

論文

[2018] 現行の許容応力度設計法における部材強度安全率の評価

倉本 洋^{*1}・壁谷澤寿海^{*2}

1. はじめに

1981年に施行された現行耐震基準、いわゆる新耐震設計法では、周知のように一次設計と二次設計の二段階の設計（確認）が採用されている。一次設計は、基本的には従来の許容応力度設計法を踏襲したものであり、設計対象とする建築物が中程度の地震に対して使用上の支障が生じないことを確認することを目標としている。一方、二次設計は、特に地震に対して一次設計では網羅できない性状（層間変形角、剛性率・偏心率、保有水平耐力等）を種々の角度（設計ルート）から検討するものと位置づけられる。中でも保有水平耐力の算定および確認（ルート3）では部材の靱性に期待した（構造特性係数： D_s 値）終局強度設計の概念が導入されており、新耐震設計法に関して特筆すべき点である。しかし、許容応力度設計と終局強度設計という二種類の設計法の併用によって、耐震設計の明解さを欠いている部分も少なくない。

一般に、許容応力度設計法によって設計された建築物の保有水平耐力を算定すると、一次設計の設計用地震力レベル（標準層せん断力係数： $C_0=0.2$ ）を上回ることはもとより、これより大きく設定されている必要保有水平耐力のレベル（ $C_0=1.0$ 、 $D_s \geq 0.3$ ）を上回ることも珍しくない。この理由は、①材料強度の評価（安全率）、②部材強度の評価（算定式）、③構造規定、応力再配分、基準化等による余剰配筋の評価、④長期設計により決定される配筋の評価、⑤非耐震構造部材（スラブ、壁等）の負担強度の評価、⑥立体効果（直交梁、直交壁）の評価、等の方法が一次設計と二次設計で異なるためである。これらの要因のうちで、許容応力度設計法と終局強度設計法に内在する本質的な相違は①と②のみである。このことは設計技術者、研究者が経験的に理解していることではあるが、材料強度および部材諸量の組み合わせ、強度算定式の構成の相違等の複雑な要因が相俟って定量的な把握を困難にしている。

そこで、本論では新耐震設計法における許容応力度設計の終局強度設計に対する安全率を部材強度レベルで検討する。具体的には、梁および柱の曲げとせん断、および耐震壁のせん断に関して、各設計用地震力レベルに相当する許容耐力と終局耐力を定量的に評価し、許容応力度設計法と終局強度設計法の相互関係を比較検討する。

2. 梁、柱の曲げ強度安全率

梁の許容曲げモーメントおよび終局曲げモーメントは、それぞれ略算的に式(1)および(2)で与えられる^[1]。

$$M_{al} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (1)$$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

ここに、 a_t は引張主筋の断面積、 d は有効せい、 j は応力中心間距離、 f_t および σ_y はそれぞれ

*1 横浜国立大学助手 工学部建設学科建築学教室、工博（正会員）

*2 横浜国立大学助教授 工学部建設学科建築学教室、工博（正会員）

れ引張主筋の許容引張応力度および降伏点強度である。

梁の許容曲げモーメントに対する終局曲げモーメントの比率 M_u/M_{al} は、スラブの協力幅（考慮するスラブ筋の量）を同一とすることを前提とすれば、式(1)および(2)より $M_u/M_{al}=0.9 \cdot \sigma_y \cdot d/(f_t \cdot j)$ となる。さらに、 $j=7 \cdot d/8$ および $\sigma_y=1.1 \cdot f_t$ （建設省告示 昭55建告第1794号第3）の関係を考慮すれば、 $M_u/M_{al}=1.13$ と一定値で与えられる。一方、許容応力度設計に対する終局強度設計の設計用地震力の比率は標準せん断力係数 C_0 と構造特性係数 D_s の関係により1.5以上となる。すなわち、許容応力度設計と終局強度設計の両方を行った場合、梁断面（配筋）は概ね終局強度設計により決定されることになる。ただし、実際には一次設計（許容応力度設計）により配筋が決定した断面に対して保有水平耐力の確認を行うという手順を踏むため、一次設計時の必要主筋量の端数切り上げによる主筋の増量や二次設計（保有水平耐力算定）時にのみスラブ筋を考慮する等の事情により、結果として一次設計時に必要量が確保される場合もある。

