

論文

[2031] 鉄筋コンクリート柱、はり部材のせん断耐力の評価に関する
一考察

正会員○益尾 潔（日本建築総合試験所）

1. 序

せん断耐力の評価式として塑性理論に基づくA法およびB法が提案され[1]、評価式の構成が理論的に明解になっている。ただ、両式によるせん断耐力の推定精度は実用上十分とはいえず、せん断補強筋の降伏強度の上限値の根拠もあまり明確でなく、付着割裂破壊の検討を別途行うこととしているが、これとせん断耐力との相関性も明確でない。さらに、高強度コンクリートを用いた部材のせん断耐力の推定精度もあまり良くないとされている[2]。なお、コンクリートの有効係数 ν は、A法では、コンクリート強度の関数としており、せん断破壊型耐震壁等の既往の実験結果による場合と定性的な傾向は一致している[3]。これに対して、B法では、せん断スパン比の関数としているが、このことの必然性は明確でない。

本研究では、せん断耐力の推定精度の向上を図るとともに、せん断耐力と付着割裂耐力との相関性を検討しようとするものである。なお、本研究では、逆対称曲げを受ける場合を対象とし、引用した既往の実験結果も逆対称加力による場合とした。

2. 終局せん断耐力評価式

2.1 塑性理論に基づくせん断耐力

松崎ら[4]は、せん断破壊型のはり試験体についてせん断補強筋の補強効果(σ_w/σ_{wy})を定量的に評価できることを示した(σ_w 、 σ_{wy} ：せん断補強筋のせん断耐力時における応力度および降伏強度)。これによると、せん断補強筋量が少ないと σ_w は σ_{wy} に等しいとできるが、せん断補強筋量が多くなると σ_w は σ_{wy} に比べて小さくなる。この実験的事実を踏まえて、せん断耐力式を式(1.1)のように定式化する。なお、式(1.1)では、45°トラス機構を仮定($\cot\theta=1$ 、 θ ：トラス機構の角度)している。これに対して、A法では、 $1 \leq \cot\theta \leq 2$ およびトラス機構におけるコンクリート圧縮束応力が有効圧縮強度以下の条件のもとで最大のせん断強度を与えるように $\cot\theta$ を求めている[1]。ただ、せん断耐力には多くの要因が影響を及ぼすと考えられ、ここでは、各要因の影響を考慮しやすくするため、評価式の簡単化を重視した。

$$Q_{su} = B j_t \nu_s p_w \sigma_{wy} + \tan\theta (1 - \beta) B D \nu_c \sigma_B / 2 \quad (1.1)$$

$$\beta = 2 \nu_s p_w \sigma_{wy} / \nu_c \sigma_B, \tan\theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D \quad (1.2)$$

ここに、 ν_s ：せん断補強筋の有効係数、 ν_c ：コンクリートの有効係数、 L ：部材の内法長さ

B, D ：部材断面の幅およびせい、 j_t ：主筋の重心間距離、 p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 θ ：アーチ機構の角度

式(1.1)による場合、理論的な不明解さを避けるために、A法およびB法におけるせん断補強筋の降伏強度の上限($\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$)は設けず、せん断補強筋の有効係数 $\nu_s (= \sigma_w / \sigma_{wy})$ は、松崎らの提案式に基づき次式で定義する。

$$pw\sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B} \leq 2.12 : \quad \nu_s = 1 \quad (2.1)$$

$$2.12 < pw\sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B} \leq 4.90 : \quad \nu_s = 1.28 - 0.13pw\sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B} \quad (2.2)$$

$$4.90 < pw\sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B} : \quad \nu_s = 3.13 \sqrt{\sigma_B}/pw\sigma_{wy} \quad (2.3)$$

2.12 < $pw\sigma_{wy}/\sqrt{\sigma_B}$ ≤ 4.90 の区間では、式(1.1), (1.2)に式(2.2)を代入し求まる全せん断強度 τ_{su} ならびにトラス機構およびアーチ機構によるせん断強度 τ_t, τ_a は、

