

コンクリート系構造部材のせん断強度について

若林 實・南 宏一

RATIONAL ANALYSIS OF SHEAR IN STRUCTURAL CONCRETE COLUMNS

By *Minoru WAKABAYASHI and Koichi MINAMI*

Synopsis

Proposed in this paper is a trial to provide analytical approach to systematically know the ultimate shear capacity of structural concrete columns (reinforced concrete columns, concrete encased rolled or welded sections with solid webs, concrete encased steel tube section and others) under combined state of compression, bending and shear by applying the extended additive strength theory, which has often been discussed individually.

The analysis for the reinforced concrete columns make use of the extended additive strength theory based upon beam and arch mechanism concept. The exact plastic solutions are expressed in term of the magnitude of compression, the column length ratio, the amount of longitudinal and shear reinforcements, material strength, cross-sectional dimension and others. In the case of concrete encased steel columns, subjected to combined stresses, the extended additive strength theory is based on the strength of reinforced concrete portion, steel portion, covered plain concrete and core plain concrete.

Theoretical solutions are compared with about 400 test results which could be found in the more recent literature. It will be noticed that the peak of the frequency curves of the ratio of test values to theoretical ones lie in general somewhat above unity. In view of the scatter associated shear failures, the proposed plastic solutions of ultimate shear capacity may be deemed satisfactory.

1. 序

従来のコンクリート系構造部材（鉄筋コンクリート、プレストレスト・コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート、および鋼管コンクリートなどを含む）の終局せん断強度に関する方程式は、実験式あるいは半理論式によって誘導されたものがほとんどで、その方程式の有効性については自ずと限界があり、コンクリート系構造部材全般に対して拡張が可能な一般性あるいは整合性を有した内容をともなっていないことが多い。

たとえば鉄筋コンクリート部材のせん断強度について考えてみると、実験式によって誘導された方程式には、せん断スパン比（あるいは柱長さ比）、や軸力比などの主要因子は含まれているものの、従来より実験的および理論的に明らかにされている終局強度に関する曲げと圧縮に関する相関方程式と同程度の内容と精度をもった圧縮とせん断あるいは曲げとせん断に関する相関方程式を確立するまでには至っておらず、鉄筋コンクリート部材の曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力に対する強度を、それぞれの断面力を座標軸とする空間領域に、破壊相関曲面 (Failure Interaction Surface) として幾何学的に表現することは、ある限定された領域以外では、ほとんど不可能である。したがって、曲げ強度、圧縮強度およびせん断強度の相関性あるいは関連性を統一的、有機的に把握することは極めて困難な状況にあり、場合によっては、曲げ、圧縮およびせん断の破壊現象に対しても誤謬を生ずる場合があった。

一方、コンクリート系構造部材として実施設計に採用されている断面構成は Fig. 1 に示すように多種多様である。通常の主筋を材軸に平行に配筋する鉄筋コンクリート部材のほかに、その鉄筋コンクリート部材に強軸まわりあるいは弱軸まわりの H 形鋼や組立て溶接鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート部材や円形や

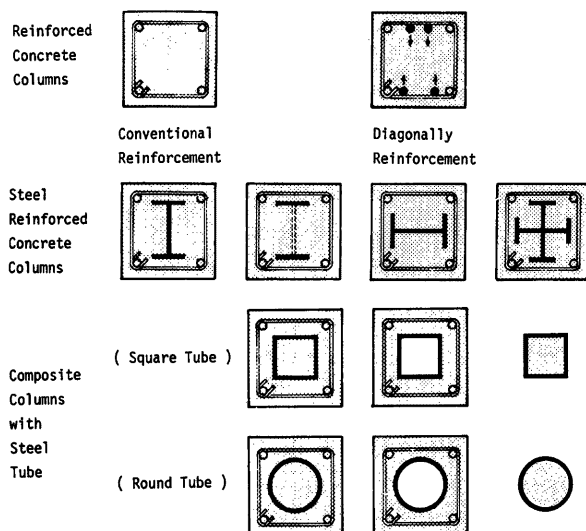


Fig. 1. Classification of structural concrete columns.

角形の鋼管を内蔵した鋼管コンクリート部材などの複合構造部材があるが、これらのコンクリート系複合構造部材の終局せん断強度は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれの終局せん断強度の累加によって与えられることが既往の実験的研究によって明らかにされている。しかしながら、開断面あるいは閉断面の鉄骨部材を内蔵した鉄筋コンクリート部分の強度と、通常の鉄筋コンクリート部材の強度との関連性については、理論的には十分に検討されておらず、また、鉄骨部材の寸法・形状が鉄筋コンクリート部分にあたえる影響については、統一的・有機的に把握できていない状況にあり、コンクリート系構造部材の破壊現象に対しても、また誤謬が生ずる場合があった。

このように、コンクリート系構造部材の終局強度の統一的・有機的な把握が困難であるのは、前述したように、組合せ断面力変数とか、部材断面の構成変数とかが、それぞれの実験者によってある特定の範囲に限定され、その実験結果にもとづいて終局強度の評価がなされてきたことにある。したがって、コンクリート系構造部材の終局せん断強度として一般性および整合性を有したものを確立するためには、単純でかつ明確な理論構成を持つ理論解を樹立することが先決であると考えられる。

近年、コンクリート系構造部材の終局せん断強度を塑性解析の手法を用いて理論的に把握しようとする試みは国内および国外のいずれにおいても積極的に行なわれつつあるが²⁻⁹⁾、従来より、コンクリート系構造部材の圧縮強度、あるいは曲げおよび圧縮と曲げを受ける場合の曲げ強度に関しては、塑性解析を基礎として完成された理論解があり、極めて理論的な取り扱いが単純で、かつ明確な内容をもつ拡張累加強度理論によっても妥当な解が得られることが明らかにされている¹⁾。

本論は、この拡張累加強度理論を応用して、まず曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力下における鉄筋コンクリート部材の終局強度を理論解によって表現し、前述したように、従来個別に取り扱われてきた鉄筋コンクリート部材の曲げ強度、圧縮強度およびせん断強度の関連性を統一的および有機的に把握することを試みる。次に、その鉄筋コンクリート部材の理論解を基礎として、開断面あるいは閉断面の鉄骨部材を内蔵するコンクリート系複合部材の曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力下における終局強度を、さらに拡張累

加強度理論を応用して理論的に求めることを試み、コンクリート系構造部材としての一般性および整合性を有する終局せん断強度に関する理論解の樹立を試みるものである。

2. 鉄筋コンクリート部材のせん断強度

2.1 せん断抵抗機構

一般的に鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構としては、はり機構 (BEAM MECHANISM) とアーチ機構 (ARCH MECHANISM) の2つが存在する。弾性状態から終局状態に至る過程でそれぞれの機構による抵抗力を決定することはせん断問題を解明する上で極めて重要なことであるが、本論では、終局状態についてのみ着目して Fig. 2 に示すように、主筋、せん断補強筋および r, b の幅を有するコンクリート部分で構成されるはり機構と、 $b-r, b$ の幅を有する無筋コンクリート部分で構成されるアーチ機構によってせん断力を伝達していると仮定する。この手法は、加藤・称原モデル³⁾ とほぼ同様のものであるが、アーチ機構として無筋コンクリートのみを考える点が異っており、アーチ機構に主筋の一部を組み込んだ場合の節点の取り扱いの複雑さを考えなくても良いところに手法の一つの特色がある。

それぞれの抵抗機構に対して静的許容応力場を満足する一組のはり機構による曲げ、圧縮およびせん断に対する強度 (r, M, r, N, r, Q) と、一組のアーチ機構による曲げ、圧縮およびせん断に対する強度 (c, M, c, N, c, Q) がそれぞれ決定されると、部材としての曲げ、圧縮およびせん断に対する強度 (M, N, Q) は

$$M = r, M + c, M, \quad N = r, N + c, N, \quad Q = r, Q + c, Q \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

と拡張累加強度理論にもとづいて与えられる。ただし、本論では、Fig. 2 に示すように、逆対称の曲げ・せん断の応力状態を対象としているので、(2.1)式は、

$$M/Q = r, M/r, Q = c, M/c, Q = h/2 \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

の関係を満たすことが必要である。なお、はり機構およびアーチ機構に対してそれぞれの強度が累加できる

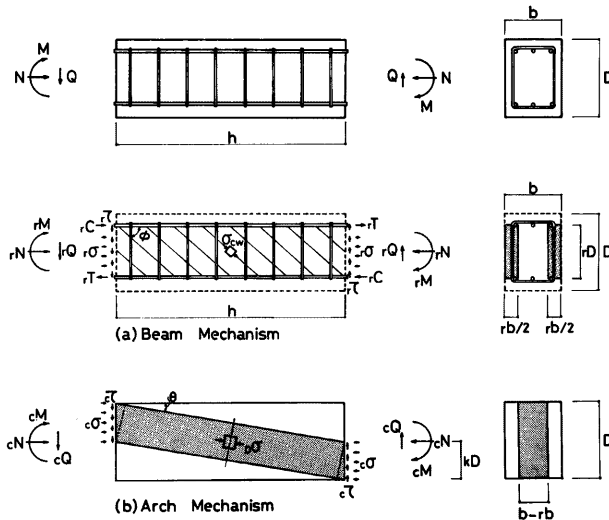


Fig. 2. Resistance mechanism of ordinary reinforced concrete columns under combined compression, bending and shear.

程度以上に塑性変形が生じるものとし、かつ、構成材料であるコンクリートは、シリンダー圧縮強度 F_c を保ったまま圧縮塑性変形を、鋼材は降伏応力度 ($r\sigma_y$ あるいは $r\sigma_y$) を保ったまま引張あるいは圧縮の塑性変形を生じるものとする。

2.2 はり機構による r, n, r, q 方程式

2.2.1 静的許容応力場

はり機構は、引張あるいは圧縮に抵抗する主筋と、引張に抵抗するせん断補強筋および材軸に対して ϕ の角度をなし、 r, b の幅を有するコンクリート束材によって構成される。なお、このコンクリート束材のなす角度 ϕ は終局状態に達する以前に生ずる斜張力ひび割れ角度と無関係なものである。主筋の材長に対する付着力 R と、コンクリート束材に生ずる圧縮応力度 σ_{cw} との間には

$$R = r, b \cdot \sigma_{cw} \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi \cdot h \equiv r, C + r, T \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 r, C : 材端部圧縮主筋に生ずる全圧縮力

r, T : 材端部引張主筋に生ずる全引張力

h : 柱長さ

の関係が成立し、また、せん断補強筋に生ずる引張応力度 $r, w\sigma$ とコンクリート束材に生ずる圧縮応力度 σ_{cw} との間には

$$r, b \cdot \sigma_{cw} \cdot \sin^2 \phi = b \cdot r, w\sigma \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに r, w : せん断補強筋比

の関係が成立する。

一方、はり機構に作用する材端部における断面力 r, N, r, M および r, Q は、つり合い条件より、

$$r, N = r, Q \cdot \cot \phi + r, C - r, T \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$r, M = (r, T + r, C) \cdot r, D / 2 \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$r, Q = 2, r, M / h \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$r, Q = r, b \cdot \sigma_{cw} \cdot r, D \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

とあたえられる。(2.5)、(2.6)および(2.7)式より

$$-r, N + (\eta / r, D_1 + \cot \phi) r, Q = 2, r, T \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$r, N + (\eta / r, D_1 - \cot \phi) r, Q = 2, r, C \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

ここに $\eta = h / D$, $r, D_1 = r, D / D$

が、また(2.4)および(2.8)式より

$$r, Q = b \cdot r, D \cdot r, w\sigma \cdot \cot \phi \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

がそれぞれ得られる。

2.2.2 主筋の圧縮あるいは引張降伏によって決定されるはり機構の抵抗力

引張主筋あるいは圧縮主筋がそれぞれ降伏する場合の r, N と r, Q の関係は、(2.9)、(2.10)式において、 $r, C = r, T = r, a_1 \cdot r, \sigma_y$ とすることにより

$$-r, N + (\eta / r, D_1 + \cot \phi) r, Q = 2, r, a_1 \cdot r, \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$r, N + (\eta / r, D_1 - \cot \phi) r, Q = 2, r, a_1 \cdot r, \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

と求められる。したがって、はり主筋の降伏によって決定されるはり機構の抵抗力は、無次元化圧縮力 r, n ($= r, N / b \cdot D \cdot F_c$)、無次元化せん断力 r, q ($= r, Q / b \cdot D \cdot F_c$) によって

$$-r, n + (\eta / r, D_1 + \cot \phi) r, q = 2, r, \mu_1 \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

$$r, n + (\eta / r, D_1 - \cot \phi) r, q = 2, r, \mu_1 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

ここに r, μ_1 : 引張鉄筋係数 ($r, a_1 \cdot r, \sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$)

とあたえられる。一方、上端と下端の主筋が同時に降伏する場合の無次元化圧縮力 r_n および無次元化せん断力 r_q は、(2.14)、(2.15)式より

$$r_n = 2r\mu_t \cdot rD_1 \cdot \cot \phi / \eta \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

$$r_q = 2r\mu_t \cdot rD_1 / \eta \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

と求められ、はり機構による終局せん断強度の最大値は r_q となる。

2.2.3 せん断補強筋の引張降伏によって決定されるはり機構の抵抗力

せん断補強筋の引張降伏によって決定されるはり機構の抵抗力は、(2.11)式において、 $r_w \sigma = r_w \sigma_y$ として、

$$r_q = r\mu_w \cdot rD_1 \cdot \cot \phi \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

ここに、 $r\mu_w$: せん断補強筋係数 ($r\mu_w = r_w \sigma_y / F_c$)

とあたえられる。

2.2.4 はり機構に要求されるコンクリート幅 r_b

Fig. 3 にはり機構による r_n — r_q 相関方程式を図式化したものを示す。直線 AC は引張主筋の降伏で強度が決定される(2.14)式を、直線 EC は圧縮主筋の降伏で決定される(2.15)式を、また、直線 BD はせん断補強筋の降伏で決定される(2.18)式をそれぞれ表わす。点 C は、上端と下端の主筋が同時に降伏する状態を示し、(2.16)、(2.17)式に対応するもので、はり機構によって発現されるせん断強度の最大値 r_q をあたえることが示される。

点 B、D は、せん断補強筋の引張降伏と、引張主筋あるいは、圧縮主筋の降伏が同時に生ずる状態を示し、その際の無次元化圧縮力 r_n は、点 D の状態に対しては(2.15)および(2.18)式より

$$r_n = 2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot \phi (\cot \phi \cdot rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

と、また、点 B に対しては、(2.14)および(2.18)式より

$$r_n = -2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot \phi (\cot \phi \cdot rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

とそれぞれ与えられ、したがって、はり機構の r_n — r_q 相関方程式は、圧縮力の大きさによって、次の3領域に対して

(a) $-2r\mu_t \leq r_n < -2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot \phi (\cot \phi \cdot rD_1 + \eta)$ のとき

$$r_q = (r_n + 2r\mu_t) / (\cot \phi + \eta / rD_1) \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

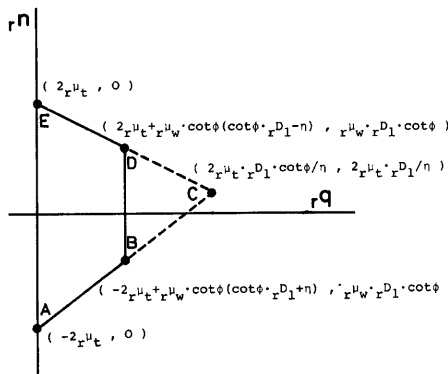


Fig. 3. Interaction relationships between compression and shear for beam mechanism.