一方、柱の場合には作用軸力レベルにより算定式の組み合わせが異なることもあり、 M_u/M_{al} を梁のように一律に評価することができない。そこで、代表的な断面について算定式に関する因子を変数としたパラメトリック解析を行った。解析断面は $b \times D = 80\text{cm} \times 80\text{cm}$ であり、引張側最外縁から最外引張主筋までの距離が $d_t = 8\text{cm}$ で、同一降伏点強度の主筋が四面等間隔に16本配筋されているものとした。解析変数にはコンクリート設計基準強度（以下、コンクリート強度と略称） F_c 、主筋の降伏点強度 σ_y 、引張主筋比 p_t および軸力比 $n (=N/(b \cdot D \cdot F_c))$ 、 N ：作用軸力）を選択した。また、許容曲げモーメントは学会RC規準式^[1]、および終局曲げモーメントは多段配筋柱に対するセンター指針略算式^[2]によりそれぞれ算定した。なお、配筋条件を合わせるために許容曲げモーメントの算定の際にも中間主筋を考慮した。

図1(a) および (b) にそれぞれ $p_t=0.99\%$ （16-D32）かつ $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ の柱に対する $n-m$ ($N/(b \cdot D \cdot F_c) - M/(b \cdot D^2 \cdot F_c)$) 相関曲線および $M_u/M_{al}-n$ 関係を一例として示す。両図は主筋の降伏点強度が $\sigma_y=3000, 3500$ および 4000kgf/cm^2 の場合について比較してあり、図1(a)における実線および破線はそれぞれ許容応力度式および終局強度式による耐力線を表している。また、同図(b)における陰影部分は $M_u/M_{al} < 1.5$ となる領域であり、 $D_s=0.3$ とした場合に終局強度設計で柱断面が決定される領域に相当する。

許容応力度式において引張主筋によって耐力が決定される場合には、梁と同様に終局強度式による算定耐力との差は僅かであり、主筋の降伏点強度に拘らず M_u/M_{al} が1.15程度の値となっている。

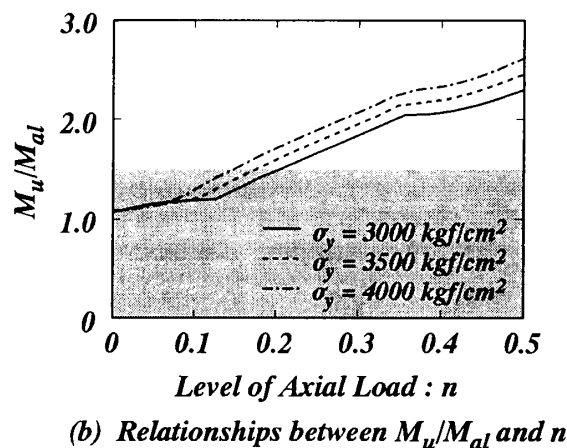
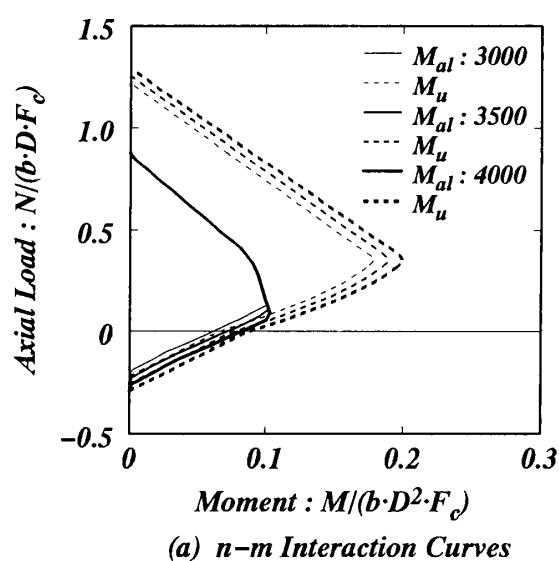