それぞれ $pw\sigma_{wy}$ の2次式となり、 $\nu_s=1$ とした場合に比べ各せん断強度とも小さくなる ($\tau_{su}=Q_{su}/Bjt$, $\tau_t=Q_t/Bjt$, $\tau_a=Q_a/Bjt$)。なお、式(2.3)の条件を設けた場合、全せん断強度(τ_{su}) $_{max}$ ならびにアーチ機構によるせん断強度 τ_{ao} は、式(3.1), (3.2)でそれぞれ頭打ちとなる。これは、式(2.3)より $\nu_s pw\sigma_{wy}=3.13\sqrt{\sigma_B}$ (一定値) となり、トラス機構によるせん断強度(τ_t) $_{max}$ を頭打ちしているためである。この場合、アーチ機構によるせん断強度は、せん断補強筋量が増えても式(3.2)の τ_{ao} だけ残存する (図-3 参照)。

$$(\tau_{su})_{max} = (\tau_t)_{max} + \tau_{ao} \quad (3.1)$$

$$(\tau_t)_{max} = 3.13 \sqrt{\sigma_B}, \quad \tau_{ao} = \tan\theta (\nu_c \sigma_B / 2 - 3.13 \sqrt{\sigma_B}) D/jt \quad (3.2)$$

次に、既往の実験結果について、本評価式によるせん断耐力計算値が最大耐力実験値にできるだけ一致するように試行計算を繰り返し行い検討した結果、コンクリートの有効係数 ν_c を式(4)のように設定した。同式による場合、 $\sigma_B \geq 850 \text{ kgf/cm}^2$ では、コンクリートの有効圧縮強度 ($= \nu_c \sigma_B$) が低下するが、これを避けることとした。なお、既往の実験の柱試験体 (107体) のうち、終局耐力が後述の式(8)に基づき、せん断耐力 Q_{su} で決まった試験体 (22体) について、有効係数 $(\nu_c)_{test}$ を式(5)より求め、 $(\nu_c)_{test} - \sigma_B$ 関係を図-1に示した。同図に示すように、式(4)による ν_c の計算値は、700 kgf/cm^2 程度までの高強度コンクリートを含めて概ね妥当に評価されているものと考えられ、A法の有効係数は式(5)より算出した $(\nu_c)_{test}$ に比べてかなり小さい。ただ、A法と本評価式では、せん断補強筋の項の評価方法が異なるため、単純な比較は難しい。

$$\nu_c = 1 - \sigma_B / 1700, \quad \sigma_B \geq 850 \text{ kgf/cm}^2 \text{では}, \quad \nu_c = 425 / \sigma_B \quad (4)$$

$$(\nu_c)_{test} = \{Q_{max} - Bjt \nu_s pw\sigma_{wy} [1 - (D/jt)\tan\theta]\} / [\tan\theta B D \sigma_B / 2] \quad (5)$$

ここに、 Q_{max} : 最大耐力実験値、 ν_s は、式(2.1)~(2.3)による。

一方、A法およびB法では、トラス機構のコンクリート圧縮束応力が有効強度以下の条件 ($pw\sigma_{wy} \leq \nu \sigma_B / 2$) が設定されている。これに対して、本評価式では、全せん断強度の上限強度 (τ_{su}) $_{max}$ が式(3.1)により設定されているので、 $(\tau_{su})_{max} \leq \nu_c \sigma_B / 2$ の条件を満足すればよい。すなわち、トラス機構とアーチ機構におけるコンクリート圧縮束の応力が理論的に考えられる上限強度 $\nu_c \sigma_B / 2$ によって制限されることになる。この場合、理論の単純化のために、両

