

土木学会論文報告集
第331号・1983年3月

【論 文】

面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル 要素の耐力変形特性

STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF
REINFORCED CONCRETE SHELL ELEMENTS
SUBJECTED TO IN-PLANE FORCES

青柳 征夫*・山田一宇**
By Yukio AOYAGI and Kazuie YAMADA

1. 序 論

原子炉格納容器は、従来鋼製でつくられてきたが、日本原子力発電株式会社敦賀2号炉においてプレストレストコンクリート格納容器の採用を決定して以来、各電力会社においては、プレストレストコンクリート(PC)製および鉄筋コンクリート(RC)製の格納容器の建設を本格的に検討し始めている。しかるにわが国においては、この種のコンクリート構造物の設計施工の規範とすべき規準がなく、実用化に際しての一つの大いな障害となっていたのである。このため通商産業省においては、技術基準の確立をはかることを目的に昭和52年以来、技術基準検討委員会を設置し、検討を重ね、昭和54年11月に一応の成案をみている。

本技術基準の作成の過程において、ASME, Sec III, Div 2, ドイツ基準等の諸外国の規定が参考されたが、コンクリート製格納容器の耐震設計に関する規定の根拠が明確でなく、わが国独自の研究の必要性が指摘された。そこで円筒縮尺モデル、基部せん断部分モデル、RCプロックせん断実験、シェル要素の試験等が計画され、実施された。

本研究は、上記技術基準の確証のための実験の一環をなすRC格納容器が地震力のみを、あるいは内圧と地震力を組み合わせて受けたときの耐力ならびに変形性状を究明することを目的に、まずRCシェル要素の一方向あるいは、2方向の面内力載荷実験を実施した結果について検討を重ね、RCシェル要素の諸耐力および変形性状の推定手法について提案を行ったものである。なお、本報告で取り扱う範囲は、直交配筋で、しかも鉄筋の降伏

によってシェル要素の耐力が決定される場合に限定されるものとする。

2. 面内力を受けるRCシェル要素の力学的特性に関する既往の研究

直交配筋されたRCシェル要素が面内に膜力とせん断力を同時に受ける場合、鉄筋方向とある角度をもって作用する2方向の主応力を置き換えて考えることができる。すなわちRCシェル要素の面内力問題は、鉄筋との偏角 α をもって作用する主応力下での力学的性状の解明に帰することができる。この種の問題については、主としてドイツにおいて Scheibe の問題として研究の対象となり、古くは1930年に発表された Leitz¹⁾の式や1934年に発表された Flügge²⁾の式がよく知られている。その後近年に至るまで、解析理論を中心として発展してきたが、1966年に発表された Peter³⁾の式や1972年に発表された Baumann^{4),5)}と Duchon⁶⁾の式が理論的によく体系化されており、説得力に富んだものであるといえよう。また最近の提案式としては1979年に発表された Bazant, Tsubaki⁷⁾の式があり、これはひびわれ面の凹凸によりひびわれ幅が増大する現象に着目し摩擦理論を導入したものである。これらの提案式に関する詳細は誌面の都合で割愛するが、それぞれの提案式を表-1に示す。これらの提案式は、Peterの式を除きいずれも理論研究であり実験によりその解析結果が実証されるには至っていないので、著者らはこのような現状に鑑み、RCシェル要素に作用する応力状態を模擬したモデル試験によって、RCシェル要素の力学的性状を把握したうえで、実際の現象に即した実用的解析手法の確立が必要であると考え、以下に述べる実験研究を実施した。

* 工博 電力中央研究所土木技術研究所材料構造研究室室長

** 工博 前田建設工業(株)技術研究所

表-1 直交配筋をした鉄筋コンクリート板に関する算定式

提案者	提案式
Leitz ^① (a)	$Z_x = N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha + (N_1 - N_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ $Z_y = N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha + (N_1 - N_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ $D_b = 2(N_1 - N_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
Flügge ^② (b)	$Z_x = N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha$ $Z_y = N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha$ $D_b = (N_1 - N_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$
Peter ^③ (c)	<p>i) ひびわれによって形成される壁板片の横方向移動が自由である場合 $Z_x = Z_y = D_b = N_1, H = 0$</p> <p>ii) ひびわれによって形成される壁板片の横方向移動が完全に拘束されている場合</p> $Z_x = N_1 \frac{\cos \alpha}{\cos^2 \alpha + \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \lambda \sin^2 \alpha}$ $\sigma_x, \sigma_y : x, y$ 方向の応力 $\lambda = \frac{f_y}{f_x}$ $Z_y = N_1 \frac{\sin \alpha}{\sin^2 \alpha + \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \cdot \frac{1}{\lambda} \cos^2 \alpha}$ $f_x, f_y : x, y$ 方向の単位幅当たりの鉄筋の断面積 $H = Z_x \sin \alpha - Z_y \cos \alpha$ $\frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} = \frac{\sigma_y}{\sigma_x} = \tan^2 \alpha$
Baumann ^{④,⑤} (d)	$Z_x = N_1 \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi_1) + N_2 \sin^2 \alpha (1 - \cot \alpha \cdot \tan \varphi_1)$ $Z_y = N_1 \sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \cdot \cot \varphi_1) + N_2 \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \cot \varphi_1)$ $D_b = (N_1 - N_2) \sin 2 \alpha / \sin 2 \varphi_1$ φ_1 は次式を満足する値である。 $\cot^4 \varphi_1 + \cot^2 \varphi_1 \frac{\tan \alpha + k \cot \alpha}{1-k}$ $- \cot \varphi_1 \frac{\cot \alpha + k \tan \alpha}{\lambda(1-k)} - \frac{1}{\lambda}$ $= \frac{\nu}{\lambda} (1 - \cot^4 \varphi_1)$ $\lambda = f_x/f_y$ (x, y 方向の鉄筋の比) $\nu = \mu_x E_e/E_b$ $\mu_x : x$ 方向の鉄筋比 E_e, E_b : 鉄筋およびコンクリートの弾性係数
Duchon ^⑥ (e)	$\sigma_x = (\epsilon_1 \sin^2 \beta + \epsilon_2 \cos^2 \beta) E_s$ $\sigma_y = (\epsilon_1 \cos^2 \beta + \epsilon_2 \sin^2 \beta) E_s$ $\sigma_c = \epsilon_c E_c$, $r = (\epsilon_1 - \epsilon_2) \sin^2 \beta$ ϵ_1, ϵ_2 : 主ひずみ $\sigma_x, \sigma_y : x, y$ 方向の応力 E_s, E_c : 鉄筋およびコンクリートの弾性係数 σ_c : コンクリートの圧縮応力 r :せん断ひずみ
Bazant ^⑦ Tsubaki (f)	$(N_x)_\text{opt} = 1 + \frac{1}{2} (1-m) \sin 2 \alpha (\cosec \beta - \tan \alpha)$ $(N_y)_\text{opt} = m + \frac{1}{2} (1-m) \sin 2 \alpha (\cosec \beta + \tan \alpha)$ $\beta = \tan^{-1}(K)$ $m = N_2/N_1$ $n_x = N_x^s/N_1$ $n_y = N_y^s/N_1$ N_x^s, N_y^s : x, y 方向の鉄筋量と鉄筋の降伏応力の積 K : ひびわれ面の摩擦係数

3. RC シェル要素の面内力載荷試験方法

(1) 材料および試験体

a) コンクリートおよび鉄筋

実験に用いたコンクリートの配合を表-2に示す。主鉄筋として用いたD10鉄筋の降伏点は3780 kg/cm² (370 MPa) および破断強さ5510 kg/cm² (540 MPa) であった。

b) 試験体の形状寸法

試験体の形状寸法を図-1に示す。この試験体の厚さ10 cmの中央部分(150 cm × 150 cm × 10 cm)が試験対象部分である。主鉄筋の定着を試験領域の外側で行うため、外周部分にテーパ部と厚さ20 cmの荷重導入領域を設けたので、試験体の全平面寸法は、250 cm × 250 cmである。外周部分には幅2 cmのスリットを設け(写真-1, 2, 3参照)，所定の荷重が試験部分に作用するようにした。鉄筋は直交2方向で、各方向に2層に配筋した。鉄筋の中心間隔は、試験体No.1～No.21までは20 cmとし、No.2～No.27では12.5 cmとした。ただし、No.24試験体だけは、 x 方向鉄筋の間隔を12.5 cm、 y 方向鉄筋の間隔を20 cmとした。

なお、外周領域のボルト孔周辺および試験領域の外周領域の間の境界部には、十分な補強鉄筋を配置し、これらの部分で破壊が先行しないようにした。

c) 試験体の製作および養生

鉄筋は所定の形状寸法に加工した後、水平に置いた鋼製型枠上で直交2方向上下2段にかぶりを2 cmとして

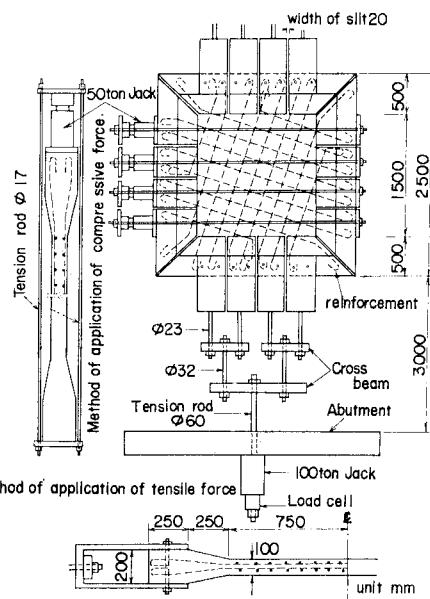


図-1 試験体の形状寸法

表-2 実験に用いたコンクリートの配合および鉄筋の強度特性

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m³)					
				水	セメント	細骨材	粗骨材 10~20 mm	粗骨材 5~10 mm	
77	52	10±1	3±1	179	332	966	626	313	0.580