図1 曲げ強度に関する解析結果

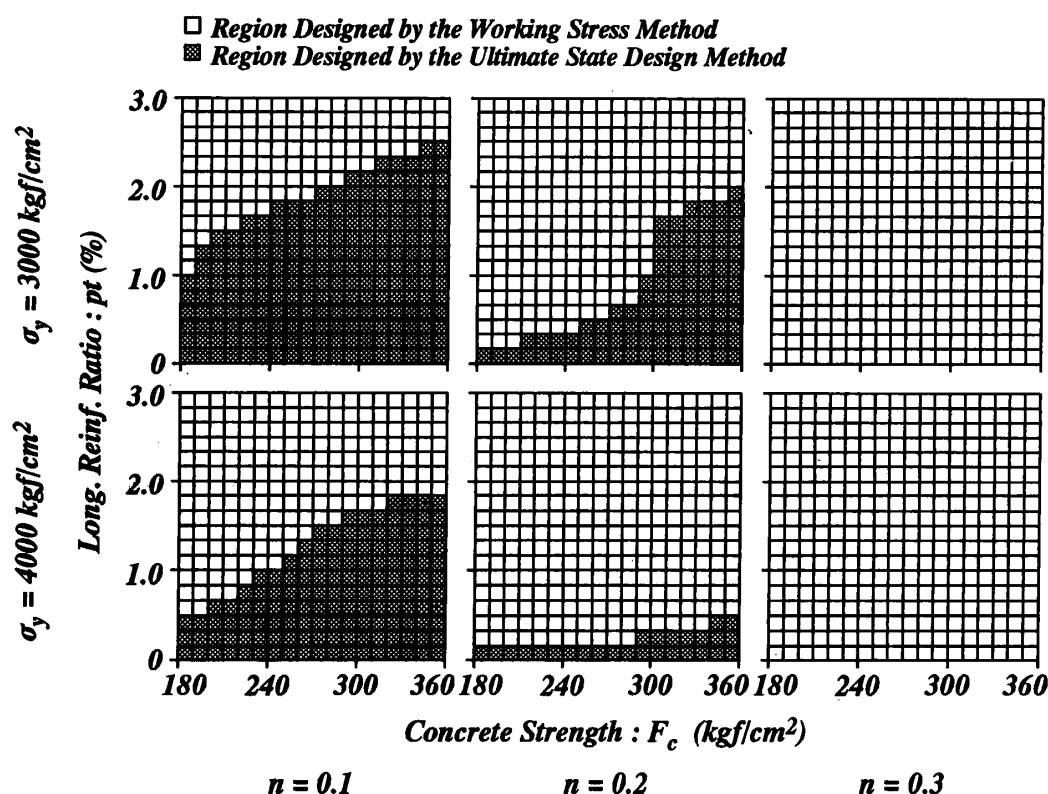


図2 許容応力度設計法と終局強度設計法の決定領域

しかし、許容応力度式における釣合軸力比以上の範囲では、軸力の増加に伴い M_u/M_{u1} が急増する。また、同一軸力比では、釣合軸力比が小さくなる高強度主筋ほど M_u/M_{u1} の値が大きくなる。なお、この検討では、釣合軸力比以上の範囲において許容耐力が全てコンクリートで決定しているが、圧縮鉄筋で決定する場合（高強度コンクリートと低強度主筋を併用した場合）には、 M_u/M_{u1} の値はさらに大きくなる。

図2は、 $D_s=0.3$ とした場合に柱断面が許容応力度設計と終局強度設計のどちらで決定されるかを、引張主筋比 p_t とコンクリート強度 F_c の組み合わせで調べたものである。縦軸および横軸はそれぞれ p_t および F_c を表し、軸力比が $n=0.1, 0.2$ および 0.3 の3種類および主筋の降伏点強度が $\sigma_y=3000$ および 4000 kgf/cm^2 の2種類の場合について示している。なお、図中の陰影部分は $M_u/M_{u1} < 1.5$ となる場合であり、柱断面が終局強度設計で決まる領域を表している。