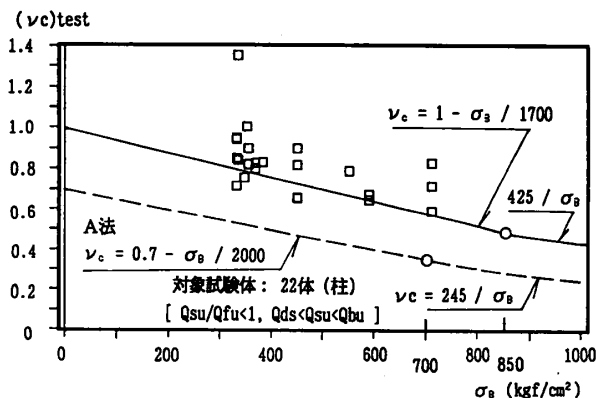
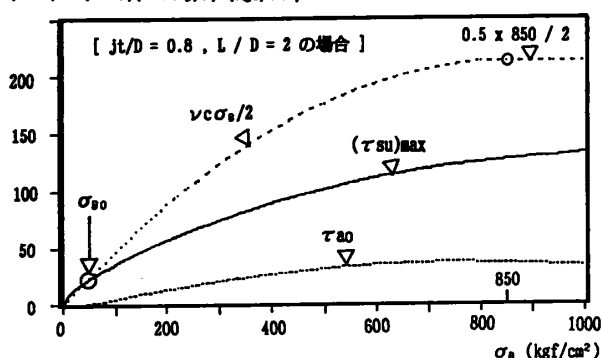
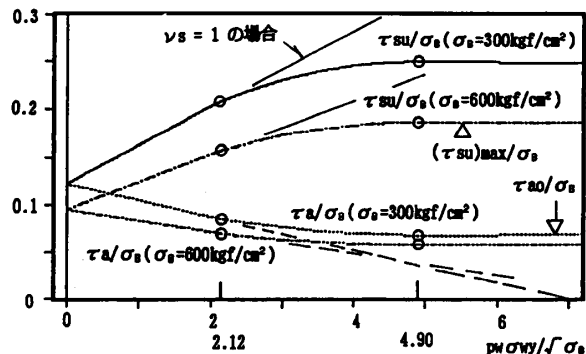


図-1 $(\nu_c)_{test} - \sigma_B$ 関係

(τsu)max, τao, (νcσ_B/2) (kgf/cm²)図-2 (τsu)max ≤ νc σ_B/2 における下限強度σ_{B0}τsu/σ_B (τa/σ_B)図-3 τsu/σ_B (τa/σ_B) - pwσwy/√σ_B 関係

機構におけるコンクリート圧縮束の角度の相違は無視されている。

上記の条件式に式(3.1), (3.2)および式(4)を代入し得られた条件式の下限値は、コンクリートの圧縮強度のみの関数であり、その値σ_{B0}は、常に 41 kgf/cm²となる (図-2 参照)。よって、実用上、この条件を設定する必要はない。なお、jt/D=0.8, L/D=2 でσ_B=300, 600kgf/cm²の場合について、本評価式によるせん断強度を求め、図-3に示した。同図より、本評価式による場合、せん断強度はせん断補強筋量pwσwyが多くなると、νs=1とした場合に比べかなり小さくなり、せん断強度の上限は式(3.1)による(τsu)maxで頭打ちとなることがわかる。

2.2 付着割裂耐力および斜張力破壊耐力

筆者らは、45° トラス機構を仮定したB法に対して森田・藤井式 [5]による付着割裂強度によって制限されるトラス機構を考えることにより、柱試験体の最大耐力の推定精度を向上できることを示した[6]。この考え方を式(1.1)に適用すると、付着割裂耐力は式(6)で得られる。

$$Q_{bu} = \tau_{bu} \Sigma \phi_{jt} + \tan \theta (1 - \beta b) B D \nu c \sigma_B / 2, \quad \beta b = 2 \tau_{bu} \Sigma \phi / (\nu c \sigma_B B) \quad (6)$$