組み立てた。かぶりは、スペーサーを用いて確実に確保し、鉄筋は、交差箇所を結束線を用いて締結することにより固定した。また、スリット部に発生したひびわれが急激に開くのを防止するため D 6 mm 鉄筋を試験部分周辺に 2 段に配置した。

コンクリートは試験室内的 8 切可傾式ミキサーにより混練し、配筋が完了した型枠内に打設した。コンクリート表面は、打設後 3~4 時間で再度コテ仕上げを行い、コンクリートの沈みひびわれの防止に努めた。脱型後は全面湿布養生とした。

a) 初期人工ひびわれ導入方法

本実験では、一部の試験体で載荷前に所定の方向と間隔をもって、ひびわれをあらかじめ導入した。ひびわれの導入方法は、コンクリート打設時に試験体の所定の位置に一辺が 5 mm の正三角形断面のプラスチック棒を埋め込んでおき、試験前にこれを取り外してできるコンクリート表面の溝に焼き入れた鋼製エッジを押し付ける割裂方法によった。

ひびわれ発生の確認は、ひびわれ発生位置の鉄筋に貼付してある鉄筋のひずみゲージが 500 μ になったときとし、ひびわれ幅はコンタクトストレインメーターによって測定した。

(2) 試験体の載荷と計測方法

a) 載荷方法の概要

試験体は膜力と面内せん断力のみを受け、曲げモーメントの影響は極力受けないような試験を行う必要があるため特別に製作したばねを使用した吊上げ装置を用い、試験体の中央で自重による曲げモーメントを発生しない位置で吊り上げて水平方向載荷を行った。

i) 1 軸または 2 軸引張力の載荷方法

面内引張力の載荷は、図-1 に示すようないわゆるトーナメント方式により、1 台の 100 t 油圧ジャッキによる荷重が試験体の縁のスリットで分割された 4 つの部分に均等に作用するようにして行った。ジャッキは、両側に各 1 台配置し、両引き方式とした。2 軸引張の場合、試験体の対角線上に 2 個の下げ振りを取り付け、試験中に試験体の位置が移動しないように 4 台のジャッキを調整して作動させた。

ii) 圧縮力の載荷方法

試験体への圧縮力の載荷は、PC ロッドと 4 台の 50 t 油圧ジャッキからなるセルフアンカー式の載荷方法によ

り図-1 のように行った。

iii) 載荷の手順

載荷は、あらかじめ試験体にひびわれを導入しなかった場合には、ひびわれ発生、鉄筋許容応力および鉄筋降伏の各段階までの荷重を与えた後、除荷し、再載荷する方式によった。試験体にひびわれを導入した場合には、ひびわれ発生までの載荷サイクルを省き、鉄筋許容応力までの載荷を第 1 サイクルとした。いずれの場合も、最終サイクルでは、試験体が最大耐力を超えて破壊に至るまで荷重を作らせた。2 方向載荷の場合には、両方向の間の荷重比 ($N_x/N_y = k$) を載荷試験中常に保持する、いわゆる比例載荷とした。

b) 測定項目および測定方法

本実験では RC 板のひびわれ、鉄筋降伏、終局の諸耐力、変形性状、ひびわれ発生状況および鉄筋ひずみをおもな測定項目とした。各ジャッキに取り付けてある T 社製 100 t ロードセルを使用し、ひずみ測定器 (K 社製 60 AB) で荷重を測定した。

鉄筋のひずみは箔ゲージ (T 社製、測長 2 mm 抵抗 120 Ω) を使用し、1 点につき 2 枚のゲージを対称に貼付し、2 枚の平均値をもってその点のひずみとした。測定値は、T 社製多点デジタルひずみ測定器で記録した。ひびわれ面での鉄筋のひずみを求めるために代表的な 1 本の鉄筋を選び、これに 10 cm 間隔で全長にわたってひずみゲージを貼付した。測定位置は各試験体により若干異なるが、試験体の中央部付近を集中的に計測した。

RC 板の変形の測定は摺動型変位計 (T 社製、1/500 mm 精度) または、標点間距離 10 cm としたコンタクトストレインゲージにより行った。

ひびわれ面での相対すべりと開きの測定は、初期ひびわれ発生時に目視により選定した位置に摺動型変位計を取り付け、初期ひびわれ発生以降の変位量を計測した。なお、破壊後の試験体のひびわれ状況を忠実にスケッチし、ひびわれ幅、方向、および長さを詳細に調査した。

4. RC シェル要素のひびわれ性状に関する考察

(1) ひびわれ発生荷重

RC シェル要素の鉄筋およびコンクリートに作用する応力ならびに変形性状の究明には、まずひびわれ発生荷

重を実際に即して評価するとともに力学的にみて、支配的なひびわれ方向を明確に把握しておくことが肝要である。本実験における初期ひびわれ発生応力を主力比 $k = (N_s/N_i)$ に対して示せば図-2のとおりとなる。本実験に用いた RC 板の鉄筋比は、比較的小さな値であるので鉄筋がひびわれ発生荷重に及ぼす影響を無視できるものと思われる。

したがって、ひびわれ発生荷重を決定する主要な要因は、コンクリートの引張強度ならびに面内主応力比 k であると考えられる。本実験が 1 軸引張、圧縮-引張、および引張-引張の各領域で行われているため、まず 2 軸応力状態での無筋コンクリートの強度規準式としてよく引用される Kupfer⁸⁾ の提案式をもとに検討してみる。圧縮-引張領域での無筋コンクリートの破壊式を Kupfer は 図-3 に示すような実験結果に基づいて式(1) で表わしている。

$$\sigma_1/\sigma_{\ell u} = 1 + 0.8 \, \sigma_3/\sigma_{\xi u} \dots \dots \dots \quad (1)$$

وَجْهَةُ

σ_1 : ひびわれ発生時の引張主応力 (負)

σ_2 ：ひびわれ発生時の圧縮主応力（正）

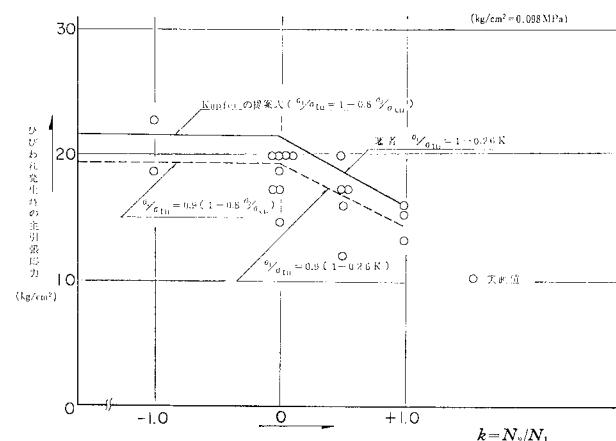


図-2 主引張応力比 (N_2/N_1) とひびわれ時
主引張応力度 (σ_1) の関係

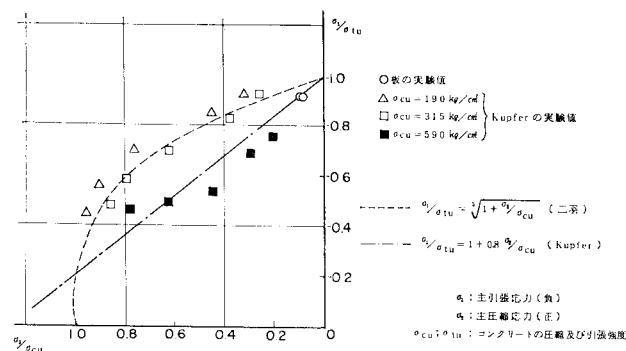


図-3 圧縮-引張領域における破壊規準

σ_{cu} , σ_{tu} : コンクリートの圧縮および引張強度

一方、本実験の圧縮-引張領域における試験体は、2体しかなく強度規準式を確定できるほどには十分なデータがないが、図-3の○印で示すように本実験の範囲では、Kupfer の提案式に近い値を示していることより類推すれば圧縮-引張領域では、Kupfer の式を適用して差し支えないものと考えられる。

2軸引張領域では、Kupfer は、2軸引張応力のうち一方がコンクリートの引張強度に達した時点で破壊するとし、2軸引張領域での強度低下を考慮していないが、コンクリートの引張破壊がコンクリートの内部欠陥に起因して生ずるものと考えれば、2軸引張応力下では1軸引張領域に比べ、強度低下を考慮した方がより合理的であると考えられる。特に本実験で用いた試験体のように厚さ 10 cm に対して、4段の鉄筋が配置されているような RC 板では鉄筋による断面欠損の影響が現われるものと思われる。このことは、 $k=1.0$ で試験した試験体のひびわれが鉄筋上に多く発生している傾向にあることからも推察されることである。