(b) $-2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot\phi(\cot\phi \cdot rD_1 + \eta) \leq r n < 2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot\phi(\cot\phi \cdot rD_1 - \eta)$ のとき

$$r q = r\mu_w \cdot rD_1 \cdot \cot\phi \quad \dots\dots\dots(2.22)$$

(c) $2r\mu_t + r\mu_w \cdot \cot\phi(\cot\phi \cdot rD_1 - \eta) \leq r n \leq 2r\mu_t$ のとき

$$r q = (r n - 2r\mu_t) / (\cot\phi - \eta / rD_1) \quad \dots\dots\dots(2.23)$$

によって求めることができる。

はり機構を形成するのに必要なコンクリート束材の幅 $r b$ は、この機構の抵抗力に応じて変化し、主筋の圧縮あるいは引張降伏で決定される場合には、(2.8)式よりコンクリート束材に生ずる圧縮応力度 σ_{cw} が、コンクリートの圧縮強度 F_c に達する条件より

$$r b = r Q / r D \cdot F_c \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \quad \dots\dots\dots(2.24)$$

と求められ、無次元化幅 $r b_1 (= r b / b)$ は上述の $r q$ を用いて

$$r b_1 = r q / r D_1 \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \quad \dots\dots\dots(2.25)$$

にあたえられる。せん断補強筋の引張降伏で決定される場合には、(2.22)式より

$$r b_1 = r\mu_w / \sin^2\phi \quad \dots\dots\dots(2.26)$$

とあたえられる。一方、上端と下端の主筋が同時に降伏する場合に必要なコンクリート束材の幅は(2.17)式より

$$r b_1 = 2r\mu_t / \eta \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \quad \dots\dots\dots(2.27)$$

と求められる。このせん断抵抗に対して必要なせん断補強筋量 $r\mu_w$ は、(2.17)および(2.18)式より

$$r\mu_w = 2r\mu_t / \eta \cdot \cot\phi \quad \dots\dots\dots(2.28)$$

とあたえられ、いわゆる曲げ圧縮破壊を生じさせるのに必要なせん断補強筋量が求められ、はり機構に要求されるせん断補強筋の上限値をあたえることになる。

したがって、アーチ機構としての抵抗に寄与する無筋コンクリートの無次元化幅 $c b_1 (= c b / b, c b = b - r b)$ は、前述のそれぞれの状況に応じて、(2.25)、(2.26)および(2.27)式に対してそれぞれ

$$c b_1 = 1 - r q / r D_1 \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi \quad \dots\dots\dots(2.29)$$

$$c b_1 = 1 - r\mu_w / \sin^2\phi \quad \dots\dots\dots(2.30)$$

および

$$c b_1 = 1 - 2r\mu_t / \eta \cdot \sin\phi \cdot \cot\phi \quad \dots\dots\dots(2.31)$$

とあたえられる。

2.2.5 はり機構におけるコンクリート束材のなす角度 ϕ の検討

はり機構による無次元化せん断強度 $r q$ およびはり機構に必要とされるコンクリートの無次元化幅 $r b_1$ は、いずれもコンクリート束材の角度 ϕ の関数であたえられ、この角度 ϕ をどのような考え方で決定するかが、鉄筋コンクリート部材のせん断強度の理論的な把握に重要な事項として、すでにいくつかの論文において指摘されている⁹⁾が、本論では、主筋の材長に対する付着力 R を最大とする条件から、(2.3)式より

$$dR/d\phi = r b \cdot \sigma_{cw} \cdot \cos^2\phi = 0 \quad (\text{ただし } 0 \leq \phi \leq \pi/2) \quad \dots\dots\dots(2.32)$$

として得られる $\phi = \pi/4$ をコンクリート束材の適正な角度として選択することにする。なお、 $\phi = \pi/4$ の条件ははり機構によるコンクリート束材の必要幅を最小とするものである。

したがって、後述の章においては、方程式の繁雑を避けるために、 $\sin\phi = \cos\phi = 1/\sqrt{2}$ 、 $\cot\phi = 1$ の値をそれぞれ用いて議論を進めることにする*。

* 前述の(2.11)式から(2.31)式において $\sin\phi = \cos\phi = 1/\sqrt{2}$ 、 $\cot\phi = 1$ を代入することになる。

2.3 アーチ機構による c_n-c_q 方程式

2.3.1 静的許容応力場

はり機構で用いられた残りの幅 $b(b=b-r, b)$ を持つ無筋コンクリートの両材端部の圧縮域に, Fig. 2 に示すように一様な垂直応力度 $c\sigma$ と, せん断応力度 $c\tau$ が作用するものと仮定すると, つり合い条件より

$$cM = cN(1-k)D/2 \quad \dots\dots\dots(2.33)$$

$$cN = c b \cdot k \cdot D \cdot c\sigma \quad \dots\dots\dots(2.34)$$

$$cQ = c b \cdot k \cdot D \cdot c\tau \quad \dots\dots\dots(2.35)$$

ここに k : アーチ機構の両材端部の圧縮域のせいと断面せいとの比

の関係が得られる。

一方, 材端部に作用する断面力 (cM, cN, cQ) による合圧縮力の作用線は, 材軸に対して θ の傾きをもつので, 幅 b の無筋コンクリートは, 斜め圧縮材としての機能を有するアーチ機構を形成し, (2.34), (2.35) 式より

$$cQ/cN = \tan \theta = (1-k)D/h = (1-k)/\eta \quad \dots\dots\dots(2.36)$$

の関係が成立する。

両材端部に作用する応力度 $c\sigma$ および $c\tau$ と, 無筋コンクリートの斜め圧縮材に生ずる一軸の圧縮応力度 $D\sigma$ との間には

$$c\sigma = D\sigma \cdot \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots(2.37)$$

$$c\tau = D\sigma \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots(2.38)$$

の関係が成立するから, (2.36), (2.37)および(2.38)式より,

$$c\sigma = D\sigma / (1 + \tan^2 \theta) = c\sigma \cdot \eta^2 / \{\eta^2 + (1-k)^2\} \quad \dots\dots\dots(2.39)$$

$$c\tau = D\sigma \cdot \tan^2 \theta / (1 + \tan^2 \theta) = D\sigma (1-k)\eta / \{\eta^2 + (1-k)^2\} \quad \dots\dots\dots(2.40)$$

と求められる。

2.3.2 斜め圧縮材の圧縮破壊によって決定されるアーチ機構の抵抗力

斜め圧縮材に生ずる圧縮応力度 $D\sigma$ が, コンクリートの圧縮強度 F_c に達したとき, アーチ機構による強度が発現されると仮定すると(2.34), (2.39)式より, 無次元化圧縮力 $c_n (= cN/b \cdot D \cdot F_c)$ は

$$c_n = c b_1 \cdot k \cdot \eta^2 / \{\eta^2 + (1-k)^2\} \quad \dots\dots\dots(2.41)$$

ここに $c b_1 = c b / b$

と得られ, 圧縮域のせいと断面せいの比 k は,

$$k^2 - (2 + c b_1 \cdot \eta^2 / c_n) k + (\eta^2 + 1) = 0 \quad \dots\dots\dots(2.42)$$

の2次方程式の解より

$$k = (1 + c b_1 \cdot \eta^2 / 2 c_n) - \sqrt{(1 + c b_1 \cdot \eta^2 / 2 c_n)^2 - (\eta^2 + 1)} \quad \dots\dots\dots(2.43)$$

とあたえられる。

したがって, アーチ機構による抵抗力は無次元化圧縮力 c_n と無次元化せん断力 c_q によって, (2.36)式より

$$c_q = c_n (1-k) / \eta \quad \dots\dots\dots(2.44)$$

とあたえられ, (2.43)式の k の値を(2.44)式に代入すると

$$c_q = \{\sqrt{4 c_n (1 - c_n / c b_1) c b_1 + \eta^2} - \eta\} c b_1 / 2 \quad \dots\dots\dots(2.45)$$

(ただし $0 \leq c_n \leq c b_1$)

と求められ, $c b_1$ の値として, 前述の(2.29), (2.30)および(2.31)式の値を代入すれば, はり機構の抵抗力

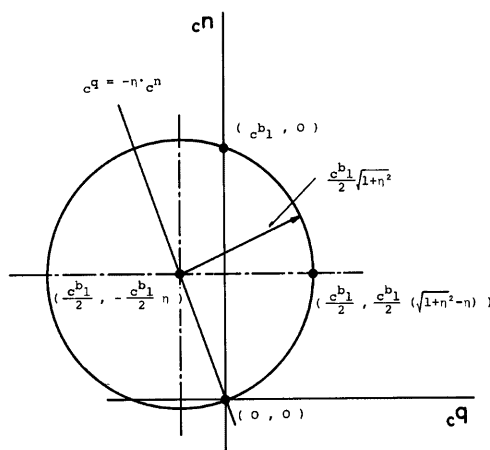


Fig. 4. Interaction relationships between compression and shear for arch mechanism.

に応じて、アーチ機構の抵抗力が決定されることになる。

なお、(2.45)式は

$$(n - c_{b1}/2)^2 + (q + c_{b1}\eta/2)^2 = \{c_{b1}\sqrt{1+\eta^2}/2\}^2 \quad \dots\dots\dots(2.46)$$

と書き直すことができ、この方程式は Fig. 4 に示すように、 $(c_n, c_q) = (c_{b1}/2, -c_{b1}\eta/2)$ を中心点、半径 $c_{b1}\sqrt{1+\eta^2}/2$ の円の方程式を表わしている。また、この円は常に原点(0,0)を通り、変数 c_{b1} による円群の中心点は $c_q = -\eta \cdot c_n$ の直線上にあることが示される。

2.4 鉄筋コンクリート部材の $n-q$ 方程式

2.4.1 拡張累加強度理論の適用

はり機構による強度 (r_n-r_q 方程式) とアーチ機構による強度 (c_n-c_q 方程式) に対して拡張累加強度理論を適用して、それぞれの強度の累加によって鉄筋コンクリート部材としての強度 ($n-q$ 方程式) が与えられるが、この場合、通常の拡張累加強度理論¹⁾に用いられる手法を直接的には適用することは出来ない。Fig. 5 に累加に対する模式図を示す。 rI ははり機構による r_n-r_q 相関曲線を示すが、前述したように a a' 間はせん断補強筋が降伏している状態 ((2.26)式より $r_{b1}=2r\mu_w$)、a c 間、a' c' 間はせん断補強筋は降伏せず、主鉄筋の圧縮降伏あるいは引張降伏を生じている状態 ((2.25)式より $r_{b1}=2rq/rD_1$) を、また、c 点および c' 点では主鉄筋に対する付着力は不要である状態 ((2.26)式より $r_{b1}=0$) を、それぞれ表わしている。一方、これに対して、 cI_a 、 cI_b および cI_c は、それぞれのコンクリートの無次元化幅 $c_{b1}(=1-r_{b1})$ の変動にともなうアーチ機構の c_n-c_q 相関曲線を表わしている。本論では、 $r_{b1}+c_{b1}=1$ の関係を満足しながら部材としての強度は与えられるから、a 点で示されるはり機構の強度 ($r_{b1}=2r\mu_w$) に累加できるアーチ機構の強度は $cI_a(c_{b1}=1-2r\mu_w)$ 、b 点で示される強度 ($r_{b1}=2rq/rD_1$) に累加できるアーチ機構の強度は $cI_b(c_{b1}=1-2rq/rD_1)$ 、および c 点で示される強度 ($r_{b1}=0$) に累加できるアーチ機構の強度は $cI_c(c_{b1}=1)$ とそれぞれあたえられ、a 点から c 点、あるいは a' 点から c' 点に、はり機構による応力点が移行するにともなってはり機構に必要なコンクリート幅は減少し、逆にアーチ機構に寄与する有効なコンクリート幅は増加することになる。したがって、拡張累加強度理論の適用にあたっては、はり機構の強度状況に応じてアーチ機構の強度が変動することを考慮する必要がある。鉄筋コンクリート部材としての強度を表わす $n-q$ 相関曲線は、図

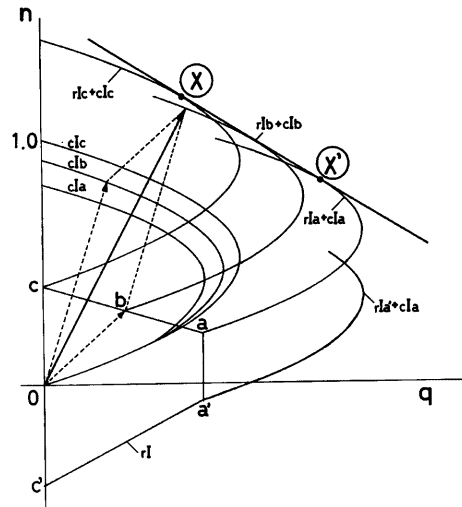


Fig. 5. Extended additive strength concept based on beam and arch mechanism concept.

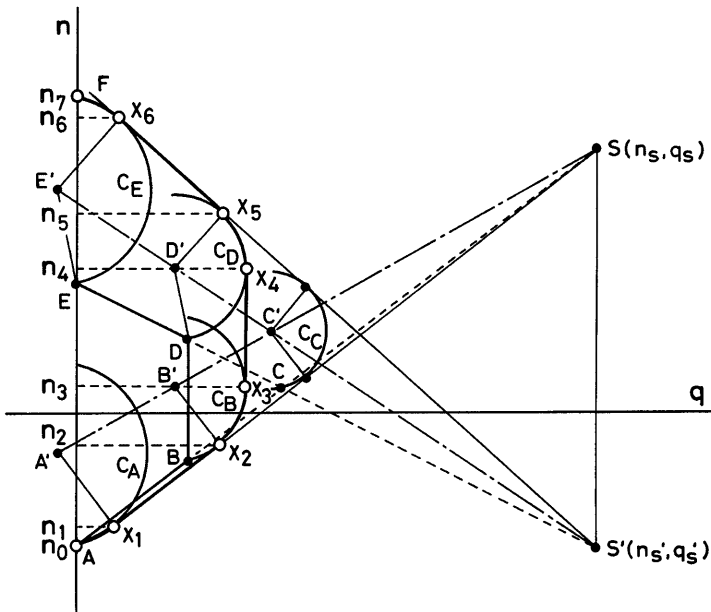


Fig. 6. Envelope of the curves obtained by the extended additive strength concept.

