-: 正, 負加力時の最大せん断力
 7) Mue, Muc: 曲げ終局耐力の実験値, 計算値
 8) 試験体名凡例: C(S)H-10-0.40Nc-T
 1 2 3 4

1: Circular (Square) section, High strength concrete
 2: 主筋10-D13 3: 0.40Nc=0.40cAcσB=N 4: Tシリーズ

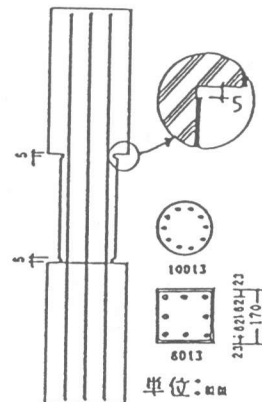


図-1 試験体の形状・寸法

きるが付着割裂ひび割れの発生を防ぐことはできず、そのために復元力特性の劣化が生じることを防ぐことができない。すなわち、十分な拘束ができるとは言い難い。

上述したように、施工が可能な上限とも言える多量の主筋を配筋した正方形断面短柱以外は、円形および正方形断面とも鋼管の厚さを薄くしても優れた復元力特性を持つRC短柱が設計出来る可能性がある。

2. 実験概要

試験体の一覧を主な実験結果とともに表-1に示す。試験体の形状・寸法を図-1に示す。試験体の形状・寸法、主筋の径と配置およびコンクリートと主筋の材料強度は、文献1)に報告されている厚肉鋼管横補強柱の場合とほぼ同じで、鋼管の板厚のみが異なる。鉄筋コンクリート断面部分の外径を、厚肉鋼管横補強柱のそれとほぼ等しくなるように、薄肉鋼管を製作した。横補強用円形鋼管は、外径が170mmで板厚が2.3mm(鋼材量は体積比で5.64%)である。鋼板を円形に成形した後、継目を溶接して製作した。横補強用正方形鋼管は、辺の外径が170mmで板厚が2.2mm(鋼材量は体積比で5.4%)である。鋼板をL字型に成型した後、継目を溶接して製作した。いずれの鋼管も焼きナマシして使用した。主筋にはD13(実大の場合D38程度の太径鉄筋に相当する)を用いた。使用した鉄筋、円形鋼管および正方形鋼管の降伏点応力度はそれぞれ3560, 2940, 2820kg/cm²である。実験変数は、断面形状(円形, 正方形)と一定軸力の大きさである。軸力比($n_0 = N / (c \cdot A \cdot \sigma_B)$)で表した軸力の大きさは、円形断面柱の場合 $n_0 = 0, 0.4, 0.6, 0.8$, 正方形断面柱の場合 $n_0 = 0, 0.2, 0.4, 0.65$ の4種類である。

文献1)に示す加力装置を用いて、柱に一定軸力と逆対称変形を与えた。予定した載荷プログラムは、変位振幅を部材角で $\pm 0.005\text{rad}$ ずつ $\pm 0.03\text{rad}$ まで増加させ、同一振幅で3サイクルずつ、計18サイクルの繰り返し載荷である。