図-3 より本実験の範囲では、直線とみなしえるので、次式によりひびわれ発生応力の推定を行うのが、実用的であると考えられる。

ここに、 r : 実験により定まる定数

式(1)と式(2)を同図中実線で示す。ここに
 σ_{tu} はコンクリートの割裂引張強度であるが、こ
こでは著者らが統計的に評価して得た実験式 σ_{tu}
 $= 0.573 \sigma_{cu}^{2/3}$ を使用した。この結果、全体的に
強度規準式が、実験データを上回っているもの
傾向的には十分にひびわれ荷重の特性を表わして
いるものと判断される。このように上記の算定式
が実測値より大きくひびわれ強度を推定する理由
としては、コンクリート板の引張応力状態が均等
でないこと等が起因しているものと思われる
で、強度低減係数をこれらの式に導入し式(1),
(2)を以下のように補正するものとする。

$$-1 \leq k \leq 0 \quad \sigma_1/\sigma_{tu} = \alpha(1 + 0.8\,\sigma_2/\sigma_1)$$

.....(1)'

α , τ は試験体の形状や寸法により定まる値であるが、本実験の範囲では 図-3 の破線で示されるように $\alpha=0.90$, $\tau=0.26$ であった。

(2) ひびわれ方向の意義

従来提案されている直交配筋コンクリート板の耐力算定式は、すべて理論式（Peter は実験も行っている）でありそのひびわれ方向の仮定も種々

ある。しかし実験の結果によれば、従来提案されている各種のRCシェル要素の耐力変形算定式で仮定されているひびわれ方向とは必ずしも一致せず、またひびわれ方向も相当に大きな範囲にわたってばらついている。さらに乾燥収縮によるひびわれや予期せぬ荷重状態で発生したひびわれの存在をも考慮するとすれば、あらゆる方向にひびわれが発生している場合でも解析が可能となる手法を確立しておくことが必要である。いずれにしても、ひびわれ発生後の鉄筋コンクリート板の力学的性状を解明するうえでひびわれ方向 ϕ を実際の状態に即して定義することが非常に重要であるといえる。

(3) 実験結果からみたひびわれ発生方向の決定

写真-1は、代表的な試験体の試験後のひびわれパターンを示したものであるが、これからも明らかなように1本の連続したひびわれであっても、荷重の増加に伴い、ある区間ごとに変化しているものや、ひびわれ方向は大きく変化していてもRC板全体のひびわれ量からみれば、支配的な影響を与えるひびわれではないものもある。そこで観測されたひびわれ方向とその長さを、ひびわれ発生荷重直後、鉄筋が初めて降伏するまで、および破壊時までの3段階に分けて、その間のそれぞれのひびわれ方向と長さの関係をその間の全ひびわれ長さに対する比率として統計的に調べてみた。これらのうち代表的な結果を図-4に示す。ここで同図中、横軸は、y鉄筋とひびわれのなす角度を表わす。また右側のヒストグラムは降伏荷重、および破壊荷重までの全ひびわれ方向と、その長さの割合を示したものである。ひびわれ方向は、y鉄筋よりの角度で測定しているため、鉄筋と主引張力方向の偏角 α によって異なる値となる。おのおのの α や k に対するひびわれ発生方向とその長さを全試験体について評価した結果をとりまとめれば以下のことがいえる。

(i) 初期ひびわれ発生方向については、 k の値が0か負の場合には主引張力に直交して発生する。しかし偏角 α が小さい場合には、コンクリート中のy鉄筋が主引張力と直角方向近くに配筋されているためこの位置がコンクリートの内部欠損(コンクリートの欠陥部)となり、その欠陥部に沿ってひびわれが入る傾向もみられる。

(ii) 一方 k の値が大きく1.0に近くなれば、試験体のいずれの方向にも等引張力に近い応力状態となるため、偏角 α の大きさに関係なく、無筋コンクリートとしての内部欠陥部である鉄筋に沿ってひびわれが発生する場合が多くなる。

(iii) k が0.5程度では初期ひびわれは、主

引張力に直角に入るものと考えて差し支えない。初期ひびわれ発生以降、鉄筋比が1%以上である程度大きければ、ただちに鉄筋が降伏しないため、ひびわれ面のせん断力により応力再分配が行われて、初期ひびわれ方向が変化したり、新たに異なる方向にひびわれが発生したりする。しかし実験結果からは、応力の再配分が行われていると思われる荷重の増加時においても主引張力と直角方向($\phi=\alpha$)のひびわれの量は増加し、降伏荷重時

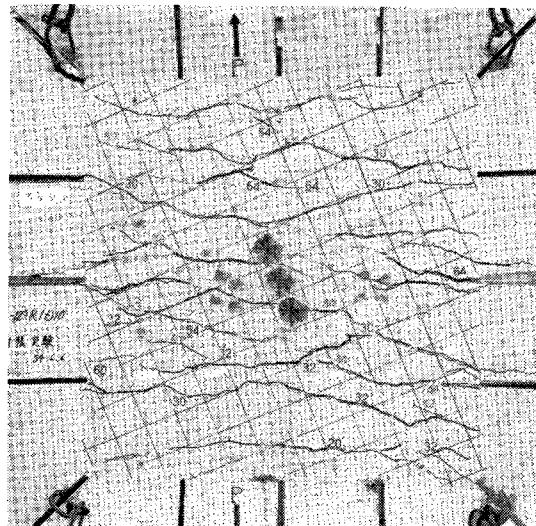


写真-1 No. 23 試験体 ($\alpha=22.5^\circ$, $p=1.18\%$, $k=0$)

$$\alpha = 30^\circ \quad \phi = 0.7133\% \quad K = 0 \\ \phi_1 = 39.98^\circ$$

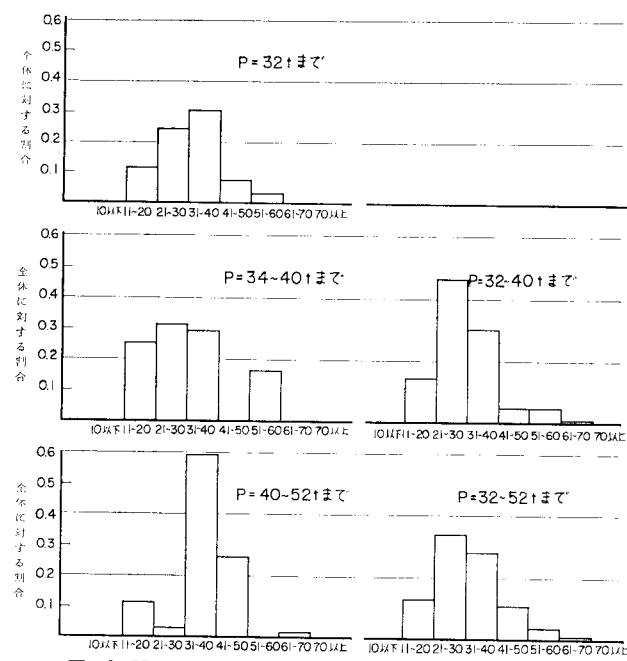


図-4 No. 15 試験体におけるひびわれ角度の発生頻度分布

や、破壊荷重時にもせん断力が 0 となる方向のひびわれ方が必ずしも RC 板の支配的なひびわれ方向とはならないようである。

(iv) $\varphi = \alpha$ の方向に載荷前にあらかじめひびわれが入っている場合、載荷初期から応力再分配が行われ、それ以後の新しいひびわれの発生は、 $\varphi = \alpha$ 以外の方向にも発生するが、その量は全体的には少なく、ひびわれ方向とその長さからは $\varphi = \alpha$ が支配的なひびわれ方向となるようである。初期ひびわれが、 $\varphi = 50^\circ$ 近傍で入っていてその量が少なければ、 k の値に関係なくその後のひびわれ発生には、あらかじめ導入した初期ひびわれの存在が、支配的な影響を与えないと考えてよい。

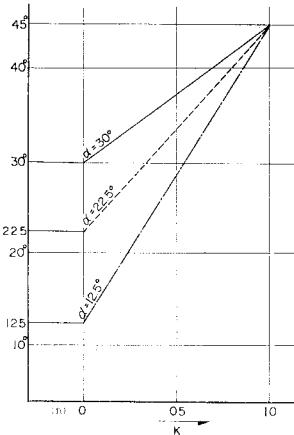


図-5 支配的なひびわれ方向と
主力比 K の関係

5. 鉄筋降伏以前における RC シェル要素の応力算定方法

(1) 応力算定式の誘導

直交配筋された RC シェル要素の境界に、1 軸あるいは 2 軸の引張または引張-圧縮の荷重が作用すると、初期には、主引張力に直角にひびわれが入るが、応力の増大に伴って応力再分配が行われ、主引張力と直交する方向以外にも、ひびわれが発生する場合がある。

このような場合に、 y 鉄筋に対して φ の角度をなして発生しているひびわれ面の力のつり合い条件から次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= N_1 \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi) \\ &\quad + N_2 \sin^2 \alpha (1 - \cot \alpha \cdot \tan \varphi) + H \tan \varphi \\ Z_y &= N_1 \sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \cdot \cot \varphi) \\ &\quad + N_2 \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \cot \varphi) - H \cot \varphi \\ D_b &= (N_1 - N_2) \sin 2\alpha / \sin 2\varphi - 2H \cot 2\varphi \end{aligned} \right\}$$

.....(3)

ここに H は、ひびわれ面に沿って伝達されるせん断力であり、次式によって与えられる。

$$\begin{aligned}
 H = & N_1 [\lambda \cot \varphi [\sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \cdot \cot \varphi) \\
 & + k \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \cot \varphi)] \\
 & - \tan \varphi [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi) \\
 & + k \sin^2 \alpha (1 - \cot \alpha \cdot \tan \varphi)] \\
 & - \nu \cdot 2 \cot(2\varphi) [(1-k) \sin 2\alpha / \sin 2\varphi] \} : \\
 & : [\tan^2 \varphi + \lambda \cot^2 \varphi + \nu \cdot 4 \cot^2(2\varphi) + \xi]
 \end{aligned}
 \quad \dots \quad (4)$$