式的にははり機構の $r, n-q$ 相関曲線上のある任意の応力点 (r, n, q) と、その応力点に対応して強度が変動するアーチ機構の $e, n-q$ 相関曲線上の応力点 (e, n, q) で示されるベクトル和によって構成される相関曲線の曲線群の包絡線としてあたえられる。

2.4.2 $n-q$ 相関曲線の特性

はり機構の相関曲線の特定点 A, B, C, D および E に、アーチ機構の原点を平行移動して構成された円群 C_A, C_B, C_C, C_D および C_E の一例を Fig. 6 に示す。また、各特定点の座標値 (r, n, q) 、およびその応力点に累加されるアーチ機構のコンクリートの無次元化幅 e, b_1 を Table 1 に、各応力点に累加されたアーチ機構の相関曲線を示す円の中心点 A', B', C', D' および E' の座標値 (e, n_0, e, q_0) および円の半径 R を Table 2 にそれぞれ示す。アーチ機構の円の中心点の座標値および半径は、 b_1 の一次関係にあるので、点 A', B', C' および点 C', D', E' はそれぞれ一直線上にあり、直線 $\overline{A'C'}$ と $\overline{AC}$ とは交点 s を、直線 $\overline{E'C'}$ と $\overline{EC}$ とは交点 s' を持つことが示される。さらに、各円群の包絡線は直線となり、かつ、それぞれの直線は交点 s および s' を通ることが示され、はり機構とアーチ機構の強度の累加を示す包絡線は、単純でかつ明解な特性を示すことが認められる。

交点 s の座標値 (n_s, q_s) および交点 s' の座標値 (n_s', q_s') は、Table 1 および 2 より、直線 $\overline{A'C'}$, $\overline{AC}$, $\overline{E'C'}$ および $\overline{EC}$ の方程式を決定することによって求められ、

$$n_s = -2r\mu_t + (rD_1 + \eta)/2 \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

$$q_s = rD_1/2 \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

$$\text{および } n_s' = 2r\mu_t + (rD_1 - \eta)/2 \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

$$q_s' = rD_1/2 \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

とそれぞれあたえられる。

円群 C_A, C_B, C_C の包絡線を示す直線 $\overline{X_1S}$ は、円 C_A と直線 $\overline{X_1S}$ との接線方程式を決定することによ

Table 1. Interaction relationships between compression and shear for beam mechanism.

	A	B	C	D	E
r, n	$-2r\mu_t$	$-2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta)$	$2r\mu_t \cdot rD_1/\eta$	$2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta)$	$2r\mu_t$
r, q	0	$r\mu_w \cdot rD_1$	$2r\mu_t \cdot rD_1/\eta$	$r\mu_w \cdot rD_1$	0
e, b_1	1	$1 - 2r\mu_w$	$1 - 4r\mu_t/\eta$	$1 - 2r\mu_w$	1

Table 2. Center of a circle and radius for arch mechanism.

		A'	B'	C'	D'	E'
Center of Circle	$e n_0$	$-2_r\mu_t+1/2$	$-2_r\mu_t+_r\mu_w(rD_1+\eta)\\+(1-2_r\mu_w)/2$	$2_r\mu_t\cdot_rD_1/\eta\\+(1-4_r\mu_t/\eta)/2$	$2_r\mu_t+_r\mu_w(rD_1-\eta)\\+(1-2_r\mu_w)/2$	$2_r\mu_t+1/2$
	$e q_0$	$-\eta/2$	$_r\mu_w\cdot_rD_1\\-(1-2_r\mu_w)\eta/2$	$2_r\mu_t\cdot_rD_1/\eta\\-(1-4_r\mu_t/\eta)\eta/2$	$_r\mu_w\cdot_rD_1\\-(1-2_r\mu_w)\eta/2$	$-\eta/2$
Radius	R	$\sqrt{1+\eta^2}/2$	$(1-2_r\mu_w)\sqrt{1+\eta^2}/2$	$(1-4_r\mu_t/\eta)\\ \sqrt{1+\eta^2}/2$	$(1-2_r\mu_w)\sqrt{1+\eta^2}/2$	$\sqrt{1+\eta^2}/2$

て得られ、接点 X_1 と座標値 (n_1, q_1) は

$$n_1 = \{\beta_1 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_1 + (1 - 4r\mu_t) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

$$q_1 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma / \omega_1 - \eta / 2 \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

$$\text{ここに } \alpha = (rD_1 + \eta) / 2, \quad \beta_1 = (rD_1 + \eta - 1) / 2, \quad \gamma = \sqrt{1 + \eta^2} / 2$$

$$\rho = \gamma^2 - \alpha^2, \quad \rho_1 = \gamma^2 - \beta_1^2, \quad \omega_1 = \alpha^2 + \beta_1^2$$

と求められる。

また、この接線の勾配 λ_1 は

$$\lambda_1 = \frac{q_1 - q_2}{n_1 - n_2} = \frac{\alpha \cdot \omega_1 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma}{\beta_1 \cdot \omega_1 - \{\beta_1 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma} \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

とあたえられ、接点 X_2 の座標値 (n_2, q_2) は、円 C_B の半径と円 C_A の半径との比は $c/b_1 (= 1 - 2r\mu_w)$ となることを考慮して

$$n_2 = 2\delta(n_1 + 2r\mu_t) - 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

$$q_2 = 2\delta \cdot q_1 + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.55)$$

$$\text{ここに } \delta = (1 - 2r\mu_w) / 2$$

と求められる。

同様に、円群 C_E, C_D, C_C の包絡線を示す直線 $\overline{X_6S'}$ と円 C_A との接点 X_6 の座標値 (n_6, q_6) は

$$n_6 = \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_2 + (1 + 4r\mu_t) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

$$q_6 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma / \omega_2 - \eta / 2 \quad \dots\dots\dots (2.57)$$

$$\text{ここに } \beta_2 = (rD_1 - \eta - 1) / 2, \quad \rho_2 = \gamma^2 - \beta_2^2, \quad \omega_2 = \alpha^2 + \beta_2^2$$

とあたえられ、接線の勾配 λ_2 は

$$\lambda_2 = \frac{q_6' - q_6}{n_6' - n_6} = \frac{\alpha \cdot \omega_2 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma}{\beta_2 \cdot \omega_2 - \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma} \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

と求められる。また、接点 X_5 の座標値 (n_5, q_5) は、接点 X_2 と同様にして

$$n_5 = 2\delta(n_6 - 2r\mu_t) + 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

$$q_5 = 2\delta \cdot q_6 + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

と得られる。

一方、はり機構の相関曲線上の特定点 B および D の領域に対して得られる円群の包絡線は、直線 $\overline{X_3X_4}$ によって示され、点 X_3 の座標値 (n_3, q_3) は、円 C_B の中心点の座標値と半径より

$$n_3 = \delta - 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (2.61)$$

$$q_3 = \delta(\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.62)$$

とあたえられ、点 X_4 の座標値 (n_4, q_4) は、円 C_D の中心点の座標値と半径より

$$n_4 = \delta + 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (2.63)$$

$$q_4 = \delta(\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.64)$$

とあたえられる。

したがって、はり機構およびアーチ機構の相関曲線にもとづいて得られた曲線群の包絡線は、**Fig. 6** に示すように、一般的には、4 区間の円弧曲線 ($\widehat{AX_1}$, $\widehat{X_2X_3}$, $\widehat{X_4X_5}$ および $\widehat{X_6F}$) と 3 区間の直線 ($\overline{X_1X_2}$, $\overline{X_3X_4}$ および $\overline{X_5X_6}$) によって構成され、この包絡線が、鉄筋コンクリート部材の $n-q$ 相関曲線をあたえることになる。なお、4 区間の円弧曲線の方程式は、それぞれの円の中心点の座標値 ($c n_0, c q_0$) (**Table 2** 参照) を用いて、

$$(n - c n_0)^2 + (q - c q_0)^2 = \{c b_1 \sqrt{1 + \eta^2}/2\}^2 \quad \dots\dots\dots (2.65)$$

として求められる。

2.4.3 n - q 相関曲線の定式化

前述の包絡線によって示される n - q 相関曲線を定式化することによって、鉄筋コンクリート部材の n - q 方程式は得られるが、**Fig. 7** に示すように、一般的には無次元化圧縮力 n の値によって、次の7区間に對して示される。

$$(a) \quad n_0 \leq n < n_1 \quad q = \{\sqrt{4(n + 2r\mu_t)(1 - n - 2r\mu_t)} + \eta^2 - \eta\}/2 \quad \dots\dots\dots (2.66)$$

$$(b) \quad n_1 \leq n < n_2 \quad q = \lambda_1(n - n_1) + q_1 \quad \dots\dots\dots (2.67)$$

$$(c) \quad n_2 \leq n < n_3 \quad q = \delta\{\sqrt{4n_a(1 - n_a)} + \eta^2 - \eta\} + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.68)$$

$$(d) \quad n_3 \leq n < n_4 \quad q = \delta(\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.69)$$

$$(e) \quad n_4 \leq n < n_5 \quad q = \delta\{\sqrt{4n_b(1 - n_b)} + \eta^2 - \eta\} + r\mu_w \cdot rD_1 \quad \dots\dots\dots (2.70)$$

$$(f) \quad n_5 \leq n < n_6 \quad q = \lambda_2(n - n_5) + q_5 \quad \dots\dots\dots (2.71)$$

$$(g) \quad n_6 \leq n \leq n_7 \quad q = \{\sqrt{4(n - 2r\mu_t)(1 - n + 2r\mu_t)} + \eta^2 - \eta\}/2 \quad \dots\dots\dots (2.72)$$

ただし、 $n_0 = -2r\mu_t$

$$n_1 = \{\beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_1 + (1 - 4r\mu_t)/2 \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

$$n_2 = 2\delta \cdot (n_1 + 2r\mu_t) - 2r\mu_t + r\mu_w \cdot (rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

$$n_3 = \delta - 2r\mu_t + r\mu_w \cdot (rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (2.61)$$

$$n_4 = \delta + 2r\mu_t + r\mu_w \cdot (rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (2.63)$$

$$n_5 = 2\delta \cdot (n_6 - 2r\mu_t) + 2r\mu_t + r\mu_w \cdot (rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

$$n_6 = \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_2 + (1 + 4r\mu_t)/2 \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

$$n_7 = 1 + 2r\mu_t \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

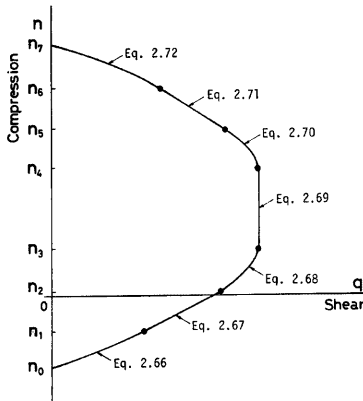


Fig. 7. Schematic example of the n - q interaction curves.

ここに、

$$q_1 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma / \omega_1 - \eta/2$$

$$q_5 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma / \omega_2 - \eta/2$$

$$n_a = \{n + 2r\mu_t - r\mu_w \cdot (rD_1 + \eta)\} / 2\delta$$

$$n_b = \{n - 2r\mu_t - r\mu_w \cdot (rD_1 - \eta)\} / 2\delta$$

$$\lambda_1 = \frac{\alpha \cdot \omega_1 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma}{\beta_1 \cdot \omega_1 - \{\beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma} \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha \cdot \omega_2 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma}{\beta_2 \cdot \omega_2 - \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma} \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

$$\omega_1 = \alpha^2 + \beta_1^2, \quad \omega_2 = \alpha^2 + \beta_2^2$$

$$\rho = \gamma^2 - \alpha^2, \quad \rho_1 = \gamma^2 - \beta_1^2, \quad \rho_2 = \gamma^2 - \beta_2^2$$

$$\alpha = (rD_1 + \eta)/2, \quad \beta_1 = (rD_1 + \eta - 1)/2$$

$$\beta_2 = (rD_1 - \eta - 1)/2, \quad \gamma = \sqrt{1 + \eta^2}/2, \quad \delta = (1 - 2r\mu_w)/2$$

なお、上記の n - q 方程式はせん断補強筋係数 $r\mu_w$ が上端および下端の主筋が同時に降伏する場合のせん断補強筋係数 $r\mu_{w0}(=2r\mu_t/\eta)$ ((2.28)式) よりも小さい値を示す場合に成立し、 $r\mu_{w0}$ より大きい値を示す場合には、(2.68)~(2.70)式、 $n_2 \sim n_5$ および n_a, n_b を下式のように修正することが必要である。

$$(c)' \quad q = (1/2 - 2r\mu_t/\eta) \{ \sqrt{4n_b(1-n_b) + \eta^2} - \eta \} + 2rD_1 \cdot r\mu_t/\eta \quad \dots\dots\dots(2.73)$$

$$(d)' \quad q = (1/2 - 2r\mu_t/\eta) (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + 2rD_1 \cdot r\mu_t/\eta \quad \dots\dots\dots(2.74)$$

$$(e)' \quad q = (1/2 - 2r\mu_t/\eta) \{ \sqrt{4n_b(1-n_b) + \eta^2} - \eta \} + 2rD_1 \cdot r\mu_t/\eta \quad \dots\dots\dots(2.75)$$

$$\text{ここに, } n_2 = (1 - 4r\mu_t/\eta)(n_1 + 2r\mu_t) + 2rD_1 \cdot r\mu_t/\eta$$

$$n_3 = 1/2 + 2(rD_1 - 1)r\mu_t/\eta = n_4$$

$$n_5 = (1 - 4r\mu_t/\eta)(n_6 - 2r\mu_t) + 2rD_1 \cdot r\mu_t/\eta$$

$$n_a = (n - 2r\mu_t \cdot rD_1/\eta)/(1 - 4r\mu_t/\eta) = n_b$$

3. 鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲面

3.1 鉄筋コンクリート部材の強度特性

種々のせん断補強筋係数 $r\mu_w$ に対する鉄筋コンクリート部材の n - q 相関曲線を、前述の解析解にもとづいて求めた結果の模式例を Fig. 8 に示す。縦軸は無次元化圧縮力 n を、横軸は無次元化せん断力 q をそれぞれ表わす。ある程度のせん断補強筋量が用いられた場合の相関曲線を実線で、せん断補強筋が用いられていない場合 ($r\mu_w = 0$) と、上端および下端の主筋を同時に降伏させるに必要なせん断補強筋量が用いられた場合 ($r\mu_w = 2r\mu_t/\eta$ (2.28) 式) をそれぞれ点線で示す。また、曲げと圧縮のみを受けて曲げ破壊を生ずる際の材端曲げモーメント M_U より $2M_U/h$ によってせん断力を算定したことに対応する $\eta = \infty$ の場合の相関曲線を一点鎖線で示す。曲げ・圧縮およびせん断の組合せ載荷の場合には、引張および圧縮の主筋に同時降伏が生ずるのに必要なせん断補強筋量 $r\mu_{w0}$ を用いた場合でも、その強度は、せん断力の影響によって、曲げと圧縮のみを受けて曲げ破壊する場合の強度に達しないことが示される。また、両者の強度差は、せん断強度が最大となる近傍で最も大きくなる。このことは、曲げ・せん断を受ける場合の曲げ破壊機構と、曲げのみを受ける場合の曲げ破壊機構とは、異っていることを示すものである。したがって、部材の曲げ破壊とせん断破壊の判別に対して、曲げ圧縮の場合の断面の曲げ強度 M_U より $2M_U/h$ (h : 部材長) として算定されるせん断力を基準量を用いていることに対しては、若干の議論の余地は残されていると思われる。