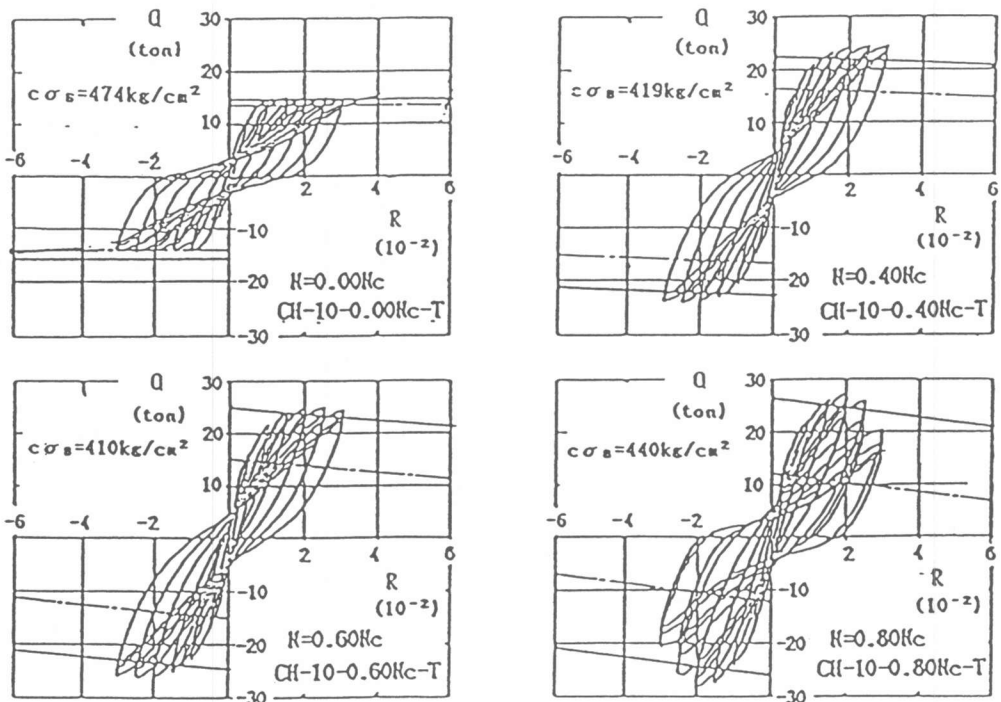


図-2 せん断力Q-部材角R関係(円形断面)

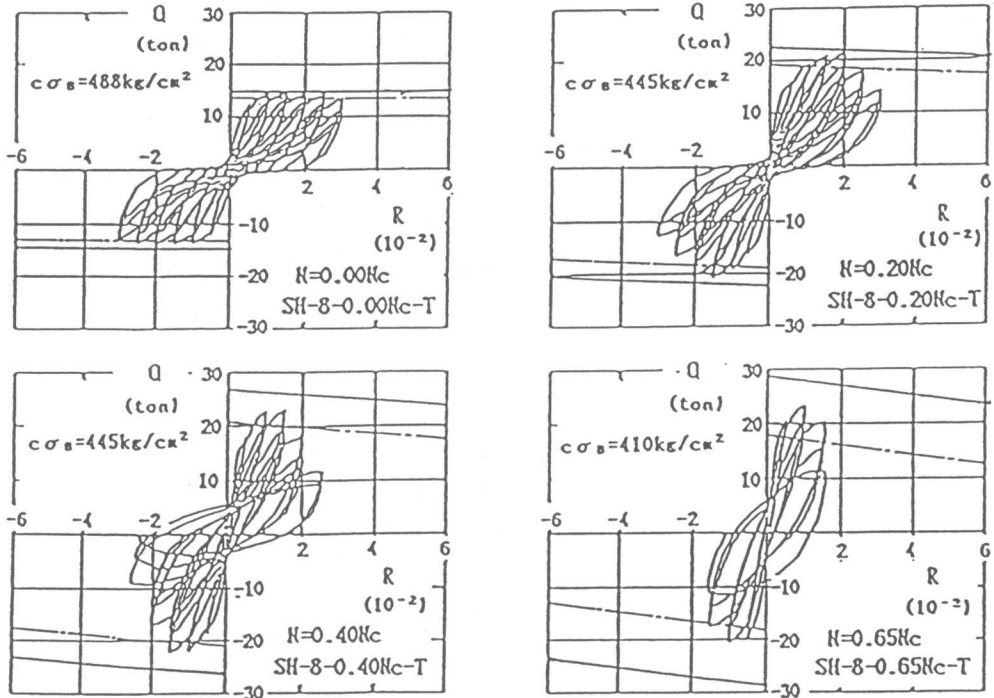


図-3 せん断力Q-部材角R関係(正方形断面)

3. 実験結果

3.1 せん断力-部材角関係

図-2, 3に円形および正方形断面の各試験体のせん断力Qと部材角Rの関係を示す. 図中に太い実線および一点鎖線で示す直線は, それぞれコンファインドコンクリートおよび無拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を仮定(どのように仮定したかは次節で詳述する)して求めた曲げ終局耐力にもとづくメカニズムラインである.

図-2より分かるように, 円形断面柱の場合はいずれの試験体も, 水平耐力は実線で示す“鋼管による拘束効果を考慮した”水平耐力を上回っている. 最も軸力の大きいCH-10-0.80 Nc-Tの場合にのみ, 部材角が0.02rad以後, 耐力の低下がみられるが, この試験体のみ鋼管が中央断面においても, 部材角が0.015radにおける載荷時に, 降伏した.

図-3より分かるように, 正方形断面柱の場合, 低軸力($n_0=0.0, 0.2$)を受ける柱は“鋼管による拘束効果を考慮した”水平耐力をほぼ発揮しているが, 高軸力($n_0=0.4, 0.65$)を受ける柱はこれに達しておらず, 最終的には鋼管の溶接部にキレツを生じ軸力保持能力を失っている. 材端の主筋は, 最大耐力時において, $n_0=0.4$ の場合は圧縮側, 引張側とも降伏しておらず, $n_0=0.65$ の場合は圧縮側のみ降伏していた.