ここに、

Z_x, Z_y : 鉄筋群 $(x), (y)$ の引張力

N_1, N_2 : 検討しようとする鉄筋コンクリート板要素
に作用する主引張力（引張を正）

$$N_1 \geq N_2, \quad N_1 > 0, \quad N_2 \leq 0$$

D_b : コンクリート中のひびわれに平行に作用する圧縮力

H: ひびわれ縁のかみ合わせおよび、ひびわれを横切る鉄筋のジベル効果によってひびわれを介して伝達されなければならないコンクリートで抵抗されるせん断力

α : 主引張力 (N_1) と x 鉄筋群のなす角

φ : γ 鉄筋群とひびわれ方向とのなす角

f_x, f_y : 鉄筋群 $(x), (y)$ の断面積

$$\lambda = f_x/f_y, \quad \nu = f_x \cdot E_e/d \cdot E_b, \quad \xi = f_x E_e/d \cdot E_V$$

E_b , E_e : コンクリートおよび鉄筋の弾性係数

まず、ひびわれ方向のせん断変形が、ひびわれ間のコンクリートのせん断変形を無視でき、ひびわれ面に作用するせん断力とそれによって生ずる“ずれ”のみによって与えられるものと仮定した。別途実施した直交鉄筋ならびに平行方向鉄筋を用いたRCブロックのPush-off試験において、ひびわれ幅を一定にして載荷し、あるひびわれ幅でのせん断力とずれの関係を求め、これらの関係が、1つのひびわれ間隔の区間内で成立するものとせん断剛性の評価を行った（解析上は平均ひびわれ間隔に相当）。

ひびわれ幅を一定にした載荷試験で得られた結果から、単位長さだけ変位させるために必要なせん断応力の比（以下面内せん断伝達 “Interface Shear Transfer” IST 剛性と称す）とひびわれ幅の関係を示せば 図-6 のようになり、配筋方法や鉄筋比に關係なく、せん断剛性はひびわれ幅のみの関数として表示してかなりよい相關関係のみられることがわかる。

同図には、コンクリートの圧縮強度 232 kg/cm^2 (22.7 MPa) (本実験に使用したコンクリート強度の平均値) の場合について Houdé^{9), 10)}, Fenwick¹¹⁾, Loeber^{12), 13)} の実験式も併記したが、本実験結果は、ひびわれ幅が小

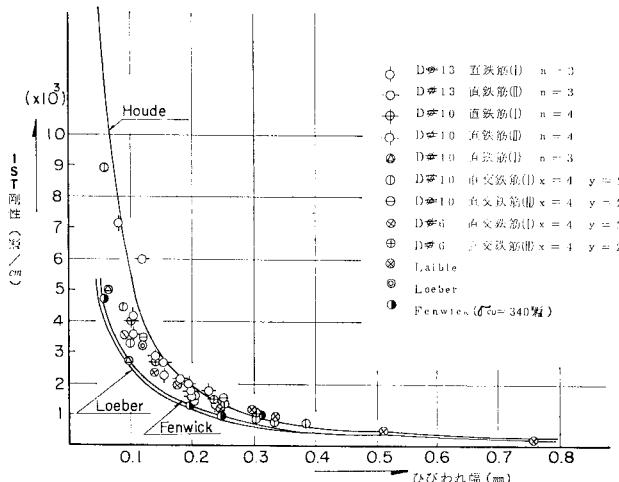


図-6 Push-off 試験体におけるひびわれ幅と
IST 剛性 ($\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}$) の関係

さい範囲では3者の中間的な値を示し、ひびわれ幅が大きい範囲ではいずれの式よりも若干大きな値になった。一般的には、このIST剛性にはコンクリートの圧縮強度、骨材の種別や形状寸法等が影響を及ぼすものと考えられるが、ここではひびわれ幅のみの関数であると考え、次の実験式によって表示することとした。

ここに、 K_{IST} : IST 剛性 ($\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}$)

W: ひびわれ幅 (cm)

次に RC 板の平均ひびわれ間隔を a_m とし、前述のようにコンクリートのせん断変形を無視すると、ひびわれ面での作用せん断応力 τ とそのときの相対ずれを A とすれば、ひびわれ方向の平均せん断剛性 E_V は式(6)で表わすことができる。

上式における τ/A は式(5)の K_{IST} に相当する。このようにせん断剛性 E_V は、ひびわれ幅のみの関数で求まるが (a_m は配筋状態が決まれば、一定値となる)，その前に、RC板のひびわれ幅を決定しなければならない。すなわち、ひびわれ幅は、既往の多くの実験結果によっても明らかにされているように、同一方向のひびわれであっても、ある荷重状態でのひびわれ幅はかなりの範囲にばらついており、RC板全体を評価するためには、平均的なひびわれ幅を用いる必要がある。平均ひびわれ幅は、コンクリートの引張変形を無視すれば、平均ひびわれ間隔 a_m とひびわれに直角方向の平均ひずみ ϵ_{cm} の積として、次式によって算定することができる。

ここに、 W_m ：平均ひびわれ幅

a_m : 平均ひびわれ間隔

$\varepsilon_{\varphi m}$: ひびわれ面に直角方向の平均ひずみ

ここで用いる平均ひずみは、次節式(12)で算定されるものとする。またひびわれ面での x 鉄筋、 y 鉄筋のひずみを ε_x 、 ε_y とすれば、ひびわれ面でのひずみの適合条件より、ひびわれ面と直角方向のひずみは式(8)で表わすことができることにより、平均ひずみについても式(9)が成立するものとした。

ここに、 ϵ_φ , $\epsilon_{\varphi m}$: ひびわれ面と直角方向のひびわれ面でのひずみおよび平均ひずみ

$\varepsilon_x, \varepsilon_{xm}$: ひびわれ面での x 方向鉄筋のひずみおよび平均ひずみ

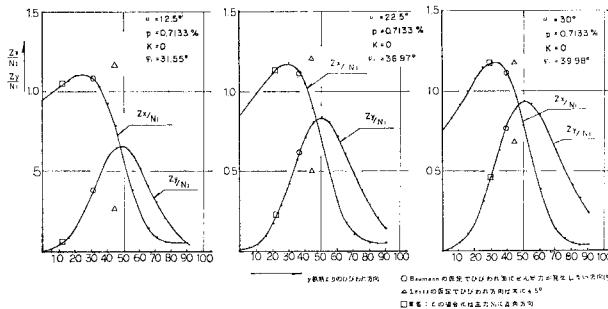
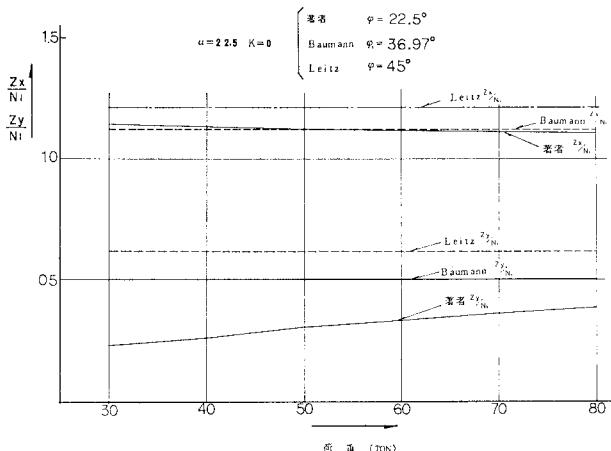
$\varepsilon_y, \varepsilon_{ym}$: ひびわれ面での y 方向鉄筋のひずみおよび平均ひずみ

一方、ひびわれ方向を φ とし式(3)を整理すれば、次の式(10)となる。

以上式(4)および式(5)～式(10)を用いて、任意のひびわれ方向 φ と荷重 N_1, N_2 に対し、式(4)を満足させるせん断力 H を、収束計算を行うことにより求めることができる。ただし、 a_m については、それぞれの試験体の条件より定まる平均ひびわれ間隔を用いるものとする。

(2) 著者らの提案式による解析値と既往の算定式の間の関係

RC 板の面内力載荷実験の諸条件および、ひびわれ発生荷重に基づき 5.(1) の計算手法を適用することによって、ひびわれ面の x 鉄筋と y 鉄筋の力 (Z_x, Z_y) を、それぞれ条件別に求めることができる。代表的な算定結果の一例を 図-7 に示す。これらの図には各算定式による x 鉄筋と y 鉄筋の力の計算値が同時に示されている (Baumann の式による値は○印, Leitz の式による値は△印で示す)。横軸は、 y 鉄筋とひびわれ面のなす角を、また縦軸は Z_x, Z_y の計算値とそのときの主力 N_1 との比をとり無次元化してある。著者らの算定方法による曲線は、荷重を 30 t として求めたものである。著者らの算定方法による場合、ひびわれ幅が荷重レベルによって変化するのに伴って、せん断剛性も異なるので $Z_x/N_1, Z_y/N_1$ は 図-8 に示すように荷重レベルに依存する。

図-7 ひびわれ方向と Z_x/N_1 , Z_y/N_1 の計算値の関係 ($K=0$)図-8 各算定式による Z_x/N_1 , Z_y/N_1 と荷重の関係