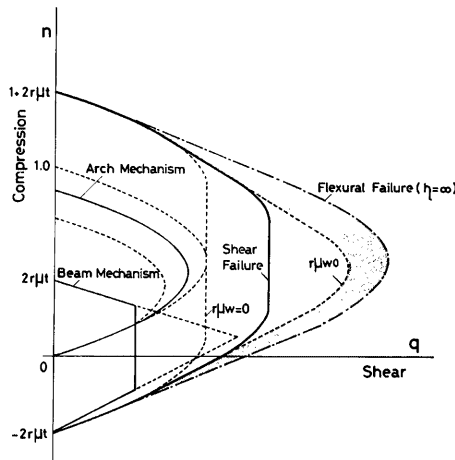


Fig. 8. Shear strength of ordinary reinforced concrete columns.

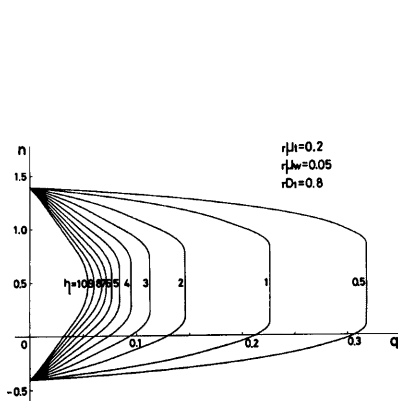


Fig. 9. Nondimensional interaction curve between compression and shear computed for variable η .

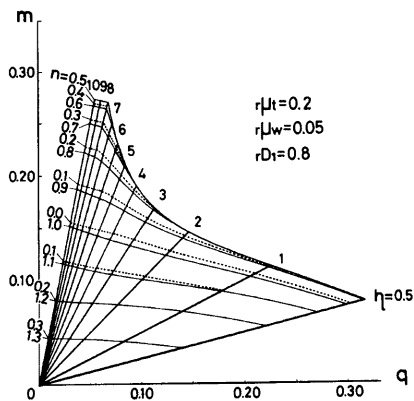


Fig. 10. Nondimensional interaction curve between bending and shear computed for variables n and η .

一方、せん断補強筋量が、 $r\mu_w$ に対して少ない場合には、せん断破壊によって、強度は低下し、圧縮力に対してせん断強度が一定値をとる領域が現われ、かつ、その領域は、せん断補強筋量の減少にともなって増加し、 $n-q$ 相関曲線において、せん断強度に対して圧縮力のおよぼす影響は小さくなることが認められる。

Fig. 9 は、引張鉄筋係数 $r\mu_t=0.20$ 、せん断補強筋係数 $r\mu_w=0.05$ 、主筋間隔比 $rD_1=0.8$ の諸量を有する鉄筋コンクリート部材の $n-q$ 相関曲線を柱長さ比 η を変数として示したものである。縦軸は無次元化圧縮力 $n(=N/b \cdot D \cdot F_c)$ を、横軸は無次元化せん断力 $q(=Q/b \cdot D \cdot F_c)$ をそれぞれ表わす。 $r\mu_w$ が一定をとる場合、 η の値が小さくなるほど、せん断強度は増加するが、その相関曲線の形状は、曲げ破壊形のものよりせん断破壊形のものへと移行し、かつ圧縮力に対してせん断強度が一定値をとる領域は増大し、せん断破壊が卓越する部材では、曲げ破壊が卓越する部材に比して圧縮力に対する影響は小さくなることが認められる。**Fig. 10** は、**Fig. 9** の $n-q$ 相関曲線を、 $m-q$ 相関曲線に変換して、無次元化圧縮力 n を変数として示したものである。縦軸は無次元化曲げモーメント $m(=M/b \cdot D^2 \cdot F_c)$ を、横軸は無次元化せん断力 $q(=Q/b \cdot D \cdot F_c)$ をそれぞれ示す。この $m-q$ 相関曲線は、2章で述べた基本仮定の(2.2)式より得られる

$$m = \frac{\eta}{2} \cdot q \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

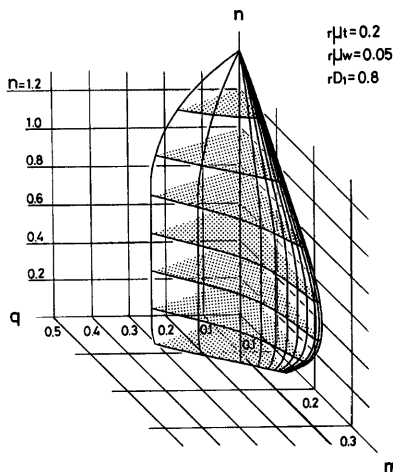


Fig. 11. Nondimensional interaction surface showing convex configuration for $r\mu_t=0.2$ and $r\mu_w=0.05$.

の m と q との従属関係にもとづいて得られたもので、したがって、Fig. 10 に示される原点からの半直線の勾配は、 $\eta/2$ を示すことになる。曲げあるいはせん断強度が最大となる圧縮力である $n=0.5$ の近傍では、 $m-q$ 相関曲線は原点に対して著しい凹形を示すが、その圧縮力に対して、増加あるいは減少するにたがって、曲線の形状は凹形から凸形に移行することが認められ、極めて興味ある結果を示している。

さらに、Fig. 9 と Fig. 10 にもとづいて得られた $r\mu_t=0.02$ 、 $r\mu_w=0.05$ および $rD_t=0.8$ の鉄筋コンクリート部材の $m-n-q$ 相関曲面を Fig. 11 に示す。それぞれの座標軸は無次元化曲げモーメント、圧縮力およびせん断力を表す。相関曲面上の縦軸は、Fig. 9 のそれぞれの η に対応する値を示し、 q 軸側に近い程、 η の値が小さい部材の、逆に m 軸側に近い程、 η の値が大きい部材の強度特性を表わしている。Fig. 10 の $m-n-q$ 相関曲面は、鉄筋コンクリート部材の曲げ・圧縮およびせん断の組合せ载荷に対する強度特性を示すものであり、従来、個別的に議論されてきたそれぞれの強度の相関性あるいは関連性を明確に示すものである。この例のように、比較的、引張鉄筋係数 $r\mu_t$ としては大きい値を、逆にせん断補強筋係数 $r\mu_w$ としては小さい値をとる部材の $m-n-q$ 相関曲面の形状は、 n の値が 0.2 から 0.8 の領域において、凹形を示しており、せん断破壊が卓越する場合には、その曲面は凹形になることが、特色の一つとして指摘される。

3.2 各変数に対する $m-n-q$ 相関曲面

$r\mu_t=0.20$ 、 $r\mu_w=0.05$ および $rD_t=0.8$ の鉄筋コンクリート部材の $m-n-q$ 相関曲面を Fig. 10 に示したが、その相関曲面の形状に対して、 $r\mu_t$ と $r\mu_w$ の値がどのような影響をあたえるかを検討した結果の例を以下に述べる。Fig. 12 は、 $rD_t=0.8$ として $r\mu_t=0.05$ 、0.15 および 0.25 のそれぞれに対して、 $r\mu_w$ を変数とした場合の、 $n=0.5$ における $m-q$ 相関曲線を示すものである。各図における曲線群のうちで、最外縁の曲線は、 $n=0.5$ の圧縮力のもとに、上端および下端の主筋が同時に降伏する場合（曲げ破壊に対応する）の $m-q$ 相関曲線を表わし、かつ、その曲線は凸形の形状を示している。前述したように、主筋の降伏以前に、せん断補強筋の降伏が先行する

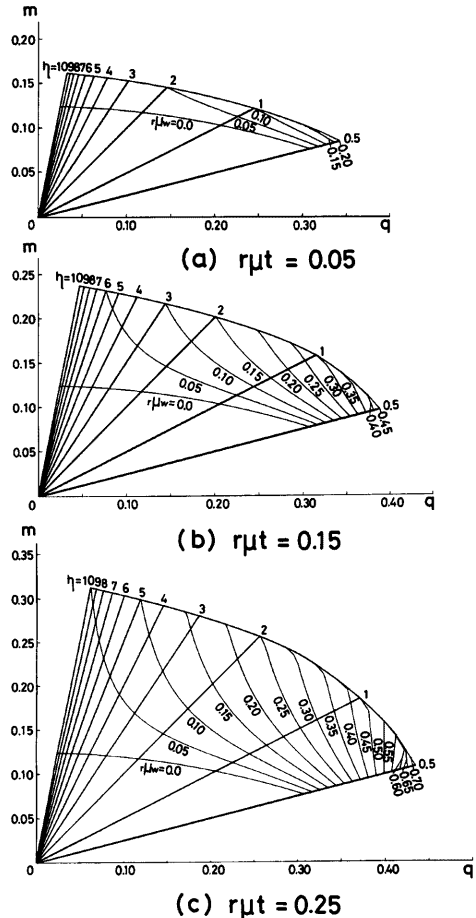


Fig. 12. Nondimensional interaction curves between bending and shear for $n=0.5$ with $r\mu_t$, $r\mu_w$, and η as variables.

場合(せん断破壊に対応する)には, $m-q$ 相関曲線は凹形となり, 曲げ破壊とその様相が著しく異なっていることが認められる。しかしながら, せん断補強筋量の増加にともなって, $m-q$ 相関曲線は, 外側に向かって拡大し, 曲げ破壊に対応する曲線に収束するが, せん断補強筋の増加率と, 曲げ破壊に対応する曲線への収束率あるいはせん断強度増加率との関係は, $r\mu_t$ と η の値によって著しい影響をうけることが認められる。すなわち, $r\mu_t$ の値が小さく, η の値が大きい部材では, わずかの $r\mu_t$ の値の増加によって, 曲げ破壊

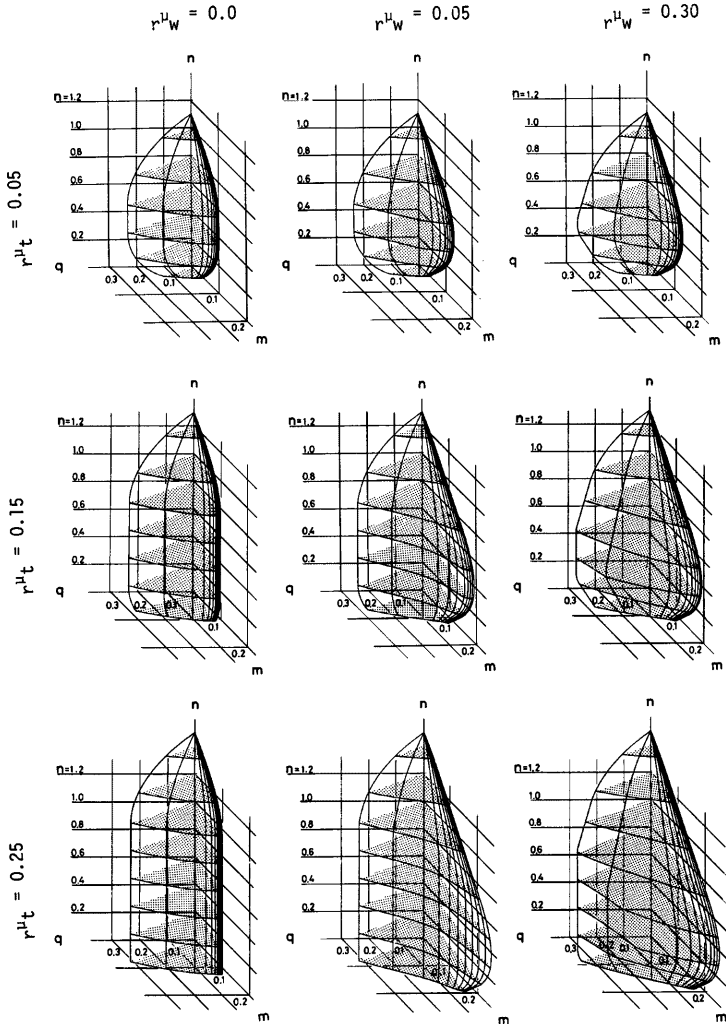


Fig. 13. Nondimensional interaction surface computed for variables $r\mu_t$ and $r\mu_w$.

