

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 17 NO. 2 JUNE. 1978

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 17 卷 第 2 号 (Vol. 17, No. 2), 1978 年 6 月 (June. 1978)

目 次 (CONTENTS)

1. 水平版に働く揚圧力に関する研究
..... 谷本勝利・高橋重雄・和泉田芳和..... 3
(A Calculation Method of Uplift Forces on a Horizontal Platform
.....Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI, Yoshikazu IZUMIDA)
2. 海水の A.G.P. 試験法とその適用
..... 堀江 毅・細川恭史・三好英一.....49
(A.G.P. (Algal Growth Potential) Test and its Application to Seawater
.....Takeshi HORIE, Yasushi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI)
3. 集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究
..... 関 博.....81
(Ultimate Strength of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated Loads
.....Hiroshi SEKI)
4. 車止めの塗装の標準化について
..... 伊藤隆夫・阿部正美・久保清志・石塚修次... 171
(Standardization of Painting System Applied on Steel Curbing
.....Takao ITO, Masami ABE, Kiyoshi KUBO, Shuji ISHIZUKA)
5. 有限要素法と最適分割法について..... 東海林秀幸... 193
(On the Finite Element Method and Optimum Mesh Grid
..... Hideyuki SHOJI)

集中荷重をうける鉄筋 コンクリートスラブの設計法に関する研究

関 博*

要 旨

さん橋式けい船岸や防波堤ケーソンなどの港湾施設を対象として、集中荷重の作用する鉄筋コンクリートの固定スラブの終局耐力に関して実験的・理論的検討を行ない、せん断強度算定のための実用式を提案した。

載荷試験は周辺に補剛はりを有する一辺 1.0m の正方形スラブに関し実施し、実験要因はコンクリート強度、鉄筋の降伏点、鉄筋比、スラブ有効厚、はり断面、載荷盤径である。試験結果から、(1)破壊荷重の1/2以下の荷重におけるひびわれ幅は0.2mm以下であって、耐久性の観点からは設計荷重を制限する必要のないこと、(2)荷重初期の段階からスラブに面内圧縮力が発生し、荷重の増加と共に面内力は増加すること、(3)押し抜きせん断破壊はスラブが25~35°の角度で円錐台状に押し抜かれる形態であること、(4)既往の押し抜きせん断に関する提案式や規準式は固定スラブのせん断耐力を適確に推定できるものでないこと、その他を明らかにした。

集中荷重をうける固定スラブの曲げ耐力および押し抜きせん断耐力の算定式は、スラブ周辺の拘束による面内圧縮力の効果を考慮したものである。曲げ耐力算定式では、スラブ中立軸の移動がスラブ変形の幾何学的条件により定まるとしたことであり、せん断耐力算定式は、限界断面の設定、面内力、二軸応力やほぞ効果、スラブ有効厚の影響などに考察を加え誘導したものである。さらに、本文では次のせん断強度計算式を提案した。

$$\tau_u = \hat{\rho}_0(1 + \hat{\rho}_d + \hat{\rho}_N)\sigma_{tu}$$

ただし

$$\tau_u = P/bd, \quad b = 2\pi(r+d)$$

$$\hat{\rho}_0 = 0.47, \quad \sigma_{tu} = 1.4\sqrt{\sigma_{cu}}$$

$$\hat{\rho}_d = \frac{3.0}{2.0d^{0.25} - 1.7} - 1, \quad \hat{\rho}_N = \frac{230 - K/s}{20(20 + K/s)}$$

* 構造部 前材料施工研究室長

Ultimate Strength of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated Loads

Hiroshi SEKI*

Synopsis

The reinforced concrete slabs, generally designed as fixed slabs, are main structural members of such port facilities as the upper element of piled wharves and the caissons of breakwaters. The paper deals with the ultimate strength design methods of reinforced concrete fixed slabs subjected to concentrated loads.

Slab specimens are 1.0m square and are restrained with the supporting concrete beams along the boundary. The main variables are concrete compressive strength, yield point of reinforcing bars, reinforcement ratio, effective depth of slabs, cross sectional areas of boundary beams, and diameter of loading plate. Test results indicate as follows.

- (1) No limitation of the design load is required in consideration of crack width.
- (2) The data clearly indicate that compressive in-plane force is generated in the cross section of slabs.
- (3) In many cases failure occurs by punching along a truncated cone around a concentrated loads. The angle of inclination ranges from 25 to 35 degrees.
- (4) Neither regulations presented in the codes nor proposed equations regarding punching shear adequately estimate the failure load of fixed slabs.

Then, the theoretical equation regarding the ultimate strength of flexure and punching shear is induced taking into consideration the membrane effect, and the calculation equation of shear strength is proposed.

The principal idea for flexure is following. The neutral axis of a slab section is determined from the geometrical deformation of bent strip rather than the equilibrium of distributed stress in the section. Unbalanced forces which exist in the section, such as in-plane force, enhance the ultimate resisting moment. The theoretical approach shows that membrane action is more effected in slabs with a higher value of $\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ and larger restraints of lateral movement, as contributes to increase flexural strength. The calculation equation regarding punching shear is induced in consideration of such items as critical section at shear failure, in-plane force acting on the cross section of the slabs, bi-axial force, dowel action due to tension reinforcement, and influence of effective depth. Two equations for flexure and shear are shown to yield good agreement with the test results.

Finally, the following practical equation for the shear strength of fixed slabs is recommended.

$$\tau_u = \beta_0(1 + \beta_d + \beta_N)\sigma_{lu}$$

* Ex-chief of the Materials Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	81
1. 緒 論	85
2. スラブの終局耐力に関する既往の研究	85
2.1 既往のせん断耐力算定式	85
2.1.1 概 要	85
2.1.2 単純支承スラブの実験を基準とした算定式	87
2.1.3 面内力を考慮した算定式	90
2.2 押し抜きせん断に関する現行の規準	91
2.2.1 各国の規準における設計法	91
2.2.2 設計式の比較	92
2.3 スラブの曲げ耐力に関する設計法	93
2.3.1 概 要	93
2.3.2 降伏線理論による曲げ耐力の計算	94
3. 四辺固定スラブの載荷試験	94
3.1 概 要	94
3.2 供試体の諸元	95
3.3 試験方法	96
3.4 ひびわれ状況	100
3.4.1 ひびわれの型式	100
3.4.2 ひびわれ幅	101
3.5 周辺補剛はりの変形	102
3.6 たわみおよびひずみ	103
3.6.1 たわみおよび剛性変化	103
3.6.2 ひ ず み	107
4. スラブの押し抜きせん断破壊	107
4.1 せん断破壊の状況	107
4.2 限界断面の設定	108
4.3 各種要因とスラブのせん断耐力	108
4.3.1 比較方法	108
4.3.2 実験要因とせん断強度	109
5. せん断耐力の現行設計法との比較	111
5.1 現行規準との比較	111
5.1.1 設計集中荷重の算定	111
5.1.2 許容集中荷重と破壊荷重	113
5.2 既往の算定式との比較	113
6. 四辺固定スラブにおけるせん断耐力の推定	115
6.1 概 要	115
6.2 固定スラブにおける曲げ耐力解析	115
6.2.1 面内力を考慮した曲げ耐力の解析	115
6.2.2 固定スラブの曲げ耐力	118
6.2.3 周辺補剛はりの挙動	118
6.3 固定スラブにおけるせん断耐力解析	119
6.3.1 面内力を考慮したせん断耐力の解析	119

6.3.2	固定スラブのせん断耐力	121
6.4	曲げ耐力とせん断耐力の関係	122
6.4.1	概 要	122
6.4.2	面内力を考慮したスラブの挙動	123
6.4.3	曲げ耐力とせん断耐力の関係	123
6.5	固定スラブのせん断強度	124
7.	結 論	138
	謝 辞	140
	記 号	140
	参 考 文 献	140
附	録	147
附録A	スラブの曲げ耐力の計算	142
附録B	スラブの破壊実験	144
附録C	スラブの弾性解析	158
附録D	面内力を考慮した終局耐力計算のプログラム	161

1. 緒 論

近年、港湾取扱貨物量の増大と船型の大型化に対処するために、海上輸送コンテナや大型モビルクレーンなどを導入した埠頭荷役の近代化が積極的に進められている。この種のけい船施設には、上部工を鉄筋コンクリートスラブとしたさん橋式けい船岸が多く、従来設計において考慮されなかったような大きな集中荷重に対する上部工スラブの設計法の確立が要請されてきたり。

防波堤は現在は混成堤型式が主流を占め、混成堤上部は隔壁を有した鉄筋コンクリートケーソンを設置するのが一般である。ケーソン壁体はスラブ構造であり、従来は荷重・外力作用を等分布や三角形分布などの荷重に置換して設計を実施してきた。しかし、ここ数年、施工条件の制約やケーソン壁体の被災などの実態を背景として、集中荷重に対する設計法の検討が緊急の課題とされている。すなわち、港湾建設適地の減少に伴い防波堤は大水深に建設する傾向にあり、必然的に混成堤マウンドの水深は増加し、マウンド上面の捨石均しは機械化施工に移行する状態となっている。このため、捨石均し面の精度を従来と同等の精度に高めることは困難であって、均し面上に突出した捨石はケーソン底版に大きな集中荷重を作用させることとなる。また、荒天時における波浪の激突により、集中的な波圧作用に起因した港外側のケーソン外壁の破損などの被災が多く報告されている²⁾。

上述のように、港湾施設には鉄筋コンクリート部材としてスラブ構造が活用されており、支承条件の多くは設計上周辺固定となっている。しかも、荷役機械、捨石マウンドの反力、波力などの荷重・外力作用に関して、実態はスラブが集中的な力を負担する部材として機能を果たすことが多く、集中荷重に対する固定スラブの設計法の確立が要望されている。

周辺が単純支承のスラブに関しては、従来から多くの実験的・理論的成果が発表されており、現段階においてもスラブの終局耐力について比較的精度の良い計算値を求めることができる。曲げ耐力に関しては、降伏線理論 (yield line theory)³⁾などを適用することによって、複雑な形状や荷重条件のスラブを解析することは容易である。またせん断耐力に関しても、実験的考察のもとに多くの算定式が提案されており、これらの一部は各国の規準にその成果が反映されている。

一方、固定スラブに関しては、実験例も極めて少なく、また、理論的な検討もあまりなされていない。これはスラブ周辺の拘束によってスラブ内に発生する面内力 (in-plane force) の理論解析が比較的困難なこと、曲げ

耐力やせん断耐力に及ぼす面内力効果の評価方法が確立されていないこと、実験に多大の労力を要し実際の構造部材における拘束条件の再現が困難なこと、などの理由によるものと思われる。フラットスラブの柱とスラブの接合部は、大きな曲げモーメントとせん断力が作用する。接合部のせん断耐力に関する従来の実験は、弾性解による曲げモーメント分布から反曲点を求め反曲点を単純支承としたものであり、周辺の拘束条件を考慮しない研究成果を固定スラブに適用することは問題がある。

本研究は上述の必要性に基いて1971年から1977年に亘って実施したものであり、港湾構造物の主要部材である鉄筋コンクリート固定スラブに関し、集中荷重作用時における終局耐力の実験的・理論的検討を試みた。現段階ではあらゆる諸元や支承条件のスラブを包含することは困難であり、本文では対象を四辺固定スラブに限定した。また、港湾構造物に用いられるスラブは、普通骨材コンクリートである、作用する集中荷重は移動荷重である、などを考慮して研究対象はせん断鉄筋を有しない普通骨材コンクリートの鉄筋コンクリートスラブとした。固定スラブの終局耐力に関しては、曲げ耐力およびせん断耐力の両者から考察を加え、面内力を考慮した終局耐力の算定式を提示した。これらの実験的・理論的成果を応用して、集中荷重の作用するスラブの特徴的な破壊である荷重近傍のせん断破壊 (いわゆる、押し抜きせん断破壊 punching shear failure) に対して、せん断強度の算定式を検討し一応の成果を得ることができた。

2. スラブの終局耐力に関する既往の研究

2.1 既往のせん断耐力算定式

2.1.1 概 要

フラットスラブやフーチングは、柱とスラブの接合部に大きな曲げモーメントとせん断力が作用し、最終的な破壊型式はせん断破壊となることが多い。すでに1910年代に Talbot⁴⁾ の柱・フーチングの載荷試験が報告されており、現在までに数多くの実験研究が実施され、また、せん断耐力に関する算定式が提案されている。既往のフラットスラブの実験は、弾性解析により求められた反曲点を支点とした単純支承スラブの載荷試験が大部分である。

単純支承スラブを対象としたせん断耐力の算定式は、コンクリートの種類、せん断鉄筋の有無、柱からスラブへの断面力の伝達条件 (モーメント伝達の有無)、など多岐に亘っている。本文では、人工軽量骨材コンクリートを使用したスラブ、せん断鉄筋を配筋したスラブ、モーメント伝達を考慮したスラブ、を基準とした算定式は

表-2.1 スラブのせん断耐力の算定式

提 案 者	提 案 式 (kg·cm 単位)
Elstner & Hognestad	$P_{\text{shear}} = \phi_0 P_{\text{flex}}$ $\phi_0 = \frac{A + \sqrt{A^2 + 0.184 B}}{2B}, \quad A = \frac{23.4}{\sigma_{cu}}, \quad B = \frac{8 P_{\text{flex}}}{7 b d \sigma_{cu}}$ $P_{\text{flex}} = 8 m_u \left(\frac{1}{1-a/l} - 3 + 2\sqrt{2} \right)$ $= 8 m_u \frac{1}{1-a/l}$ $m_u = \sigma_{cu} q d^2 (1-q/2), \quad b = b_0$ <p style="text-align: right;">(隅の浮上り自由)</p> <p style="text-align: right;">(隅の浮上り拘束)</p>
Whitney	$P_{\text{shear}} = b d \left(7.04 + 0.75 \frac{m_u}{d^2} \sqrt{\frac{d}{l_s}} \right)$ <p>l_s : 柱周囲とスラブ支承との距離, $b = 4(a+d)$</p> $m_u = \sigma_{cu} q d^2 (1-q/1.7)$ $= \sigma_{cu} d^2 / 3$ <p style="text-align: right;">(under-rein.)</p> <p style="text-align: right;">(over-rein.)</p>
Moe	$P_{\text{shear}} = \frac{3.98 \left(1 - 0.075 \frac{a}{d} \right) b d \sqrt{\sigma_{cu}}}{1 + 1.39 \frac{b d \sqrt{\sigma_{cu}}}{P_{\text{flex}}}}$ $P_{\text{flex}} = 8 m_u \left(\frac{1}{1-a/l} - 3 + 2\sqrt{2} \right)$ $= 8 m_u \frac{1}{1-a/l}$ $m_u = \sigma_{cu} q d^2 (1-q/2), \quad b = b_0$ <p style="text-align: right;">(隅の浮上り自由)</p> <p style="text-align: right;">(隅の浮上り拘束)</p>
Yitzhaki	$P_{\text{shear}} = d^2 \left(1 - \frac{q}{2} \right) (84.0 + 1.31 p \sigma_{sy}) \left(1 + 0.5 \frac{a}{d} \right)$
Herzog	$P_{\text{shear}} = b d \sqrt{\sigma_{cu}} (0.701 + 0.0180 p \sigma_{sy})$ $b = 4(a+d), \quad p \sigma_{sy} \leq 53.9$
Regan	$P_{\text{shear}} = 3.06 b d (8.33 \sigma_{cu} p)^{0.4}$ $b = b_0 + 3.5 \tau d$
角田・井藤・藤田	$P_{\text{shear}} = \frac{0.674 b d \sqrt{\sigma_{cu}} \left(1 + 0.5 \frac{p \sigma_{sy}}{\sqrt{\sigma_{cu}}} \right)}{1 + \frac{d}{20}}$ $b = b_0 + 3 \pi d, \quad p \sigma_{sy} / \sqrt{\sigma_{cu}} \leq 3.33$
Long	<p>次式のうち小さな値を用いる。</p> $P_{\text{shear}} = \frac{\sigma_{sy} p d^2 (1 - 0.59 q)}{0.2 - 0.9 \frac{a}{l}} \quad \text{(曲げ型式)}$ $P_{\text{shear}} = \frac{1.33 b d (100 p)^{0.23} \sqrt{\sigma_{cu}}}{0.75 + 4 \frac{a}{l}} \quad \text{(せん断型式)}$ $b = 4(a+d)$

除外することとする。

算定式は何らかの形で実験により得られた結果を含むものである。大別すると、スラブ周辺の拘束効果を考慮しないもの、および、拘束効果を考慮したものに分けられる。前者は主に単純支承スラブに対して有効な式と考えられる。一方、後者は単純支承スラブで端部の水平変形を拘束した場合、固定スラブの場合において、算定式の適用性があると思われる。

2.1.2 単純支承スラブの実験を基準とした算定式

表-2.1は提案されている主要な算定式を取り纏めたものである。以下、それぞれの式の考え方を記述することとする。

(1) Elstner & Hognestad (1956)⁵⁾

Richartの実施したバネ支承された柱・フーチングの載荷試験結果^{6),7)}をもとに、Hognestadはせん断耐力の算定式を提示した⁸⁾。表-2.1に示した式は、その後に行った柱・スラブの載荷試験結果から当初の算定式の定数を若干修正したものである。

せん断破壊は曲げモーメントによって著しく影響を受けると考え、曲げの効果を導入するために係数 ϕ_0 ($\phi_0 = P_{shear}/P_{flex}$) を考えた。スラブの試験結果を整理して、せん断強度に次式を与えた。

$$\tau_u = 333 + \frac{0.046 \sigma_{cu}}{\phi_0} \quad (2.1)$$

また、せん断応力度を計算するための限界断面 (critical section) は柱周囲と考えた。すなわち、

$$\tau = \frac{P_{shear}}{7b_0d/8} \quad (2.2)$$

ϕ_0 を代入し (2.1), (2.2) 式を整理すると、表-2.1 に示す式が得られる。

(2) Whitney (1957)⁹⁾

Richart^{6),7)} および Elstner & Hognestad⁵⁾ の実施した試験の結果を再検討し、せん断耐力の算定式を提示した。

せん断強度は部材断面の曲げ抵抗力と密接な関連を有するとし、鉄筋比が小さいときには主に $\rho \sigma_{sv}$ に、また、鉄筋比が大きいときには主に σ_{cu} によってせん断強度が定まるとしている。さらにせん断強度は断面に作用する圧縮合力とせん断応力によって影響を受けるとし、この要因は d/l_0 (l_0 : 柱周囲とスラブ支承との距離) によって表わせるとした。試験結果を整理し実験定数を定めると、

$$\tau_u = 100 + 0.75 \frac{m_u}{d^2} \sqrt{\frac{d}{l_0}} \quad (2.3)$$

また、せん断破壊を生ずるときの破壊面の傾斜角を

45° と考え、限界断面は柱周囲から $d/2$ の距離に設定した。したがって、

$$\tau = \frac{P_{shear}}{4d(a+d)} \quad (2.4)$$

(2.3) および (2.4) 式から、表-2.1 に示す式が得られる。

(3) Moe (1961)¹⁰⁾

Moeの実施した柱・スラブおよび柱・フーチングの試験結果、Richart^{6),7)}、Elstner & Hognestad⁵⁾ の試験結果などをもとに、スラブのせん断耐力の算定式を提示した。

せん断強度は以下の方法で求めている。 P_{shear}/P_{oshear} (P_{oshear} : 曲げの影響がないとしたときの仮想的なせん断耐力) を図-2.1のように仮定し、 l が a_{cr} より大きな領域では近似的に次のような直線式を考えた。

$$\frac{P_{shear}}{P_{oshear}} + C' \frac{P_{shear}}{P_{flex}} = 1.0 \quad (2.5)$$

曲げの影響がないときのせん断耐力は引張強度の関数 (Moe は引張強度を $\sqrt{\sigma_{cu}}$ に置換した) と考え、次式を与えた。

$$P_{oshear} = A'bd\sqrt{\sigma_{cu}} \quad (2.6)$$

上式を (2.5) 式に代入すると

$$\frac{P_{shear}}{bd\sqrt{\sigma_{cu}}} = \frac{A'}{1 + B' \frac{bd\sqrt{\sigma_{cu}}}{P_{flex}}} \quad (2.7)$$

ただし $B = A'C'$

載荷試験結果によると、せん断強度は柱一辺の大きさがスラブの版厚に比し、小さくなると増加する傾向を示し、この影響を含めるために柱一辺の長さ (a) とスラブ有効厚 (d) の比を選定した。 a/d とせん断強度の関係を明確に捉える実験値が少ないために、 $(1 - C \cdot a/d)$ なる関数を考え (2.7) 式の A' に代入した。既往の試験結果をもとに、実験定数 A, B, C を定めると (2.7) 式は、

$$\frac{P_{shear}}{bd\sqrt{\sigma_{cu}}} = \frac{15 \left(1 - 0.075 \frac{a}{d}\right)}{1 + 5.25 \frac{bd\sqrt{\sigma_{cu}}}{P_{flex}}} \quad (2.8)$$