ここに、τ_{bu}: 森田・藤井式による付着割裂強度、Σφ: 引張鉄筋の全周長

一方、せん断補強筋量が少なく軸力比が大きい場合には、トラスおよびアーチ機構を形成する前にコンクリートの斜張力破壊が先行すると考えられ、市之瀬らの研究 [7]に基づくと、斜張力破壊耐力は式(7)で与えられる。なお、式(7)中では、市之瀬らの式中のjtをDに置き換えている。これは、斜張力破壊耐力に対してはコンクリートの全断面積が有効と考えたためである。

$$Q_{ds} = B D \sigma_{ct} \sqrt{(1 + \sigma_o / \sigma_{ct})}, \quad \sigma_{ct} = 0.8 \sqrt{\sigma_B}, \quad \sigma_o = N / (B D) \quad (7)$$

従って、塑性理論に基づくせん断耐力 (式(1.1))、付着割裂耐力 (式(6)) および斜張力破壊耐力 (式(7)) より決まる終局耐力 (これを、総称して、「終局せん断耐力」と呼ぶ) は式(8)で得られる。

$$Q_{suo} = \text{Max} [Q_{ds}, \text{Min} [Q_{su}, Q_{bu}]] \quad (8)$$

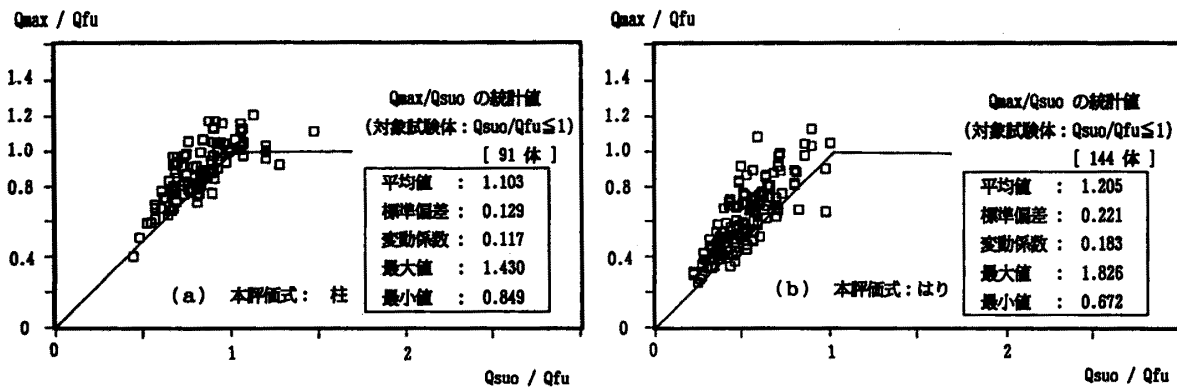


図-4.1 Qmax/Qfu-Qsuo/Qfu 関係 (本評価式による場合)

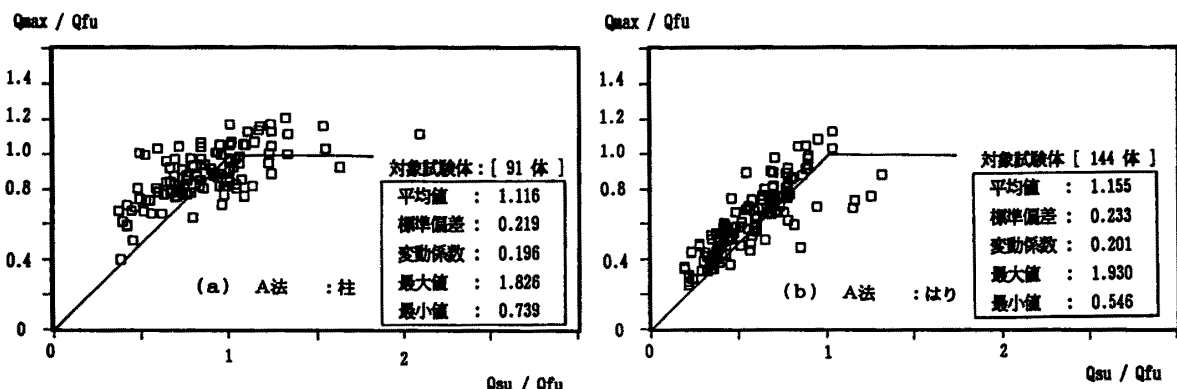


図-4.2 Qmax/Qfu-Qsu/Qfu 関係 (A法による場合)