に対応する強度に収束し、せん断補強筋による補強効果は顕著に示されるが、逆に、 $r\mu_t$ の値が大きく、かつ、 η の値が小さい部材に対しては、相当の $r\mu_w$ の値に対しても曲げ破壊に対応する強度に収束せず、せん断補強筋による強度増加に対する寄与度は小さい。また、曲げ破壊に対応する強度を確保するために必要な $r\mu_w$ は、 $r\mu_t$ の値の増加に対しては増加し、逆に η の値の減少に対しては増加することも示されている。なお、このようなせん断補強筋による補強効果の状況は、既往の実験結果とほぼ対応するものである。

さらに、 $r\mu_t$ と $r\mu_w$ の値によって、鉄筋コンクリート部材の強度特性がどのように変化するかを検討した結果を Fig. 13 に示す。Fig. 13 は、 $rD_1=0.8$ の鉄筋コンクリート部材の $m-n-q$ 破壊相関曲面を、 $r\mu_t$ に対しては 0.05, 0.15 および 0.25 の 3 種類、 $r\mu_w$ に対しては 0.0, 0.05, および 0.30 の 3 種類について求めたものであり、鉄筋コンクリート部材の曲げ・圧縮およびせん断強度を支配する主要因子である引張鉄筋係数 $r\mu_t$ 、せん断補強筋係数 $r\mu_w$ および柱長さ比 η が、それぞれの強度にどのような影響をあたえるかを総合的かつ有機的に示したものである。

同図において、左欄から右欄に、また下欄から上欄に移行するにしたがって主筋の降伏によって部材の強度が支配される、いわゆる曲げ破壊が卓越することを示し、 $m-n-q$ 相関曲面は全領域において、凸形になることが認められる。一方、せん断補強筋が少ない場合とか、せん断補強筋の降伏が先行する、いわゆるせん断破壊が卓越する場合には、その相関曲面は、 n 座標軸方向は垂直で、かつ n 座標軸と直交する方向では凹形の形状を示すことが認められる。したがって、材料強度変数である一組の $r\mu_t$ と $r\mu_w$ に対して、ある柱長さ比 η をもつ部材の破壊モードの判別は、 n 座標軸方向の曲線が直線部分を含むかどうかによって行なうことができ、また、ある作用圧縮力のもとでの、種々の柱長さ比 η に対する破壊モードの判別は、 n 座標軸と直交する方向の曲線が凹形であるかどうかによって行なうことが可能となるもので、 $m-n-q$ 破壊相関曲面によって、鉄筋コンクリート部材の強度特性および破壊モードを、有機的に把握できることを示している。

4. 鉄筋コンクリート部材のせん断強度に関する解析値

鉄筋コンクリート柱材のせん断破壊性状に関する実験的研究は、1968年の十勝沖地震を契機にして、各研究機関において精力的に行なわれ、豊富な、かつ、貴重な実験資料が蓄積されてきた。筆者らも、系統的な実験変数による鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験を行ない、ある程度の実験資料を蓄積してきたが、ここでは、筆者らの行なったいくつかの実験シリーズによる実験資料と建設省建築研究所を中心に行なわれた鉄筋コンクリート短柱委員会による実験資料にもとづいて、前述した解析解の妥当性を検討する。

Fig. 14 は、筆者らによって行なわれたせん断破壊を生ずる柱材およびせん断破壊を生ずる柱材を含む部分架構骨組に関して計画された実験シリーズに用いた柱断面構成と、試験体形状と載荷条件の概略を示すものである。シリーズ I は、文献 10) によるもので、柱断面は $8\text{ cm} \times 8\text{ cm}$ の小形試験体 100 体を用いて曲げ・圧縮およびせん断の組合せ載荷に対する鉄筋コンクリート柱材の破壊相関曲面を実験的に検討したものである。シリーズ II は文献 11) によるもののうち、 $\eta=(h/D)=3$ として、せん断補強筋比と軸力比を変数とした 18 体の試験体を選択したものである。シリーズ III は、文献 12) によるもので、せん断補強筋比、柱長さ比、軸力比および載荷条件を変数とした 40 体の試験体から構成されるものである。シリーズ IV は、文献 13) によるもので、柱材の柱長さ比、せん断補強筋比および軸力比などを変数として、単調およびくり返し載荷を行なった 32 体の試験体から構成されるもので、全試験体とも柱材のせん断破壊によって強度が決定されたものである。なおシリーズ II, III, および IV では、断面は $15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ の中形試験体が用いられている。

シリーズ I の実験結果と解析結果との比較を行なったものを Fig. 15 に示す。座標軸は、それぞれ無次元化された曲げモーメント $m(=M/b \cdot D^2 \cdot F_c)$ 、圧縮力 $n(=N/b \cdot D \cdot F_c)$ およびせん断 $q(=Q/b \cdot D \cdot F_c)$ を表わし、左欄は実験値を、右欄は解析値を示す。シリーズ I-1 ($r\mu_t=0$, $r\mu_w=0$) は無筋コンクリート柱材で、そのせん断抵抗機構はアーチ機構のみによるもので、理論的にはせん断破壊を生ずるものではなく、破壊相関

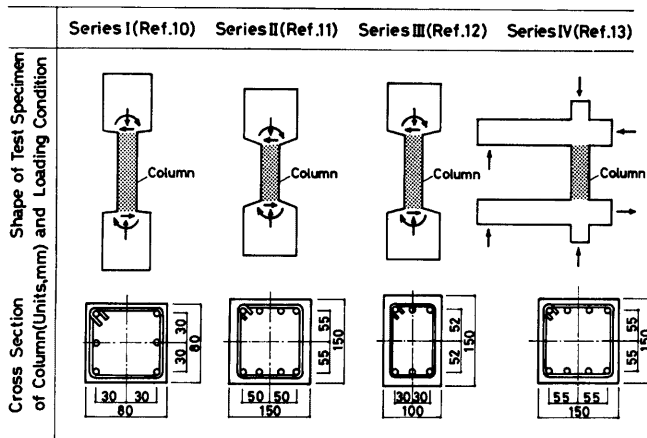


Fig. 14. Shear test programs of ordinary reinforced concrete columns and frames performed by the authors.

曲面は全領域において、外側に凸形となるものである。実験による相関曲面は、 $\eta=1.0$ の近傍で若干、内側に凹形となっているが、全体的には、外側に凸形の形状を示している。シリーズ I-2 ($r\mu_t=0.1$, $r\mu_w=0$) は主筋のみ配置されたもので、せん断補強筋がないために、理論的には、主筋の付着力は期待されず、理論相関曲面はせん断破壊の特性を示すものである。実験による相関曲面は、全体的に理論によるものに比べて大きく、他のシリーズに比して最も対応性の不良のものであるが、全般的には、理論による相関曲面はある程度、実験相関曲面を把握していると思われる。シリーズ I-3 ($r\mu_t=0.1$, $r\mu_w=0.05$) は比較的せん断補強筋量が少ない場合に対応するものであるが、 $\eta=0.5$ 、および $\eta=8$ の場合の実験値が示されていないので、実験的に相関曲面の全般的な形状を把握することは出来ないが、実験変数の範囲においては、ほぼ解析値と良好な対応性が観察される。シリーズ I-4 ($r\mu_t=0.1$, $r\mu_w=0.1$) は、比較的多量のせん断補強筋量が設けられている場合に対応するもので、シリーズ I-3 と同様に、 $\eta=2.0$ の近傍で、曲面は外側に凸形の曲げ破壊が先行する形状を示し、 $\eta=2.0$ 以下の場合には、曲面が内側において凸形のせん断破壊の形状を示すものである。実験による相関曲面の形状は、解析によるものと極めて良好な対応性を示していることが認められる。

全般的に見て、解析による相関曲面は、実験による相関曲面より若干小さいが、せん断破壊が卓越する領域では、相関曲面は凹形の形状を示し、かつ、圧縮力に対しては、一定の強度を保つことなど、両者の相関曲面には、ほぼ良好な対応性が見られ、2章に示した解析解によって鉄筋コンクリート部材の強度特性を把握できることが推察される。

Fig. 16 は、シリーズ II, III および N におけるせん断強度に関する実験値と解析値との比の度数分布を示すものである。同図の曲線は正規分布曲線を示す。これらのシリーズにおいては、実験変数として広範囲なものが選択されており、実験値との対応性には若干の幅が認められるが、試験体総数90体に対する実験値と解析値との比の平均値は $m=1.08$ 、標準偏差は $\sigma=0.228$ となり、従来より提案されているせん断強度の評価実験式のもつ精度と比較すれば、極めて良好な対応性を示しているものと考えることができる。

Fig. 17 は、建設省建築研究所による鉄筋コンクリート短柱委員会が実施された文献 (14)~(16) に示される断面が $25\text{ cm} \times 25\text{ cm}$ の大形試験体による実験資料より、本解析に適用できる 239 体について実験値と解

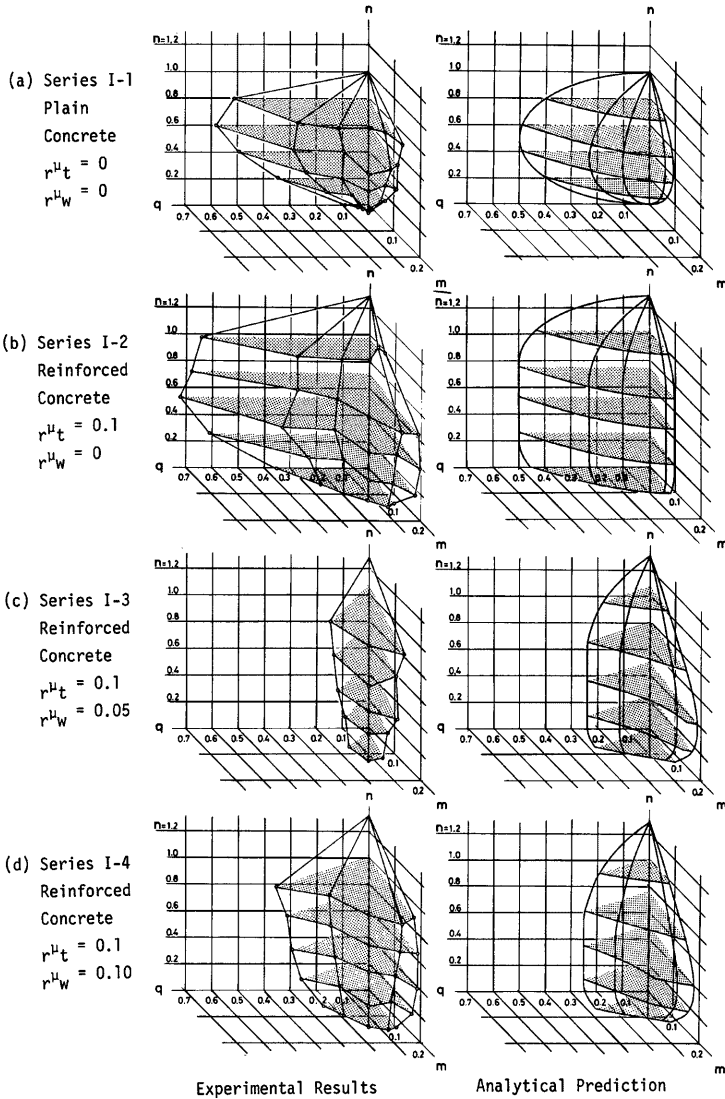


Fig. 15. Comparison of analytical prediction with experimental results for reinforced concrete columns (Ref. 10).

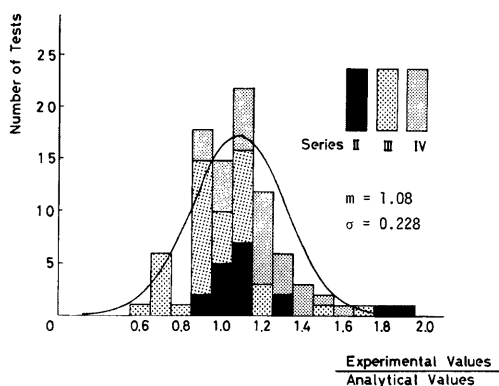


Fig. 16. Histogram of the ratios of experimental values (Ref. 11, 12 and 13) to analytical values.

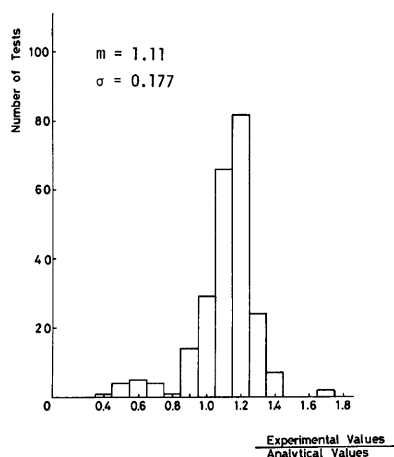


Fig. 17. Histogram of the ratios of experimental values (Ref. 14, 15 and 16) to analytical values.

析値との比較を示したものである。試験体 239 体に対する平均値は $m=1.11$ ，標準偏差は $\sigma=0.177$ と，極めて良好な対応性を示すことが認められる。なお，この実験計画に含まれた試験体のうちで，189体は，主筋の降伏後に，せん断破壊を生じたものであり，このような，破壊性状をもつ鉄筋コンクリート部材のせん断強度をも本解析手法によってほぼ推定できることを示している。

以上，著者らによる実験資料と建設省建築研究所による実験資料によって，2章に示した解析解のもつ精度を検討したが，対象とした試験体全数に対する実験値と解析値との比の平均値は，ほぼ1.10と示され，従来より，その理論的な把握が極めて困難とされていたせん断強度を，極めてその取り扱い単純で，かつ，明解な本論で提案するはり機構とアーチ機構の強度にもとづく拡張累加強度理論で，ほぼ，推定できることを示している。なお，実験値と解析値との平均値が1.10と，若干1以上の値を示しているのは，累加強度理論そのものが，静的許容応力状態を満足する，いわゆる，終局強度の下界を与えることに依存するものである。

5. コンクリート系合成部材のせん断強度

5.1 せん断抵抗機構

前述の鉄筋コンクリート部材のせん断強度に関する理論解を誘導した拡張累加強度理論を，更に応用，発展させて，Fig. 1 に示す鉄骨鉄筋コンクリート部材および鋼管コンクリート部材などのコンクリート系合成部材のせん断強度を理論的に把握することを試みる。

通常の合成部材では、鉄骨とコンクリートとの付着強度は小さく、かつ、著者らの既往の実験的研究によれば、曲げ、せん断を受ける部材では、最大強度時の鉄骨の付着力はほとんど期待できないことが示されているので、本論では、鉄骨部材とコンクリートとの付着による相互作用は生じないことを解析の基本仮定として議論を進めることにする。

Fig. 18 に強軸まわりのH形鋼を内蔵する鉄骨鉄筋コンクリート柱材が、一定圧縮力 N と逆対称の曲げ・せん断 (M, Q) を受けた場合のせん断抵抗機構の模式図を示すが、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構は、次の5個の要素から構成されるものと考えられる。すなわち、(a) 鉄筋コンクリート部分のはり機構、(b) 鉄筋コンクリート部分のアーチ機構、(c) 鉄骨部分のはり機構、(d) 鉄骨フランジ外部のかぶりコンクリート部分のアーチ機構、および (e) 鉄骨フランジ内部のアーチ機構である。

鉄骨とコンクリートとの付着力による相互作用がないことを前提すると、H形鋼を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート部材の鉄筋コンクリート部分には、H形鋼断面に対応した空洞が形成されることになる。したがって

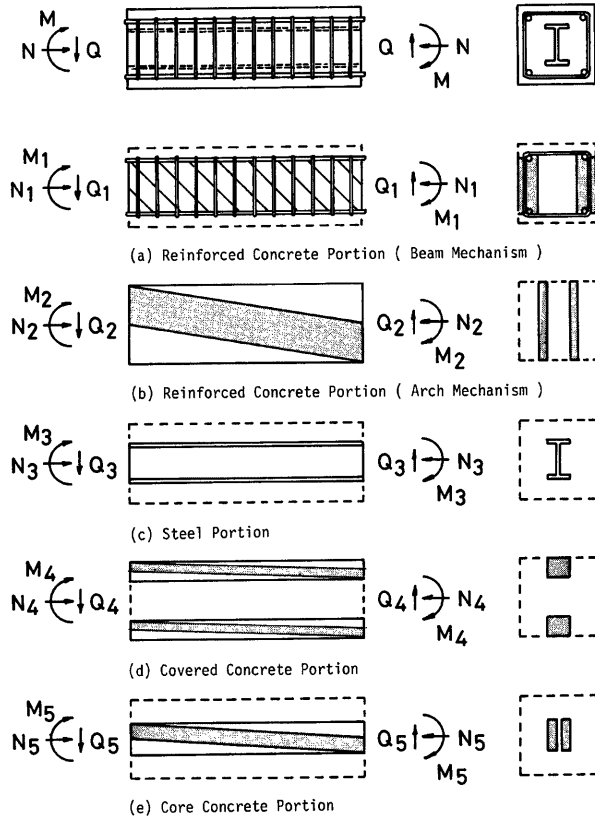


Fig. 18. Resistance mechanism of composite columns with wide flange section combined compression, bending and shear.