同図より、コンクリート強度の減少、あるいは引張主筋比、主筋の降伏点強度および軸力比の増加に伴って許容応力度設計により断面が決定される領域が増加することが認められる。すなわち、許容応力度式における釣合軸力比が小さなものほど許容応力時に断面が決定される可能性が高いと言えよう。なお、軸力比が $n \geq 0.2$ ではほとんどの場合、断面が許容応力度設計で決定される結果となっている。

3. 梁、柱のせん断強度安全率

梁および柱に対する許容応力度式と終局強度式の関係性を比較したものを図3に示す。解析対象とした部材は、梁および柱共に断面を2章の曲げ強度の検討で用いたものと同一とし、引張主筋比 $p_t=0.99\%$ (16-D32)、せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)=2.0$ 、コンクリート強度 $F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$ およびせん断補強筋強度 $\sigma_{wy}=3000 \text{ kgf/cm}^2$ とした。梁の場合は軸力比 $n=0$ とし、柱については $n=$

0.2とした。同図は無次元化せん断力 $q (=Q/(b \cdot D \cdot F_c))$ とせん断補強筋比 p_w の関係で描かれており、実線が許容応力度式を、破線が終局強度式をそれぞれ表している。

梁の終局せん断強度式としては、次式で与えられる荒川式¹³⁾がよく用いられている。

$$Q_s = \left\{ \frac{\beta \cdot k_u \cdot k_p (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.115} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (3)$$

ここで、係数 k_u および k_p は一般的にはそれぞれ $k_u=0.72$ および $k_p=0.82 \cdot p_i^{0.23}$ （ただし、 p_i の単位は%）で与えられる。また、 $\beta=0.115$ とした場合が原式であり、 $\beta=0.092$ とした場合には既往の実験結果に対して下限値（不合格率、約5%）を与える式となっている。前者は荒川mean式、後者は荒川min式と俗称される。なお、図3における終局強度式は荒川mean式で示されている。

梁の許容せん断強度式は、荒川min式に基づいたものである¹¹⁾。すなわち、 $F_c=240\text{kgf/cm}^2$ 、 $M/(Q \cdot d)=3$ 、 $p_i=2.0\%$ および $f_t=2400\text{kgf/cm}^2$ の梁に対して、最少せん断補強筋比 $p_w=0.2\%$ のとき

コンクリートの短期許容せん断応力度 f_s に一致し、せん断補強限界 $p_w=1.2\%$ 以下の範囲で常に式(3)に対して低い強度を与えるように設定されている。なお、一般的には F_c 、 $M/(Q \cdot d)$ 、 p_i および f_t の組み合わせによって、 $p_w=1.2\%$ 付近で許容せん断強度が終局せん断強度を若干上回る場合もある。

柱の終局せん断強度式には、式(3)に $0.1 \cdot \sigma_o \cdot b \cdot j$ （ σ_o ：平均軸方向応力度）の軸力効果を加えた式¹²⁾がよく用いられる。一方、許容応力度式では基本的には梁の式を準用しているが、脆性破壊の回避を配慮してせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ の減少に伴う許容せん断応力度の割り増しは行われていない。すなわち、図3にも示されるように、許容応力度式による柱の強度は梁よりも常に低く、終局強度式の場合とは逆の評価となっている。したがって、許容せん断強度に対する終局せん断強度の比率 Q_u/Q_{al} は、高軸力を受ける柱ほど梁の場合に比して大きくなる。

図4(a)~(c)はそれぞれ Q_u/Q_{al} に及ぼすせん断補強筋比 p_w 、コンクリート強度 F_c およびせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ の影響を検討したものである。同図は梁（ $n=0$ ）および柱（ $n=0.2$ ）別に、それぞれせん断補強筋強度 σ_{wy} が3000、4000および6000 kgf/cm^2 の場合について示している。解析変数以外の部材諸量は図3で検討したものと同一とし、同図(b)および(c)においては $p_w=0.4\%$ とした。なお、図中の陰影部分は終局強度設計により配筋が決定される領域を表している。

許容応力度設計時の設計用せん断力は一次設計用地震力（ $C_0=0.2$ ）から求められるせん断力に対して1.5倍以上の係数を乗じたものか、あるいは部材両端が曲げ降伏したときのせん断力の何れかで与えられる。すなわち、梁および柱のせん断に関しては一次設計においても終局強度設計を行っていることになる。したがって、 $D_s=0.3$ とした場合、終局強度設計で配筋が決定される領域は $Q_u/Q_{al} < 1.0$ となる。