また、柱近辺のスラブにあらかじめ設けた孔におけるひびわれ状況の観察から、スラブのせん断破壊はせん断圧縮破壊であると考え、限界断面は柱周囲に設定した。したがって、せん断応力度は

$$\tau = \frac{P_{shear}}{b_0d} \quad (2.9)$$

(2.8) および (2.9) 式から、表-2.1 に示す算定式が得られる。

(4) Yitzhaki (1966)¹¹⁾

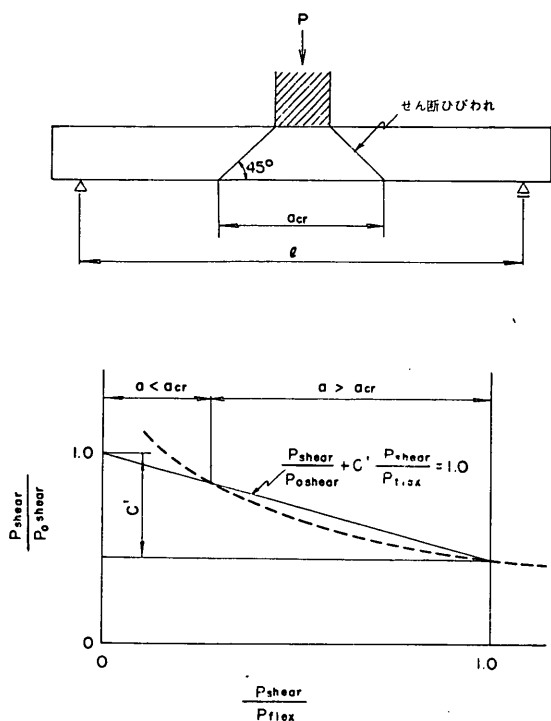


図-2.1 Moe の想定した破壊型式および曲げとせん断破壊の関係

Yitzhaki の実施した試験¹²⁾、既往の試験 (Elstner & Hognestad⁵⁾、Moe¹⁰⁾、Kinnunen & Nylander¹³⁾ など) の結果を基としている。

せん断耐力は、 σ_{cu} 、 σ_{sy} 、 a/d 、 d の関数と考え、これらを $(1-q/2)$ 、 $p\sigma_{sy}$ 、 a/d 、 d で表示することとしている。実験結果から定数を定めると、次式が得られたとしている。

$$P_{shear} = 8 \left(1 - \frac{q}{2}\right) d^2 (149.3 + 0.164 p\sigma_{sy}) \left(1 + 0.5 \frac{a}{d}\right) \quad (2.10)$$

一方、限界断面は柱周囲から d の距離を設定し、せん断応力度は限界断面における材料および配筋の影響を考慮して、次式を与えている。

$$\tau = \frac{P_{shear}}{\left(1 - \frac{q}{2}\right) d (4a + 8d)} \quad (2.11)$$

(2.10) の式を用いると、表-2.1 に示す算定式が得られるが、Yitzhaki の式の大きな特徴は、せん断強度 τ_u が $p\sigma_{sy}$ のみで定まるとした点である。

(5) Herzog (1970)¹⁴⁾

柱・スラブの既往の試験結果 (Elstner & Hognestad⁵⁾、Richart⁶⁾、⁷⁾、Moe¹⁰⁾、Kinnunen & Nylander¹³⁾ など) を

もとに、Yitzhaki¹¹⁾ の算定式を拡張したものである。

せん断強度に関しては、 σ_{cu} と $p\sigma_{sy}$ を主要因と考え、既往の試験から両者の関係を定める定数を求めている。これによると、

$$\frac{\tau_u}{\sqrt{\sigma_{cu}}} = 2.64 + 0.00477 p\sigma_{sy} \leq 6.3 \quad (2.12)$$

せん断応力度を計算するための限界断面は、柱周囲から $d/2$ の距離に設定した。すなわち、

$$\tau = \frac{P_{shear}}{4d(a+d)} \quad (2.13)$$

(2.12) および (2.13) 式から、表-2.1 に示した式が得られる。

(6) Regan (1971)¹⁵⁾

Regan の提案式は、他の式に比較し限界断面を広く設定していること、鉄筋のほぞ作用 (dowel action) を考慮していること、などが特徴である。

コンクリートの圧縮域で負担されるせん断力は、 σ_{cube} 、 p 、 d の関数と考え、単位幅について次式を与えている。

$$P_{shear_c} = 0.30 \left(\sigma_{cube} \cdot \frac{p}{100}\right)^{0.4} d \quad (2.14)$$

平面的にみた圧縮域の周長 (b_c) は柱周囲から $d/4$ の距離とすると、

$$b_c = b_0 + 0.5\pi d \quad (2.15)$$

(2.14) および (2.15) から、コンクリート圧縮部の負担するせん断力 P_{shear_c} は

$$P_{shear_c} = 0.30 d \left(\sigma_{cube} \cdot \frac{p}{100}\right)^{0.4} (b_0 + 0.5\pi d) \quad (2.16)$$

次に、ほぞ作用の有効な領域はせん断ひびわれの発生する外側であり、鉄筋のかぶりと鉄筋間隔の関数である。ほぞ作用の生ずる周長 (b_d) に次式を与えている。

$$b_d = (b_0 + 4\pi d) \frac{8c}{5s_0} \leq b_0 + 4\pi d$$

ただし c : 鉄筋のかぶり

s_0 : 鉄筋間隔

はりにおける検討結果によると、ほぞ作用により負担されるせん断力 P_{shear_d} は次式で表わされる。

$$P_{shear_d} = K_d N^{0.25} \sigma_{cube}^{0.33} \phi b_n$$

ただし K_d : 鉄筋の表面形状による係数

N : 鉄筋本数

ϕ : 鉄筋直径

b_n : 断面の純幅 $b_n = b_1 - N\phi$

b_1 : 断面幅

一方、スラブでは N は幅 $8c$ における鉄筋本数と考え、 $N^{0.25} \approx 1$ 、 $b_n \approx b_d$ と置いた。したがって、ほぞ作用により負担されるせん断力は

$$P_{shear} = K_d \sigma_{cube}^{0.33} \phi b d \quad (2.17)$$

したがって、柱・スラブにおけるせん断耐力 P_{shear} は (2.16), (2.17) 式から、

$$P_{shear} = 0.30 d \left(\sigma_{cube} \cdot \frac{\rho}{100} \right)^{0.4} (b_0 + 0.5 \pi d) + K_d \sigma_{cube}^{0.33} \phi b d \quad (2.18)$$

せん断応力度に関しては、試験結果¹⁶⁾から斜めひびわれの傾斜をほぼ 1:2 と考え、限界断面を柱周囲から 1.75d の距離に設定した。

(2.18) 式を簡略化するために、 P_{shear_c} と P_{shear_d} を $(\sigma_{cube} \cdot \rho / 100)^{0.4}$ の関数と考え、限界断面を 1.75d として次式を与えている。

$$P_{shear} = 0.30 d \left(\sigma_{cube} \cdot \frac{\rho}{100} \right)^{0.4} (b_0 + 3.5 \pi d)$$

表-2.1 に示した式は、 $\sigma_{cu} = 0.85 \sigma_{cube}$ として整理したものである。

(7) 角田等 (1974)¹⁷⁾

角田等の試験および既往の試験 (Elstner & Hognestad⁵⁾, Moe¹⁰⁾, Yitzhaki¹¹⁾, Kinnunen & Nylander¹³⁾ など) 結果をもとに、各種要因を統計解析し、集中荷重をうけるスラブのせん断耐力の算定式を提示した。

各種要因の影響度を検討すると、鉄筋比の影響を考慮する場合の表示としては、 ρ_{sv} としたものが実験値との相関性が良い、 $\sqrt{\sigma_{cu}}$ に比例する、スラブの有効厚ないしは載荷盤周長の影響に関しては a/d で表示することは妥当でない、などが明らかとなったとして、せん断強度を次式で与えている。

$$\tau_u = \frac{0.674 \sqrt{\sigma_{cu}} \left(1 + 0.5 \frac{\rho_{sv}}{\sqrt{\sigma_{cu}}} \right)}{1 + \frac{d}{20}} \quad (2.19)$$

また、供試体の破壊状況から、せん断破壊面の角度をほぼ 30° と考え、限界断面を載荷盤周長から 1.5d の距離に設定した。したがって

$$\tau = \frac{P_{shear}}{(b_0 + 3 \pi d) d} \quad (2.20)$$

(2.19), (2.20) 式から表-2.1 に示した式が得られる。

(8) Long (1975)¹⁸⁾

Long & Bond は曲げの影響を考慮したせん断耐力の計算式を提示しているが¹⁹⁾、設計計算の容易な式に修正を試みている。せん断破壊の型式は、主鉄筋が降伏するか否かによって相違し、鉄筋降伏後のせん断破壊は部材断面の曲げ強度により著しく影響を受け、鉄筋が降伏する以前の破壊はいわゆるせん断破壊であると区別した。前者を曲げ型式 (flexural mode)、後者をせん断型式 (shear mode) と呼称している。曲げ型式およびせ

ん断型式の 2 者のせん断耐力の算定式を示し、両者の小さな値をせん断終局耐力とする方法を提案している。

曲げ型式の破壊は、鉄筋の降伏が載荷荷重近傍に限定され、降伏線が十分に形成される以前に生ずるものと考えた。このときのせん断耐力は、終局曲げモーメント m_u に関連し、さらに、ほぞ作用による効果を 30% 見込んで

$$P_{shear_f} = 1.30 K_1 m_u \quad (2.21)$$

K_1 は載荷荷重の形状とスラブに生ずるモーメントの関係によって定まる係数であって、近似的に次式を与えている。

$$K_1 = \frac{1}{0.255 - 1.17 \frac{a}{l}} \quad (2.22)$$

(2.21) および (2.22) 式から、曲げ型式のせん断耐力 P_{shear_f} は

$$P_{shear_f} = \frac{m_u}{0.2 - 0.9 \frac{a}{l}}$$

一方、せん断型式の破壊では、 $(100\rho)^{0.25}$, $(\sigma_{cu})^{0.4}$, a/l に関連するとし、 $(\sigma_{cu})^{0.4}$ は近似的に $\sqrt{\sigma_{cu}}$ で表わした。 a/l は $1/[0.75 + 4.0(a/l)]$ で表現できるとし、限界断面を載荷周囲から $d/2$ の距離に設定すると、せん断耐力 P_{shear_s} は

$$P_{shear_s} = \frac{A(100\rho)^{0.25} \sqrt{\sigma_{cu}} 4(a+d)d}{0.75 + 4.0 \frac{a}{l}}$$

いわゆるせん断型式で破壊が生じたと想定される Elstner & Hognestad⁵⁾ の試験結果から、 $A=5.0$ とした。したがって上式は、

$$P_{shear_s} = \frac{20 d(a+d) \sqrt{\sigma_{cu}} (100\rho)^{0.25}}{0.75 + 4.0 \frac{a}{l}}$$

(9) Kinnunen & Nylander (1960)^{13), 20)}

柱・スラブの載荷試験を実施し、破壊機構をモデル化してせん断耐力の算定式を提示したものである。スラブ形状は円形であり、半径方向および円周方向に配筋したスラブ¹³⁾、直角二方向に配筋したスラブ²⁰⁾の破壊実験から図-2.2 に示すモデルを考えた。すなわち、せん断ひびわれと半径方向のひびわれにより分割されたスラブの部分要素を取り出し、柱からの荷重はせん断ひびわれ上端の円錐部分からスラブの部分要素に伝達される。円錐部分の厚さは、柱との接合部分における柱から伝達される圧縮応力と円錐部分下端の圧縮応力が等しいように定められる。せん断耐力は、スラブ部分要素の力およびモーメントの釣り合い、円錐部分に生ずる応力の限界値から定める。ただし、円錐部分の深さ (j) や角度 (α) を求めるために繰り返し計算を必要としせん断耐力の計算

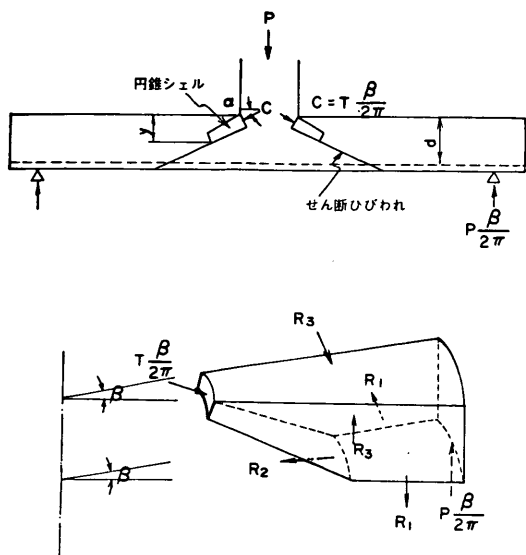


図-2.2 Kinnunen および Nylander の考えたせん断破壊モデル

値を求めるのは簡単でない。

なお、ほぞ作用の効果を考慮すると、上記で得られる計算値を1.2倍するのが良いとしている。

2.1.3 面内力を考慮した算定式

(1) 概 要

Ockleston²¹⁾ は3階建ての建物の床に等分布荷重を載荷して、曲げ破壊荷重が降伏線理論による計算値の2.5~2.9倍に達することを報告している。Hopkins & Park²²⁾ は、はりで支承された9パネル・スラブの等分布荷重載荷による破壊試験を実施して、降伏線理論による計算値に対して曲げ破壊荷重は中央パネルで2.18倍、端パネルで1.55倍、隅角パネルで1.46倍であったと報告している。Taylor & Hayes²³⁾ は単純支承の正方形スラブの中心に集中荷重を載荷しているが、端部の水平方向の移動を拘束するとせん断耐力が著しく増加することを見出ししている。このような現象は、鉄筋のひずみ硬化によって説明することは出来ないとし、いつれの研究者も面内力の発生によるものと推測している。

スラブに生ずる面内力は、membrane force、アーチ作用 (arching action)、懸垂作用 (catenary action) など種々の用語が用いられているが、本文では、ACI-ASCE Committee 426 の報告²⁴⁾ で述べている in-plane force を面内力と考えて使用することとする。

面内力は荷重段階により相違し、第1段階はたわみの増加に応じて圧縮面内力が増加する領域、第2段階はたわみの増加に応じて圧縮面内力が減少する領域、さら

に、たわみが増加すると第3段階として引張面内力が発生する領域に分類する研究者が多い。しかし、鉄筋コンクリートスラブでは、上記のような明確な傾向は捉えられていないようであり、一般に圧縮面内力のみを検討すれば十分であると思われる。

以下、(2)では曲げ破壊に対する圧縮面内力の既往の研究、(3)~(5)ではせん断破壊に対する圧縮面内力の既往の研究を概述することとする。

(2) 曲げ耐力に対する圧縮面内力の影響

スラブの面内力を検討したものの多くは曲げ耐力を対象としており、荷重に等分布荷重を考えている。

Wood²⁵⁾ は、円形スラブに関し材料を剛塑性として面内力の解析を行なった。限界荷重に達するとたわみは0から急増するもので、スラブの弾塑性挙動を追従しておらず面内力に関する一つの概念を提示したものとえよう。

Ockleston²¹⁾ は、曲げ作用と面内力作用を分離し、内部仕事と外部仕事を等値とおいて、面内力、面内力の作用位置、たわみを関数とした式を提示した。しかし、式に含まれる係数の値が示されておらず、計算に用いることは出来ない。

Christiansen²⁶⁾ は、面内力が作用するときのスラブの端部変形とスラブ要素の伸びを等値と考えた。すなわち、(水平方向変形)=(たわみによる増加)-(面内力による縮み)-(圧縮域の増加による塑性縮み)とおいて、面内力をたわみの関数として表わした。

Park²⁷⁾ は、スラブを剛塑性体の帯に分割し、それぞれの要素の釣り合いを考えることにより面内力の計算式を提示している。曲げ破壊時におけるたわみを $d/2$ と仮定し実験値との検照を試みているが²²⁾、端部拘束された内部パネルで $P_{test}/P_{cal}=0.6\sim 1.2$ 、端部の移動を許すときに $P_{test}/P_{cal}=0.8\sim 1.5$ であって、理論値の精度は十分と言えない。

上述した種々の方法は、式中での定数の定め方などに問題があり、また、実験値との比較では必ずしも十分な精度を有していない。

(3) Tong (1969)²⁸⁾

道路橋の二方向スラブ (two-lane two-girder bridge) を対象としたものであり、集中荷重を想定している。面内力は周辺はりの剛度とスラブのたわみの関数と考え、面内力により誘起される附加抵抗モーメントが垂直荷重の増加に寄与するとした。すなわち、曲げ耐力は次式により求めることとしている。

$$P_{flex} = K_0 [m_u(1+i') + m_m] \quad (2.23)$$

ただし、 m_m : 面内力による附加抵抗モーメント

曲げ破壊型式は降伏線理論におけると同様である。面内力は降伏線上で一定の値であり、作用位置は降伏線上で m_m が一定であるとする条件から定まる。終局たわみを $d/2$ と仮定しており、 m_m は次式で表わされる。

$$m_m = 1.82 \sigma_{tu} \left(h - \frac{d}{2} \right) \frac{A_0}{l} \quad (2.24)$$

ただし、 A_0 ：周辺はりの断面
すなわち、スラブが曲げ破壊するとき周辺はりにはひびわれが発生すると考えた。

次に、スラブのせん断破壊に関しては、実験結果から算定式を提示している。 $P_{test}/b_0d\sqrt{\sigma_{cu}}$ と $P_{flex}/b_0d\sqrt{\sigma_{cu}}$ がせん断破壊領域 ($P_{flex}/b_0d\sqrt{\sigma_{cu}} \geq 5.45$) では線形関係を有するとし、次式を与えている。

$$\frac{P_{shear}}{b_0d\sqrt{\sigma_{cu}}} = 2.18 + 0.603 \frac{P_{flex}}{b_0d\sqrt{\sigma_{cu}}} \quad (2.25)$$

したがって、(2.23)~(2.25) 式から

$$P_{shear} = 2.18 b_0d\sqrt{\sigma_{cu}} + 0.603 P_{flex}$$

ただし、 $P_{flex} = K_0 \{ m_u(1 + \mu) + m_m \} \geq 5.45 b_0d\sqrt{\sigma_{cu}}$

$$m_m = 1.82 \sigma_{tu} \left(h - \frac{d}{2} \right) \frac{A_0}{l}$$

上述した Tong の提案は、面内力の分布および作用位置、終局たわみの設定、破壊時における周辺はりの挙動などの考察が不十分であると思われる。

(4) Masterson (1971)²⁹⁾

対象としたスラブは周辺をボルトで鋼フレームに接合し、スラブ中央に柱を設けたものであるが、面内力作用下におけるせん断問題はスラブ中央附近に限定している。スラブ中心附近では半径方向に圧縮面内力が作用し、圧縮領域の外側は円周方向の引張力 (tension ring) が働くことと仮定し、引張力による半径方向のひびわれの発生が面内力の限界値と考えた。面内力を考えた断面の抵抗モーメントは、次式により与えられる。

$$m = m_u + 1.3 m_m \quad (2.26)$$

上式の係数 1.3 は、ほぞ作用の効果を考慮したことによる。圧縮領域に作用する面内力と弾性解析により求めた引張領域の引張応力の関係、実験結果から定めた圧縮領域の広さおよび終局たわみ、などの条件から、

$$m_m = \frac{R^2 - a_0^2}{R^2 + a_0^2} \sigma_{tu} (h - 0.3d) h \quad (2.27)$$

ただし、 R ：引張領域の半径

a_0 ：圧縮領域の半径

さらに、せん断耐力 P_{shear} と m の関係として次式を与えている。

$$P_{shear} = K_1 m \quad (2.28)$$

K_1 は柱周辺の弾性解析による平均モーメントの関数で、

計算結果から $K_1 = 5.5$ とした。

(2.26)~(2.28) 式から P_{shear} を計算することができる。ただし、圧縮領域の半径の定め方、終局たわみを実験値から定めていること、などに問題があり、汎用性に乏しいと考えられる。また、実際のせん断破壊では引張領域において面内力によるひびわれが発生する状態ではなく、破壊現象と十分に対応していないと思われる。

(5) Hewitt (1972)³⁰⁾

合成げた上のスラブ (composite I-beam bridge deck slab) を対象としたのである。Hewitt の考え方の基本は、スラブ端部に生ずる面内力作用を、端部拘束作用 (fixed boundary action) と圧縮面内力作用 (compression membrane action) に分離したことである。すなわち、端部でスラブに負鉄筋が配筋されていないときには圧縮面内力作用のみが生じ、負鉄筋が配置されているときに始めて端部拘束作用も効果を有すると考えた。破壊のモデルは Kinnunen & Nylander が提示したものと同様であり、端部の鉄筋位置に端部拘束作用としてのモーメント M_0 と圧縮面内力作用としての軸力 F_0 を附加した。せん断耐力の算定法は Kinnunen & Nylander におけると同様で繰り返し計算を必要とする。

実際には、水平方向の変形を考慮した M_0 および F_0 の決定は困難であり、実験結果から拘束係数 (restraint factor) を提示した。すなわち、スラブ中央のたわみ、端部に作用する圧縮力と引張力の関係から端部が完全に拘束されたときの値 M_{0max} および F_{0max} を計算し、実際のスラブの拘束係数は 0.5 程度とすることを提案している。

なお、Hewitt の計算法にはほぞ作用の効果を含まれており、せん断耐力に 1.2 倍の割増しを行なっている。

2.2 押し抜きせん断に関する現行の規準

2.2.1 各国の規準における設計法

表-2.2 は、各国の示方書、指針などに記載されている押し抜きせん断に関する設計式を取り纏めたものである。いずれもせん断鉄筋を配置しないスラブに適用される式である。以下、各国の設計式の特徴を概述することとする。

(1) 土木学会コンクリート標準示方書³¹⁾

材料強度に対して安全率を考慮し、弾性解析に基づく部材応力がある限度以下とする許容応力度設計法を基本としている。限界断面は、載荷周囲から (スラブ上置層 + スラブ版厚) / 2 の位置に設定している。せん断鉄筋の配筋を認めておらず、許容せん断応力度を超過するときには、荷重条件やスラブ版厚を変更する必要がある。許容せん断応力度は、示方書 66 条の斜め引張鉄筋の計算を

表-2.2 押し抜きせん断に関する規準

規 準 名	限 界 断 面	規 準 式 (kg・cm 単位)
土木学会 コンクリート 標準示方書		$\tau = \frac{P}{bd}$ 許容せん断応力度は $\sigma_{ck} = 180, 240, 300, 400$ 以上に対し $\tau = 8, 9, 10, 11$
ACI		$\tau = \frac{P}{\phi bd}$ かつ $\tau \leq 1.06 \sqrt{\sigma_{ck}}$ ϕ : 耐力低減係数 せん断に対しては $\phi = 0.85$
CP-110		$\tau = \frac{P}{bd}$ かつ $\tau \leq \xi_s \tau_c$ ξ_s と τ_c の値は表-2.3参照
CEB-FIP (1970)		$P = 2\sigma_b bd$ $\sigma_b = \frac{0.498 \sqrt{\sigma_{ck}}}{\gamma_b}$ γ_b : コンクリートの部分安全係数 現場打ちに対して $\gamma_b = 1.5$