3.2 実験終了後の破壊状況

実験終了後に観察した試験体のウェブ面の状況を, 図-4, 5に示す. 軸力を載荷した円形断面柱の場合, 鉛直方向の付着割裂ひび割れが観察されるが, 肉眼で明瞭に観察できたのは軸力の最も大きなCH-10-0.80Nc-Tのみで, 他はいずれも微細な鉛直ひび割れであった. Q-R関係の考察を併せて判断すると, 円形断面柱の破壊モードはいずれも曲げ破壊で, CH-10-0.80Nc-Tは曲げ降伏後に付着割裂による劣化が生じたものと考えられる. 正方形断面柱

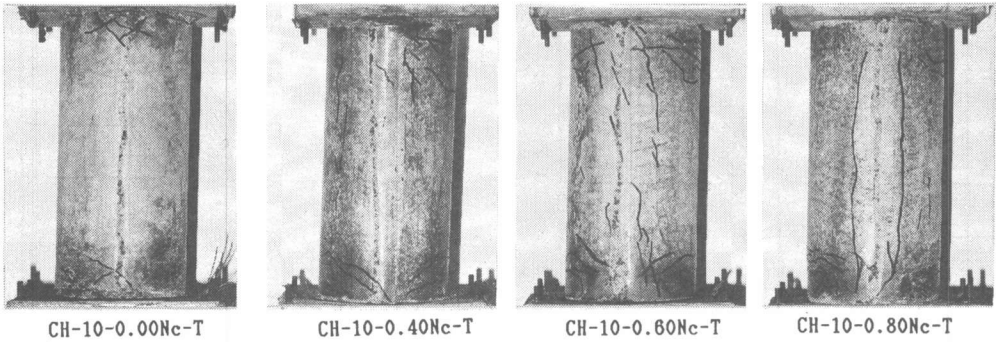


図-4 試験体ウェット面の状況 (円形断面)

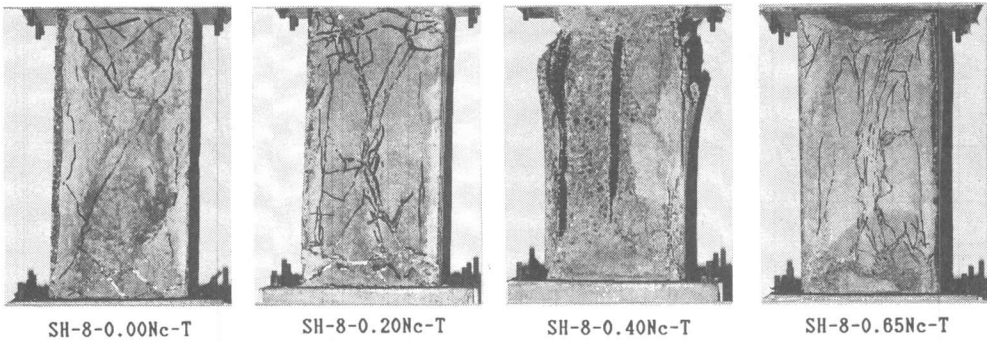


図-5 試験体ウェット面の状況 (正方形断面)

の場合、いずれの試験体にも、斜め方向のせん断ひび割れと鉛直方向の付着割裂ひび割れが観察される。Q-R関係の考察を併せて判断すると、低軸力 ($n_0=0.0.2$) の場合は曲げ降伏後のせん断破壊で、高軸力 ($n_0=0.4, 0.65$) の場合はせん断破壊を生じたものと考えられる。