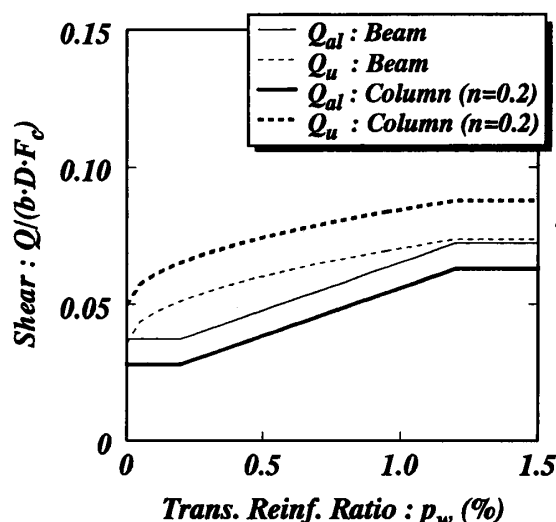


図3 許容応力度式と終局強度式の比較

梁および柱共にせん断補強筋比、コンクリート強度およびせん断スパン比の大きさに拘らず、ほとんどの場合に許容応力度で配筋が決定される結果となっている。この理由は、前述したように許容応力度設計においても終局強度設計時相当の設計用せん断力に対してせん断設計を行っていることに加え、許容応力度式そのものが終局強度式に対してより低いせん断強度を与える式となっているためである。なお、この検討結果はあくまでも $D_s=0.3$ とした場合のものであり、 D_s 値の増加に伴い終局強度設計で配筋が決定される領域も増加する。また、一般的な傾向としては、 Q_u/Q_{al} はコンクリート強度および梁のせん断スパン比にはあまり影響を受けないが、せん断補強筋比および柱のせん断スパン比の増加に伴って顕著に減少すると言えよう。

4. 耐震壁のせん断強度安全率

耐震壁の許容せん断強度 Q_{wal} は、壁板のせん断ひび割れ強度 Q_1 と、壁板のコンクリートの負担せん断力を無視し、壁筋により負担される壁板の許容せん断力と壁板周辺の柱の許容せん断力の和で与えられる強度 Q_2 によって、 $Q_{wal} = \max(Q_1, Q_2)$ で与えられる^[1]。一方、終局せん断強度の算定には、前述の荒川式を耐震壁に適用できるように修正した式が用いられる^[2]。

耐震壁の許容せん断強度に対する終局せん断強度の比率 Q_u/Q_{wal} と壁筋比、コンクリート強度およびせん断スパン比の関係を検討したものを図 5(a)~(c)に示す。解析対象とした耐震壁は、付帯柱が $b \times D = 80\text{cm} \times 80\text{cm}$ 、 $p_t = 0.99\%$ および $p_w = 0.4\%$ であり、壁厚 $t_w = 30\text{cm}$ 、壁せい $l_w = 600\text{cm}$ 、壁筋比 $p_s = 0.4\%$ 、 $F_c = 300\text{kgf/cm}^2$ および $M/(Q \cdot d) = 1.5$ とした。また、同図は壁補強筋強度が $\sigma_{sy} = 3000$ および 4000kgf/cm^2 、軸力比が $n = 0$ および 0.2 の場合について描かれている。陰影部分は $D_s = 0.3$ とした場合に、終局強度設計により配筋が決定される領域 ($Q_u/Q_{wal} < 1.5$) を表す。

耐震壁の場合には柱の場合に比べ、終局強度式に対する許容応力度式の安全率がさらに増加し、 Q_u/Q_{wal} が 4 以上となる場合もある。特に、せん断スパン比が小さく、壁筋比が少ない領域ではその傾向が顕著となる。また、 Q_u/Q_{wal} は軸力比およびコンクリート強度の増加、あるいはせん断ス