て、空洞をもった鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構の把握が必要となるが、本論では、その抵抗機構を、それぞれにおいて静的許容応力場を満足する (a), (b), (c) および (d) の抵抗機構に分解する。空洞化されることによって鉄筋コンクリート部分の有効幅 b' は、鉄骨フランジ位置で決定され、断面幅を b 、鉄骨フランジ幅を f_b とすると、

$$b' = b - f_b \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

を有効幅とする長方形断面の鉄筋コンクリート部分に、前述した鉄筋コンクリート部材としての抵抗機構が形成され、鉄骨鉄筋コンクリート部材として配筋された主筋とせん断補強筋によって、はり機構とアーチ機構が存在することになる。

一方、鉄骨フランジ幅 f_b をもつ残されたコンクリート部分の抵抗機構は、鉄骨フランジ位置に対して、外部と内部にそれぞれ分離された無筋コンクリートとしての抵抗機構を備えることになる。すなわち、鉄骨フランジより外部の一对の無筋コンクリートは、いわゆるサンドウィッチ部材としての抵抗機構を有すると仮定すると、上・下のフランジに生ずる軸方向力の差によって生ずるせん断力は、前述した有効幅 b' をもつ鉄筋コンクリート部分を通じて伝達されることが必要となる。しかし、この有効幅 b' を持つ鉄筋コンクリート部分は、すでに、それ自身で静的許容応力場を満足して、降伏あるいは終局状態にあるので、フランジ外部のコンクリートから伝達されるせん断力に対する抵抗能力は残されていない。したがって、フランジ外部のコンクリートは、それぞれ単独に、曲げ・圧縮およびせん断に対して抵抗することが必要となり、また、鉄骨フランジ内部の無筋コンクリート部分もそれ自身で、単独に抵抗するアーチ機構をもつことになる。なお、文献 3) に示される加藤・称原モデルでは、このフランジ位置で分離された外部と内部のコンクリートは一体となった抵抗機構を示すことを解析の前提としており、本論の数学モデルと基本的に異なる点である。

通常の形状・寸法をもつ鉄骨鉄筋コンクリート部材の鉄筋コンクリート部分のせん断強度としては、(a) と (b) の組み合わせによる有効幅 b' を持つ鉄筋コンクリート部材によるせん断強度が (c) と (d) の組

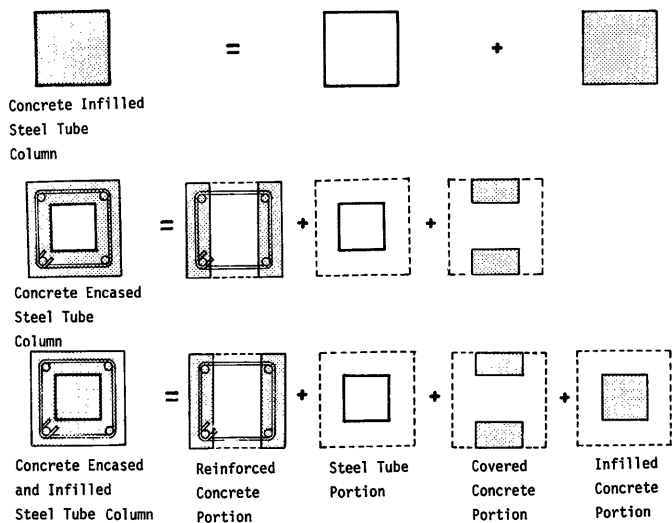


Fig. 19. Physical model of stress transfer of composite columns with steel tube.

合せによる鉄骨フランジの内・外の無筋コンクリートのせん断強度に比べて大きく、したがって、通常の場合には、著者らが実験的知見にもとづいて提案したせん断付着破壊強度¹⁷⁾は、(a)と(b)の組合せに対応する強度として把握することができる。

上述の鉄筋コンクリートのそれぞれの抵抗機構に、単独に曲げ・圧縮およびせん断に抵抗する鉄骨部分のはり機構によるせん断抵抗機構(c)を付加すれば、鉄骨鉄筋コンクリート部材としてのせん断抵抗機構が得られることになる。

同様の考え方に基づいて得られた角形鋼管を用いた鋼管コンクリート部材のせん断抵抗要素を Fig. 19 に示す。この図には、充てん被覆形、被覆形および充てん形の3種類が示されているが、充てん被覆形のせん断抵抗機構は、被覆形と充てん形のそれぞれのせん断抵抗機構を組合せることによって得られるものである。したがって、充てん被覆形の抵抗機構は、(5.1)式における鉄骨フランジ幅 fb を、角形鋼管の外径 sD に置きなおすことによって得られる有効幅 b' を持つ鉄筋コンクリート部分、鋼管の外部のかぶりコンクリート部材、充てんコンクリート部分および鋼管部分のそれぞれによって構成される。

5.2 合成部材における拡張累加強度理論の応用

前述したように合成部材のせん断抵抗機構は、 b' の有効幅をもつ鉄筋コンクリート部分、鉄骨フランジ幅 fb あるいは鋼管外径 sD の幅を持つかぶりコンクリート部分、鉄骨フランジの内部のコンクリートあるいは充てんコンクリート部分および鉄骨部分あるいは鋼管部分の4要素に大別される。それぞれの抵抗要素に対して、静的許容応力場を満足する一組の強度(r_cM , r_cN , r_cQ), (c_oM , c_oN , c_oQ), (cM , cN , cQ) および (sM , sN , sQ) が求められると、合成部材としての強度(M , N , Q)は、拡張累加強度理論にもとづいて、(2.1)式と同様に

$$\left. \begin{aligned} M &= r_cM + c_oM + cM + sM \\ N &= r_cN + c_oN + cN + sN \\ Q &= r_cQ + c_oQ + cQ + sQ \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5.2)$$

が、逆対称の曲げ・せん断の条件である、

$$M/Q = r_cM/r_cQ = c_oM/c_oQ = cM/cQ = sM/sQ = h/2 \dots\dots\dots(5.3)$$

のもとにあたえられる。

したがって、各抵抗機構の圧縮とせん断に対する相関方程式が決定することができれば、コンクリート系合成部材のせん断強度は解析的に求めることができる。

5.3 各抵抗要素の圧縮・せん断相関方程式

5.3.1 有効幅 b' を有する鉄筋コンクリート部分の $r_cn - rcq$ 方程式

有効幅 b' ($=b - fb$, あるいは $b - sD$)を有する鉄筋コンクリート部分の無次元化圧縮力 r_cn と無次元化せん断力 rcq との関係は、前述の(2.66)式から(2.72)式において、断面幅 b を有効幅 b' に置換することによって次式のようにあたえられる。

$$(a) \quad n_0 \leq n < n_1 \quad rcq = b_1 \cdot \{\sqrt{4(r_cn + 2r\mu_t)(b_1 - r_cn - 2r\mu_t)/b_1^2 + \eta^2} - \eta\}/2 \dots\dots\dots(5.4)$$

$$(b) \quad n_1 \leq n < n_2 \quad rcq = \lambda_1(r_cn - n_1) + q_1 \dots\dots\dots(5.5)$$

$$(c) \quad n_2 \leq n < n_3 \quad rcq = \delta(\sqrt{4n_a(1 - n_a) + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \dots\dots\dots(5.6)$$

$$(d) \quad n_3 \leq n < n_4 \quad rcq = \delta(\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \dots\dots\dots(5.7)$$

$$(e) \quad n_4 \leq n < n_5 \quad rcq = \delta(\sqrt{4n_b(1 - n_b) + \eta^2} - \eta) + r\mu_w \cdot rD_1 \dots\dots\dots(5.8)$$

$$(f) \quad n_5 \leq n < n_6 \quad rcq = \lambda_2(r_cn - n_6) + q_6 \dots\dots\dots(5.9)$$

$$(g) \quad n_6 \leq n \leq n_7 \quad rcq = b_1 \cdot \{\sqrt{4(r_cn - 2r\mu_t)(b_1 - r_cn + 2r\mu_t)/b_1^2 + \eta^2} - \eta\}/2 \dots\dots\dots(5.10)$$

$$\text{ただし, } n_0 = -2r\mu_t \dots\dots\dots(5.11)$$

$$n_1 = \{b_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} b_1 \cdot \gamma / \omega_1 + (b_1 - 4r\mu_t) / 2 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

$$n_2 = 2\delta(n_1 + 2r\mu_t) / (b_1 - 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta)) \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

$$n_3 = \delta - 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta) \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

$$n_4 = \delta + 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta) \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

$$n_5 = 2\delta(n_6 - 2r\mu_t) / (b_1 + 2r\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta)) \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

$$n_6 = \{b_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} b_1 \cdot \gamma / \omega_2 + (b_1 + 4r\mu_t) / 2 \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

$$n_7 = b_1 + 2r\mu_t \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

$$\text{ここに } g_1 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} b_1 \cdot \gamma / \omega_1 - b_1 \cdot \eta / 2$$

$$g_6 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} b_1 \cdot \gamma / \omega_2 - b_1 \cdot \eta / 2$$

$$\lambda_1 = \frac{\alpha \cdot \omega_1 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma}{\beta_1 \cdot \omega_1 - \{\beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma}$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha \cdot \omega_2 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma}{\beta_2 \cdot \omega_2 - \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma}$$

$$n_8 = \{n + 2r\mu_t - r\mu_w(rD_1 + \eta)\} / 2\delta$$

$$n_9 = \{n - 2r\mu_t - r\mu_w(rD_1 - \eta)\} / 2\delta$$

$$\omega_1 = \alpha^2 + \beta_1^2, \quad \omega_2 = \alpha^2 + \beta_2^2, \quad \rho = \gamma^2 - \alpha^2, \quad \rho_1 = \gamma^2 - \beta_1^2, \quad \rho_2 = \gamma^2 - \beta_2^2$$

$$\alpha = (rD_1 + \eta) / 2, \quad \beta_1 = (rD_1 + \eta - 1) / 2, \quad \beta_2 = (rD_1 - \eta - 1) / 2$$

$$\gamma = \sqrt{1 + \eta^2} / 2, \quad \delta = (b_1 - 2r\mu_w) / 2$$

$$b_1 = b' / b, \quad r\mu_t = r\rho_t \cdot r\sigma_y / F_c, \quad r\mu_w = r\rho_w \cdot r\sigma_y / F_c$$

5.3.2 f_b あるいは sD の幅をもつかぶりコンクリート部分の $co n - co q$ 方程式

鉄骨部材の上部および下部のかぶりコンクリートは、それぞれ、単独で、曲げ・圧縮およびせん断に対する抵抗機構を構成するので、かぶりコンクリートの断面積を $co A (= f_b \cdot co d$ あるいは $sD \cdot co d, co d$: かぶりコンクリートの厚さ) とすると、 $co n - co q$ 方程式は、(2.45) 式を準用して、

$$co q = co A_1 \{ \sqrt{co n (2co A_1 - co n) / (co A_1)^2 + (\eta / co d_1)^2} - \eta / co d_1 \} \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

ただし、 $0 \leq co n \leq 2co A_1$

ここに $co A_1 = co A / b \cdot D, \quad co d_1 = co d / D$

によってあたえられる。かぶりコンクリートのせん断強度の最大値 $co q_{\max}$ は $co n = co A_1$ として

$$co q_{\max} = co A_1 \{ \sqrt{1 + (\eta / co d_1)^2} - \eta / co d_1 \} \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

と求められるが、通常のコンクリート系合成部材においては、かぶりコンクリートの断面積比 $co A_1$ 、およびかぶり厚さ比 $co d_1$ は、小さい値を示し、 $co q_{\max}$ は、合成部材としての無次元化せん断強度に比して、極めて小さい値をとるので、したがって解析の簡単化のために、かぶりコンクリートは、圧縮力のみに抵抗するものと仮定すると、その関連方程式は、

$$co n = 2co A_1 \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

と求められ、本論では、かぶりコンクリートの強度は (5.20) 式であたえられるものとして以下の議論を進める。

5.3.3 鉄骨フランジの内部コンクリートあるいは充てんコンクリート部分の $cn - cq$ 方程式

内部コンクリートあるいは充てんコンクリートの抵抗機構はアーチ機構であるので、その断面積を cA 、せいを cd とすると $cn - cq$ 方程式は、(2.45) 式を参照して

$$cq = cA_1 \{ \sqrt{4cn (cA_1 - cn) / cA_1^2 + (\eta / cd_1)^2} - \eta / cd_1 \} \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

ただし、 $0 \leq cn \leq cA_1$

ここに $cA_1 = cA/b \cdot D$, $c d_1 = c d/D$

によってあたえられる。

5.3.4 H形鋼および鋼管などの鉄骨部分の s - n - q 方程式

曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力によって完全塑性状態にある強軸まわりあるいは弱軸まわりのH形鋼, および角形あるいは円形鋼管の垂直応力度 σ およびせん断応力度 τ に対する仮定条件を Fig. 20 に示すが, 鋼材の降伏条件はせん断ひずみエネルギー説によって

$$(\sigma/s\sigma_y)^2 + (\tau/s\tau_y)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots(5.22)$$

ここに $s\sigma_y$: 鋼材の引張降伏応力度

$s\tau_y$: 鋼材のせん断応力度で $s\sigma_y/\sqrt{3}$ とする。

とあたられるものとする, 各鉄骨部分の s - n - q 方程式は, 各要素の板厚は, せいにならして十分に薄いものとする, 下式によってあたえられる。

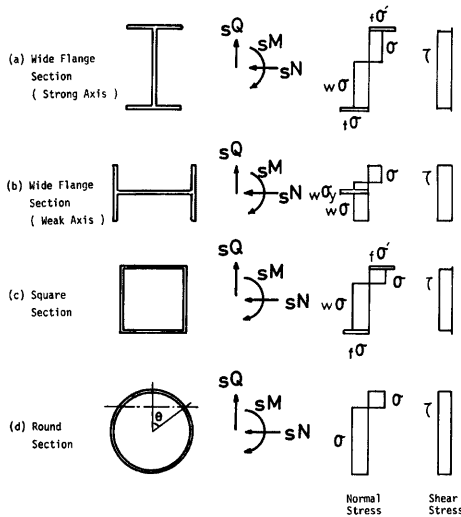


Fig. 20. Full plastic condition of steel section under combined stresses.