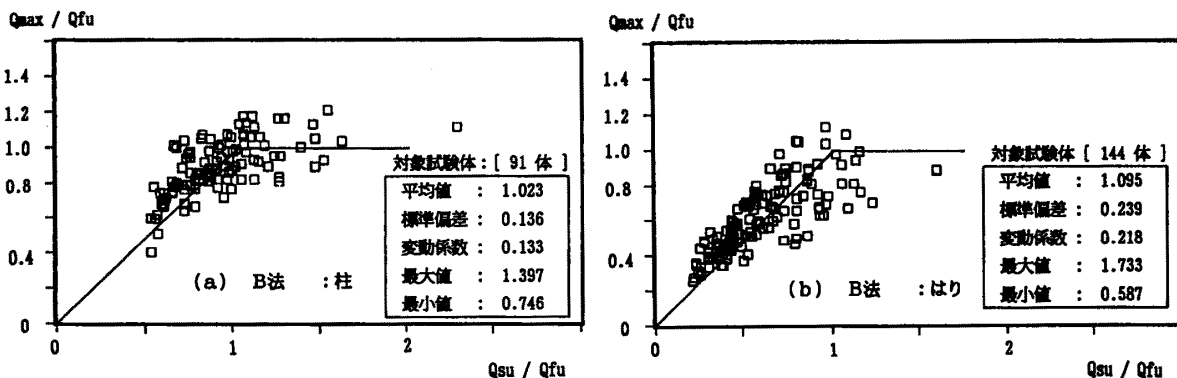


図-4.3 Qmax/Qfu-Qsu/Qfu 関係 (B法による場合)

3. せん断耐力評価式の適合性

主としてせん断耐力の評価のために行われた既往の実験の柱試験体 107体およびはり試験体 144体について、本評価式の適合性を検討する。検討対象の試験体の諸元を表-1に示す。なお、 $p_w=0$ の試験体を検討対象から除外し、試験体の断面が比較的大きく ($B \cdot D \geq 405\text{cm}^2$)、高強度せん断補強筋および高強度コンクリートを用いた試験体を含めて検討対象としている。

本評価式による柱およびはりの $Q_{\max}/Q_{fu}-Q_{suo}/Q_{fu}$ 関係を図-4.1に示す。ここに、 Q_{fu} : 終局曲げ耐力 (圧縮緑ひずみ度を 3×10^{-3} 、 $\sigma-\epsilon$ 関係を e 関数、および平面保持を仮定)。同図中に

表-1 検討対象試験体の諸元

	柱	はり
試験体数	107	144
σ_c (kgf/cm ²)	240 ~ 953	199 ~ 939
p_w (%)	0.10 ~ 1.38	0.12 ~ 1.42
σ_{wy} (kgf/cm ²)	3630 ~ 17340	2550 ~ 14600
$p_w \sigma_{wy}$ (kgf/cm ²)	9.3 ~ 114.4	6.9 ~ 165.4
L/D	2.0 ~ 4.0	1.8 ~ 4.0
$N/(\sigma_c B D)$	0.0 ~ 0.73	—

は、 $Q_{suo}/Q_{fu} \leq 1$ の柱91体およびはり144体の Q_{max}/Q_{suo} の統計値を示した。また、A法およびB法による場合についても、 $Q_{max}/Q_{fu} - Q_{su}/Q_{fu}$ 関係を図-4.2, 4.3に示すとともに、本評価式による場合と同一試験体の Q_{max}/Q_u の統計値を示した。ここに、 $Q_u = \text{Min} [Q_{su}, Q_{fu}]$ なお、A法による場合、 $R_p = 0$ とし、 $\sigma_B \geq 700 \text{ kgf/cm}^2$ では、 $\nu = 245/\sigma_B$ とした。