しない場合のスラブに関する規定を適用する。 τ_{a1} はコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} のみにより定まる。

(2) ACI Building Code^{32), 33)}

作用荷重に対して荷重係数を考え、部材強度については、終局耐力を基準として耐力低減係数を乗じており、一種の終局強度設計法である。

せん断強度は基本的には $\sqrt{\sigma_{cu}}$ と a/d (柱の一边とスラブ有効厚の比) の関数と考えているが、 a/d については載荷周囲から $d/2$ の距離に限界断面を設定することにより消去できるとした。したがって、せん断強度は $\sqrt{\sigma_{cu}}$ によって定まる。柱とスラブないしフーチングの接合部には、せん断強度を高めるための補強材 (折り曲げ鉄筋, shear head) の効果を認めているが、この場合でも限界値を定めている。

(3) CP-110^{34), 35)}

限界状態設計法を採用しており、材料強度および荷重の両者に対し部分安全係数を導入し、それらの設計値を用いて安全性と使用性の限界を越えることのないように設計を行う。

限界断面は他の指針などに比較し大きく設定している

表-2.3 CP-110 における ξ_s および τ_c の値

(1) ξ_s の値

ス ラ ブ 厚 (cm)	ξ_s
15以下	1.20
17.5	1.15
20.0	1.10
22.5	1.05
25以上	1.00

(2) τ_c の値

$\frac{100 A_s}{bd}$	コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)			
	174	217	260	347以上
0.25	3.6	3.6	3.6	3.6
0.50	4.6	5.1	5.6	5.6
1.00	6.1	6.6	7.1	7.6
2.00	8.2	8.7	9.2	9.7
3.00	8.7	9.2	9.7	10.2

注: σ_{ck} は CP-110 の値を 0.85 倍した値である。

のが特徴で, Regan の研究^{15), 16)} が背景になっているものと思われる。せん断強度は, スラブの版厚, 鉄筋比, コンクリート強度により定まる。版厚に関しては, 薄いスラブほど許容のせん断応力度を増加させ, 最小値に対する最大値の強度は20%増しである。せん断鉄筋の効果を認めているが, 限界値を設けている。

(4) CEB-FIP³⁶⁾

設計の基本的考え方は CP-110 と同じである。(1)~(3) と異なり押し抜きせん断に関して, 集中荷重の許容値を仕様している。許容値はコンクリート強度により定まる。限界断面は, 作用荷重の周囲から $d/2$ の距離としている。

2.2.2 設計式の比較

各国の指針などに示されている設計式を許容のせん断応力度で比較することとする。比較を行なうために, 作用荷重およびコンクリート強度を統一する。

死荷重および活荷重のみが作用するときを考えると, それぞれの指針などにおいて次のように取り扱いが相違する。土木学会コンクリート標準示方書は, 作用荷重の特性値を基本としている。他の指針については次のよう

に荷重係数を定めている。

ACI	$U=1.4D+1.7L$
CP-110	$U=1.4D+1.6L$
CEB-FIP	$U=1.5D+1.5L$

荷重係数の平均値を求めると, ACI では 1.55, CP-110 および CEB-FIP では 1.50 である。

コンクリート強度に関しては, CP-110 では立方供試体を基準としているが, 他の基準はどれも円柱供試体によっている。したがって, 立方供試体については0.85倍した強度を用いることとする。

以上の荷重およびコンクリート強度の考え方から, ACI を基準として次式の値を計算しせん断応力度の比較を行なう。

土木学会 RC 示方書	$\tau = \frac{1.55 \tau_{a1}}{\phi}$
ACI	$\tau = 1.061 \sqrt{\sigma_{ck}}$
CP-110	$\tau = \frac{1.5 \tau_s \tau_c \cdot 1.55}{\phi \cdot 1.5}$
CEB-FIP	$\tau = \frac{1.5 \cdot 2 \sigma_b \cdot 1.55}{\phi \cdot 1.5}$

図-2.3 は計算結果を示したものである。本図による

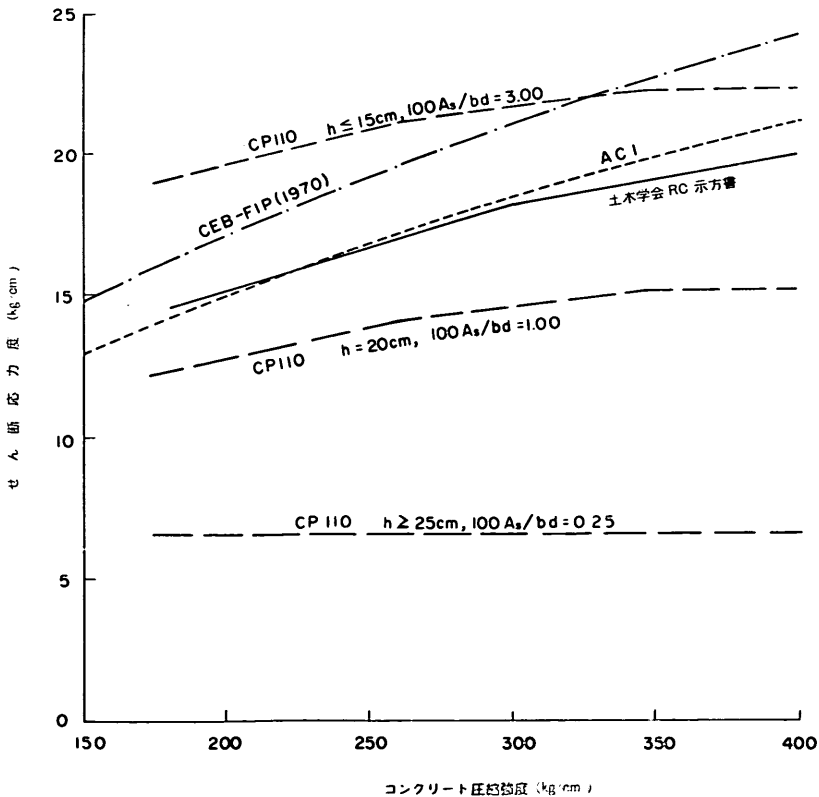


図-2.3 押し抜きせん断に関する許容値の比較

と、土木学会 RC 示方書と ACI の値はほぼ同一と考えられ、CEB-FIP の値はこれらを若干上廻る。一方、CP-110 はスラブの版厚が大きく鉄筋比が小さいときには小さな許容のせん断応力度を仕様し、版厚が薄く鉄筋比が大きくなると、前述の指針などと類似した値となる。ただし、表-2.2 に示したように CP-110 で設定している限界断面は大きく、必ずしも許容の集中荷重が他の指針などと大きく相違するとは言えないと思われる。

2.3 スラブの曲げ耐力に関する計算法

2.3.1 概 要

曲げモーメントを対象とした鉄筋コンクリートスラブの解析方法としては、弾性理論、厳密な極限解析、降伏線理論 (yield line theory)、帯分割法 (strip method) などがある。曲げに対する終局耐力を対象とすると、弾性理論は不適當で後 3 者の方法を適用しなければならないが、降伏線理論や帯分割法を用いるのが一般である。

鉄筋コンクリートスラブの上限解としては降伏線理論が著明であり、我が国においても若干の報告³⁷⁾などがなされている。計算手法として、仕事法 (work method)

と釣り合い法 (equilibrium method) があり、理論上は正解あるいは危険側の解を与える。既往の試験結果は、いづれも曲げ破壊荷重が降伏線理論より求めた計算値を上廻ることを示している。この主要な原因は、降伏線理論においては鉄筋のひずみ硬化や面内力を考慮していないことによると解されている。周辺支承の拘束条件の大きいスラブでは、計算値と実験値の相違はより顕著になるものと思われる。

1956年に Hillerborg³⁸⁾ によって提案された帯分割法は下限解の一種であると言われ、求められた解は正解あるいは安全側の解を与える。現在本方法によって求められた解は限定されておりスラブ設計の一手法と考えるのが妥当であると思われる。帯分割法はスラブの釣り合い条件式を満足させることから出発している。Hillerborg は計算を容易にするためにねじりモーメント M_{xy} を 0 と仮定し各点の荷重は最も近い支承上に伝達させるようにスラブ要素を分割した。この条件のもとで境界条件を満足するように x 方向および y 方向のモーメント分布を求め、得られた曲げモーメントが断面の終局抵抗モー

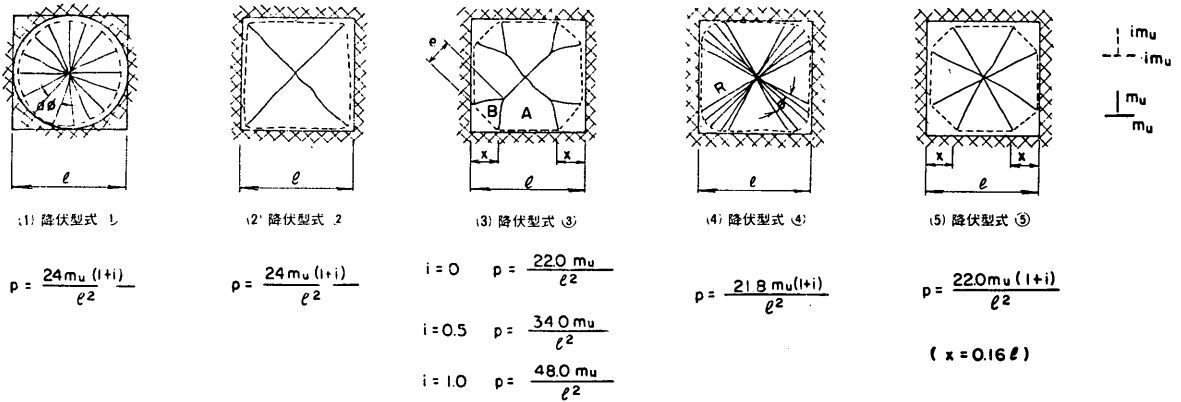


図-2.4 等分布荷重をうけるスラブの曲げ耐力

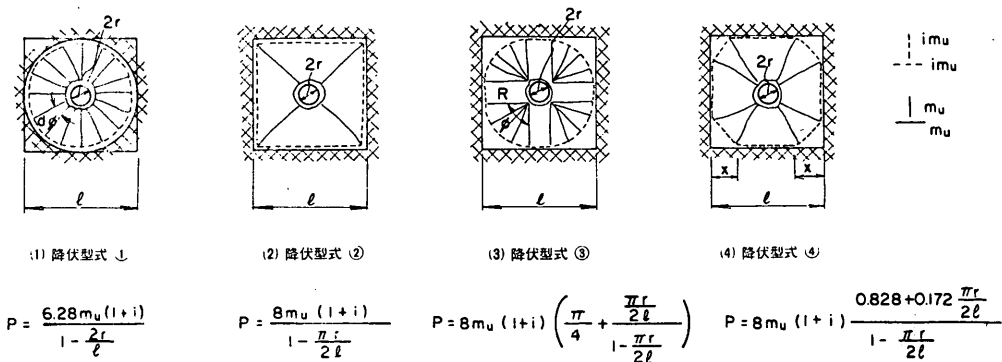


図-2.5 集中荷重をうけるスラブの曲げ耐力

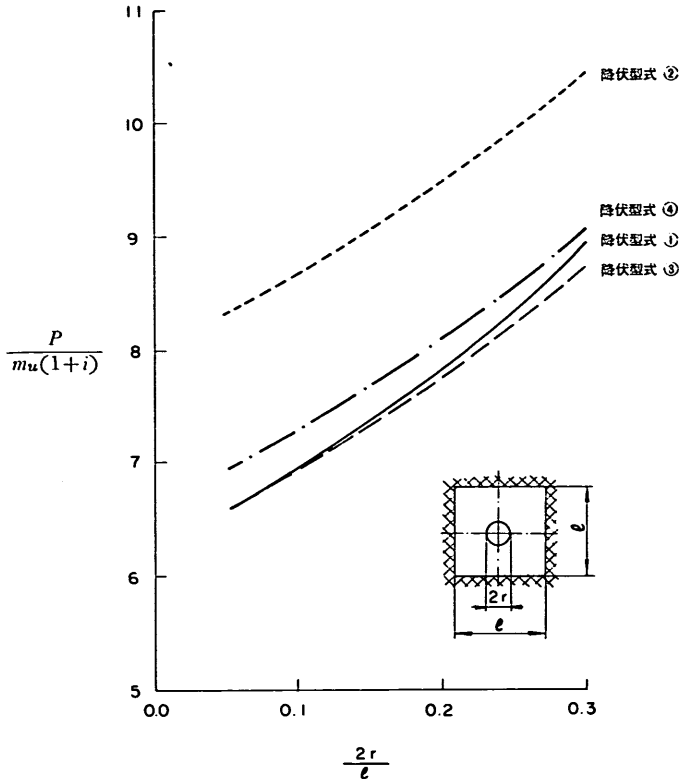


図-2.6 集中荷重をうけるスラブの曲げ耐力の降伏型式による比較

ントを超過せぬことを規定した。すなわち、釣り合い条件および境界条件を満足するモーメント分布を求め、これに対応する終局抵抗モーメントを与えるような配筋の手法を提示したものである。Hillerborg の提案する方法は、鉄筋量を変化させるスラブの設計手法に関する試みであって、スラブの下限解を与える、計算が容易である、正負鉄筋の配筋を容易に定めることができる、などの特徴を有しており、1950年代にすでに帯分割法の適用を認めた外国の指針³⁹⁾も見られる。帯分割法により配筋したスラブの載荷試験^{40), 41)}によると、計算値は曲げ破壊耐力に対し十分な安全性を有することが明らかにされている。

2.3.2 降伏線理論による曲げ耐力の計算

図-2.4 および 図-2.5 は、等分布荷重あるいは集中荷重が作用するときの四辺固定正方形スラブの計算結果を示したものである。なお、【附録A】に計算方法を取り扱った。

等分布荷重をうけるスラブに関しては、図-2.4 に示すように降伏型式を複雑とするほど曲げ耐力は、減少する。正方形スラブを円形スラブと考えた降伏型式①の曲

げ耐力は簡単な降伏型式を考えた正方形スラブの曲げ耐力と一致し、このときの曲げ耐力は降伏型式①に対して10%程度大きな値となる。

一方、集中荷重をうけるスラブの曲げ耐力に関しては、載荷盤径 ($2r$) とスラブスパン (l) の比 $2r/l$ の関数となる。図-2.6 は $2r/l$ と $P/m_u(1+i)$ の関係を示したものであり、降伏型式②の曲げ耐力は他の降伏型式に比較して大きな値となる。しかし、正方形スラブを円形スラブと考えた降伏型式①では、正方形スラブにおける降伏型式③および④と近似した値であり、正方形スラブで最小値を与える降伏型式③との相違は、 $2r/l=0.05 \sim 0.30$ の範囲で3%程度である。

3. 四辺固定スラブの載荷試験

3.1 概 要

鉄筋コンクリートはりのせん断に関しては従来から数多くの実験研究が実施され、また、せん断破壊機構や設計法についての考え方が提示されている^{42)~47)}。これらによると、せん断破壊はせん断スパン比 (a/d) や腹鉄筋の有無によって分類されるが、一般に腹鉄筋が配置さ

れないときのせん断破壊は $a/d > 2.5$ のときには斜め引張破壊, $1 < a/d < 2.5$ のときにはせん断圧縮破壊が生ずること, せん断解析では部材を二次元応力状態と考え一般にせん断応力 (shear stress) と垂直応力 (normal stress) を組合わせること, せん断強度の主要因子として $\sqrt{\sigma_{cu}}$, ρ , a/d (あるいは M/Sd), d などを選定することが多いこと, などが言えるようである。

一方, 鉄筋コンクリートスラブの集中荷重近傍で生ずるせん断破壊に関しては, はりに比較して研究例は極めて少なく, 現在の研究段階ではスラブのせん断破壊機構やせん断強度などの基礎的な知識は不十分であると思われる。既往の文献 (2.1 および 2.2 参照) によると, スラブの斜め引張りびわれには, 腹部せん断ひびわれ (web shear crack), 曲げせん断ひびわれ (flexural shear crack) の二者の見方があると思われる, 最終の破壊形態も斜め引張破壊あるいはせん断圧縮破壊のいずれであるか明確でないと考えられる。実験要因については, $\sqrt{\sigma_{cu}}$, ρ , d など, はりにおける同様の因子の他に, 載荷盤の大きさや支承条件などを選定することが多い。鉄筋コンクリート部材のせん断問題であるとの観点からは, 本質的にははりのせん断とスラブのせん断は同一の立場で論ずることが出来ると思われるが, 十分な知識の不足している現段階では, 次の諸点を考慮してスラブのせん断を検討する必要があると思われる。すなわち, はりと相違してスラブは二軸応力状態であること, 支承条件によってはスラブに面内力が発生すること, などである。

既往の試験結果から, 集中荷重をうけるスラブのせん断に関する主要な要因は以下の項目と考えられる。

- a) 材料の特性
 - コンクリート強度 (σ_{cu} あるいは σ_{tu})
 - 鉄筋の降伏点 (σ_{sy})
 - 骨材の種類 (普通骨材, 人工軽量骨材)
- b) スラブの諸元
 - スラブ形状 (円形, 正方形, 長方形)
 - スラブ厚 (h あるいは d)
 - 鉄筋比あるいは配筋方法 (引張鉄筋比 ρ , 圧縮鉄筋比 ρ' , 鉄筋の集中配筋)
- c) 支承条件
 - 周辺支承 (単純支承, 固定支承)
 - 端部拘束の有無 (側方水平移動自由の有無, 側方回転自由の有無)
- d) 荷重条件
 - 荷重方式 (集中荷重, 多点荷重)
 - 荷重位置 (中心載荷, 偏心載荷)

柱からスラブへのモーメント伝達の有無
 載荷方式 (柱体, 載荷盤)
 載荷形状 (円形, 正方形, 長方形)
 載荷の大きさ (載荷辺長 a , あるいは, 載荷径 $2r$)

e) せん断鉄筋の有無

本文は港湾構造物を対象としており, 普通骨材コンクリートを使用した長方形ないし正方形に近い鉄筋コンクリートスラブが用いられている。荷重はスラブ部材に直接作用し, しかも移動荷重であってフラットスラブのようにせん断破壊を生ずる位置は限定されない。したがって上述した要因から, 人工軽量骨材 (骨材の種類), 円形 (スラブ形状), 柱からスラブへのモーメント伝達, 柱体 (載荷方式), せん断鉄筋, の項目は除外する。

スラブのせん断破壊では, 圧縮鉄筋を配置してもその効果はほとんど認められない^{5), 48)}。引張鉄筋を集中荷重載荷部に集中配筋したスラブでも, せん断耐力は増加しない^{5), 10)}。荷重をスラブ中心から離れて載荷すると, せん断耐力は中心載荷に比較しほぼ同等である¹⁷⁾か若干増加する^{28), 49)}。したがって, 移動荷重に対しては荷重位置として中心載荷を実施すれば十分である。以上の考察から, 圧縮鉄筋比および鉄筋の集中配筋 (鉄筋比あるいは配筋方法), 偏心載荷 (荷重位置) の項目は対象外とする。

次に載荷形状に関しては相違が認められるようであり, 円形載荷としたせん断耐力は正方形載荷に比較し若干大きくなる⁵⁰⁾。これは正方形載荷において隅角に荷重が集中することによるようである。しかし, 港湾構造物ではケーソン底版への捨石反力やケーソン外壁への集中的な波圧作用においては, 載荷形状は矩形よりむしろ円形に近いと思われる。

本試験では実験要因を少なくするために, 残された要因に関しては以下の項目を選定することとする。スラブの形状は正方形とし, 支承条件は固定スラブを主要な対象とする。端部の水平方向変形の拘束を相違させるために, スラブ周辺に一体として取り付けるはりの断面を相違させる。荷重方式は集中荷重を主要因と考え, 載荷形状は円形を選定する。

以上から, 本試験で検討する主要な要因は, コンクリート強度 (σ_{cu} あるいは σ_{tu}), 鉄筋の降伏点 (σ_{sy}), スラブ厚 (h あるいは d), 鉄筋比 (ρ), 端部拘束 (周辺補剛はりの断面), 載荷の大きさ (載荷盤径) である。なお, 試験方法の詳細は, [附録 B] に取り纏めた。

3.2 供試体の諸元

表-3.1 に供試体の概要を示した。スラブはスパンが

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

1.0×1.0mの正方形であり、No. 26を除く供試体は、周辺に補剛はりを有するものである。実験要因の範囲は次の通りである。すなわち、コンクリートの圧縮強度は246~403kg/cm²、鉄筋の降伏点は29.9~41.7kg/mm²、スラブ有効厚は4.1~16.1cm、鉄筋比は0.72~2.06%、はり断面は20×26~60×38cm、載荷盤径はφ5~φ30cmである。

3.3 試験方法

(1) 供試体の設置および荷重の載荷方法

四辺固定の供試体は、載荷ベットの所定位置に静置し、供試体 No. 24 および No. 26 を除く供試体は、周

辺補剛はりに設けた孔および載荷ベットにボルトを通しナットで締結した。なお単純支承の供試体 No. 26 はスパン 100×100cm としてベアリング支承した。

荷重の載荷は能力 100t の版構造載荷試験装置を使用した。集中荷重載荷の場合は、スラブ中央に所定径の載荷盤（鋼製）を設置し、等分布荷重載荷のときには16か所に 7×7cm の鋼製板を 25cm 間隔で配置した。荷重は 0t から破壊に至るまで増加させることを原則とし、破壊荷重に至るまでほぼ20回以上の測定が可能ないようにあらかじめ荷重間隔を設定した。

(2) 測定方法

表-3.1 試験条件および供試体の概要

供試体 番 号	支承条件	荷重条件 (cm)	供 試 体 諸 元			材 料 の 性 質				
			ス ラ ブ		周 辺 補 剛 は り 断 面 (幅×高) (cm)	コンクリ ート圧縮 強 度 (kg/cm ²)	鉄 筋			
			有 効 厚 (cm)	配 筋 方 法 主 鉄 筋 鉄 筋 比 (%)			降 伏 点 (kg/mm ²)	伸 び (%)		
1	四辺固定	φ 5	4.8	φ6, @6	0.99	35×26	315	34.2	31	
2			4.7	φ6, @6	1.01	35×26	403	29.9	26	
3			4.5	φ6, @6	1.05	35×26	246	36.9	30	
4			4.8	φ6, @6	0.99	35×26	289	34.2	31	
5			4.7	φ6, @6	1.01	35×26	295	40.2	24	
6		φ 10	4.4	φ6, @6	1.08	35×26	384	29.9	26	
7			4.5	φ6, @6	1.05	35×26	388	29.9	26	
8			4.3	φ6, @6	1.10	35×26	402	29.9	26	
9			4.4	φ6, @9	0.72	35×26	310	41.7	16	
10			4.6	φ6, @3	2.06	35×26	310	41.7	16	
11			4.5	φ6, @6	1.05	20×26	309	41.7	16	
12			4.7	φ6, @6	1.01	60×26	292	41.7	16	
13			5.3	φ6, @6	0.89	35×26	339	29.9	26	
14			7.1	φ9, @9	1.00	60×29	278	37.4	30	
15			10.3	φ9, @6	1.03	60×32	293	37.4	30	
16		φ 19	16.1	φ13, @9	0.92	60×38	280	42.3	20	
17			4.1	φ6, @6	1.16	35×26	319	29.9	26	
18			φ 30	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	319	29.9	26
19				4.5	φ6, @6	1.05	35×26	258	36.9	30
20				4.6	φ6, @6	1.03	35×26	300	29.9	26
21	等分布	4.4	φ6, @6	1.08	35×26	401	36.9	30		
22		4.5	φ6, @6	1.05	20×26	288	41.7	16		
23		4.5	φ6, @6	1.05	60×26	272	41.7	16		
24		φ 10	4.3	φ6, @6	1.10	35×26	400	29.9	26	
25			等分布	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	369	29.9	26
26	単純支承	φ 10	4.5	φ6, @6	1.05	—	339	29.9	26	

注：スラブ形状は 100×100 cm.