(a) 強軸まわりのH形鋼

フランジ部分は曲げモーメントと圧縮力のみを, ウェブ部分は曲げモーメント, 圧縮力およびせん断力に抵抗し, かつ, ウェブ部分には垂直応力度, せん断応力度とも一様に分布するものと仮定すると, 曲げ, 圧縮およびせん断に対する相関方程式は, 一般的に

(i) $0 \leq sN < wN_y$ のとき

$$\sqrt{1 - \left(\frac{sQ}{Q_y}\right)^2} \left(\frac{sM}{wM_y} - \frac{fM_y}{wM_y}\right) + \left(\frac{sN}{wN_y}\right)^2 + \left(\frac{sQ}{Q_y}\right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots(5.23)$$

(ii) $wN_y \leq N \leq N_y$ のとき

$$\left\{ \frac{sN}{wN_y} - \frac{fN_y}{wN_y} \left(1 - \frac{sM}{fM_y}\right) \right\}^2 + \left(\frac{sQ}{Q_y}\right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots(5.24)$$

ただし, $N_y = wN_y + fN_y$

$$wN_y = wA \cdot w\sigma_y, \quad fN_y = 2fA \cdot f\sigma_y$$

$$wM_y = wA \cdot sD \cdot w\sigma_y/4, \quad fM_y = fA \cdot sD \cdot f\sigma_y$$

$$Q_y = wA \cdot w\sigma_y/\sqrt{3}$$

ここに wA : ウェブ部分の断面積

fA : フランジ部分の断面積

$w\sigma_y$: ウェブ部分の引張降伏応力度

$f\sigma_y$: フランジ部分の引張降伏応力度

sD : H形鋼のせい

によってあたえられる。一方, sM と sQ は (5.3) 式の条件を満たすことが必要であるから,

$$\frac{sM}{wM_y} = \frac{sQ \cdot h}{2w\mu_y} = \frac{2\eta}{w\mu \cdot sD_1} s q \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

$$\frac{sM}{fM_y} = \frac{sQ \cdot h}{2f\mu_y} = \frac{\eta}{2f\mu \cdot sD_1} s q \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

ここに $w\mu$: 鉄骨ウェブ係数 ($= wA \cdot w\sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$)

$f\mu$: 鉄骨フランジ係数 ($= fA \cdot f\sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$)

$$sD_1 = sD/D$$

の無次元量を用いると, H形鋼の $s n - s q$ 方程式は,

(i) $0 \leq s n < w\mu$ のとき

$$s n = w\mu \sqrt{1 - 3s q^2 / w\mu^2 - 2\sqrt{1 - 3s q^2 / w\mu^2} (s q / sD_1 - 2f\mu) / w\mu} \quad \dots\dots\dots (5.27)$$

(ii) $w\mu \leq s n \leq w\mu + 2f\mu$ のとき

$$s n = 2f\mu (1 - \eta \cdot q / 2f\mu \cdot sD_1 + \sqrt{w\mu^2 - 3s q^2}) \quad \dots\dots\dots (5.28)$$

と求められる。

(b) 弱軸まわりのH形鋼

フランジ部分は曲げモーメント, 圧縮力およびせん断力に, ウェブ部分は圧縮力にそれぞれに抵抗するものと仮定すると, 同様な手法によって, $s n - s q$ 方程式は下式によってあたえられる。

(i) $0 \leq s n < w\mu$ のとき

$$s n = f\mu / \sqrt{3/4 + \eta^2 / f b_1^2} \quad \dots\dots\dots (5.29)$$

(ii) $w\mu \leq s n < w\mu + 2f\mu$ のとき

$$s n = w\mu + 2f\mu \sqrt{1 - 3s q^2 / 4f\mu^2 - \eta \cdot s q \sqrt{1 - 3s q^2 / 4f\mu^2} / f\mu \cdot f b_1} \quad \dots\dots\dots (5.30)$$

ここに $f b_1 = f b / D$ ($f b$: フランジ幅)

(c) 角形鋼管

角形鋼管の $s n - s q$ 方程式は, (5.26), および (5.27) 式と同様の方程式であたえられる。ただし, $w\mu$, $f\mu$ および sD_1 はそれぞれ, $w\mu = 2t \cdot sD \cdot s\sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$, $f\mu = t \cdot sD \cdot s\sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$, $sD_1 = sD/D$ (t : 板厚, $s\sigma_y$: 鋼管の引張降伏応力度, sD : 鋼管外径) とする。

(d) 円形鋼管

円形鋼管の曲げ・圧縮およびせん断に対する相関方程式は, 一般的に,

$$\frac{sM}{M_y} = \sqrt{1 - \left(\frac{sQ}{Q_y}\right)^2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{sN}{N_y} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{sQ}{Q_y}\right)^2}\right) \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

ここに $M_y = sD^3 \cdot t \cdot s\sigma_y$

$$N_y = \pi \cdot s D \cdot t \cdot s \sigma_y$$

$$Q_y = \pi \cdot s D \cdot t \cdot s \sigma_y / \sqrt{3}$$

$s D$: 鋼管径, t : 板厚

$s \sigma_y$: 鋼管の引張降伏応力度

によってあたえられる。前述と同様に (5.3) 式は考慮して (5.30) 式にもとづいて, $s n - s q$ 方程式は

$$s n = 2 s \mu \cdot \sqrt{1 - 3 s q^2 / \pi^2 \cdot s \mu^2} \cdot \cos^{-1}(\eta \cdot s q / s D_1 \cdot s \mu \sqrt{1 - 3 s q^2 / \pi^2 \cdot s \mu^2}) \quad \dots\dots\dots(5.32)$$

ここに $s \mu$: 鋼管係数 ($= s D \cdot t \cdot s \sigma_y / b \cdot D \cdot F_c$)

$$s D_1 = s D / D$$

と求められる。

5.4 コンクリート合成部材の $n-q$ 相関曲線

前述の各抵抗要素に対する無次元化圧縮力と無次元化せん断力に関する相関方程式にもとづいて得られるコンクリート系合成部材の $n-q$ 相関曲線の例として, 鋼管コンクリートの場合の模式図を Fig. 21 に示す。同図において, (a) は充てん形, (b) は被覆形, (c) は充てん被覆形の場合をそれぞれ表わす。 rcI , coI , cI および sI は, 鉄筋コンクリート部分, かぶりコンクリート部分, 充てんコンクリート部分および鋼管部分の相関曲線を示し, rcI は, $rc n - rc q$ 方程式 ((5.4) 式から (5.10) 式), coI は $co n - co q$ 方程式 ((5.20) 式), cI は $c n - c q$ 方程式 ((5.21) 式), および sI は $s n - s q$ 方程式 ((5.27), (5.28) 式, あるいは (5.32) 式) にもとづいてそれぞれ求められたものである。

これらの各要素に関する相関曲線にもとづいて, (5.2) 式にしたがって, 拡張累加を施して得られる累加された曲線群の包絡線を求めれば, 鋼管コンクリートの強度を表わす $n-q$ 相関曲線が求められる。 scI は充てん形の相関曲線を示し, cI と sI の累加によってあたえられたもので, $srcI$ は被覆形, あるいは充てん被覆形の相関曲線を示す。被覆形では, rcI と coI とを累加し, それに sI を累加することによって得られ, 充てん被覆形では, rcI と coI を累加し, 次に cI を累加し, 最後に sI を累加して求められたものである。

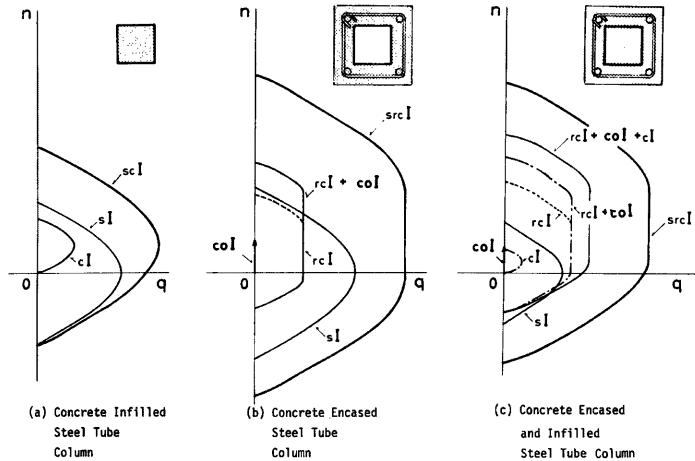


Fig. 21. Schematic example of interaction curves between compression and shear for composite columns with steel tube.

強軸まわりあるいは弱軸まわりのH形鋼などを内蔵する鉄骨鉄筋コンクリート部材の $n-q$ 相関曲線は、充てん被覆形の鋼管コンクリート部材と同様の手法によって求めることができる。

なお、コンクリート系合成部材の図式的に得られる $n-q$ 相関曲線を、全領域にわたって $n-q$ 方程式として定式化することは、極めて複雑な手続きを必要とするが、比較的圧縮力の小さい範囲では、各要素の相関曲線の包絡線を定式化することは比較的容易であり $n-q$ 方程式として解析解を得ることができる。

6. コンクリート系合成部材のせん断強度に関する解析値と実験値との対応

文献 18), 19) に示される著者らによって行なわれた柱断面 $15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ 、柱長さ 45 cm の鋼管コンクリート柱のせん断実験結果より、断面構成、圧縮力、せん断補強筋量および鋼管径を変数とした12本の試験体を選択して実験値と解析値との対応性を示したものを Fig. 22 に示す。縦軸は無次元化圧縮力 $m(=N/b \cdot D \cdot F_c)$ を、横軸は無次元化せん断力 $q(=Q/b \cdot D \cdot F_c)$ をそれぞれ表わす。Fig. 22 (a) は円形鋼管を用いた被覆形の場合を示し、軸力化、せん断補強筋比および鋼管径比を変数として示したものである。また Fig. 22 (b), (c) および (d) は軸力比を変数として、角形鋼管を用いた被覆形、充てん被覆形および充てん形について示したものである。なお各相関曲線を示す実線、点線、一点鎖線は、Fig. 21 の各相関曲線にそれぞれ対応するものであり、実験値は○印 (正荷重時)、および●印 (負荷重時) によって示されている。

実験値と解析値との対応性は、軸力比、せん断補強筋比、鋼管径比および断面構成のいかんにかかわらず、極めて良好であり、Fig. 19 に示すような鋼管コンクリート部材のせん断抵抗機構を各要素に分離し、かつ、各要素の強度にもとづく累加強度によって、ほぼ、鋼管コンクリート部材のせん断強度を解析的に推定することが可能であることを示している。また、著者らの既往の実験結果によれば、せん断破壊を生ずる被覆形および充てん被覆形の鋼管コンクリート部材のせん断強度は作用圧縮力に対して強い影響を受けないことが明らかにされているが、Fig. 22 の $n-q$ 相関曲線においても、その様相は顕著に示され、通常の鋼管コンクリート柱材の作用圧縮力の範囲では、せん断強度は、圧縮力に対して一定となることが示される。なお、このような特性にもとづいて、通常の圧縮力の範囲では、鋼管コンクリート部材のせん断強度を解析解によってあたえることが可能である。

以上、鋼管コンクリート部材について、実験値と解析値との対応性について示したが、同様の結果は、鉄骨鉄筋コンクリート部材についても示されている。Fig. 23 は文献 18), 19) に示される鋼管コンクリート部材40体と、文献 17) に示される日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造分科会・SRC柱せん断破壊研究小委員会で開催された柱断面が $30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ の実大の鉄骨鉄筋コンクリート柱の実験資料から強軸まわりのH形鋼を内蔵した充腹形柱材21体について実験値と解析値との比の度数分布を示したものである。鋼管コンクリート部材については、実験変数としては広範囲のものが選択されており、実験値との対応性については若干の幅が見られるが、実験値と解析値との比の平均値は $m=1.11$ 、標準偏差は $\sigma=0.129$ となり、前述した鉄筋コンクリート部材と同様に、極めて良好な対応性を示している。一方、実大の鉄骨鉄筋コンクリート部材については、実験値と解析値との比の平均値は $m=1.15$ 、標準偏差は $\sigma=0.08$ となり、鋼管コンクリート部材に比して、若干、平均値は高い値を示しているが、その対応性は、鋼管コンクリート部材よりも良好な結果をあたえ、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、鋼管コンクリート部材と同様に、Fig. 18 に示した、それぞれの部分のせん断抵抗機構にもとづくせん断強度の累加によってほぼ理論的に推定できることが認められる。

Fig. 24 は、コンクリート系構造部材としてのせん断強度の実験値と解析値との比の度数分布を示したものである。この度数分布は、前述した鉄筋コンクリート部材に関する Fig. 16 および Fig. 17 および鋼管コンクリート部材および鉄骨鉄筋コンクリート部材に関する Fig. 23 にもとづいて作製されたもので、総計390体の実験結果について総括的に示したものである。全試験体に対する度数分布を実線で示している。実験値と解析値との比の平均値は $m=1.10$ となり、かつ、その値は鉄筋コンクリート部材、およびコンクリ