これらによると、本評価式による場合、 Q_{max}/Q_{suo} の平均値および変動係数は、柱では1.103および11.7%、はりでは1.205および18.3%であり、終局せん断耐力はA法およびB法による場合と比較して精度良く評価されていることがわかる。また、 $Q_{suo}/Q_{fu} > 1$ の試験体についても、A法およびB法の場合のように、最大耐力実験値が終局曲げ耐力を下回することは少ない。このことは、せん断補強筋量が比較的多く、終局耐力が終局曲げ耐力以外に付着割裂耐力の影響を受けている場合についても、本評価式により終局せん断耐力が適正に評価されているためと考えられる。

4. 塑性理論によるせん断耐力と付着割裂耐力および斜張力耐力との相関関係

森田・藤井式による付着割裂強度 τ_{bu} は、サイト・スプリット・モード^{*}のみ考えることにより式(9.1)、(9.2)のように表すことができる。なお、通常の柱、はり部材の配筋では、サイト・スプリット・モード^{*}以外のコーナー・スプリット・モードおよびVノッチ・モード^{*}はほとんど起こらないものと考えられる。また、付着割裂耐力(式(6))において、1段配筋の場合($\Sigma \phi = N \phi$)の場合、 $\Sigma \phi/B = \pi/(bsi+1)$ とできるので、式(10.1)に示すように、付着割裂耐力は p_w' と bsi および σ_B の関数となる。よって、終局せん断強度 τ_{suo} は、式(8)と同様、式(10.2)で得られる。

$$\tau_{co} = (0.307bsi + 0.427)\sqrt{\sigma_B}, \quad \tau_{st} = [24.9p_w'(bsi+1)]\sqrt{\sigma_B} \leq 0.87\sqrt{\sigma_B} \quad (9.1)$$

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} : \text{水平上端筋}, \quad \tau_{bu} = 1.22(\tau_{co} + \tau_{st}) : \text{水平上端筋以外} \quad (9.2)$$

$$s(\tau_{bu}) = Q_{bu}/(B j_t) = \tau_{bu} \pi / (bsi+1) + \tan \theta (1-\beta b)(D/j_t) \nu_c \sigma_B / 2 \quad (10.1)$$

$$\tau_{suo} = Q_{suo}/(B j_t) = \text{Max} \{ \tau_{ds}, \text{Min} [\tau_{su}, s(\tau_{bu})] \} \quad (10.2)$$

ここに、 $bsi = bsi = B / (N db) - 1$, N : 1列の主筋の本数、 db : 主筋径

$p_w' = a_w' / (B s')$: 部材中央部におけるせん断補強筋比

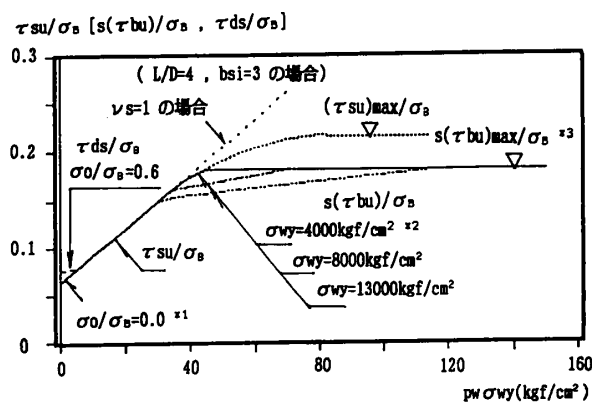
s', a_w' : 部材中央部におけるせん断補強筋の間隔および1組の断面積

$$\tau_{su} = Q_{su}/(B j_t)$$

$$\tau_{ds} = Q_{ds}/(B j_t)$$

そこで、 $j_t/D=0.8$, $L/D=4$, $bsi=3$, $\sigma_B=300 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{wy}=4000, 8000, 13000 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_0/\sigma_B=0, 0.6$ の柱について、 $\tau_{suo}/\sigma_B - p_w \sigma_{wy}$ 関係を求め、図-5に示した。ただし、 $p_w \sigma_{wy} = p_w' \sigma_{wy}'$ としており、 $bsi=3$ は付着割裂破壊の条件として比較的厳しい場合を表す。