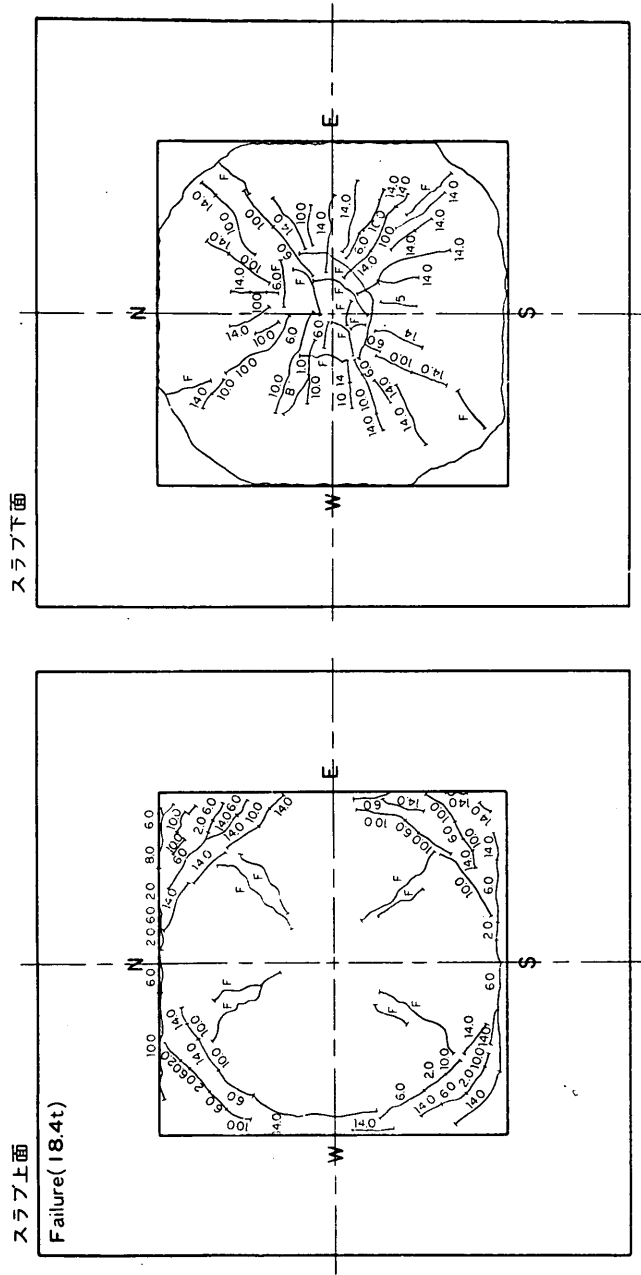


図-3.1 ひびわれの状況 (拱試体 No. 26)

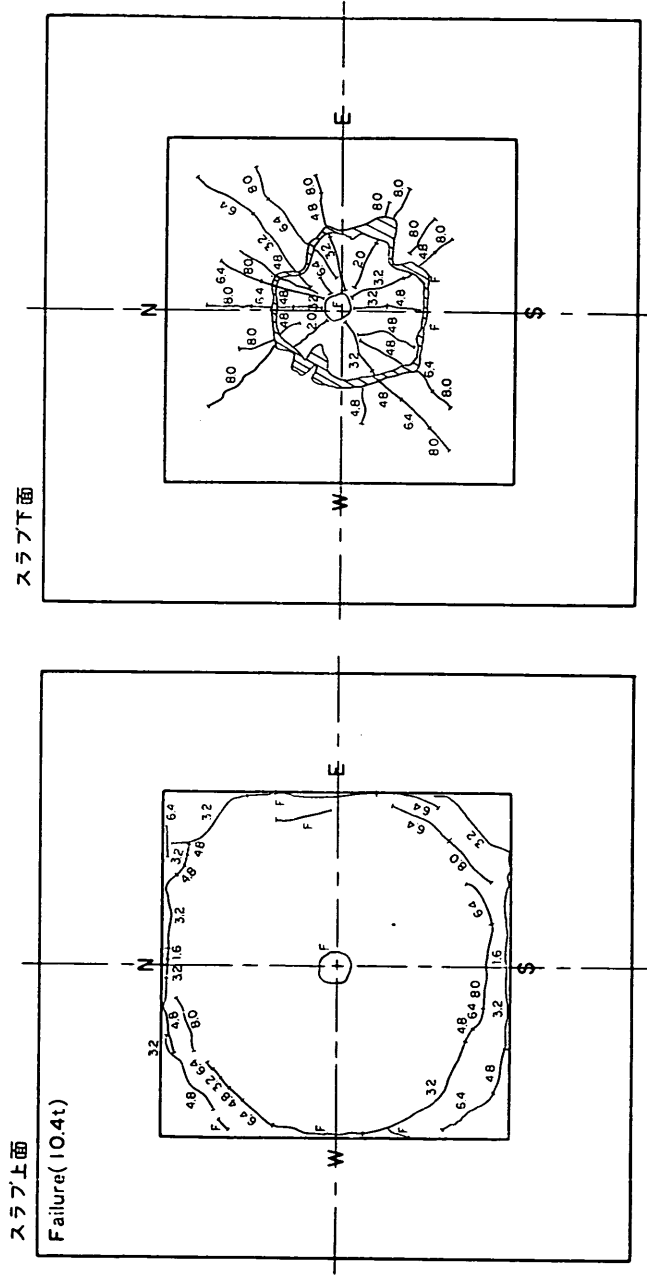


図-3.2 ひびわれの状況 (供試体 No. 18)

測定項目は、ひずみ、たわみ、はりの水平、鉛直方向変形、ひびわれ、破壊荷重の5種である。

スラブ部分のひずみおよびみたわは、スラブの中心線方向および対角線方向に関し実施した。周辺補剛はりは鉛直方向および水平方向の変形、内部鉄筋のひずみに関し測定を行なった。ひずみの測定はストレインゲージを用い、たわみおよび鉛直変形は最小目盛 1/100 mm のダイヤルゲージを使用し、はり内側の水平方向変形の測定には最小目盛 1/1000 mm のダイヤルゲージを設置した。ひびわれは肉眼観察とし、クラックスケールを用いてひびわれ幅を測定した。

ひずみ、たわみ、はり変形の測定はすべての荷重段階において実施した。ひびわれに関しては、集中荷重載荷

のときには4段階ごとの荷重において、また、等分布荷重載荷のときにはスラブの破壊後を主な観察の対象とした。

3.4 ひびわれ状況

3.4.1 ひびわれの型式

(1) 集中荷重載荷

ひびわれの進展状況、破壊時のひびわれ状況の代表例を図-3.1および図-3.2に示した。なお、他のスラブのひびわれ状況は〔附録B〕に取り纏めた。

せん断破壊を生じたスラブは破壊荷重の0.15~0.48で、また、曲げ破壊を生じたスラブは破壊荷重の0.11~0.17でスラブ下面にひびわれが発生した。ひびわれは最初に載荷盤と同一径で生ずることが多く、荷重の増

表-3.2 ひびわれ発生荷重および設計曲げ荷重

供試体 番号	ひびわれ発生荷重(t)				設計曲げ荷重 $P_{des.}$ (t)	$\frac{P_{test*}}{P_{dse.}}$
	スラブ下面(中央)		スラブ上面(縁辺中央)			
	計 算 値	測 定 値	計 算 値	測 定 値		
1	1.2	1.6	3.0	2.4	1.52	5.3
2	1.5	2.0	3.8	2.8	1.29	7.4
3	1.5	1.8	2.4	2.1	1.78	6.1
4	1.9	2.5	3.2	3.0	2.29	5.7
5	2.0	2.0	3.2	3.0	2.27	4.2
6	1.8	2.0	3.0	2.8	1.83	5.7
7	1.9	2.4	3.1	2.4	1.86	6.5
8	2.1	2.5	3.5	3.0	1.80	5.3
9	1.6	1.6	2.7	2.4	1.73	6.0
10	2.1	2.0	3.4	2.0	2.76	4.3
11	1.7	1.5	2.9	2.0	2.18	4.1
12	1.9	2.0	3.2	2.0	2.19	4.6
13	2.4	1.6	4.3	2.4	2.19	4.4
14	3.8	4.5	6.2	6.0	4.85	3.7
15	6.4	5.0	10.5	6.0	10.84	2.3
16	17.2	18.0	27.6	26.0	24.93	1.5
17	2.0	2.25	2.4	2.25	2.29	5.6
18	3.5	2.0	2.9	3.0	3.18	5.8
19	11.0	6.0	5.6	4.5	7.77	9.0
20	14.9	6.0	7.4	5.0	8.16	5.5
21	17.3	7.0	9.0	9.0	9.63	7.8
22	14.4	6.0	7.5	6.0	8.68	6.2
23	15.0	6.0	7.5	7.5	8.19	7.1
34	2.1	2.5	3.6	2.5	1.75	6.0
25	16.3	6.0	8.4	9.0	7.94	6.0

* P_{test} : 破壊荷重

加と共にひびわれ線はスラブ下面中央より周辺に向かって放射状に発達した。スラブ下面のひびわれ発生より遅れて、スラブ上面の縁辺中央附近にひびわれが発生した。上面のひびわれは荷重の増加に伴いスラブ周辺に進展したが、せん断破壊を生じた供試体は一般にひびわれパターンの形成は不十分であった。一方、曲げ破壊を生じた供試体 (No. 17 および No. 18) の降伏型式は、正方形スラブに内接した円形あるいは八角形に近い。

2.3.2 で述べたように、降伏線理論による正方形スラブの曲げ耐力は、降伏型式を正方形に内接した円形 (降伏型式①) と想定することによっても、最小値を与える降伏型式との相違は極めて小さい。しかも、実際のひびわれ状況は円形に近いと思われる。したがって、本文では集中荷重をうける四辺固定スラブの降伏型式として円形を考えることとする。

表-3.2 では、ひびわれ発生荷重の計算値および測定値を示した。ひびわれ発生荷重の計算に用いるモーメントは、有限要素法により求めた (詳細は [附録 C] 参照)。また、ひびわれ発生モーメント M_{cr} の計算には、次式²⁾を用いた。

$$M_{cr} = \{0.310 + 48 \rho (k_1 - 0.49)^2\} h^2 \sigma_{tu}$$

ただし、 $k_1 = d/h$

表-3.2 によると、集中荷重を載荷したときのスラブのひびわれ発生荷重は、本方法によってほぼ推定できるようである。

表-3.2 に示した設計曲げ荷重において、断面のモーメントは上記と同様の方法で計算した。抵抗曲げモーメントは、コンクリートの引張部を無視して、 $\sigma_{ca} = \sigma_{cu}/3$ 、 $\sigma_{sa} = 0.6 \sigma_{sy}$ 、 $n = 15$ とした。スラブの版厚が 6cm 程度のときには、曲げ破壊 (供試体 No. 17 および No. 18) に対して設計曲げ荷重は 5 ~ 6 倍程度の安全率を有

するようである。

(2) 等分布荷重載荷

スラブ縁辺中央の上面で最初にひびわれが発生した供試体もあるが、一部はスラブ中央の下面で最初にひびわれが観察された。計算上は、スラブ上面の縁辺中央のモーメントが大きいが、スラブ上面のひびわれ確認が困難であること、等分布荷重として計算しているが多点載荷による載荷盤の影響が生じていると思われること、などの理由で、スラブ下面に最初にひびわれが目視されたものと考えられる。

スラブ下面のひびわれ型式は、スラブ中央附近では格子状に近い。

3.4.2 ひびわれ幅

ひびわれ幅の測定は集中荷重を載荷した供試体について実施し、比較的大きなひびわれを有するひびわれ線を対象とした。このため、ひびわれ幅測定箇所はスラブ下

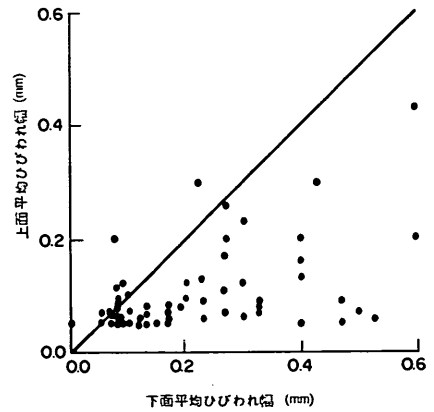


図-3.3 スラブ上面および下面のひびわれ幅の比較

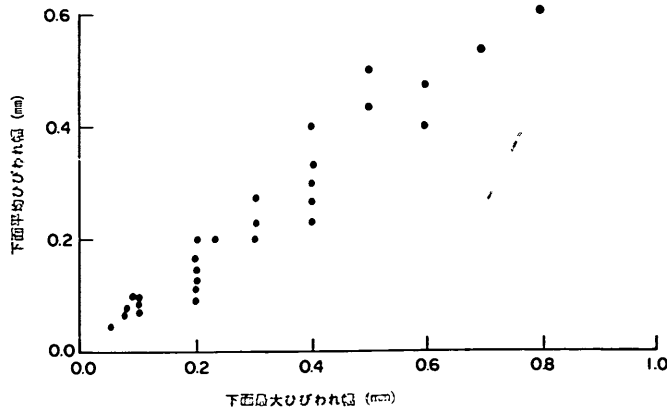


図-3.4 スラブ下面における最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅の比較

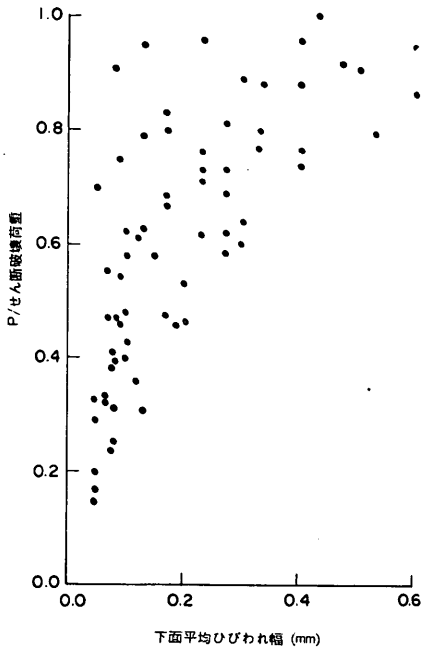


図-3.5 スラブ下面のひびわれ幅と載荷荷重の関係

面では載荷盤直下近傍、スラブ上面ではスラブ縁辺附近のひびわれが大部分である。測定箇所数は、スラブ上面とも最終測定荷重において5~10点程度であるが、最大3測定値を取り出して平均値（以下本文では、平均ひびわれ幅と呼ぶものとする）を計算した。

図-3.3は、スラブの上面および下面における平均ひびわれ幅を比較したものである。これによると、一般に下面ひびわれ幅が上面ひびわれ幅を上廻り、ひびわれ幅を評価するときには下面ひびわれ幅のみを検討すれば十分であると思われる。図-3.4は下面ひびわれにおける測定値中の最大ひびわれ幅と、前述した平均ひびわれ幅の関係を示したものである。本図によると、平均ひびわれ幅は最大ひびわれ幅の0.7~1.0倍程度であった。

スラブ下面の平均ひびわれ幅と破壊荷重に対するひびわれ幅測定時の荷重の関係を 図-3.5 に示したこれによると、載荷荷重/破壊荷重が0.5程度のときの平均ひびわれ幅は 0.15~0.20 mm 以下である。一方、港湾環境における部材耐力を損わないひびわれ幅の限界値は 0.15~0.20 mm 程度と考えられる²³⁾。したがって、許容集中荷重が破壊荷重の50%以下であれば、使用限界状態において十分な耐久性は確保できるものと考えられる。

3.5 周辺補剛はりの変形

本試験において供試体はモルタルを介して載荷ベットに設置した。最小目盛 1/100 mm のダイヤルゲージによる測定結果によると、補剛はりの鉛直方向の変形はほとんど記録されておらず、補剛はり全体の鉛直移動や隅角部の浮上りは生じていないものと考えられた。したがって、供試体スラブ部分のたわみ測定値は修正しないこととした。

図-3.6は、周辺補剛はりのスパン中央における外側への移動量、および、はりに配筋された軸方向鉄筋のひ

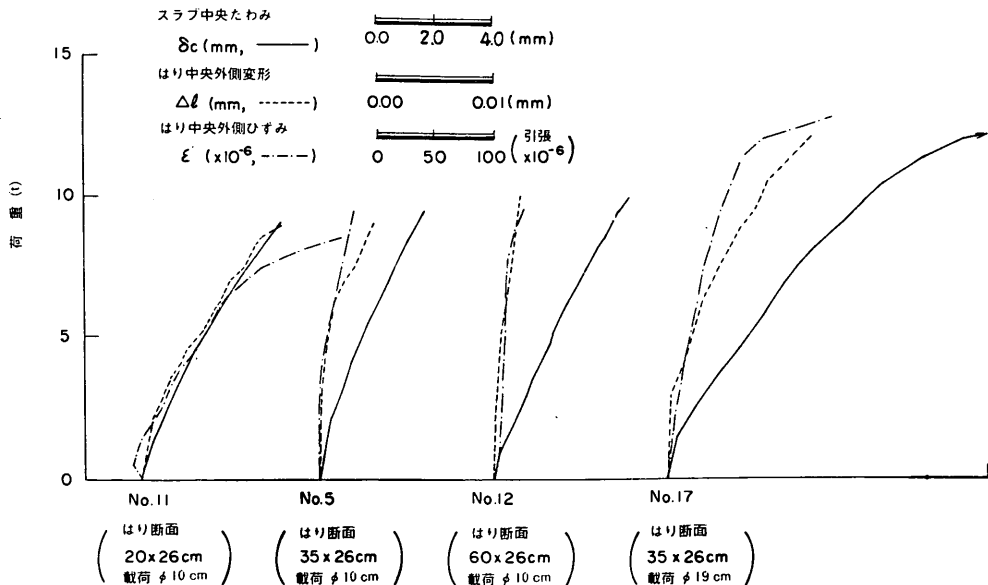


図-3.6 周辺補剛はりの変形および鉄筋ひずみの測定結果

ずみの測定結果を示したものである。供試体 No. 11, No. 5 および No. 12 はせん断破壊を生じたものであり、供試体 No. 17 は曲げにより破壊した。補剛はりの変形およびひずみははりの断面剛性により相違し、はり断面が小さいと外側への変形やひずみは増加する。これらの測定値は荷重の小さな段階においてもすでに記録されており、荷重の増加と共に漸増する傾向にある。

周辺補剛はりの変形やひずみは、スラブに生ずる面内力によって発生するものと考えられる。本測定値によると、面内力はスラブが曲げ破壊を生ずるときのみ誘起されるものでなく、荷重載荷初期においてもすでに生じており徐々に増加するものと思われる。

3.6 たわみおよびひずみ

3.6.1 たわみおよび剛性変化

図-3.7 は、供試体の代表例について、荷重の増加によるスラブ中央のたわみの測定結果を示したものである。これによると、ひびわれ発生荷重近辺でたわみの増加率は若干増すが、せん断破壊を生じた供試体 (No. 1 および No. 9) では、以後の増加率は明確とならない。曲げ破壊を生じた供試体 (No. 17 および No. 18) は、破壊荷重近辺でたわみは顕著に増加する傾向を示している。いずれの供試体においても、比較的低い荷重段階から計算値 (弾性計算の値、詳細は〔附録C〕参照) と測定値が合致しなくなり、荷重の増加と共に両者の相違はさらに大きくなる。

スラブの中心線方向および対角線方向に設置したダイヤルゲージによる測定値を示したものが、図-3.8 である。測定値はひびわれ発生荷重以後の値を図示したものであって、当然のことながら全断面有効として計算した弾性解の値とは一致しない。