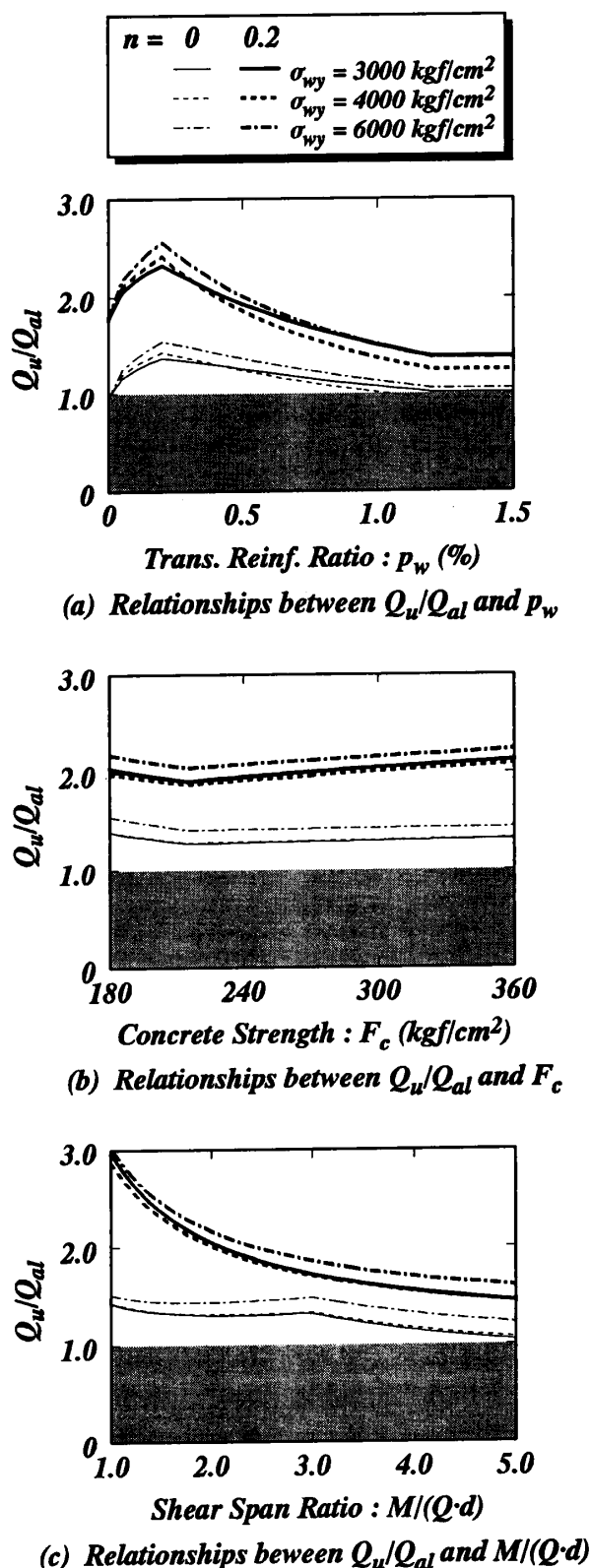


図4 せん断強度に関する解析結果

パン比および壁補強筋強度の減少に伴って増加する。なお、壁補強筋強度が低く、壁筋比が少ない場合には、許容せん断強度が壁板のせん断ひび割れ強度で決定され、 Q_{wu}/Q_{wal} は許容応力度式と終局強度式におけるコンクリートの負担強度の比率に依存するため、結果としてコンクリート強度の影響をあまり受けない（図5(b)の実線）。

壁筋比に関しては $p_s=0.3\sim0.6\%$ の範囲で Q_{wu}/Q_{wal} の値が最大となる傾向がある。この範囲は、一般的な耐震壁の壁筋比の範囲に概ね相当する。すなわち、現行の許容応力度設計法により設計された耐震壁は必要保有水平耐力に対してかなりの安全率を有していると言える。このことは、1978年の宮城県沖地震の際に、壁率が大きい鉄筋コンクリート造建物ほど被害度が小さかったという調査結果（例えば、志賀Map^[2]）と対応している。ちなみに、本検討の範囲で耐震壁の許容応力度設計レベルに相当する構造特性係数を単純に逆算すると、 $D_s=0.4\sim0.8$ 程度になろう。