Leitz および Baumann の算定式では、配筋および作用荷重が与えられれば、ひびわれ方向がそれぞれ 45° および φ_1 の一定値となる。また表-1 式 (a), (b) より明らかのように Z_x/N_1 , Z_y/N_1 は荷重に依存せずに一定値となる。これらに対し、著者らの式では図-8 に示すとおり、各荷重段階において Z_x/N_1 , Z_y/N_1 が変化し、実際に問題となる範囲では荷重が増大するにつれ、 Z_x/N_1 はほとんど変化しないが、 Z_y/N_1 は大幅に増加する傾向を示す。

次に図-7 により、ひびわれ方向角の影響について考察する。著者らの提案式では、任意のひびわれ方向について、 x 方向鉄筋と y 方向鉄筋の応力を算定できるが、実験結果により実用的なひびわれ範囲内に限れば x 方向鉄筋の力は、 k の値が 0 から 0.5 程度の場合には、既往の算定式も著者らの式もほぼ同一の値を示し、いずれの計算式であっても、 x 方向鉄筋の力の算定結果は、ほとんど同じになると考えてよい。これに対し、 y 方向鉄筋の力は、本実験における諸条件の範囲内においても偏角 α や鉄筋比 ρ 、および主力比 k の値により各算定式の間に大きな相違が認められる。特にひびわれ方向角の変化には、かなり敏感に影響される。このように x 鉄筋に比べ y 鉄筋の方が荷重レベルならびにひびわれ方向角

の影響を大きく受けるため、 y 鉄筋に作用する力を実際に即して求め RC シェル要素の変形を精度よく推定するには、著者らの提案式の方がより合理的であると思われる。

6. RC シェル要素のひずみおよび変形の算定法

(1) 鉄筋の平均ひずみ

ひびわれ発生後の RC 板の変形および剛性を求める場合、ひびわれ断面の鉄筋のひずみを用いると、変形を過大に剛性を過少に評価することになる。したがって、ひびわれとひびわれにはさまれたコンクリートの剛性寄与を考慮した平均ひずみに立脚して変形解析を行うことが肝要である。この問題は、本質的には鉄筋とコンクリートの間の付着の問題であって、いくつかの平均ひずみを求める実験式あるいは理論式が提案されているが、ここでは CEB 規準による評価方法を用いてコンクリートの引張剛性寄与を考慮し、鉄筋の平均ひずみを求め、変形および、ひびわれ幅の算定式を誘導し、実測平均ひずみと比較検討した。CEB 規準では、有効断面に配置された鉄筋の平均ひずみはコンクリートの引張に対する寄与を考慮し、軸引張の場合、式 (11) で表わされるものとしている。

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 σ_s : 考慮している荷重下におけるひびわれ断面の鉄筋応力

σ_{sr} : ひびわれ直後のひびわれ断面の仮定に基づく鉄筋の応力

本実験で得られた鉄筋の平均ひずみを式 (11) で算定したところ、一般に実測値に比べ図-9 に示すように、ひずみが小さめに評価されるので上式の低減指数を 2 の代わりに 3 とし、次式によってひずみの算定を行った。

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^3 \right] \quad \dots \dots \dots (12)$$

その結果、同図に示されるように実測値と計算値の間に比較的良好な対応が得られたので、以下の解析では式 (12) を適用することとした。

(2) 実験結果との比較

a) x , y 方向鉄筋のひずみについて

試験体の x 方向鉄筋、 y 方向鉄筋にはそれぞれ数枚のひずみゲージが貼付してあるが、端部の応力不整の影響や一部のひずみを偏って評価しないように、応力分布が

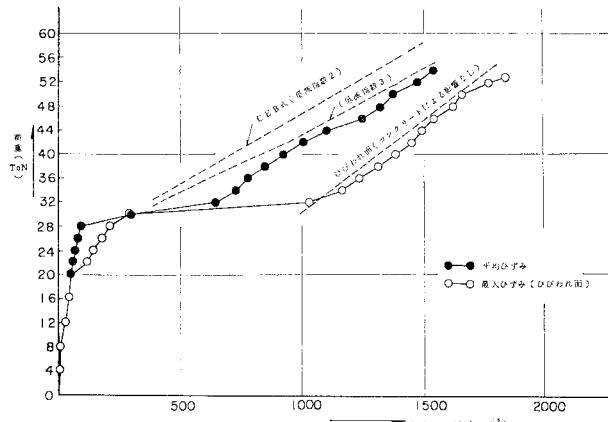


図-9 No. 23 試験体の X 鉄筋の平均ひずみおよび最大ひずみの実測値と計算値

一様であると考えられる試験体中央付近より 1 本の鉄筋の連続した 4 点の測定点を選び、それらの平均値を実験値の平均値として使用した。

図-10～図-11 に $k=0$ で $\alpha=12.5^\circ, 22.5^\circ$ の場合の x 鉄筋、 y 鉄筋の実測値と Leitz, Baumann と著者らの計算値を示した。

これらの図より、 x 鉄筋のひずみは前述のごとく y 鉄筋に比べ実測値をよく推定しているが、 $\alpha=22.5^\circ$ の Leitz の式だけが他の 2 つの算定値ならびに実測値に比べ大きな値を示している。

y 鉄筋方向の力は、 x 鉄筋方向の力とは異なり、ひびわれ方向 φ の影響を敏感に受け、Baumann の式による計算値が最大を示し、特に α が小さい場合 ($\alpha=12.5^\circ$)、著者らの計算値の数倍の力が作用することになる。また、Leitz の方法による値もかなり大きな値を示し、著者らの計算値の約 3 倍になる。これらのことより、 x 鉄筋、 y 鉄筋の力を同一手法で推定するには、 $\varphi=\alpha$ (主力 N_1 に直角方向のひびわれ) で、そのひびわれ面でのせん断伝達を考慮した著者らの算定式を適用するのが合理的であることが認められる。誌面の都合により図は割愛するが、他の条件での性状について述べれば以下のとおりである。

(1) $k=0.5$ で $\alpha=22.5^\circ$ の場合

x 鉄筋、 y 鉄筋の実測値および各算定式による計算値の比較をすれば、 x 鉄筋の力はこの場合にも、 $k=0$ の場合と同様、3 方法いずれの計算値もほぼ同様の値を示し、実測値との対応も比較的良好である。また y 鉄筋の力については、 $k=0$ の場合とは異なり解析手法間での結果の相違は少なく、実測値とも比較的よい一致を示している。しかし、この実験範囲では、いずれの場合も Leitz,

Baumann の式は実測値を若干大きく、また著者らの式はやや小さく実測値を評価していることから提案した直線補間によるひびわれ角度の仮定が若干小さ過ぎたものと推察される。

(2) $k=0, \alpha=22.5^\circ$ で $\varphi=\alpha$ すなわち主力 N_1 に直角にひびわれをあらかじめ 3 本入れた場合

この場合には、 $\varphi=\alpha$ 方向のひびわれが支配的であり、その面での実測値が計算値とよい一致を示すことにより、著者らの計算方法が実際の現象を忠実に表わしているものと考えられる。ただし、写真-2 からわかるところより、36 t 以降 $\varphi=\alpha$ 方向の 3 本のひびわれ間に $\varphi=\alpha$ 以外の方向のひびわれが発生しており、前述のように y 鉄筋のひずみは、ひびわれ方向角 φ に敏感に影響を受けることにより、荷重の後半では徐々にではあるが計算値からはずれてゆくことが認められる。

(3) $k=0, \alpha=22.5^\circ$ で x 方向鉄筋比を 1.18%、 y

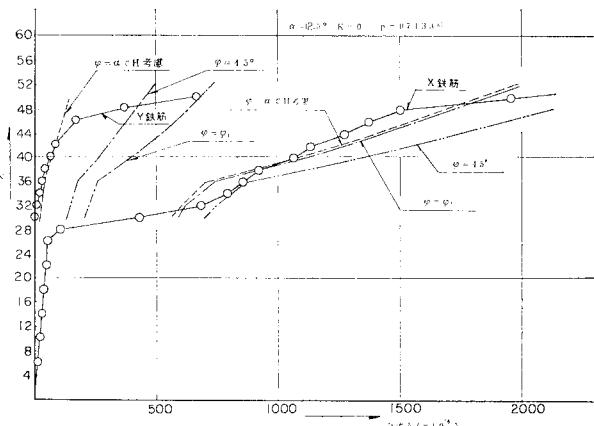


図-10 No. 11 試験体の X 鉄筋、 Y 鉄筋の平均ひずみの実測値と計算値

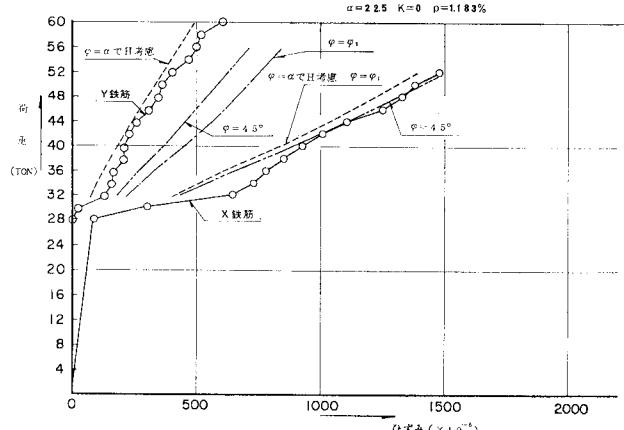


図-11 No. 23 試験体の X 鉄筋、 Y 鉄筋の平均ひずみの実測値と計算値

方向鉄筋比を 0.59% にした場合

ひびわれ発生状況を 写真—3 に示す。

この試験体は、他の試験体に比べ同一方向のひびわれ面で伝達されるせん断力が大きくなり、応力再分配の現象が顕著に現われる事が想定された。このような試験体であっても初期ひびわれは、主力 N_1 と直交方向に入るが、その後は同一条件で両方向の鉄筋比が等しい試験体にはみられない大きなひびわれ方向角をもったひびわれが、多数発生していることが確認され、応力再分配の現象が明確に認められた。また x 鉄筋のひずみは前述のとおり、ひびわれ方向にはあまり影響されないため、い