次に、曲げ破壊を生じた供試体について剛性変化を計算した。スラブの破壊型式は 3.4.1 で述べたように円形と想定すると、正方形スラブに内接した円形スラブの弾性解による中央たわみ $\hat{\delta}_c$ は、

$$\hat{\delta}_c = \frac{P}{4\pi D} \left(\frac{r^2}{4} \log \frac{2r}{l} - \frac{3r^2}{16} + \frac{l^2}{16} \right)$$

ただし $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

したがって、弾性解に対する剛性変化 k は

$$k = s \frac{P}{\hat{\delta}_{mea}}$$

ただし $\hat{\delta}_{mea}$: スラブ中央たわみの測定値

$$s = \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi Eh^3} \left(\frac{r^2}{4} \log \frac{2r}{l} - \frac{3r^2}{16} + \frac{l^2}{16} \right)$$

供試体 No. 17 に関しては、破壊荷重 ($P_{test}=12.9t$) における $\hat{\delta}_{mea}$ は 10.25mm であり、上式に代入すると $k=0.146$ であった。また供試体 No. 18 における破壊荷重時 ($P_{test}=18.4t$) の $\hat{\delta}_{mea}=11.99mm$ であって、 $k=0.143$ であった。これらの値から、たわみが急増する時点における剛性変化 k は 0.15 程度と考えられる。

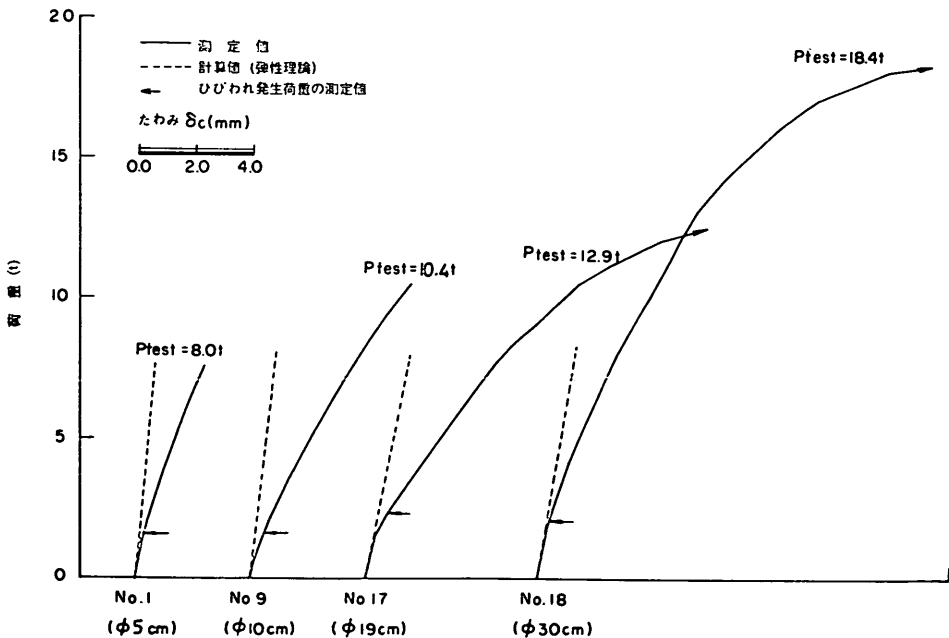


図-3.7 スラブ中央たわみの測定結果

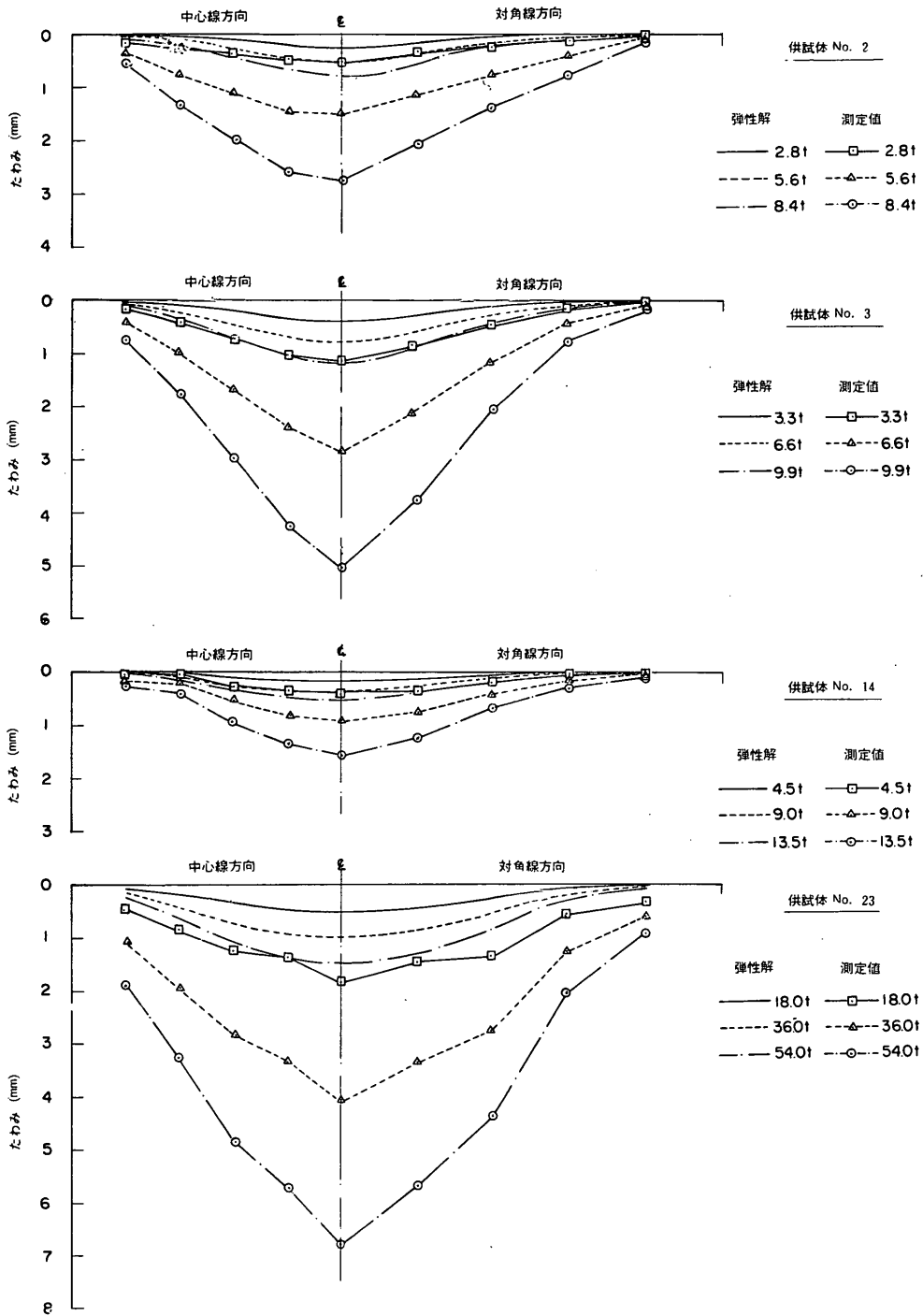


図-3.8 スラブ中心線および対角線方向におけるたわみの測定値と計算値の比較

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

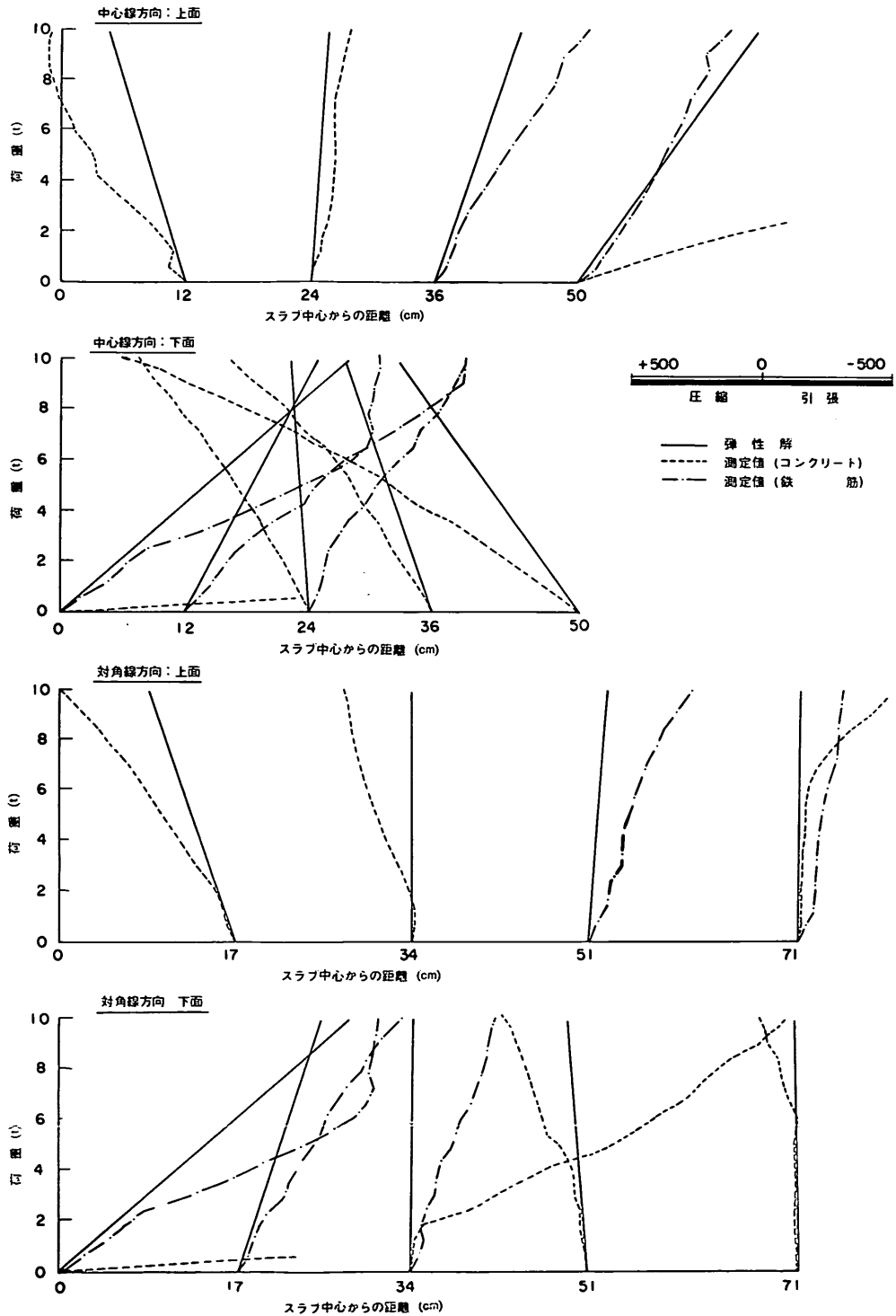


図-3.9 スラブ中心線および対角線方向におけるひずみの測定値と計算値の比較 (供試体 No. 3)

関 博

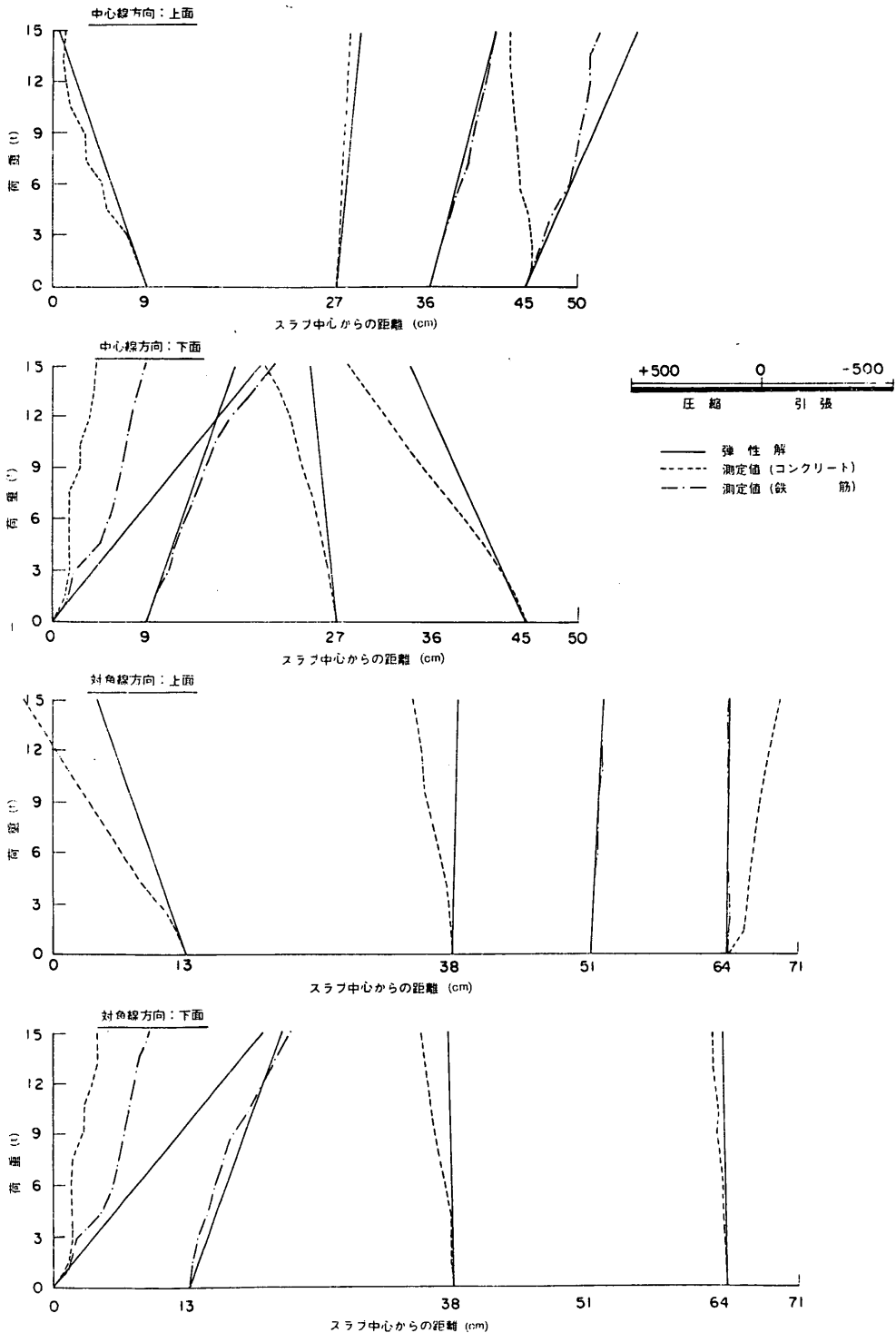


図-3.10 スラブ中心線および対角線方向におけるひずみの測定値と計算値の比較 (供試体 No. 14)

3.6.2 ひずみ

図-3.9~図-3.10は、スラブ部分におけるひずみの測定値と計算値（弾性計算の値、詳細は〔附録C〕参照）の代表例を示したものである。ここで、スラブ中心線方向のひずみは中心線と平行方向の値であり、対角線方向のひずみは対角線と45°の角度を有した方向（中心線と平行方向の値である。

これらの図によると、たわみにおけると同様に計算値は測定値と良い符号を示さず、荷重の増加に応じて両者の値の相違はさらに顕著となるようであった。計算値は全断面有効として求めているから、計算値が測定値に比較し小さな値となるのは当然のことと思われる。

また、スラブの上面におけるひずみの測定値と計算値の差は、同一位置におけるスラブ下面の両者の差と同一とはならないようであった。これを確かめるために、ス

ラブ中心線上の反曲点附近のコンクリート上・下面に貼ったゲージのひずみ測定値を検討することとする。図-3.11は比較的スラブ中心線にひびわれの認められない供試体に関し、中心線と平行方向のひずみの測定結果を示したものである。これによると、スラブ上面と下面のひずみは絶対値が同一で符号は逆となるものではなく、スラブ下面の圧縮ひずみはスラブ上面のひずみに比較し著しく大きな値を示している。上述の中心線方向のひずみ測定値と中心線に直角方向のひずみ測定値を用いて、曲げ成分と軸力成分に分離して、中心線方向の軸応力度を計算した。結果は図-3.11に実線で示しており、スラブ面内に軸力が作用することを表わすものと思われる。しかも、軸応力は破壊近傍の荷重で発生するものではなく、比較的小さな荷重段階においてすでに認められ、軸力は荷重の増加と共に徐々に増加するものと考えられる。このような傾向は、3.5で述べた周辺補剛はりの測定結果とも一致するものである。

4. スラブの押し抜きせん断破壊

4.1 せん断破壊の状況

(1) スラブの破壊性状

本試験におけるスラブの破壊は、曲げ破壊、スラブ周辺のせん断破壊、載荷盤附近のせん断破壊（いわゆる、押し抜きせん断破壊）の3種に分類することができる。

曲げ破壊は、載荷直径が19cmおよび30cmの供試体において生じた。スラブ中央附近におけるコンクリートおよび鉄筋のひずみは、それぞれ、3000 μ （圧縮）および2000 μ （引張）を越えており、スラブ周辺の半径方向のひずみもスラブ中央附近と同程度の値となっており、ほぼ降伏状態に達していたと考えられる。スラブ中央のたわみは、図-3.7で示したように破壊荷重近傍の荷重で著しく増加している。さらに、3.4.1で述べたようにひびわれのパターンに関しても、ほぼ降伏型式が完成されていたと考えられる。

スラブ周辺のせん断破壊は、等分布荷重を想定した16点荷重を載荷した供試体において発生した。破壊の形態は、外側の載荷鋼板の外周ないしスラブと周辺補剛はりの接続部が押し抜かれた状態であり、たわみに顕著な増加が見られず急激に破壊を生じた。

大部分の供試体は、スラブ中央に設置した載荷盤附近におけるせん断破壊であった。曲げモーメントによるひびわれパターンの形成が不十分な段階で載荷盤が急激にスラブに陥没したが、図-3.7に示したように、破壊荷重近辺でたわみになんら破壊を予想し得る徴候を伴わない急激な現象であった。破壊部分は円錐台状で、コン

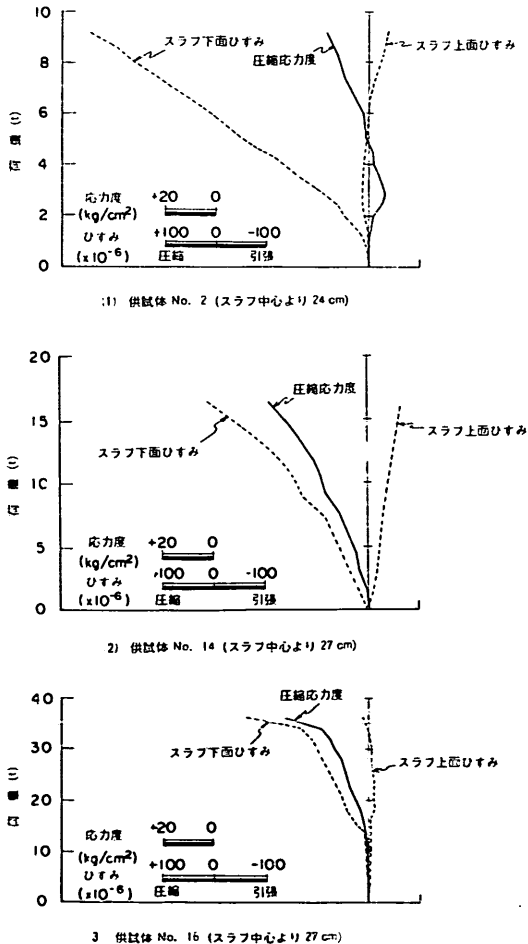


図-3.11 スラブ上面および下面におけるひずみの測定値と軸応力度

クリート体がスラブから押し抜かれる形態を示している。

(2) 押し抜きせん断破壊の状況
スラブがせん断破壊（押し抜きせん断破壊）した後に、円錐台状の破壊部分を除去した。図-4.1に破壊部分を模型化して示したが、破壊線は載荷盤円周部より一定角度で下方に向い鉄筋と交差する附近で屈折しその角度は著しく緩慢となった。

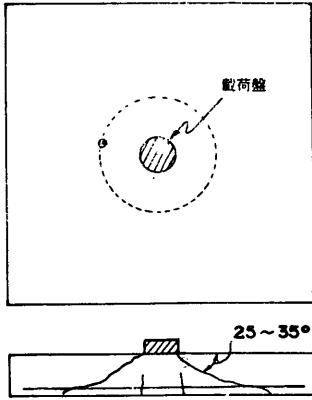


図-4.1 スラブの押し抜きせん断破壊の状況

スラブのせん断破壊におけるひびわれの形成状況や破壊面の傾斜角を観察した実験例として、Moe¹⁰⁾、小柳⁵³⁾、東³⁴⁾、Longohr⁵⁵⁾、などの報告がある。MoeやLongohrは、柱体を有するスラブの中央附近に穴を設け、ひびわれの生成やせん断破壊時の状況を観察している。小柳は正方形モルタルスラブ供試体を用い、試験完了後に供試体の中心断面を切断し、破壊状況を報告している。表-4.1は、上述した報告から破壊線の傾斜角を纏めたものであって、コンクリート供試体では本試験における破壊傾斜角と類似した値である。