5. まとめ

新耐震設計法における許容応力度設計（一次設計）の終局強度設計（二次設計）に対する安全率を部材強度レベルで検討した。

許容応力度設計に基づく部材強度安全率は、終局強度設計によるものと比較して、①梁および柱の曲げ設計においては、許容曲げモーメントが釣合軸力比以上で決定される場合に大きくなる、②梁および柱のせん断設計に関しては概ね大きくなる、③耐震壁のせん断設計では極めて大きくなる、という傾向がある。特に、 D_s 値を0.3相当の値とした場合には、梁、柱および耐震壁のせん断設計は概ね許容応力度設計により支配されると言えよう。

参考文献

- [1] 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、654p.、1991
- [2] 日本建築センター編：構造計算指針・同解説、日本建築センター、367p.、1991
- [3] 荒川 卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について 一実験結果による再検討一、コンクリートジャーナル、Vol.8、No.7、pp.11-20、1970. 7

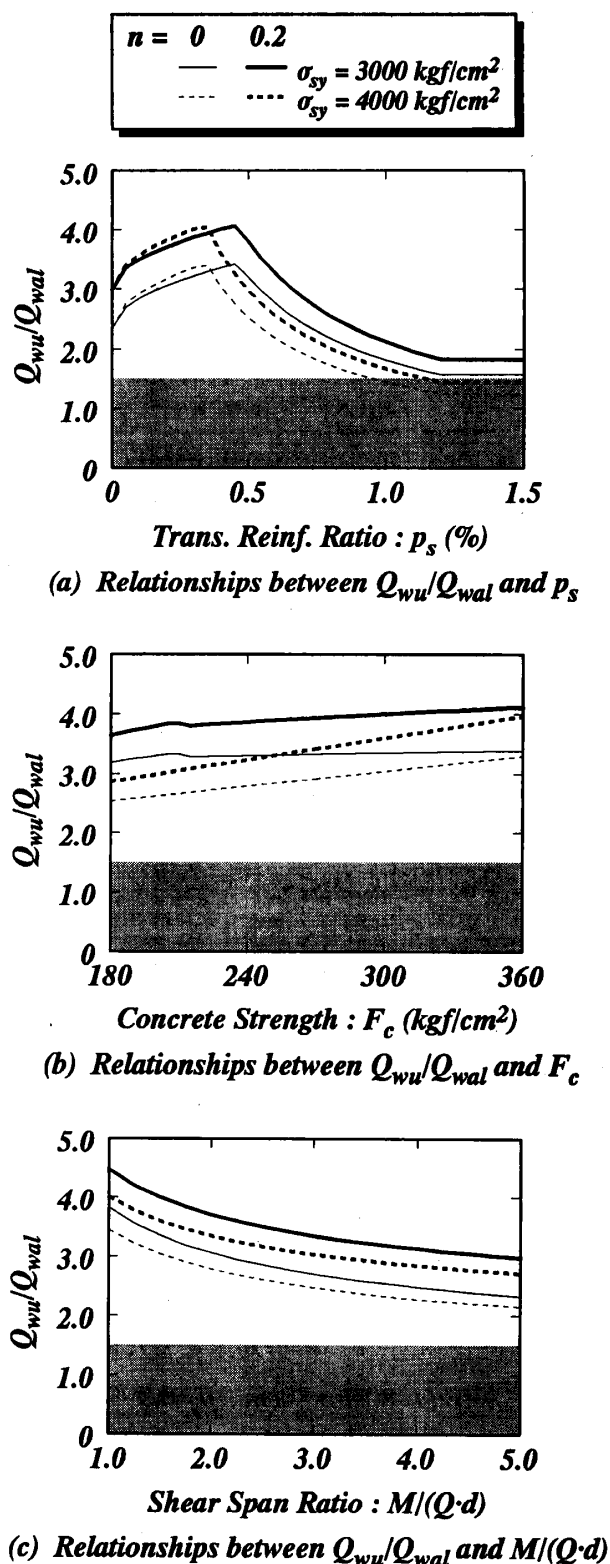


図5 耐震壁のせん断強度に関する解析結果