4. 終局耐力

4. 1 円形断面柱

図-2 に実線及び一点鎖線で示す水平耐力理論線は、それぞれ図-6 に実線および一点鎖線で示すコンクリートの応力-ひずみ関係 ($\sigma-e$ 関係) を用いて計算した曲げ終局耐力にもとづく水平耐力理論線である。一点鎖線で示す無拘束コンクリートの $\sigma-e$ 関係は、ACI 標準のストレスブロックと等価な $\sigma-e$ 関係である。実線で示すコンファインドコンクリートの $\sigma-e$ 関係は、円形鋼管 (鋼材量は体積比で 5.64%~24.0%) で拘束された無筋コンクリート ($e\sigma_B$ は 240~480kg/cm²) の中心圧縮実験をもとに提案²⁾されたコンファインドコンクリートの構成則と降伏条件を用いて求めた $\sigma-e$ 関係である。これらの $\sigma-e$ 関係を用いて計算した曲げ終局耐力 (平均コンクリート強度 435kg/cm² を用いた) と実験値の比較を図-7 に示す。計算値は、柱頭・柱脚の鋼管で補強していない部分 (鋼管に軸方向応力が導入されないように設けた長さ 5mm の部分) の断面 (直径 $D' = D - 2t$) にもとづいて計算した。実験値を表す点は、 $R=0.03$ rad までの正加力時の最大水平力に対応する材端曲げモーメントを示している。材端曲げモーメントには軸力と水平変位による付加曲げモーメントも考慮している。図-7 から分かるように、実験値は鋼管による拘束効果を考慮した曲げ終局耐力よりも 10% 程大きい。実験値が計算値より大きいことの原因は、試験体スタップ部分の拘束により、危険断面が材端から離れたところに移動するためと思われる。

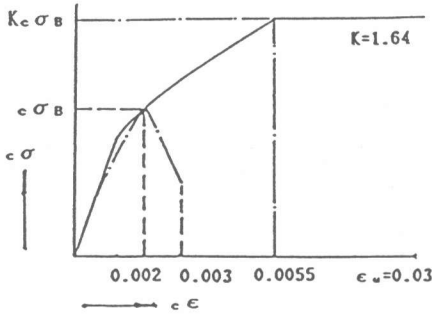


図-6 コンクリートの応力-ひずみ度関係 (円形断面)

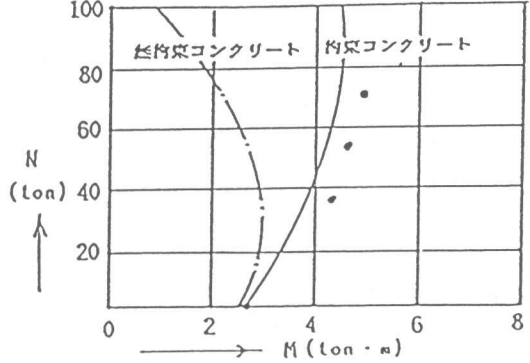


図-7 計算終局曲げ耐力と実験値の比較

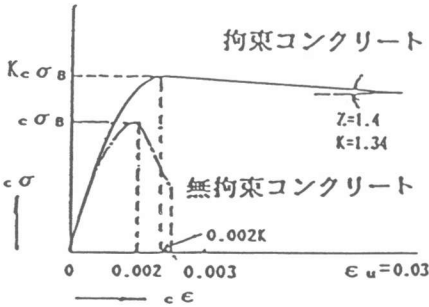


図-8 コンクリートの応力-ひずみ度関係 (正方形断面)

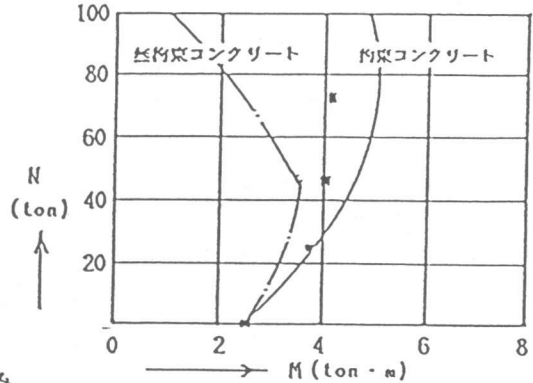


図-9 計算終局曲げ耐力と実験値の比較

4.2 正方形断面柱

正方形鋼管で拘束されたコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係に関しては、現在までのところ実験的研究が行われていない。したがって、ここではPark等の提案による正方形帯筋により拘束されたコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係を準用して考察を行うことにする。図-3に実線および一点鎖線で示す水平耐力理論線は、それぞれ図-8に実線および一点鎖線で示すコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係を用いて計算した曲げ終局耐力にもとづく水平耐力理論線である。実線で示すコンファインドコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係は、鋼管を等量の帯筋に置換し、前述のPark等の提案式を用いて得られた $\sigma-\epsilon$ 関係¹⁾である。一点鎖線で示す無拘束コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係は円形断面柱の場合と同じである。これらの $\sigma-\epsilon$ 関係を用いて計算した曲げ終局耐力(平均コンクリート強度 445kg/cm^2 を用いた)と実験値の比較を図-9に示す。計算に用いた実断面および実験値の定義は、円形断面柱の場合と同じである。軸力が小さい場合($n_0=0.0, 2$)は実験値は鋼管による拘束効果を考慮した曲げ耐力(実線)とほぼ等しいが、軸力が大きい場合($n_0=0.4, 0.65$)は、実験値は実線で示す理論耐力に達していない。これは、前節で述べたように、軸力が大きい場合はせん断破壊を生じたためである。