4.2 限界断面の設定

2.1 で述べたように、単純支承スラブにおけるせん断破壊に対して研究者によって種々の限界断面を設定して

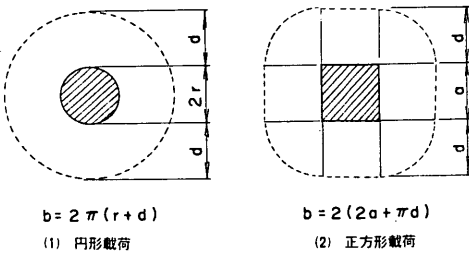


図-4.2 限界断面の設定

いる。これは、最終的なせん断破壊の考え方の相違に基づくものである。本試験によると、4.1 で述べたように破壊の傾斜角は 25~35°であった。斜め引張りひびわれは部材断面の中立軸附近において最初に発生すると考えられるから¹⁰⁾、部材の有効厚の 1/2 の位置を想定すると、限界断面の位置は載荷盤周囲から 0.71d~1.07d の距離にある。本文では近似的に、載荷盤周囲から 1.0d の距離に限界断面を設定することとし、正方形載荷ないしは長方形載荷のときには、CP-110³⁴⁾、CEB-FIP³⁶⁾、角田等の報告¹⁷⁾におけると同様に隅角部を円形置換するものとする。図-4.2は、本文で想定した限界断面を示したものである。

限界断面の有効高さをスラブの有効厚さに等しいと考えると、計算上のせん断応力度は次式で表わすことができる。

$$\tau = \frac{P}{bd}$$

- ただし 円形載荷のとき $b = 2\pi(r+d)$
- 正方形載荷のとき $b = 2(2a+\pi d)$
- 長方形載荷のとき $b = 2(a_1+a_2+\pi d)$

a_1 : 載荷短辺
 a_2 : 載荷長辺

4.3 各種要因とスラブのせん断耐力

4.3.1 比較方法

本節では、載荷盤附近でせん断破壊を生じた供試体に關し、実験要因の影響を検討する。また、表-2.1で示した既往のせん断耐力算定の主要な式、および、Hewittの算定式に含まれる要因についても併せ検討を行なう。それぞれの算定式に含まれる定数は定義が相違するものもあるが、本文では次のように統一して考えることとする。

(1) 鉄筋比 (ρ)

直角二方向に同一径の鉄筋を同一間隔で配筋したスラブでは、次の2つの計算法が考えられる。第一は二方向の鉄筋比の平均値を用いる方法であり、第二は次式を用いる方法⁵⁾である。

$$\rho = \frac{\rho_1 d_1^2 + \rho_2 d_2^2}{2d^2}$$

上式は、二方向の終局曲げモーメントを同一とすると

表-4.1 押し抜きせん断における破壊傾斜角

研究者	本試験	Moe ¹⁰⁾		小柳 ⁵³⁾		東 ³⁴⁾	Longohr ⁵⁵⁾
		斜め引張りひびわれ破壊	せん断圧縮破壊	せん断破壊	曲げせん断破壊		
傾斜角 (°)	25~35	28	39	50~60	30~50	20~30	15~30

いう条件で導かれたものである。しかし、実用上は第一の方法と第二の方法の差は0.2%程度であり、本文では二方向の鉄筋比の平均値を用いることとする。

(2) 有効厚 (d)

正方形の鉄筋コンクリートスラブでは、一般に同一径の鉄筋を直角方向に等間隔で配筋する。厳密には等方性スラブとはならないが、異方性スラブとしたときの相違は小さいので、本文では直角二方向のスラブ有効厚の平均値を用いる。

(3) 載荷形状 (r あるいは a)

円形載荷と正方形載荷の関係は、周長を等しいと考える。したがって、 $2a = \pi r$ となる。

(4) 終局抵抗モーメント (m_u)

表-2.1 に示したように、Elstner & Hognestad, Whitney, Moe の式には、断面の終局抵抗モーメント m_u が含まれている。本文ではコンクリート圧縮側の応力分布を長方形ブロックと仮定し、 m_u は次式を用いて計算することとする。

$$m_u = \sigma_{cu} q d^2 (1 - 0.5 q)$$

(5) 曲げ終局耐力 (P_{flex})

降伏線理論を用いる。破壊型式は円形パターンとし次式により計算を行なう。

$$P_{flex} = \frac{6.28 m_u (1+i)}{1 - \frac{2r}{l}}$$

(6) セン断強度 (τ_u)

せん断強度は次式により計算する。

$$\tau_u = \frac{P}{bd}$$

P は本実験における破壊荷重あるいは既往の算定式におけるせん断破壊荷重の計算値である。 b は限界断面の長さであり、本供試体においては4.2で述べたように載荷盤周囲から d の距離とする。既往の算定式では、限界断面の設定位置が相違しており、各算定式中で定義した b の値を用いてせん断強度を計算することとする。

4.3.2 実験要因とせん断強度

本節では、鉄筋 (ρ および σ_{sy})、コンクリート強度 (σ_{cu})、有効厚および載荷盤径 (d および $2r$) の影響に関して検討を加える。その他の実験要因に関しては、周辺の支承条件 (単純支承および固定支承) は5.1で若干の考察を加えており、周辺補剛はりの剛性は面内力と関連して6章で検討を加えることとする。

(1) 鉄筋比 (ρ) および鉄筋降伏点強度 (σ_{sy})

せん断強度に及ぼす鉄筋の影響を検討するためには、 ρ および σ_{sy} を分離して比較することもあるが、既往の算定式には $\rho \sigma_{sy}$ を関数としたものが多く、また、 $\rho \sigma_{sy}$ を因子に選定すると鉄筋の影響が比較的明確に表わせるとする報告もある¹⁷⁾。したがって、本文では $\rho \sigma_{sy}$ を検討の対象とすることとする。

図-4.3 は、本実験値および既往の算定式の値を示したものである。各算定式においてせん断強度に大きな相違があるが、限界断面の設定が異なることによるもので、せん断強度そのものに大きな意味があるわけではない。Yitzhaki の式では、せん断強度に対して $\rho \sigma_{sy}$ の効果は顕著に表われているが、Moe の式では $\rho \sigma_{sy}$ が大きくなるとせん断強度の増加割合は減少する。Herzog,

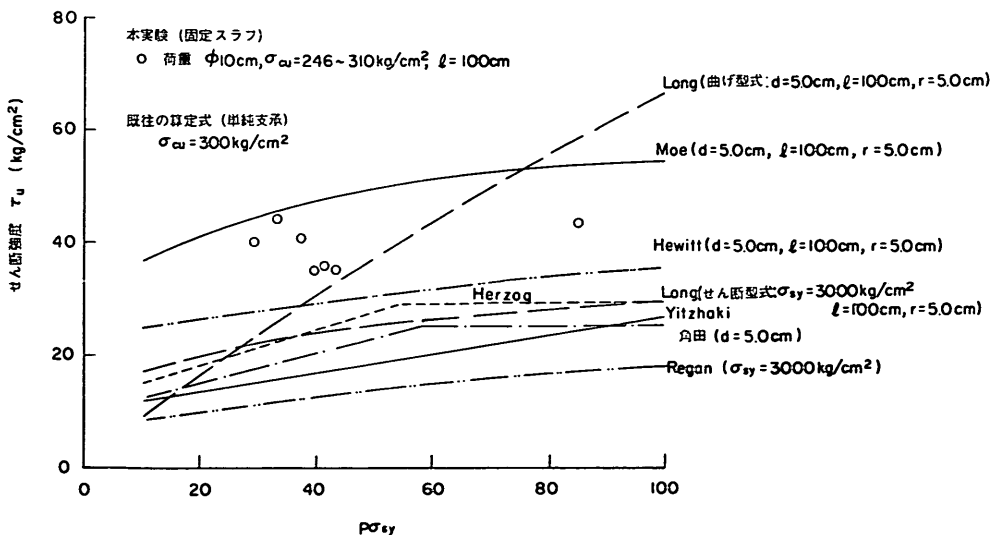


図-4.3 セン断強度に及ぼす鉄筋 ($\rho \sigma_{sy}$) の影響

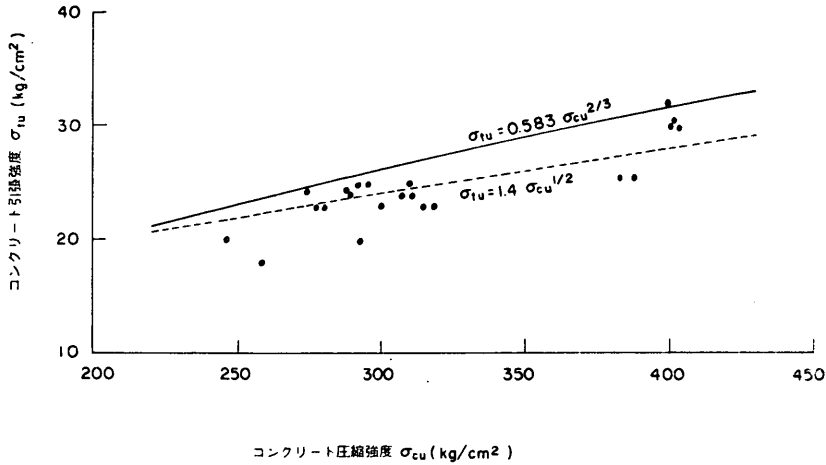


図-4.4 コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係

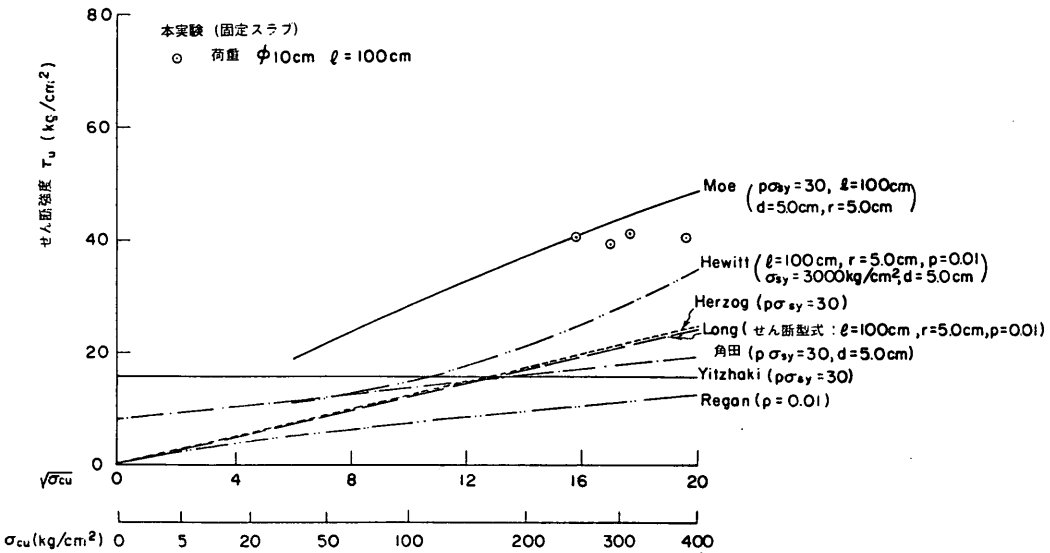


図-4.5 せん断強度に及ぼすコンクリート強度の影響

角田の算定式では、 $\rho\sigma_{sy}$ がある値を越えるとせん断強度を一定としている。Long の式では、曲げ型式のときには $\rho\sigma_{sy}$ に応じてせん断強度は顕著に増加するが、せん断型式に移行すると $\rho\sigma_{sy}$ の効果は小さくなる。

本試験結果によると、固定スラブでは $\rho\sigma_{sy}$ の影響は小さいようである。Long の曲げ型式や Moe の $\rho\sigma_{sy}$ が小さいときなどでは、曲げ破壊に近い状態で最終的なせん断破壊が生ずると考えられ、断面の曲げ抵抗能力（すなわち、 $\rho\sigma_{sy}$ ）の影響が大きくなると思われる。しかし、本供試体ではひびわれの形成が不十分な段階での破壊であり、また、鉄筋を横切る破壊線の位置の近辺に

おける鉄筋のひずみは小さい。このために、 $\rho\sigma_{sy}$ の影響は明瞭にならないと考えられる。

(2) コンクリート強度 (σ_{cu})

図-4.4は、本試験に用いた管理供試体 ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$) の圧縮強度と引張強度の関係を示している。引張強度としては、図中に示したように次式を用いることとする。

$$\sigma_{tu} = 1.4 \sqrt{\sigma_{cu}}$$

スラブのせん断破壊では、圧縮強度を関数と考えるよりも引張強度を因子とするのが実験値との照合性が良いと言われている¹⁷⁾。これは、最終の破壊型式が斜め引張ひびわれ破壊に近いことによると思われる。図-4.5は、

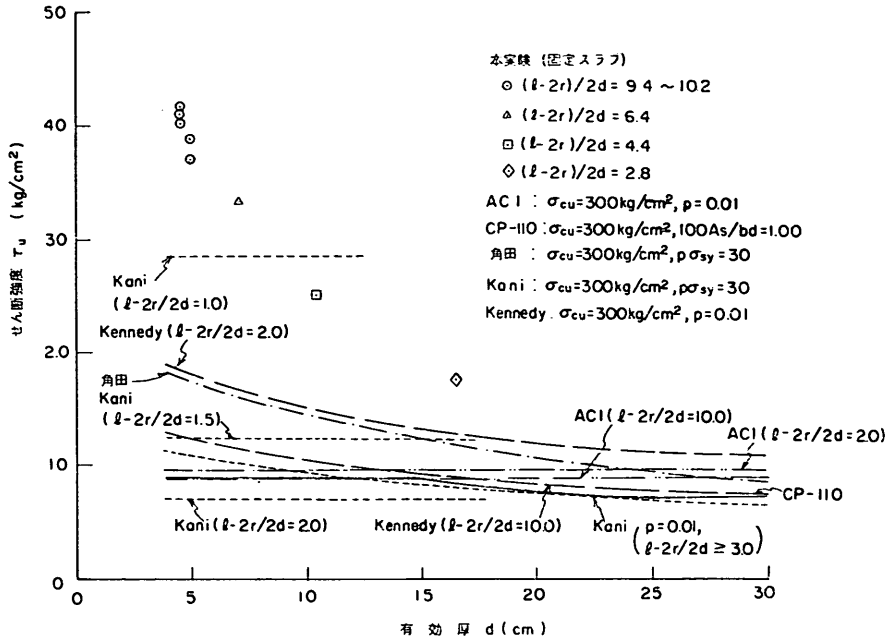


図-4.6 せん断強度に及ぼすスラブ有効厚の影響

コンクリートの圧縮強度の平方根とせん断強度の関係を示したものである。Moe や Hewitt の算定式では、最終の破壊を載荷周辺のせん断圧縮破壊と仮定しており、せん断強度は $\sqrt{\sigma_{cu}}$ の増加に応じて顕著に増加する。Yitzhaki はせん断強度を $\rho\sigma_{sy}$ のみの関数と考えており、角田や Regan の算定式においてはせん断強度に及ぼす $\sqrt{\sigma_{cu}}$ の影響は小さい。

本試験によると、コンクリートの圧縮強度が 250~400 kg/cm² の範囲では、せん断強度に及ぼす $\sqrt{\sigma_{cu}}$ の効果は小さいものと思われる。

(3) 有効厚および載荷径 (d および r)

Moe の式¹⁰⁾では、正方形載荷において載荷部の大きさとスラブ有効厚の影響を a/d として表示している。しかし、角田¹⁷⁾も指摘しているように a/d で両者の影響を同時に反映させることは不適當であり、 a/d が小さいときにはせん断強度を過大に見積る場合もある。本試験結果においても、 r/d で適切にせん断強度を指標することは困難であった。本文では、CP-110, 角田, Kani¹⁶⁾, Kennedy¹⁷⁾, におけると同様に、スラブの有効厚 (d) を主要因子として試験結果を整理することとする。

図-4.6は、スラブ有効厚とせん断強度の関係を示したものである。はりのせん断強度では、せん断スパン・有効高比を関数として導入する報告が多いが、本図中では試験結果に対してせん断スパン・有効高比に類した ($(l$

$-2r)/2d$ の値を併せ示している。Moe の式では、 $(l-2r)/2d$ を同一とすると有効厚の増加に応じて減少する傾向を示し、Hewitt の式では有効厚の増加に応じて漸増ないし極大値を有する計算結果となっており、これらの値は 図-4.6 から除外した。

本試験結果によると、固定スラブのせん断強度は有効厚が増加するに応じて減少する傾向にあり、単純支承スラブやはりにおけるせん断強度の傾向と類似しているものと思われる。

5. せん断耐力の現行設計法との比較

5.1 現行規準との比較

5.1.1 設計集中荷重の算定

各規準で規定している許容集中荷重の安全率を校閲するために、実験値との比較を試みる。2.2 で述べたように、各規準に示された式は限界断面の設定や許容のせん断応力度が相違している。このため、本節では許容集中荷重を直接の比較の対象とする。計算式は以下の通りであり、荷重係数は含めていない。

土木学会 RC 示方書	$P = bd\tau_{a1}$
ACI	$P = 0.902 bd \sqrt{\sigma_{cu}}$
CP-110	$P = \dot{\rho}_s \cdot cbd$
CEB-FIP	$P = 0.664 bd \sqrt{\sigma_{cu}}$

ここで、 b は 表-2.2 に示されている限界断面の周長である。ACI の式では、耐力低減係数 ϕ ($\phi=0.85$) を含

んでいる。CP-110 における ξ_s および τ_c の値は 表-2.3 に示す数値を用いたが、 $100 A_s/bd$ については内挿法により許容のせん断応力度を計算した。CP-110 および CEB-FIP の式は、いずれもコンクリートの部分安

全係数 1.5 で除した式である。

計算結果を 表-5.1 に示した。表中の四辺固定スラブは、本試験における押し抜きせん断破壊を生じた供試体についての計算結果である。四辺単純支承スラブに関し

表-5.1 押し抜きせん断に関する規準式および試験結果の比較

(1) 四辺固定スラブ

供試体番号	荷重条件 (cm)	破壊荷重 P_{test} (t)	$\frac{P_{test}}{P_{RC}}$	$\frac{P_{test}}{P_{ACI}}$	$\frac{P_{test}}{P_{CP}}$	$\frac{P_{test}}{P_{CEB-FIP}}$
1	$\phi 5$	8.0	4.65	3.38	2.58	4.59
2	"	9.6	5.23	3.70	2.96	5.03
3	$\phi 10$	10.8	5.27	3.73	3.35	5.06
4	"	13.0	5.84	3.80	3.47	5.16
5	"	9.5	4.39	2.83	2.60	3.84
6	"	10.4	4.70	2.96	2.87	4.01
7	"	12.0	5.27	3.30	3.23	4.47
8	"	9.5	4.02	2.72	2.70	3.69
9	"	10.4	4.70	3.29	3.58	4.47
10	"	12.0	5.13	3.58	2.63	4.86
11	"	9.0	3.95	2.77	2.59	3.76
12	"	10.0	4.62	2.99	2.73	4.06
13	"	9.6	3.41	2.27	2.29	3.08
14	"	18.0	4.72	3.14	2.54	4.26
15	"	25.0	3.87	2.47	1.91	3.35
16	"	37.4	2.89	1.88	1.38	2.55
24	"	10.5	4.44	3.01	2.98	4.09
平 均 値			4.54	3.05	2.73	4.14

注：試験条件の詳細は 表-3.1 参照

(2) 四辺単純支承スラブ

供試体番号	荷重条件 (cm)	有効厚 (cm)	範 囲		平 均 値			
			鉄筋比 (%)	コンクリート圧縮強度 (kg/cm^2)	$\frac{P_{test}}{P_{RC}}$	$\frac{P_{test}}{P_{ACI}}$	$\frac{P_{test}}{P_{CP}}$	$\frac{P_{test}}{P_{CEB-FIP}}$
26	$\phi 10$	4.5	1.05	339	2.46	1.65	1.61	2.23
1, 2*	5×5	7.5	1.19	365~398	3.00	2.05	1.64	3.20
3~5, 10~15*	10×10	7.5	0.48~1.90	323~390	3.02	2.04	1.91	3.05
26, 27*	10×10	12.0	1.19	322~346	2.46	1.70	1.50	2.62
28, 29*	10×10	17.0	1.20	326~334	2.50	1.70	1.58	2.66
6, 7*	15×15	7.5	1.19	338~360	2.80	1.85	1.94	2.70
8, 9*	20×20	7.5	1.19	320~344	2.64	1.76	2.02	2.53
全平均値	—	—	—	—	2.82	1.91	1.81	2.86

* 角田等 (文献17参照) による実験
供試体形状は 100×100 cm

ては、本試験の供試体 No. 26 および角田¹⁷⁾の試験結果を示した。

5.1.2 許容集中荷重と破壊荷重

表-5.1 に示したように、破壊荷重と許容集中荷重の比は四辺固定スラブの場合、土木学会 R C 示方書で 2.9 ~ 5.8, ACI の式で 1.9 ~ 3.8, CP-110 の式で 1.4 ~ 3.6, CEB-FIP の式で 2.6 ~ 5.2 の範囲にある。一方、四辺単純支承スラブの場合の比率は土木学会 R C 示方書で 2.0 ~ 3.7, ACI の式で 1.4 ~ 2.5, CP-110 の式で 1.5 ~ 2.2, CEB-FIP の式で 1.9 ~ 3.8 であって、いずれの式を用いても 1.0 を下廻ることはない。

四辺単純支承スラブと四辺固定スラブを比較すると、後者の破壊荷重と許容荷重の比は前者より 1.0 ~ 1.5 程度大きく、四辺固定スラブのせん断破壊荷重を過少に見積る傾向にある。これは、現行の各規準の式が四辺単純支承スラブの載荷試験結果をもとに定められたことによるものであって、固定スラブにおける端部拘束の効果を考慮していないことによると考えられる。

限界断面の周長の算定を除くと、それぞれの規準の式の要因は、土木学会 R C 示方書ではコンクリートの圧縮強度 (σ_{cu}), ACI および CEB-FIP ではコンクリートの圧縮強度の平方根 ($\sqrt{\sigma_{cu}}$), CP-110 ではスラブ厚 (h), 鉄筋比 ($100 A_s/bd$), コンクリートの圧縮強度 (σ_{cu}), である。表-5.1 の四辺固定スラブの計算結果によると、コンクリートの圧縮強度や鉄筋比に関しては破壊荷重と許容集中荷重の比に大きな相違は認められないが、スラブ厚については明らかに版厚が増加するに応じて安全率は低下する傾向にある。たとえば、せん断破壊荷重と許容集中荷重の比の各規準式における平均値は、No. 12 ($h=6.3\text{cm}$) で 3.6, No. 14 ($h=9.0\text{cm}$) で 3.6, No. 15 ($h=12.2\text{cm}$) で 2.9, No. 16 ($h=18.4\text{cm}$) で 2.2 であって、スラブ版厚を考慮した CP-110 の式においても版厚の増加に応じて比は減少する傾向にある。