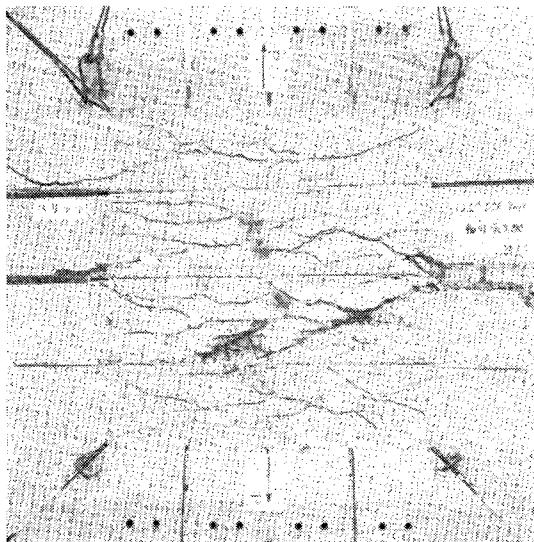


写真-2 No. 25 試験体 ($\alpha=22.5^\circ$, $p_x=1.18\%$, $K=0$, $\varphi=\alpha$ で 3 本ひびわれ導入)

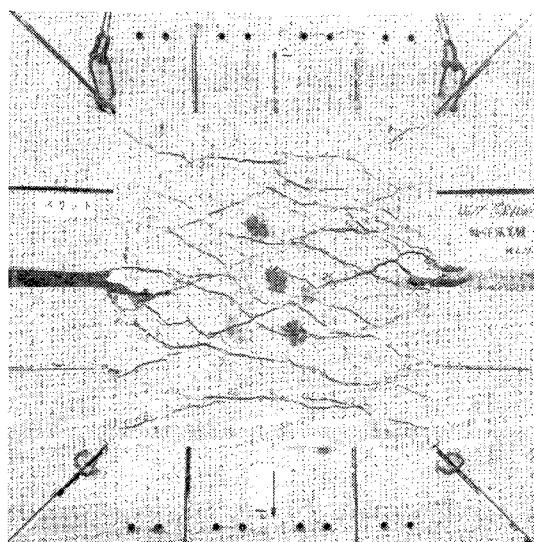


写真-3 No. 24 試験体 ($\alpha=22.5^\circ$, $p_x=1.18\%$, $p_y=0.59\%$, $K=0$)

ずれの計算値であっても実測値によく一致している。しかし、 y 鉄筋の力は両方向等量鉄筋の場合と異なり、ひびわれ方向を $\varphi=\alpha$ とした場合よりは実測値はかなり大きな値を示した。これは等鉄筋比の場合に比べ、応力再分配の影響を大きく受け、等鉄筋比の場合の支配的なひびわれ方向に比べ、アンバランス鉄筋比の場合の支配的なひびわれ方向が大きくなっていることが原因であろうと思われる。ちなみにひびわれ方向を 35° としひびわれ面でのせん断力を考慮した計算値と比較してみると、ひびわれ面にせん断力が発生しない方向 ($\varphi_1=43.28^\circ$) よりは精度よく実験値を評価でき、支配的なひびわれ方向は $30^\circ \sim 40^\circ$ の間にあるように判断された。

b) 変形

ひびわれ発生後の鉄筋コンクリート板の変形は、コンクリートの変形を無視すれば、ひびわれ断面における x 鉄筋、 y 鉄筋のひずみ、ひびわれ面でのずれ変位によって直交 2 方向配筋 RC 板では幾何学的条件から式 (13) が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_\varphi &= \frac{\epsilon_x}{\cos^2 \varphi} + \frac{A}{a_m} \tan \varphi = \frac{\epsilon_y}{\sin^2 \varphi} - \frac{A}{a_m} \cot \varphi \\ \frac{A}{a_m} &= \epsilon_y \cot \varphi - \epsilon_x \tan \varphi \\ \epsilon_1 &= \epsilon_\varphi \cos^2(\varphi - \alpha) - [\sin(\varphi - \alpha) \cdot \cos(\varphi - \alpha)] A/a_m \\ \epsilon_2 &= \epsilon_\varphi \sin^2(\varphi - \alpha) - [\cos(\varphi - \alpha) \cdot \sin(\varphi - \alpha)] A/a_m \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここに、 A : ひびわれ面でのずれ変位

a_m : ひびわれ間隔

ϵ_1, ϵ_2 : 主力 N_1, N_2 方向のひずみ

ϵ_φ : ひびわれと直角方向のひずみ

図-12 には、No. 25 試験体の主力 N_1 方向の変位を平均ひずみの形で実測値と式 (13) による計算値との比較を示したものである。ただし、 ϵ_x, ϵ_y は著者の計算方法により求め、 ϵ_φ の計算の際には式 (12) によってコンクリートの剛性寄与を考慮した平均ひずみ $\epsilon_{xm}, \epsilon_{ym}$ を ϵ_x, ϵ_y の代わりに用いて主力方向 N_1 の平均ひずみ ϵ_{1m} を求めたものである。また、比較のため Baumann の式 (φ_1) より求めた $\epsilon_{xm}, \epsilon_{ym}$ を用いた計算値も同時に示したが、この場合にも、著者らの方法に比べ実測値との対応が若干劣っていることがわかる。

c) ひびわれ幅

表-3 は、試験体 No. 26, No. 27 のコンタクトメーターによって実測した平均ひびわれ幅と平均ひびわれ間隔を 15 cm とした場合の平均ひびわれ幅の式 (7) による計算値との比較を示したものである。鉄筋の応力度が小さく、ひびわれ本数が安定していない荷重段階を除けば、計算値は実測結果と比較的良好な一致を示している。また、平均ひびわれ幅を x 鉄筋、 y 鉄筋の応力度の和に対してプロットすると 図-13 のごとくなり、式

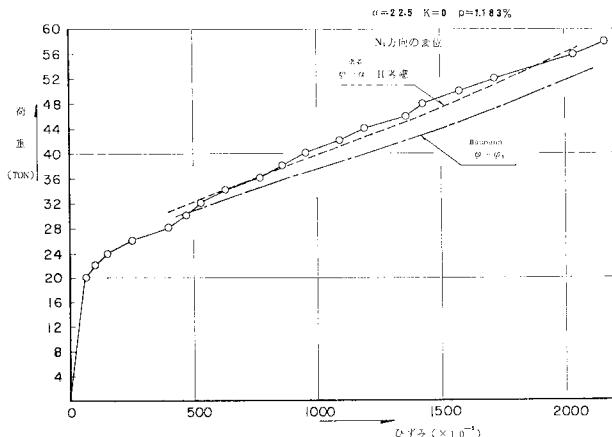
図-12 No. 25 試験体の N_1 方向平均ひずみの実測値と計算値

表-3 平均ひびわれ幅の実測値と計算値の比較

No. 26 試験体	実測平均ひびわれ幅 (mm)		計算値		No. 27 試験体	実測平均ひびわれ幅 (mm)		計算値	
	荷重	ひびわれ幅 (mm)	ひびわれ幅 (mm)	実/計		荷重	ひびわれ幅 (mm)	ひびわれ幅 (mm)	実/計
30	0.085	0.101	0.842		26	0.092	0.075	1.267	
34	0.159	0.115	1.383		30	0.096	0.087	1.103	
38	0.189	0.163	1.160		34	0.174	0.136	1.280	
42	0.232	0.226	1.027		38	0.184	0.187	0.984	
46	0.258	0.281	0.918		42	0.200	0.232	0.862	
50	0.289	0.331	0.873		46	0.241	0.273	0.883	
54	0.330	0.378	0.873		50	0.280	0.311	0.900	
58	0.370	0.422	0.837		54	0.321	0.348	0.922	
62	0.384	0.465	0.826		58	0.379	0.382	0.992	
平均 値		0.971			平均 値		1.021		
変動係数		18.3%			変動係数		14.8%		

(8) によって予想されるごとく α の値に関係なく平均ひびわれ幅とひびわれ断面の鉄筋の応力度の間には、相関関係が認められる。

d) ひびわれ面でのずれ変形

ひびわれ面にせん断力が発生しない方向のひびわれ面では、ずれ変位 Δ は生じないがそれ以外のひびわれ方向では、せん断力が発生するためこのせん断力によってずれ変形が起こると考えられる。No. 25 試験体では、あらかじめひびわれを $\varphi = \alpha$ 方向に導入し、そのひびわれ面に変位計を取り付けずれ変位を測定した。その結果を 図-14 に示す。一方、ひびわれ方向でのせん断剛性 E_V を用いて、ひびわれ面でのずれ変位を計算することができる。同図には二つの計算値をも示してあるが、計算値間には大差なく、また実測値を精度よく推定していくことよりひびわれ面でのせん断剛性に対する評価が適切であったといえる。