同図に示すように、せん断補強筋量が比較的少ないと、 $\sigma_0/\sigma_B=0$ の場合には斜張力破壊耐力の影響を受けないが、 $\sigma_0/\sigma_B=$



*1 : τ_{su} で決まり、 τ_{ds} の影響を受けていない。

*2 : τ_{su} で決まり、 $s(\tau_{bu})$ の影響を受けていない。

*3 : $(\tau_{bu})_{max} = \tau_{co} + 0.87\sqrt{\sigma_B}$ で打ち切られている(式(9.1),(10.1)参照)。

図-5 $\tau_{su}/\sigma_B - s(\tau_{bu})/\sigma_B - \tau_{ds}/\sigma_B$ 相関関係

0.6の場合には斜張力破壊耐力の影響を受けており、終局せん断強度 τ_{suo} は軸力の影響を受けることがわかる。ただ、この計算結果では、その影響はあまり大きくない。なお、 L/D の値が小さくなると、せん断強度 τ_{su} が大きくなるため、終局せん断強度 τ_{suo} は斜張力破壊耐力の影響を受けなくなる。また、既往の実験では、高軸力を受け、かつ、せん断補強筋量が少なく、斜張力破壊耐力で決まっている場合があり、実験値に対する推定精度を高めるために、斜張力破壊耐力を考慮する必要がある。一方、斜張力破壊耐力で最大耐力が決まる場合、最大耐力後の性状は脆性的となるため、設計上は、斜張力破壊耐力で決まらないようにせん断補強筋量を決めるべきと考えられる。

また、せん断補強筋量が多くなると、せん断強度は増えるものの、式(3.1)によるせん断強度の上限 $(\tau_{su})_{\max}$ 以前に付着割裂強度の上限 $s(\tau_{bu})_{\max}$ （：式(9.1)における τ_{st} の上限値 $0.87\sqrt{\sigma_s}$ で決まる場合）により終局せん断強度 τ_{suo} は頭打ちとなる。ただし、ここでは、終局曲げ耐力による頭打ちは考えていない。また、同一せん断補強筋量 $p_w\sigma_{wy}$ に対して、せん断補強筋の降伏強度 σ_{wy} が 8000kgf/cm^2 や 13000kgf/cm^2 のように高くなると、せん断補強筋比 p_w が少なくなるため、付着割裂強度の影響を大きく受けることがわかる。

5. 結 論

本論文では、逆対称曲げを受ける柱、はり部材を対象として、松崎らによるせん断補強筋の補強効果を考慮に入れた塑性理論に基づくせん断耐力式を考え、さらに、付着割裂耐力ならびに斜張力破壊耐力を考慮に入れることにより、終局せん断耐力を比較的精度良く推定できることを示すとともに、塑性理論に基づくせん断耐力と付着割裂耐力ならびに斜張力破壊耐力との相関性を解析的に明確にした。また、本評価式を導出するにあたり、せん断破壊型柱の実験結果に対してコンクリートの有効係数 ν_c の評価式の検証を行った。

参考文献

- 1) 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・同解説、1990.10
- 2) 榎本浩之、慶 祐一、渡辺史夫、六車 照：高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究（その2．せん断強度の評価）、日本建築学会大会梗概集、pp.271-272、1991.9
- 3) 益尾 潔：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.380、pp.76-87、1987.10
- 4) 磯 雅人、松崎育弘、渡辺英義：鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験的研究（その2）、日本建築学会大会梗概集、pp.277-278、1991.9
- 5) 藤井 栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究、第二報、日本建築学会論文報告集、No. 324、pp.45-53、1983.2
- 6) 柴田正隆、中澤 淳、益尾 潔、南 宏一：高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状（その1）～（その3）、日本建築学会大会梗概集、pp.129-134、1991.9
- 7) 横尾慎一、市之瀬敏勝：RC部材のせん断設計法への一提案、日本建築学会大会梗概集、pp.283-284、1991.9

紙面の都合上、本論文中で引用した実験結果に関する論文は省略する。