本試験における供試体の版厚・スパン比は 1/16 ~ 1/5 の範囲にあり、大部分は 1/16 程度である。一般の港湾構造物におけるスラブの版厚・スパン比は 1/20 ~ 1/10 程度であるが、現行の基準式によると版厚・スパン比が増加するに伴い安全率は低下するようである。

現行の土木学会 R C 示方書によると、四辺固定スラブの破壊荷重と許容集中荷重の比の平均値は 4.5 であって、単純支承スラブに比較して算定式は過大な安全率を仕様していると思われる。集中荷重の作用する固定スラブのせん断破壊に対して、面内力の効果を考慮すれば、単純支承スラブにおけるとほぼ同等の安全率を確保するように許容荷重を増加させることは可能であると考えられ

る。

5.2 既往の算定式との比較

表-5.2 は、本試験における破壊荷重と既往の算定式による計算値との比を示したものである。既往の算定式は表-2.1 に示す式、および面内力を考慮した Hewitt の式を用いた。提案式中の鉄筋比、有効厚、載荷形状、終局抵抗モーメント、曲げ終局耐力の計算法は、4.3.1 における同様の方法によった。Whitney の式には、載荷盤周囲とスラブ支承との距離を表わす l_s が含まれているが、本計算では四辺固定スラブに対して $l_s=0.2l$ と仮定した。これは、スラブ中央に集中荷重をうけるときの反曲点が 0.2 l 付近にあることによるものである。Hewitt の式において拘束係数 $F_r=0.0$ は端部拘束のない単純支承スラブに適用されるものであり、 $F_r=1.0$ は端部が完全に拘束され端部に負鉄筋が配筋された場合に相当する。

表-5.2 によると、スラブ有効厚の特に大きい供試体 (No. 16) および Hewitt の $F_r=0.5 \sim 1.0$ の計算値を除くと、計算値はいずれもせん断破壊荷重を下廻る値であった。供試体 No. 15 および No. 16 を除いた平均値と比較すると、破壊荷重は計算値の 1.5 ~ 3.3 倍である。Whitney の式を用いると、 P_{test}/P_{cal} は他式に比較し大きな値となっているが、Whitney の報告中に固定スラブに対する l_s の定義がなされていないことによるものである。Long の式によると、大部分の供試体は曲げ型式でなくせん断型式によって破壊荷重が定まる。Moe の式および角田の式によると、 P_{test}/P_{cal} は 1.5 程度であり、他式より小さな値であるが、固定スラブのせん断破壊荷重の推定にはなおかなりの安全側の数値を与える。

Hewitt の式を除く算定式は単純支承スラブにおける試験結果から誘導されたものであるが、版厚の大きいスラブを除いてはいずれも相当に安全側の値であって、固定スラブに適用することは妥当でないと思われる。実験値と計算値の相違は端部拘束による面内力の発生に起因するものと考えられ、固定スラブのせん断破壊荷重の推定には面内力の効果を考慮することが必要であると考えられる。

Hewitt の式によると、せん断破壊荷重の計算値は端部拘束の程度によって大幅に相違する。単純支承スラブと考えたときには P_{test}/P_{cal} の平均値は 3.17 (No. 15 および No. 16 を除く)、拘束係数を増加させると本試験における破壊荷重に近い値となる。Hewitt は内側スラブ (inner slab) に対して $F_r=0.50$ とすることを提案しているが、本試験の範囲では $F_r=0.75$ 附近の拘束度に近いようである。表-5.2 では、 F_r が 0.50 および

表-5.2 押し抜きせん断に関する提案式および試験結果の比較

供試体 番号	破断荷重 荷重条件 (cm)	P_{test} (t)	P_{test}/P_{cal}										$\delta_{test}/\delta_{cal}$ Hewitt®			
			Elstner & Hognestad	Whitney	Moe	Yitzhaki	Herzog	Regan	角 田	Long	Hewitt®					
											$F_r=0.00$	$F_r=0.50$		$F_r=1.00$		
1	φ5	8.0	2.04	2.85	1.91	2.03	2.33	2.16	1.45	2.09	2.72	1.00	0.76	—	0.81	0.89
2	"	9.6	2.38	3.76	2.16	2.58	2.68	2.42	1.77	2.48	3.30	1.04	—	—	1.16	—
3	φ10	10.8	1.98	2.60	1.84	2.29	2.40	2.84	1.69	2.66	3.70	1.64	1.27	1.04	1.72	1.97
4	"	13.0	2.15	3.02	1.96	2.57	2.62	2.96	1.92	2.75	3.88	1.60	1.23	1.02	1.56	1.80
5	"	9.5	2.51	2.04	1.40	1.83	1.78	2.20	1.31	2.04	2.84	1.18	0.90	0.74	1.21	1.39
6	"	10.4	1.77	2.83	1.62	2.35	2.08	2.35	1.64	2.26	3.40	1.20	0.93	—	3.24	3.79
7	"	12.0	1.99	3.21	1.81	2.64	2.35	2.63	1.86	2.56	3.79	1.33	1.02	—	2.86	3.34
8	"	9.5	1.63	2.73	1.49	2.20	1.90	2.17	1.52	2.12	3.18	1.10	0.85	—	2.77	3.25
9	"	10.4	1.95	2.99	1.78	2.42	2.39	3.01	1.80	2.58	4.16	1.46	1.11	—	1.80	2.12
10	"	12.0	1.51	1.63	1.58	1.81	1.93	2.12	1.36	2.16	2.79	1.27	1.00	0.84	1.26	1.37
11	"	9.0	1.45	1.98	1.36	1.81	1.68	2.16	1.25	1.98	2.85	1.16	0.88	0.72	1.50	1.74
12	"	10.0	1.58	2.11	1.47	1.91	1.85	2.33	1.35	2.16	3.01	1.25	0.95	0.78	1.54	1.78
13	"	9.6	1.42	2.14	1.26	1.72	1.73	1.82	1.32	1.74	2.46	0.93	0.72	—	1.52	1.76
14	"	18.0	1.72	2.01	1.61	1.85	2.06	2.15	1.47	2.27	1.97	0.98	0.78	0.65	0.74	0.82
15	"	25.0	1.39	1.39	1.38	1.36	1.60	1.51	1.17	1.77	1.12	0.64	0.53	0.45	0.43	0.47
16	"	37.4	1.13	0.86	1.26	0.92	1.21	1.07	0.94	1.39	0.80	0.46	0.38	0.32	0.26	0.28
24	"	10.5	1.81	2.93	1.66	2.44	2.10	2.40	1.68	2.35	3.52	1.22	0.94	—	2.08	2.43
平均	均 値	値	1.79	2.42	1.62	2.04	2.04	2.25	1.50	2.20	2.91	1.14	0.89	0.73	—	—
平均 (No.15, No.16を除く)	均 値	値	1.86	2.59	1.66	2.16	2.13	2.38	1.56	2.28	3.17	1.22	0.95	0.83	—	—

注: ① 試験条件の詳細は表-3.1参照

② F_r は拘束係数 (restraint factor)

0.75 のときのスラブ中央のたわみの測定値と Hewitt の計算値の比を併せ示したが、両者の値は必ずしも良い一致を示しているとは言えないようである。

スラブの版厚の影響に関しては、いずれの算定式においても精度は劣るようであった。

6. 四辺固定スラブにおけるせん断耐力の推定

6.1 概 要

4. および5. で記述したように、既往の算定式によるせん断破壊荷重の計算値は、集中荷重をうける固定スラブのせん断耐力と相違しており、一般に後者は前者を大幅に上廻る値であった。また、曲げ終局耐力に関しても、降伏線理論を用いた計算値は実験値と良く符号していない。

既往の曲げおよびせん断耐力についての算定式が、固定スラブにおいて十分な適用性を有しない主な理由は、端部拘束による面内力の効果を考慮していないことによると思われる。周辺補剛はりの変形(3.5)およびスラブのひずみ(3.6.2)で述べたように、固定スラブでは載荷荷重初期の段階から圧縮面内力が発生すると考えられ、スラブ面内の軸圧縮力は曲げ耐力やせん断耐力に影響を及ぼすと思われる。

本章では、面内力の効果を考慮した曲げ耐力およびせん断耐力の算定式を検討する。両者の算定式から、曲げ

耐力とせん断耐力の関係に考察を加える。これらの解析結果と既往の研究を総括して、集中荷重をうける四辺固定正方形スラブに関して、押し抜きせん断に対するせん断強度の計算式の検討を行なうこととする。

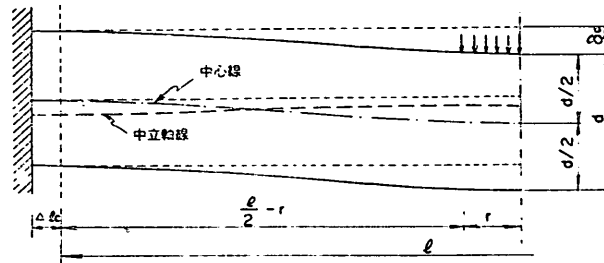
6.2 固定スラブにおける曲げ耐力解析

6.2.1 面内力を考慮した曲げ耐力の解析

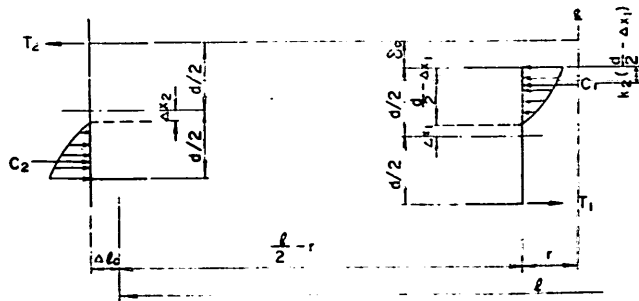
(1) スラブの面内力

端部が拘束されていないスラブでは、半径方向の面内力は発生しないが、荷重が増加するとコンクリートの引張と圧縮の伸び能力は相違するから、中立軸は圧縮側に移動することとなる。このとき、中立軸の位置は断面の力の釣り合いから定まる。しかし、端部が拘束され水平方向に自由に變形しないときには、中立軸は端部移動量などの幾何学的変形によって定まり、断面の合力は零とされない。断面に作用する圧縮力と引張力の差が面内力としてスラブに存在することとなる。曲げ終局状態において中立軸線の形を定めることは困難であるが、スラブ中心線 ($d/2$) からの中立軸の移動量 (Δx) は、たわみの大きさ、端部移動に対する周辺補剛はりの剛性、などの関数となると考えられる。

図-6.1は、端部拘束されたスラブの変形および中立軸の移動についての一般図を示したものである。なお、本章では正方形スラブを円形スラブに置換して検討を行な



(1) スラブの変形および中立軸の変化



(2) スラブ中 Δx および断面の応力分布

図-6.1 スラブの変形および断面の応力分布

っている。これは、3.4 で述べたように最終の破壊パターンはほぼ円形であること、スラブの集中荷重近傍の応力状態は円形スラブのそれに近いこと、などの理由によるものである。

(2) 曲げ耐力の式の誘導

スラブ中央(載荷盤の円周)およびスラブ端部の応力分布を 図-6.1(2) のように考える。中立軸の移動量は、図示したようにスラブ中心線からそれぞれ Δx_1 、および Δx_2 とする。

a) 面内力と Δx の関係

スラブ中央の単位幅の断面に作用する力は、

$$C_1 = k_3 \sigma_{cu} t_1 \left(\frac{d}{2} - \Delta x_1 \right) \quad (6.1)$$

$$T_1 = \sigma_{sy} p d \quad (6.2)$$

ここで、 σ_{cu} は半径方向および円周方向の二軸からの応力状態における圧縮強度である。 σ_{cu} と σ_{cu} (一軸応力下の圧縮強度) の関係は、二方向の応力度の関数と考えられるが、 $0.2 \times \sigma_{cu}$ 程度以上の二方向応力が作用するときの圧縮強度は、ほぼ $\sigma_{cu} = 1.11 \times \sigma_{cu}$ と考えることができるようである⁵⁰⁾。

断面に作用する単位幅の面内力を F_1 とおくと

$$F_1 = C_1 - T_1 \quad (6.3)$$

(6.3) 式に (6.1) および (6.2) 式を代入し、さらに、 $k_1 = 0.85$ 、 $k_3 = 0.85$ とおくと、

$$F_1 = -0.8 \sigma_{cu} \Delta x_1 + A \quad (6.4)$$

ただし $A = 0.40 d \sigma_{cu} - \sigma_{sy} p d$

スラブ端部に作用する単位幅の面内力を w とおくと、スラブ中央における同様に次式が得られる。

$$w = -0.8 \sigma_{cu} \Delta x_2 + A \quad (6.5)$$

b) 面内力と端部水平変形の関係

スラブの周辺補剛はりに作用する単位幅当りの力を w_0 とおくと

$$w_0 = \frac{\Delta l_c}{K} \quad (6.6)$$

ただし K : はりの水平変形に対する断面剛性の係数

Δl_c : はり中央の水平変形量

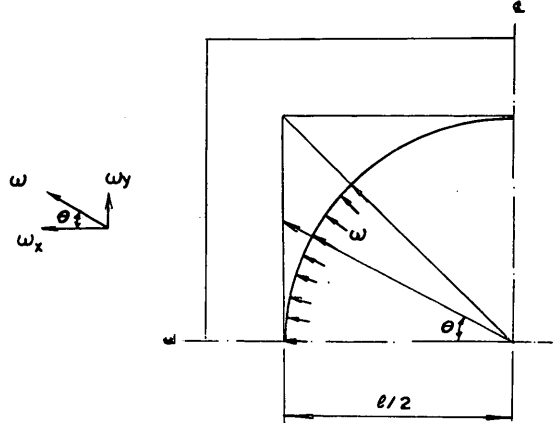
次に係数 K を定める。スラブの破壊型式は円形と考えているから、はりに作用する単位幅当りの力 w_x および w_y は 図-6.2(1) を参照すると、

$$w_x = w \cos^3 \theta$$

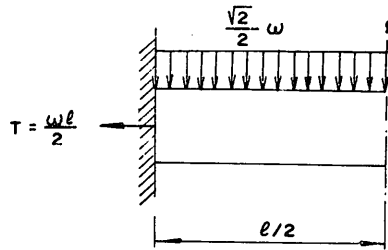
$$w_y = w \sin \theta \cos^2 \theta$$

したがって、はりスパンの $1/2$ の部分に作用する合力 W_x および W_y は

$$W_x = \frac{\sqrt{2}}{4} w l$$



(1) スラブからはりに作用する力



(2) はりに作用する力

図-6.2 周辺補剛はりに作用する力

$$W_y = \frac{2 - \sqrt{2}}{4} w l$$

w_x を用いてはり変形を直接に計算することは、はん雑である。等分布荷重に置換してもモーメントや変形の相違は小さいので、はりには $w_0 = 2W_x/l (= \sqrt{2}w/2)$ の荷重が作用すると考える。はりにはひびわれが生じていないから全断面有効とするとはりの水平変形量 Δl_x は

$$\Delta l_x = w \left\{ \frac{\sqrt{2} x^2 (x^2 - 2lx + l^2)}{48 EI} + \frac{3 \sqrt{2} x (l-x)}{8 A_0 G} \right\}$$

$x = l/2$, すなわち、はりスパン中央の変形量 Δl_c は

$$\Delta l_c = w \left\{ \frac{\sqrt{2} l^4}{768 EI} + \frac{3 \sqrt{2} l^2}{32 A_0 G} \right\} \quad (6.7)$$

ただし E : コンクリートのヤング係数

I : はりの断面二次モーメント

A_0 : はりの断面積

G : コンクリートのせん断弾性係数

(6.6) および (6.7) 式から、 w_0 を w に置換して考えると K は

$$K = \frac{\sqrt{2} l^4}{768 EI} + \frac{3 \sqrt{2} l^2}{32 A_0 G}$$

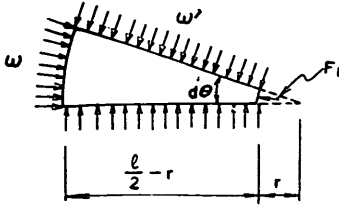


図-6.3 スラブ要素における面内力の分布

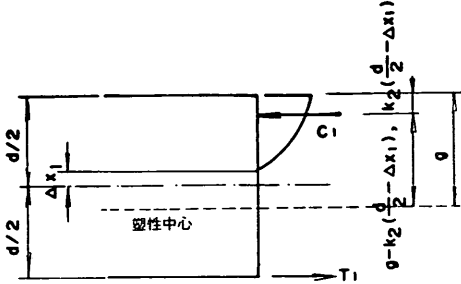


図-6.4 スラブ断面のモーメント計算位置

c) スラブ中央面内力 (F_1) と端部面内力 (w) の関係
 スラブ要素に作用する面内力の釣り合いから、スラブ中央の面内力 F_1 と端部面内力 w の関係を求める。スラブ要素には、図-6.3 に示す面内力が作用する。ここで、 w' は半径方向の降伏線に作用する面内力であり、 $w' = (F_1 + w)/2$ と考えることとする。スラブ要素の半径方向の力の釣り合いから

$$2F_1 r \sin \frac{d\theta}{2} + \left(\frac{l}{2} - r\right) 2w' \sin \frac{d\theta}{2} = w l \sin \frac{d\theta}{2}$$

$$\therefore F_1 = w \quad (6.8)$$

d) 終局モーメント (m_u) と Δx の関係

断面の終局モーメント m_u を塑性中心で考えると⁵⁹⁾、図-6.4 に示した記号を用いて、スラブ中央 (載荷盤の円周) では

$$m_{u1} = C_1 \left\{ g - k_2 \left(\frac{d}{2} - \Delta x_1 \right) \right\} + T_1 (d - g)$$

$k_2 = 0.85/2$ において、(6.1) および (6.2) 式を代入し上式を整理すると、

$$m_{u1} = -0.34 \sigma_{cu} \Delta x_1^2 - B \Delta x_1 + C \quad (6.9)$$

ただし $B = (0.8g - 0.34d) \sigma_{cu}$

$$C = 0.40 d \sigma_{cu} (g - 0.212d) + \sigma_{sv} \rho d (d - g)$$

$$g = \frac{0.425h + dq_t}{0.85 + q_t}, \quad q_t = \frac{\rho_t \sigma_{sv}}{1.11 \sigma_{cu}}, \quad \rho_t = \rho \frac{d}{h}$$

スラブ端部においても同様にして

$$m_{u2} = -0.34 \sigma_{cu} \Delta x_2^2 - B \Delta x_2 + C \quad (6.10)$$

e) 曲げ耐力 (P_{flex1}) と終局モーメント (m_u) の関係

スラブの曲げ破壊における降伏型式は、図-2.5(1) に示したと同様に円形パターンとする。円周方向の終局モ

ーメントは、スラブ中央で m_{u1} 、スラブ外周で m_{u2} であり、半径方向の終局モーメントを $(m_{u1} + m_{u2})/2$ と考えると、外力のなす仕事 E は、

$$E = P_{flex1} \cdot l$$

スラブ要素に作用するモーメントによりなされる仕事 D は、

$$D = \int_0^{2\pi} \left\{ m_{u1} r d\phi \frac{1}{\frac{l}{2} - r} + m_{u2} \frac{l}{2} d\phi \frac{1}{\frac{l}{2} - r} + \frac{m_{u1} + m_{u2}}{2} \left(\frac{l}{2} d\phi - r d\phi \right) \frac{1}{\frac{l}{2} - r} \right\}$$

$$= \frac{2\pi}{l - 2r} \left\{ 2r m_{u1} + l m_{u2} + (l - 2r) \frac{m_{u1} + m_{u2}}{2} \right\}$$

$E = D$ であるから、上二式より、

$$P_{flex1} = \frac{2\pi}{l - 2r} \left\{ \left(r + \frac{l}{2} \right) m_{u1} + \left(\frac{3l}{2} - r \right) m_{u2} \right\} \quad (6.11)$$

f) 曲げ耐力 (P_{flex1}) とたわみ (δ_c) の関係

3.6.1 から正方形固定スラブに内接した円形スラブの中央たわみ δ_c は、

$$\delta_c = \frac{s}{k} P_{flex1}$$

ところで、曲げ破壊時の k は 0.15 程度と考えられるから、上式に $k = 0.15$ を代入して整理すると、

$$P_{flex1} = \frac{0.15}{s} \delta_c \quad (6.12)$$

$$\text{ただし } s = \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi E h^3} \left\{ \frac{r^2}{4} \log \frac{2r}{2} - \frac{3r^2}{16} + \frac{l^2}{16} \right\}$$

g) Δx 、端部水平変形 (Δl_c)、たわみ (δ_c) の関係
 Δx 、 Δl_c および δ_c の関係は、スラブ中立軸の移動の幾何学的条件から定めることができる。しかし、曲げ破壊時におけるスラブ要素内の中立軸線の形状を理論的に誘導することは困難である。このため本文では、 Δx 、 Δl_c および δ_c の関係をスラブの終局時の考察から定め、実験的に係数を定めることとする。

スラブ中央の断面における中心線からの中立軸の移動量 Δx_1 を基準として考えると、 Δx_1 は Δl_c (すなわち K) および δ_c が増加すると共に増加する。この関係を和の形で表わすと、

$$\Delta x_1 = \alpha \Delta l_c + \beta \delta_c + \gamma$$

さらに $\Delta x_1 / \Delta l_c$ は $\delta_c / (l - 2r)$ が大きくなると増加割合は減少する。すなわち、圧縮の面内力から引張の面内力に移行すると考えられる。したがって、前式は

$$\Delta x_1 = \alpha \frac{l - 2r}{\delta_c} \Delta l_c + \beta \delta_c + \gamma \quad (6.13)$$