正方形断面柱のせん断耐力算定式に関しては種々の提案があるが、ここでは文献(3)で採用されている理論式(1式、降伏ヒンジを計画しない柱として計算)、および大野・荒川による実験式(2式)⁴⁾を用いて行うことにする。

$$V_u = b_j t_p w \sigma_w v \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_e / 2 \quad (1)$$

$$\text{ここに, } \tan \theta = \{ \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D \}$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \} / (v \sigma_p)$$

記号については文献(3)を参照されたい。

なお、 j_t としては柱の主筋間距離(12.5cm)を用いて計算した。

$$\frac{s Q_s u}{b j} = \left\{ \frac{0.12 k_u - k_p (180 + F_c)}{M/Q d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \sigma_{wy} + 0.1 N/b D} \right\} \quad (2)$$

記号については文献(4)を参照されたい。

(1), (2)式を用いた算定にあたっては、鋼管を等価帯筋($P_w=0.027$)として計算した。

せん断耐力計算値と実験値の比較を図-10に示す。せん断破壊を生じた高軸力を受ける柱に対しては、(1)式、(2)式ともほぼ同様な算定値となり実験値ともよく対応する。

5. 結論

- 1) 円形断面柱の場合施工が可能な上限とも言える多量の主筋($\rho_w=5.91\%$)を配筋しても、比較的薄肉の鋼管($D/t=74$, 鋼材量は体積比で5.64%)による横補強により、曲げ降伏先行の柱にすることができる。ただし、高軸力($n_o=0.8$)を受ける場合は、大変形($R>0.02\text{rad}$)において付着割裂ひび割れに起因する劣化が生じる。曲げ終局耐力は、肖により提案された鋼管で拘束されたコンクリートの構成則および降伏条件を用いて計算した応力-ひずみ関係を用いて比較的精度よく算定できる。
- 2) 正方形断面柱の場合、主筋比が3.71%の場合でも、比較的薄肉の鋼管($D/t=77$, 鋼材量は体積比で5.4%)による横補強では、高軸力($n_o=0.4, 0.65$)を受ける場合はせん断破壊を防ぐことはできず、低軸力($n_o=0, 0.2$)を受ける場合でも曲げ降伏後のせん断力の影響による復元力特性の劣化を防ぐことはできない。せん断耐力は、鋼管を鋼材量の等しい等価帯筋に置換し、文献3)で採用されている理論式あるいは大野・荒川により提案されている実験式で比較的精度よく算定できる。

【謝辞】実験にあたっては、九州大学文部技官藤原文夫、川口晃両氏ならびに九州大学学生増井靖氏の協力を得た。ここに深く感謝します。

【参考文献】

- 1) Tomii, M., Sakino, K. and Xiao, Y: Ultimate Moment of Reinforced Concrete Short Columns Confined in Steel Tube, Proceedings of Pacific Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, New Zealand, August 1987, pp. 11~22.
- 2) 肖 岩: コンファインドコンクリートの構成則に関する研究, 九州大学学位論文, 平成元年1月.
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説, 1988年10月
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 昭和62年9月, p.81.

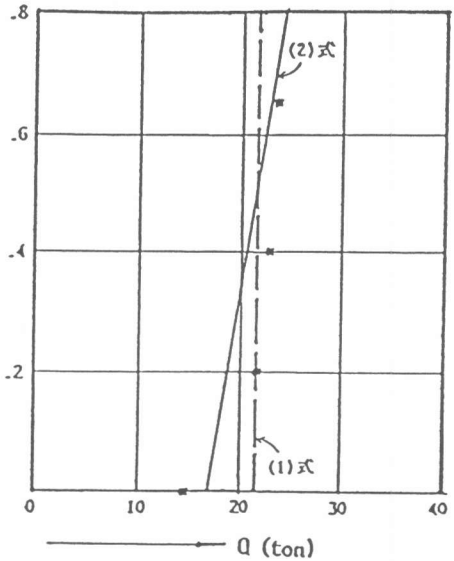


図-10 せん断耐力計算値と実験値の比較