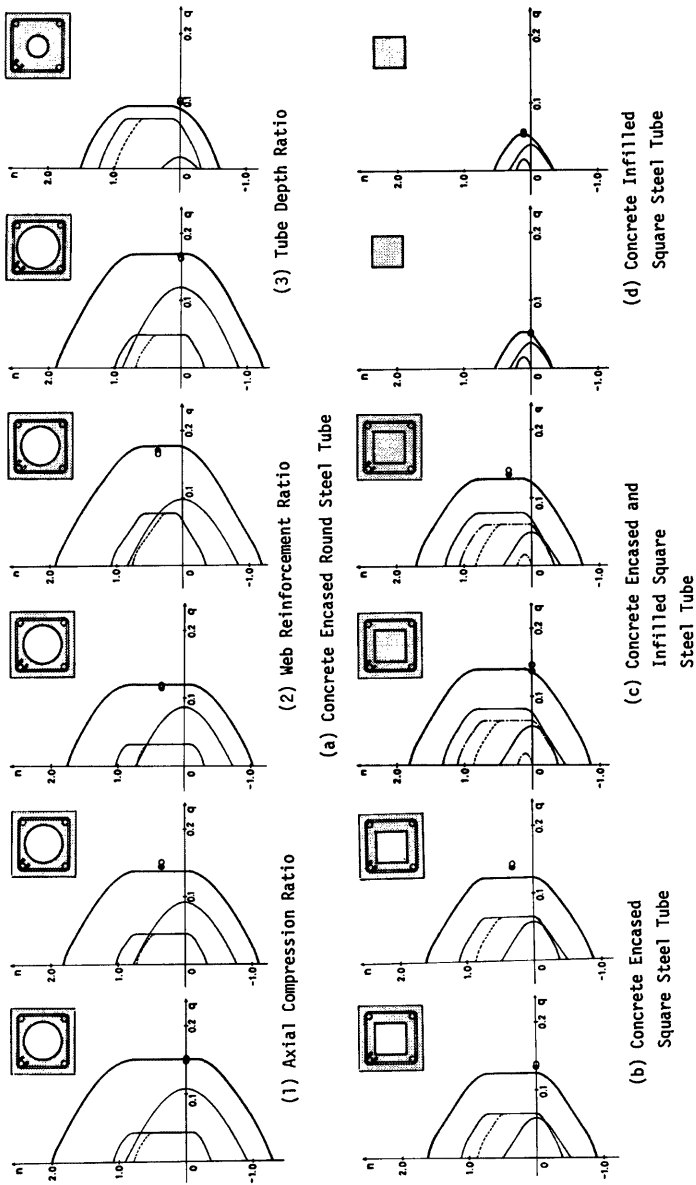


Fig. 22. Comparison of analytical prediction with experimental results for selected example of composite columns (Ref. 19 and 20).

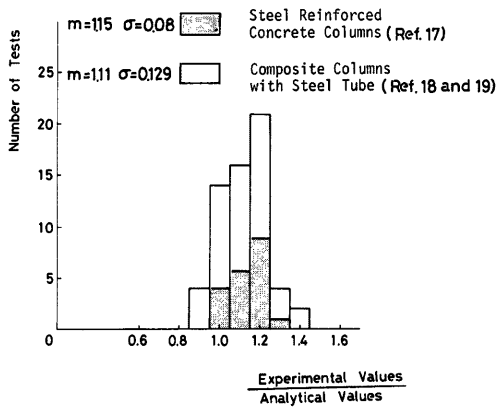


Fig. 23. Histogram of the ratios of experimental values (Ref. 17, 18, and 19) to analytical values.

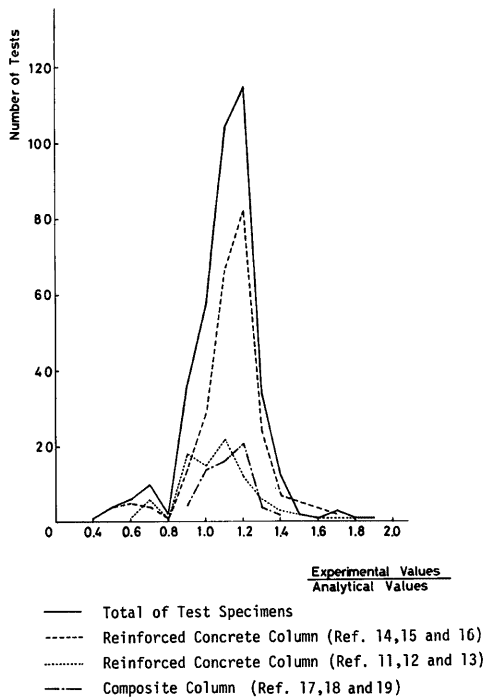


Fig. 24. Summary of comparison of ultimate shear with calculated shear strength for structural concrete columns.

ート系合成部材のそれぞれの平均値とはほぼ一致し、かつ、ほとんどの値は0.8から1.4の範囲に含まれ、その分布は、ほぼ正規分布をなしている。

したがって、コンクリート系構造部材の基本的なせん断抵抗機構をはり機構とアーチ機構とし、それぞれの抵抗機構による強度にもとづく拡張累加強度理論によって、コンクリート系構造部材の強度を評価することができることを示し、その内容は、曲げ・圧縮およびせん断を受けるコンクリート系構造部材全般に対して、一般性および整合性を有していると考えられる。

なお、拡張累加強度理論によるせん断強度に関する理論値は、実験値に対して、1.1倍の安全率をあたえることが示されているが、一般的にぜい性的な破壊をとまなうコンクリート系構造部材のせん断強度の評価に対しては、妥当なものと考えられ、既往のせん断強度を推定する実験式あるいは半理論式のもつ精度に比して、遜色のないものである。

7. 結 論

曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力を受けるコンクリート系構造部材のせん断強度を、拡張累加強度理論によって理論的に評価することを試み、次の結論を得た。

1) 曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構としては、はり機構とアーチ機構の存在を仮定することができる。

2) 鉄筋コンクリート部材の強度は、はり機構とアーチ機構のそれぞれの強度にもとづく拡張累加強度理論によって求められ、(2.66)式から(2.72)式の $n-q$ 方程式によってあたえられる。

3) 曲げ・圧縮およびせん断の組合せ応力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度特性は、 $m-n-q$ 破壊相関曲面によって表現され、曲げ破壊が支配的な領域ではその相関曲面は外面に対して凸形に、せん断破壊が支配的な領域では、凹形になる。また、 $n-q$ 相関曲線においては、せん断破壊が支配的な領域では、せん断強度が一定となり、いわゆる、せん断破壊が卓越する鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、作用圧縮力によって影響を受けないことが認められる。

4) 鉄骨鉄筋コンクリートあるいは鋼管コンクリートなどのコンクリート系合成部材のせん断抵抗機構は、 g' の有効幅を持つ鉄筋コンクリート部分、鉄骨部材の外部のコンクリート部分、鉄骨部材の内部のコンクリート部分および鉄骨部分の4要素の抵抗機構から構成されるものと仮定することができる。

5) コンクリート系合成部材の強度は、前述のそれぞれの抵抗機構による強度にもとづく拡張累加強度理論によって評価することができる。

6) 拡張累加強度理論によるせん断強度に関する解析値は、約400体のコンクリート系構造部材のせん断実験による実験値に対して、1.10倍の安全率をあたえ、従来より提案されているせん断強度評価実験式のもつ精度と比較して、極めて良好な対応性を示すものである。

7) 拡張累加強度理論は、その理論構成は単純かつ明解であり、コンクリート系構造部材全般のせん断強度を、一般性および整合性をもって評価できる。

謝 辞

本論文の内容の一部は、文献 20)、21) に示されているが、数値計算および図面作製に際して協力をいただいた勝本真弓氏（現）日立造船エンジニアリング株式会社）および越本信二氏（現）堺市役所）に深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 田中 尚：累加強度に関する一考察，日本建築学会論文報告集，No. 57，昭和32年7月，pp. 261-263.
- 2) 末永保美・石丸麟太郎：組み合わせ応力を受けるコンクリート材の動力学的解析(その4)，鉄筋コンクリートはり・柱のせん断強度に関する理論的解析，日本建築学会論文報告集第221号，昭和49年7月，pp. 9-16.
- 3) 加藤 勉・称原良一：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力，日本建築学会論文報告集第226号，昭和53年4月，pp. 19-29.
- 4) Braestrup, M. W.: Plastic Analysis of Shear in Reinforced Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 89, Dec., 1974, pp. 222-228.
- 5) Grob, J. and B. Thurliman: Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams Under Bending and Shear, Publication, IABSE, 1976, pp. 105-120.
- 6) Nielsen, M. P., M. W. Braestrup and F. Bach: Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, IABSE Periodical, No. 2, May, 1978, IABSE Proceedings P-15/78.
- 7) Nielsen, M. P. and M. W. Braestrup: Shear Strength of Prestressed Concrete Beams without Web Reinforcement, Magazine of Concrete Research, Vol. 30 No. 104, Sept., 1978, pp. 119-128.
- 8) Thurliman, B.: Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams, Introductory Report of IABSE Colloquium KOPENHAGEN 1979, Plasticity in Reinforced Concrete, 1979, pp. 71-90.
- 9) Collins, M. P.: Towards a Rational Theory for RC Members in Shear, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST4, Apr. 1978, pp. 640-666.
- 10) 若林 実・南 宏一・東倉省三：軸力・曲げおよびせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲面に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第18号B，昭和50年4月，pp. 125-141.
- 11) 若林 実・南 宏一・中村 武・佐々木良一・森野捷輔：せん断破壊を生ずる柱を含む鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する2，3の実験，京都大学防災研究所年報第17号B，昭和49年4月，pp. 171-189.
- 12) 若林 実・南 宏一・山口 猛：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第14号A，昭和46年4月，pp. 393-415.
Wakabayashi, M. and K. Minami: An Experimental Study on Hysteretic Characteristics of Reinforced Concrete Columns Failing in Shear, Proceedings of the Symposium on Resistance and Deformation of Structures and Their Components, 18th National Symposium on Bridge and Structural Engineering, Japan Society for the Promotion of Science, TOKYO, 1972, pp. 97-112.
- 13) 若林 実・南 宏一・岡田幸三・岩井哲：せん断破壊を生ずるコ字形鉄筋コンクリート骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第18号B，昭和50年4月，pp. 99-121.
Minami, K. and M. Wakabayashi: Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-and-Column Assemblages with Emphasis on Shear Failure of Column, Proceedings of 6th WCEE, NEW DELHI, Jan, 1977, Vol. III, pp. 3101-3106.
- 14) 建設省建築研究所：総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」昭和48年度報告書「大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集」昭和49年3月.
- 15) 建設省建築研究所：総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」昭和49年度報告書「大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その2)」昭和50年3月.
- 16) 建設省建築研究所：大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その3)」建築研究資料 No. 21，昭和53年2月.

- 17) 若林 実・南 宏一：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol. 13, No. 13, March, 1975, pp. 1-17.
- 18) 若林 実・南 宏一・佐々木良一・小河弘明：鋼管コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第21号B-1，昭和53年4月，pp. 201-231.
- 19) 佐々木良一：鋼管コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和55年6月，pp. 117-120.
- 20) 南 宏一・若林 実：鉄筋コンクリート部材のせん断強度について，第2回コンクリート工学年次講演論文集，昭和55年6月，pp. 449-452.
Minami, K. and M. Wakabayashi: Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Columns, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 2, 1980, pp. 225-232.
- 21) 若林 実・南 宏一・勝本真弓・越本信二：鋼管コンクリート部材のせん断強度について，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和55年9月，pp. 1901-1902.

記 号

本論で用いた主な記号を以下に示す。

- | | |
|--|--|
| cA : H形鋼フランジの内部あるいは鋼管内部の
充てんコンクリート部分の断面積 | rD : 鉄筋コンクリート部分の主筋間隔 |
| cA_1 : 内部コンクリート断面積比 ($=cA/b \cdot D$) | rD_1 : 主筋間隔比 ($=rD/D$) |
| coA : H形鋼フランジの外部あるいは鋼管外部の
かぶりコンクリート部分の断面積。ただし，
その幅は鉄骨フランジ幅あるいは鋼管外径
とする。 | F_c : コンクリートのシリンダー圧縮強度 |
| coA_1 : かぶりコンクリート断面積比 ($=coA/b \cdot D$) | h : 構造部材の長さ |
| fA : H形鋼あるいは鋼管のフランジ断面積 | M : 曲げモーメント |
| wA : H形鋼あるいは鋼管のウェブ断面積 | m : 無次元化曲げモーメント ($=M/b \cdot D^2 \cdot F_c$) |
| b : 長方形断面の幅 | N : 圧縮力 |
| b' : 鉄筋コンクリート部分の有効幅
($=b-fb$ あるいは $b-sD$) | n : 無次元化圧縮力 ($=N/b \cdot D \cdot F_c$) |
| b_1 : 鉄筋コンクリート部分の有効幅比 ($=b'/b$) | Q : せん断力 |
| fb : H形鋼のフランジ幅 | q : 無次元化せん断力 ($=Q/b \cdot D \cdot F_c$) |
| fb_1 : 弱軸まわりのフランジせい比 ($=fb/D$) | rp_t : 引張鉄筋比 |
| D : 長方形断面のせい | rp_w : せん断補強筋比 |
| cd : H形鋼フランジの内部あるいは鋼管内部の
充てんコンクリート部分の断面せい | t : 鋼管の板厚 |
| cd_1 : 内部コンクリート部分の断面せい比
($=cd/D$) | $f\sigma_y$: H形鋼フランジ部あるいは角形鋼管フラン
ジ部の引張降伏応力度 |
| cod : H形鋼フランジの外部あるいは鋼管外部の
かぶりコンクリート厚さ | $w\sigma_y$: H形鋼ウェブ部あるいは角形鋼管ウェブ部
の引張降伏応力度 |
| cod_1 : かぶりコンクリート厚さ比 ($=cod/D$) | $r\sigma_y$: 引張主筋の引張降伏応力度 |
| sD : 強軸まわりのH形鋼のせいあるいは角形お
よび円形鋼管の外径 | $r\omega\sigma_y$: せん断補強筋の引張降伏応力度 |
| sD_1 : H形鋼せい比あるいは鋼管径比 ($=sD/D$) | $s\sigma_y$: 円形鋼管の引張降伏応力度 |
| | $f\mu$: H形鋼管あるいは角形鋼管の鉄骨フランジ
係数 ($=fA \cdot f\sigma_y/b \cdot D \cdot F_c$) |
| | $w\mu$: H形鋼あるいは角形鋼管の鉄骨ウェブ係数
($=wA \cdot w\sigma_y/b \cdot D \cdot F_c$) |
| | $s\mu$: 円形鋼管の鋼管係数 ($=sD \cdot t \cdot s\sigma_y/b \cdot D \cdot F_c$) |
| | $r\mu_t$: 引張鉄筋係数 ($=rp_t \cdot r\sigma_y/F_c$) |
| | $r\mu_w$: せん断補強筋係数 ($=rp_w \cdot r\omega\sigma_y/F_c$) |