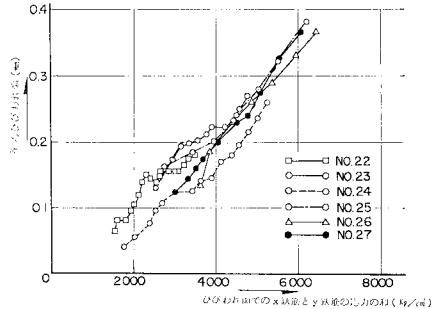


図-13 ひびわれ面での両方向鉄筋の応力和と平均ひびわれ幅の関係

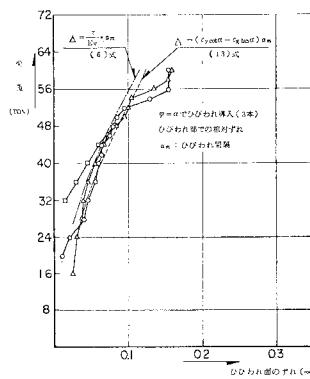


図-14 No. 25 試験体におけるひびわれ面での相対すべりの実測値と計算値

7. RC シェル要素の耐力算定法

(1) 鉄筋降伏荷重の算定

鉄筋コンクリート板の実験によって得られたひびわれ発生荷重、 x 鉄筋降伏荷重、 y 鉄筋降伏荷重および最大荷重を試験体の諸元とともに表-4 に示す。

前節では、ひびわれ発生後の鉄筋コンクリート板の力学的性状の考察に際し、ひびわれ発生方向に注目して実測したひびわれ方向に基づき、鉄筋の平均ひずみを 3 者の考え方で比較検討した。本節では、最初に降伏する x 鉄筋の降伏荷重を前述した 3 方法に従って求め、実測値と比較することにより、これらの式の適用性を検討する。3 方法に基づいて計算した x 鉄筋降伏時の主力 N_1 と実測 N_1 および、それらの比 (実測値/計算値) を表-5 に示す。なおこの場合、 x 鉄筋降伏荷重を定めるのに際し、ひびわれとひびわれの間における鉄筋の付着が完全に失われているものとした。実際には、この仮定が厳密には正しいとはいえないが、鉄筋が降伏する荷重附近ではひびわれ分散も十分に進み、付着効果も失われているものと思われる所以、この仮定を設けても実用上なんら問題がないものと考えられる。この表からも明ら

表-4 鉄筋コンクリート板の試験結果

(kg/cm²=0.098 MPa)

試験体番号	試験体の諸元				試験結果						
	鉄筋比 <i>p</i> (%)	<i>x</i> 鉄筋 との偏角 <i>α</i>	初期 ひびわれ の有無	<i>k</i> = $\frac{N_2}{N_1}$	コンクリートの物性値			諸荷重 (t)			
					σ_{cu} (kg/cm ²)	σ_{tu} (kg/cm ²)	E_c ($\times 10^3$ kg/cm ²)	初期 ひびわれ 荷重	降伏荷重 <i>x</i> 鉄筋		
20	0.761	0	無	0	201	20.6	2.10	26.0	44.0	—	63.5
6	0.761	0	無	0.5	249	22.0	2.35	30.0	40.0	—	64.0
11	0.713	12.5	無	0	207	23.2	2.20	30.0	44.0	—	56.0
12	0.713	12.5	無	1.0	253	25.5	2.58	23.0	38.0	42.0	46.0
7	0.713	22.5	無	0	239	21.5	2.34	30.0	36.0	44.0	50.0
8	0.713	22.5	無	0.5	251	20.3	2.35	26.0	36.0	41.0	48.0
9	0.713	22.5	無	1.0	262	24.4	2.70	20.0	36.0	—	44.0
13	0.713	22.5	無	-1.0	215	22.8	2.44	28.0	38.0	—	46.0
15	0.713	30.0	無	0	225	23.7	2.12	26.0	38.0	48.5	52.0
2	0.713	30.0	無	0.5	254	21.3	2.51	24.0	34.0	48.0	52.0
4	0.713	30.0	無	1.5	278	23.7	2.75	24.0	36.0	38.5	52.0
19	0.713	45.0	無	0.5	181	20.8	1.90	18.0	44.5	49.0	49.0
21	0.713	45.0	無	-1.0	284	24.0	2.45	34.0	42.0	—	51.5
3	0.713	30.0	30	0	282	27.2	2.74	—	33.5	40.0	48.0
17	0.713	30.0	57	0.5	219	22.8	1.93	—	47.5	47.0	56.0
10	0.713	22.5	$\varphi=22.5$	0.5	207	21.5	2.17	—	34.5	40.5	44.0
14	0.713	22.5	$\varphi=22.5$	-1.0	222	20.8	2.20	—	34.0	—	50.0
16	0.713	22.5	$\varphi=49.0$	-1.0	208	22.4	2.00	—	39.5	—	49.0
22	1.183	0	無	0	246	22.0	2.15	30.0	66.0	—	92.0
23	1.183	22.5	無	0	202	19.0	2.11	28.0	53.0	—	79.0
27	1.183	22.5	無	0.5	211	19.3	2.09	26.0	60.0	64.0	87.5
25	1.183	22.5	$\varphi=22.5$	0	221	21.2	2.07	—	51.0	—	82.5
26	1.183	45.0	無	0	204	21.3	2.21	30.0	61.5	69.0	82.0
24	$x: 1.183$ $y: 0.592$	22.5	無	0	217	21.6	2.17	22.0	51.0	58.5	65.0

かなように、*k* が +1.0 から -1.0 の方向に変化するに従い Leitz の算定値は実測値をしだいに過少評価する傾向にある。これは 4.(3) でも検討したように、*k* が -1.0 に近づくにつれ、ひびわれ発生方向 φ が α に近くになってゆくことおよび、*k* が -1.0 のときの実験結果からみても Leitz の仮定のように $\varphi=45^\circ$ とはならないこと等によるものである。Baumann および著者らの方法による値の変動係数がそれぞれ 9.6%，および 9.2% であるのに対し Leitz のそれは 14.4% となり、実測値の推定精度が悪くなっている。また Baumann と著者らの方法による *x* 鉄筋降伏荷重の推定は、*k* のすべての範囲にわたって、実測値/計算値の比が *k* の値に依存せず、いずれの式の適用性も十分であるといえる。

しかし、前述のとおり *x* 鉄筋のひずみは、ひびわれ方向角 φ の影響を受けないことから、上記現象を呈するものであって、*y* 鉄筋のひずみの推定をひびわれ方向のいかんにかかわらず計算できる著者らの方法の方が、鉄筋コンクリート板の面内力に対する力学的性状を実際に即して求めることのできる一般性のある解析方法であるといえよう。

(2) *x* 鉄筋降伏後の耐力推定

x 鉄筋が降伏するまでは、前述したように *k* の値によって変化するひびわれ方向で、ひびわれ面のせん断力を考慮した耐力推定式に従い、*x* 鉄筋が降伏した後の荷重増分に対しては、*x* 鉄筋による荷重負担増分 ΔZ_x は 0 として、*y* 鉄筋による荷重負担増分 ΔZ_y とひびわれ面でのせん断力成分の増分 ΔH のみで抵抗するものと考え、増分量に対する力のつり合いのみを考えるものとする。

ひびわれ方向を φ とすれば

$$\Delta Z_x = 0 = N'_1 \cos^2 \varphi (1 + \tan \alpha \cdot \cot \varphi) + N'_2 (1 - \cot \alpha \cdot \tan \varphi) + \Delta H \tan \varphi \quad \dots(14)$$

$$\Delta Z_y = N'_1 \sin^2 \varphi (1 + \cot \alpha \cdot \cot \varphi) + N'_2 \cos^2 \varphi (1 + \tan \alpha \cdot \cot \varphi) - \Delta H \cot \varphi \quad \dots(15)$$

ただし、 $N'_1 = N_1 - N_1^{xyield}$

$$N'_2 = N_2 - N_2^{xyield}$$

$$\Delta Z_y = Z_y - Z_y^{xyield}$$

ここに、

$$N_1^{xyield}, N_2^{xyield} : x$$
 鉄筋が降伏するときの N_1, N_2 荷重

表—5 x 鐵 筋 降 伏 荷 重

試験体 番号	試験体の諸元				N_1 x yield	N_1 max	Leitz		Baumann		著者	
	ρ	α	ひびわれ の有無	$k = \frac{N_2}{N_1}$			N_1 x yield	実/計	N_1 x yield	実/計	N_1 x yield	実/計
20	0.761	0	—	0	44.0	63.5	43.2	1.02	43.2	1.02	43.2	1.02
6	0.761	0	—	0.5	40.0	64.0	43.2	0.93	43.2	0.93	43.2	0.93
11	0.713	12.5	—	0	44.0	56.0	35.7	1.23	37.2	1.18	38.6	1.14
12	0.713	12.5	—	1.0	38.0	46.0	40.5	0.94	40.5	0.94	40.5	0.94
7	0.713	22.5	—	0	36.0	50.0	33.5	1.07	36.1	1.00	35.6	1.01
8	0.713	22.5	—	0.5	36.0	48.0	36.7	0.98	37.4	0.96	35.0	1.03
9	0.713	22.5	—	1.0	36.0	44.0	40.5	0.89	40.5	0.89	40.5	0.89
13	0.713	22.5	—	-1.0	38.0	46.0	28.6	1.33	35.0	1.09	35.5	1.07
15	0.713	30.0	—	0	38.0	52.0	34.2	1.11	36.3	1.05	34.4	1.10
2	0.713	30.0	—	0.5	34.0	52.0	37.1	0.92	37.8	0.90	37.6	0.90
4	0.713	30.0	—	1.0	36.0	52.0	40.5	0.89	40.5	0.89	40.5	0.89
19	0.713	45.0	—	0.5	44.5	49.0	40.5	1.10	40.5	1.10	40.5	1.10
21	0.713	45.0	—	-1.0	42.0	51.5	40.5	1.04	40.5	1.04	40.5	1.04
3	0.713	30.0	$\varphi=30.0$	0	33.5	48.0	34.2	0.99	36.3	0.92	34.4	0.97
17	0.713	30.0	$\varphi=57.0$	0.5	47.5	56.0	37.1	1.28	37.8	1.26	37.6	1.26
10	0.713	22.5	$\varphi=22.5$	0.5	34.5	44.0	36.7	0.94	37.4	0.92	35.0	0.99
14	0.713	22.5	$\varphi=22.5$	-1.0	34.0	50.0	28.6	1.19	35.0	0.97	35.5	0.96
16	0.713	22.5	$\varphi=49.0$	-1.0	39.5	49.0	28.6	1.38	35.0	1.13	35.5	1.11
22	1.183	0	—	0	66.0	92.0	67.2	0.98	67.2	0.98	67.2	0.98
23	1.183	22.5	—	0	53.0	79.0	55.6	0.95	56.8	0.93	57.1	0.93
27	1.183	22.5	—	0.5	60.0	87.5	60.9	0.99	59.1	1.02	56.4	1.06
25	1.183	22.5	$\varphi=22.5$	0	51.0	65.0	55.6	0.92	56.8	0.90	57.1	0.89
26	1.183	45.0	—	0	61.5	82.0	67.2	0.92	67.2	0.92	67.2	0.92
24	$x=1.183$ $y=0.592$	22.5	—	0	51.0	65.0	55.6	0.92	52.5	0.97	54.2	0.94
平均値 変動係数							1.04 14.4%		1.00 9.6%		1.00 9.2%	

Z_y^{xyield} : x 鉄筋が降伏するときの y 鉄筋方向の荷重

N_1, N_2 : 作用荷重

式(14)より AH を求め式(15)に代入すれば式(16)となる.

$$dZ_y = N_1' \{ \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi)^2 \\ + k \sin^2 \alpha (1 - \tan \varphi \cdot \cot \alpha)^2 \} \cdot \cot^2 \varphi \quad \dots \dots \dots \quad (16)$$

一七

$$k = \frac{N_2}{N_1} = \frac{N'_2}{N'_1}$$

したがって、 y 鉄筋降伏までの y 鉄筋の荷重負担増分 ($\Delta Z_y = Z_{y,yield} - Z_{y,xyield}$) に対する N'_1, N'_2 を求めることにより、 y 鉄筋の降伏時の耐力を求めることができる。

ここに、 N_1^{yield} ：y 鉄筋が降伏するときの N_1 荷重

上記の考え方従って計算した RC 板の y 鉄筋降伏荷

重を、実測結果とともに表-6に示した。 γ 鉄筋降伏荷重が明確に測定できなかった場合については、最大荷重を γ 鉄筋降伏荷重とした。全試験体に対する実測値/計

表—6 y 鉄筋降伏荷重

試験 体の 番号	試験体の諸元			ひびわれ 方 向 角 (度)	γ 鉄筋降伏荷重		
	鉄 筋 比 $p\%(\%)$	α	$k = N_g/N_i$		実験値	計算値	実/計
12	0.713	12.5	1.0	45.0	42.0	40.5	1.04
7	0.713	22.5	0	22.5	44.0	40.5	1.09
8	0.713	22.5	0.5	33.8	41.0	41.3	0.99
15	0.713	30.0	0	30.0	48.5	40.5	1.20
2	0.713	30.0	0.5	37.5	48.0	42.8	1.12
4	0.713	30.0	1.0	45.0	38.5	40.5	0.95
19	0.713	45.0	0.5	45.0	49.0	40.5	1.21
3	0.713	30.0	0	30.0	40.0	40.5	0.99
17	0.713	30.0	0.5	37.5	47.0	40.9	1.15
10	0.713	22.5	0.5	33.8	40.5	41.3	0.98
27	1.183	22.5	0.5	33.8	64.0	65.6	0.98
26	1.183	45.0	0	45.0	69.0	67.2	1.03
24	$x=1.183$ $y=0.592$	22.5	0	22.5	58.5	57.0	1.02
平均 値							1.06
変動 係 数							8.2%

算値の平均値 1.06 および変動係数 8.2% であり、上記の y 鉄筋の降伏荷重の推定方法は、実用的にみて十分使用に供せるものであると判断される。

8. まとめ

本研究は、原子力発電所格納容器のような鉄筋コンクリート円筒シェルが、面内膜力とともに地震時の面内せん断力を受けたときの面内力に対する断面設計の合理化を図ることを目的として、面内力を受けるシェル要素をモデル化して直交 2 方向配筋した RC 平板の載荷試験を行い、実験結果について検討を加え、既往の解析理論を発展させ、実際の性状に即した実用的な解析手法の提案を行ったものである。本研究の主要な結果をとりまとめれば、以下のとおりである。

(1) 本研究に用いた RC 平板の 2 方向面内力載荷試験装置ならびに供試体は、従来の方法で問題とされていた荷重の不均等性、鉄筋のアンカーなどの課題を本質的に改善したもので、せん断力の卓越しない範囲での RC シェル要素の試験方法として、適切なものであることが確かめられた。

(2) 2 方向面内主応力を受ける RC シェル要素のひびわれ耐力は、応力状態が圧縮引張の領域では Kupfer の提案式で評価できるが、引張引張の領域では、応力比に応じひびわれ耐力を低減する必要がある。この場合、材料試験によって得られる強度値を用いて得られるシェル要素のひびわれ耐力に耐力低減係数を乗じて補正しなければならない。

(3) RC シェル要素の応力および変形の解析に想定すべきひびわれ方向が、重要な役割を演ずるという観点に立って、実験結果から支配的なひびわれ方向の統計的な分析を行い、主応力比の関数として 2 方向等量配筋の場合について適用されるひびわれ方向を与える実験式を定めた。

(4) RC シェル要素の応力および変形の算定方法として、Baumann の考え方を基本とし、上記のひびわれ方向の応力比依存性、ひびわれ縁で伝達されるせん断剛性のひびわれ幅依存性および、ひびわれとひびわれ間のコンクリート部分の引張剛性への寄与を考慮した解析手法を提案し、これによる解析結果が従来の手法による応力、変形およびひびわれ幅の算定値に比べ、実測値といい一致を示すことが明らかにされた。特に大きい方の主引張応力と大きい角度をなす鉄筋 (y 鉄筋) の応力算定については、著者らの提案式の適用性が格別に高いことが示された。

(5) RC シェル要素の荷重分担が小さい y 方向鉄筋が降伏する荷重の算定手法を提案し、本手法が、 y 方向鉄筋の降伏耐力についても x 方向鉄筋と同程度の変動係数(約 10%) の範囲内で推定が可能であることが確かめられた。

謝 辞：本論文の作成にあたり、終始ご懇切なるご指導を賜った東京大学 岡村甫教授、西野文雄教授、小谷俊介助教授に深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) Leitz, H. : Eisenbewehrte Platten bei allgemeinen Biegungszuständen, Bautechnik, Heft 32, 1923.
- 2) Flügge, W. : Static und Dynamik der Schalen, 3rd ed., Berlin, Springer-Verlag, 1962.
- 3) Peter, J. : Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen Schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung, Die Bautechnik, Vol. 43, No. 5, pp. 149～154, 1966-5, and Vol. 43, No. 7, pp. 240～248, 1966-7.
- 4) Baumann, T. : Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken, Der Bauingenieur, Vol. 47, Heft 10, pp. 367～372, 1972.
- 5) Baumann, T. : Tragwerkung Orthogonaler Bewehrungsnetze Beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton, Deutcher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 217, Berlin, 1972.
- 6) Duchon, N.B. : Analysis of Reinforced Concrete Membrane Subject to Tension and Shear, ACI Journal, Vol. 69, No. 9, pp. 578～583, 1972-9.
- 7) Bazant, Z.P. and T. Tsubaki : Concrete Reinforcing Net : Optimum Slip-Free Limit Design, Proc. of ASCE, Vol. 105, No. ST 2, pp. 327～346, February 1979.
- 8) Kupfer, H.B., H.K. Hilsdorf and H. Rüsch : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ACI Journal, Vol. 66, No. 8, pp. 656～665, 1969-8.
- 9) Houde, J. : Study of Force-Displacement Relationship for the Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, Structural Concrete Series, No. 73-2, McGill University, Montreal, December 1973.
- 10) Mirza, M.S. and J. Houde : A Finite Element Analysis of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, ACI Special Publication SP 42-5, Vol. 1, "Shear in Reinforced Concrete", Detroit, Michigan, pp. 103～128, 1974.
- 11) Fenwick, R.C. and T. Paulay : Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST 10, Proc. Paper 2325, pp. 2325～2350, October 1968.
- 12) Loeber, P.J. : Shear Transfer by Aggregate Interlock, M.E. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1970.
- 13) Paulay, T. and P.J. Loeber : Shear Transfer by Aggregate Interlock, ACI Special Publication SP 42-1, Shear Transfer in Reinforced Concrete, Vol. 1, Detroit, Michigan, pp. 1～15, 1974.