ところで、係数 β および γ は次のようにして求める。

$dI_c=0$, すなわち, はり剛性が無限大で水平方向の変形量が零で完全な固定条件が満足される場合には, 中立軸線の長さに変化はない。したがって

$$\Delta x_1 + \Delta x_2 = \delta_c \quad (6.14)$$

(6.14) 式および (6.4), (6.5), (6.8) 式を用いると, $\beta=1/2$, $r=0$ となるから, (6.13) 式は,

$$\Delta x_1 = \alpha \frac{l-2r}{\delta_c} \Delta I_c + \frac{\delta_c}{2} \quad (6.15)$$

(3) ま と め

(6.8) 式から $F_1=w$ であり, (6.4) および (6.5) 式より $\Delta x_1 = \Delta x_2$ となる。この関係を a)~g) で示した式に代入し整理すると, 次の連立方程式が得られる。

$$w = -0.80 \sigma_{cu} \Delta x_1 + A$$

$$w = \frac{dI_c}{K}$$

$$m u_1 = -0.34 \sigma_{cu} \Delta x_1^2 - B \Delta x_1 + C$$

$$P_{flex1} = \frac{4\pi l m u_1}{l-2r}$$

$$P_{flex2} = \frac{0.15}{s} \sigma_c$$

$$\Delta x_1 = \alpha \frac{l-2r}{\sigma_c} \Delta I_c + \frac{\sigma_c}{2}$$

ただし,

$$A = 0.40 d \sigma_{cu} - \sigma_{sy} p d$$

$$B = (0.8 g - 0.34 d) \sigma_{cu}$$

$$C = 0.40 d \sigma_{cu} (g - 0.212 d) + \sigma_{sy} p d (d - g)$$

$$g = \frac{0.425 h + d q_t}{0.85 + q_t}, \quad q_t = \frac{p_t \sigma_{sy}}{1.11 \sigma_{cu}}$$

$$p_t = p \frac{d}{h}, \quad K = \frac{\sqrt{2} l^4}{768 EI} + \frac{3 \sqrt{2} l^2}{32 A_0 G}$$

$$s = \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi E h^3} \left\{ \frac{r^2}{4} \log \frac{2r}{l} - \frac{3r^2}{16} + \frac{l^2}{16} \right\}$$

上式中で, σ_{cu} , σ_{sy} , p , l , r , d , h , E , I , A_0 , G , ν は既知である。一方, 未知項は, w , Δx_1 , ΔI_c , $m u_1$, δ_c , P_{flex1} であるから, α を定めればこれらの値を求めることができる。

6.2.2 固定スラブの曲げ耐力

本試験においては, 供試体 No. 17 および No. 18 が

曲げにより破壊した。以下, 6.2.2 および 6.2.3 では, 本 2 供試体について検討を進めることとする。

6.2.1(3) で示した連立方程式を解くことによって, 面内力を考慮した曲げ耐力 (P_{flex1}) を求めることができる。ここで, 供試体 No. 17 および No. 18 の曲げ破壊荷重の実験値から, $\alpha=3.0$ 付近にあると考えられる。したがって, 本節以降では α を 3.0 と設定することとする。

表-6.1は, 曲げ耐力に関する計算結果を示したものである。既知項 I および A_0 は, 周辺補剛はりに埋め込んだ鋼材の面積を考慮した値を代入した。

計算結果によると, スラブ中央のたわみ (δ_c) は供試体 No. 17 で 1.06 cm, 供試体 No. 18 で 1.13 cm である。測定結果は供試体 No. 17 で 1.025 cm, 供試体 No. 18 で 1.199 cm であって, 計算値と測定値は比較的良く一致している。また, スラブの単位幅に作用する面内力は, 供試体 No. 17 で 132 kg/cm, 供試体 No. 18 で 171 kg/cm であった。

表-6.1 では曲げ耐力として, 面内力を考慮した値 (P_{flex1}) および円形パターンを想定した降伏線理論による値 (P_{flex2}) を示している。計算結果によると $P_{flex1}/P_{flex2}=1.5\sim 1.7$ 程度であり, 一般の降伏線理論による計算方法に比較して, 面内力を考慮した本計算方法は曲げ破壊荷重を正確に推定できると思われる。

6.2.3 周辺補剛はりの挙動

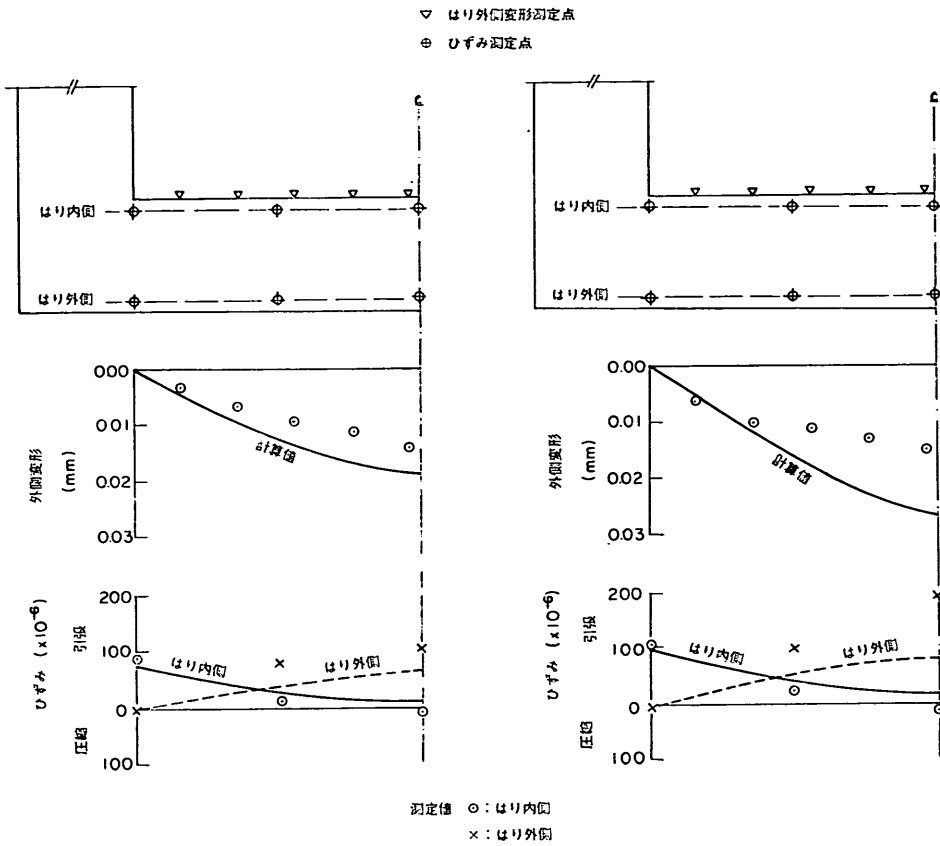
周辺補剛はりに作用する力を 図-6.2(2) と考える。ここで, 軸力 T は円形スラブの面内力のはり軸方向成分および隣接はりの反力の合力である。

図-6.5は, 周辺補剛はりの外側への変形および周辺補剛はりに埋め込んだ鉄筋のひずみに関して, はり軸方向における測定値および計算値を示したものである。はり変形の計算値はせん断変形を含んだ値であり, 鉄筋のひずみは曲げ成分および軸力成分の和である。

図-6.5によると周辺補剛はりの外側への変形量は, 計算値が測定値を若干上廻る傾向を示している。これは, はりの計算においてスラブ部分の影響を考慮していないことによると思われる。しかし, 供試体 No. 17 に見ら

表-6.1 面内力を考慮したスラブの曲げ耐力

供試体 番号	面内力を考慮した計算結果					P_{flex2} (t)	P_{test} (t)	比 率	
	Δx (cm)	$\Delta I_c \times 10^{-3}$ (cm)	δ_c (cm)	w (kg/cm)	P_{flex1} (t)			$\frac{P_{flex1}}{P_{flex2}}$	$\frac{P_{test}}{P_{flex1}}$
17	0.97	1.67	1.06	132	13.2	8.6	12.9	1.54	0.98
18	1.03	2.48	1.13	171	18.2	10.9	18.4	1.68	1.01



(1) 供試体 No. 17

(2) 供試体 No. 18

図-6.5 周辺補剛はりの変形とひずみの計算値および測定値の比較

れるように計算値と測定値は極端に相違するものではなく、計算値は面内力による周辺補剛はりの変形の挙動を比較的良く表わしているものと考えられる。

計算結果によると、はり端部を除いて鉄筋は引張ひずみを生じており、はり内側では端部で大きくはり外側では中央で大きい放物線分布となっている。ひずみの測定値は計算値を若干下廻る値であるが、はり変形と同様の理由によるものと考えられ、供試体 No. 17 では測定値と計算値は概ね一致するようであった。ひずみの測定値は $100 \sim 200 \mu$ (引張) 以下であって、周辺補剛はりにひびわれが発生していないことと符号すると思われる。

6.3 固定スラブにおけるせん断耐力解析

6.3.1 面内力を考慮したせん断耐力の解析

(1) 解析方法

曲げ破壊の終局状態では、6.2.2 で述べたようにスラブに面内力が生ずる。周辺補剛はりには荷重初期においてもすでに外側方向への変形やひずみが観察されており

(3.5 参照)、面内力は曲げ破壊の時点においてのみ発生するものではなく、中立軸線の長さ変化が拘束されるときには荷重初期から面内力が生じているものと考えられる。したがって、せん断破壊を生ずる時点においてもスラブ面内力が存在し、面内力がせん断耐力に影響を及ぼすものと思われる。

せん断破壊はほぼ $25 \sim 30^\circ$ の傾斜角を有しスラブが押し抜かれる形態であったが、破壊時の現象を厳密に解析することは困難と思われた。これは、i) 載荷盤周囲で曲げひびわれが発生したのちのスラブのモーメント分布および応力状態は複雑であり、数式化することはむずかしい、ii) 曲げ破壊以前における中立軸の位置を定めることは困難で、スラブに生じている面内力の分布や大きさを正確に定めることは出来ない、などの理由によるのである。したがって、本文では以下の仮定に基づいてせん断耐力の解析を行なうこととする。

a) せん断強度の設定断面

せん断破壊状況の考察から、限界断面は載荷盤周囲からスラブの有効厚 (d) の距離を考える。

b) 限界断面に作用する面内力

前述したように、載荷盤外側のスラブ部分における面内力の大きさおよび分布を正確に定めることは出来ない。しかし、6.2.1 で述べたように、載荷盤周囲に作用する面内力 (F_i) とスラブ外周に作用する面内力 (w) は等値であるから、限界断面においても単位幅当り $F_i = w$ の面内力が作用するものとする。また、せん断破壊時に発生する面内力については、面内力が載荷荷重に比例して増加するものと仮定する。したがって、せん断破壊荷重 (P_{shear1}) の時点における限界断面の面内力 w_{cs} は、

$$w_{cs} = w \frac{P_{shear1}}{P_{flex1}} \quad (6.16)$$

c) 二軸応力効果

スラブの微少要素には、半径方向および円周方向の二軸の応力が作用する。6.2.1 におけると同様に、コンクリート強度は一軸強度の1.11倍とする。

d) 鉄筋のほぞ作用の影響

鉄筋コンクリート部材はせん断破壊時に、ほぞ作用によって鉄筋がせん断力の一部を負担すると言われている。ほぞ作用によるせん断力の分担割合については、現段階では定量的に解明されていないので、本文では Kinnunen²⁰⁾ および Hewitt³⁰⁾ におけると同様にほぞ作用によってせん断耐力は20%増加するものとする。

e) スラブ有効厚の影響

鉄筋コンクリートはりのせん断強度は、図-4.6に示したようにはりの有効高およびせん断スパン・有効高比と密接な関連を有する。はりの有効高の影響は ACI 318-71の規準においても採り入れられており、既往の提案式では、斜め引張りひわれ破壊を生ずるときのせん断強度を Kani⁵⁶⁾ は $1/d^{0.25}$ の関数と考えている。Kennedy⁵⁷⁾ は既往の試験値の統計解析結果から、はりのせん断強度を $1/d^{0.282}$ の関数で表わしている。上記のように、はりのせん断強度はほぼ $d^{0.25}$ の関数と考えることができると思われる。一方、せん断スパン・有効高比 (ないしは M/Pd) に関しては、種々の考え方があるようである。図-4.6に示したように、ACI 318-71 はこの因子をせん断強度の計算式に含んでいるが、せん断スパン・有効高比の相違によるせん断強度の差は顕著ではない。Kaniによると、せん断破壊型式はせん断スパン・有効高比によって相違し、せん断スパン・有効高比が2~3以上であると斜め引張りひわれ破壊を生じ、提案式にはせん断

スパン・有効高比を関数として含んでいない。一方、せん断スパン・有効高比が2~3以下のときには斜めひわれが発生した後もアーチ作用によってさらに荷重を負担し、最終的にはせん断圧縮破壊となると考え、せん断強度を (有効高/せん断スパン)² で表わしている。一般に、せん断スパン・有効高比が2~3を越えると、この比の影響は明瞭とはならないようであり、せん断スパン・有効高比の関数と考えるよりも、支点と載荷点間に生ずる斜め圧縮力の影響と考えるのが妥当と思われる。

スラブのせん断破壊は本質的にははりのせん断破壊と同様であると考え、上述のはりに対する考え方をスラブに適用することができるとと思われる。スラブの有効厚の影響に関しては、図-4.6に示したように CP-110 や角田等是有効厚の増加に応じてせん断強度を低減する方式を採っている。本文では、せん断強度に関して有効厚の影響を考慮した係数 R_d を考え、はりにおけると同様に R_d は $d^{1/4}$ の関数とすることとする。次にせん断スパン・有効厚比に関しては、この比が2~3以上のときには Kani におけると同様にこの影響を考慮しないこととする。本試験における $(l-2r)/2d$ は2.8以上であって、斜め圧縮力の影響は無視できるものとする、せん断耐力解析においては R_d を主要な因子と考えるものとする。

(2) せん断耐力の式の誘導

軸力が作用するときの斜めひびわれ時のせん断応力 τ は、次式で表わせる。

$$\tau = \sigma_{tu} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{tu}}} \quad (6.17)$$

ただし σ_n : 平均軸応力
ところで、(1)の a) および b) の仮定から、限界断面におけるせん断応力は、

$$\tau = \frac{P_{shear1}}{2.4 \pi d (r+d)} \quad (6.18) \diamond$$

また、(6.16) 式から

$$\sigma_n = \frac{w}{d} \frac{P_{shear1}}{P_{flex1}} \quad (6.19)$$

コンクリートの引張強度は、(1)c) の仮定および4.3.2における考察から次式を用いる。

$$\sigma_{tu} = 1.11 \times 1.4 \sqrt{\sigma_{cu}} \quad (6.20)$$

(6.18)~(6.20) 式を (6.17) 式に代入し整理すると、

$$P_{shear1} = \frac{Q}{2} \{ QR + \sqrt{(QR)^2 + 4} \} \quad (6.21)$$

ただし $Q = 3.70 \pi d (r+d) \sqrt{\sigma_{cu}}$

$$R = \frac{w}{1.54 d P_{flex1} \sqrt{\sigma_{cu}}}$$

表-6.2 面内力を考慮したスラブのせん断耐力

供試体 番号	試験結果		曲げ計算値 ^②		せん断 計算 値 P_{shear2}	比 率		
	破壊荷重 P_{test} (t)	破壊型式 ^①	P_{flex1} (t)	P_{flex2} (t)		$\frac{P_{shear2}}{P_{flex1}}$	$\frac{P_{test}}{P_{shear2}}$	$\frac{P_{test}}{P_{flex1}}$
1	8.0	Pun	15.4	9.8	7.8	0.51	1.03	(0.52)
2	9.6	"	15.7	8.5	9.1	0.58	1.06	(0.61)
3	10.8	"	13.1	10.1	8.4	0.64	1.29	(0.82)
4	13.0	"	15.6	10.3	10.6	0.68	1.22	(0.83)
5	9.5	"	16.0	11.7	9.8	0.62	0.97	(0.59)
6	10.4	"	14.7	8.4	12.2	0.83	0.86	(0.71)
7	12.0	"	14.8	8.5	12.3	0.83	0.97	(0.81)
8	9.5	"	14.5	8.1	12.3	0.85	0.77	(0.66)
9	10.4	"	12.3	7.7	10.4	0.84	1.00	(0.84)
10	12.0	"	21.8	21.9	7.4	0.34	1.62	(0.55)
11	9.0	"	13.4	11.5	8.4	0.63	1.07	(0.67)
12	10.0	"	17.2	12.1	10.2	0.59	0.98	(0.58)
13	9.6	"	18.9	10.0	13.8	0.73	0.70	(0.51)
14	18.0	"	37.2	24.6	15.0	0.40	1.20	(0.48)
15	25.0	"	80.8	53.3	23.1	0.29	1.08	(0.31)
16	37.4	"	189.8	131.1	37.8	0.20	0.99	(0.20)
17	12.9	Flex	13.2	8.6	16.6	1.26	(0.78)	0.98
18	18.4	"	18.2	10.9	28.6	1.57	(0.64)	1.01
24	10.5	Pun	14.0	8.1	12.0	0.86	0.87	(0.75)

注：① Pun：押し抜きせん断破壊，Flex：曲げ破壊

② P_{flex1} ：面内力を考慮した曲げ耐力， P_{flex2} ：降伏線理論による曲げ耐力

ここで、 w および P_{flex1} は 6.2 で計算される面内力を考慮した曲げ破壊の面内力および曲げ耐力である。

以上の式の誘導においては、スラブ有効厚の影響を考慮していない。有効厚の係数 R_d を含めると Kani や Kennedy の式におけると同様に次式で表わすこととする。

$$P_{shear2} = P_{shear1} \cdot R_d \quad (6.22)$$

本試験結果から R_d を定めると、次式が得られる。

$$R_d = \frac{1}{2.0d^{0.25} - 1.7} \quad (6.23)$$

6.3.2 固定スラブのせん断耐力

表-6.2 は、本試験結果、6.2 の方法による曲げ耐力の計算値、本節の方法によるせん断耐力の計算値をまとめたものである。

降伏線理論による曲げ耐力 (P_{flex2}) は面内力を考慮した曲げ耐力に比較して一般に小さく、大部分の供試体は $P_{flex2}/P_{flex1} = 0.53 \sim 0.86$ の範囲にある。また、本試験においてせん断破壊を生じた供試体の破壊荷重

(P_{test}) は面内力を考慮した曲げ耐力 (P_{flex1}) を下廻る値であった。供試体 No. 17 および No. 18 を除くと、 P_{shear2}/P_{flex1} は 0.20~0.86 の範囲にあり、計算結果は曲げ耐力到達前にせん断破壊を生ずることを意味しているが、試験結果はこの計算結果を良く反映しているものと思われる。したがって、 P_{flex1} および P_{shear2} を用いることによって、スラブの破壊型式(曲げ破壊あるいは押し抜きせん断破壊)を区別することが出来ると考えられる。

本試験におけるせん断破壊荷重 (P_{test}) と面内力を考慮したせん断耐力 (P_{shear2}) の比の平均値は 1.04 であって、6.3.1 で述べた計算方法によって四辺固定正方形スラブの押し抜きせん断破壊荷重を推定することが出来ると思われる。

〔附録D〕は 6.1 および 6.2 で述べた方法による曲げ耐力およびせん断耐力の計算用プログラムを示した。本プログラムにより、既設構造物のスラブの安全性を検査することが出来る。

6.4 曲げ耐力とせん断耐力の関係

6.4.1 概 要

既往の研究においてスラブの曲げ耐力とせん断耐力を類別したものに、Elstner & Hognestad^{59,60)}, Moe¹⁰⁾, Yitzhaki¹¹⁾, Long¹⁰⁾, Gesund & Diskhit⁶⁰⁾, などの報告がある。Elstner & Hognestad や Moe のせん断耐力算定式には曲げ耐力 P_{flex} が関数として含まれ、 ϕ_0 ($\phi_0 = P_{shear}/P_{flex}$) が 1 のときが曲げ破壊とせん断破壊の境界点となる。Yitzhaki は、降伏線理論による曲げ耐力と Yitzhaki の提示したせん断耐力算定式を等値とにおいて、曲げ破壊とせん断破壊の境界点は載荷盤周長・有効厚比 (b_0/d) と有効厚 (d) の関数となるとしている。せん断耐力算定式に降伏線理論より求めた曲げ耐力を含むものは、面内力の影響を考慮しておらず、固定スラブに適用することは妥当でない。Long の算定式も 5.2 で記述したように、固定スラブのせん断耐力推定には不十分であり、Long の式から曲げ耐力とせん断耐力の関係を誘導することは困難である。

Gesund & Diskhit は、既往の 106 個のスラブ試験の結果から、曲げ破壊とせん断破壊を区別する目的で係数“Q”を提示した。本試験結果に適用すると多くの供試

体が曲げ破壊と判定されることとなる。係数“Q”は集中荷重をうける周辺支持スラブの結果から定められたものであり、固定スラブに関しては Gesund & Diskhit の手法により破壊の判別を行うことは不適当と考えられる。

以上のように、既往の考え方を適用して固定スラブの破壊型式を判別することは適当でない。本節では、6.2.1 および 6.3.1 で誘導した曲げ耐力およびせん断耐力の計算法を適用して、面内力を考慮した終局耐力等の一般的特性、および、曲げ耐力とせん断耐力の関係について検討を加えることとする。なお、本計算は次の範囲に関し実施した。コンクリートの圧縮強度は $\sigma_{cu} = 210, 240, 270, 300, 350 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋特性は $p\sigma_{sy} = 15, 30, 45, 60$ ($\sigma_{sy} = 3000 \text{ kg/cm}^2$, $p = 0.005, 0.010, 0.015, 0.020$)、スラブ辺長は $l = 100, 200, 300, 400, 500 \text{ cm}$ 、載荷径とスラブ辺長の比は $2r/l = 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30$ 、スラブ有効厚とスラブ辺長の比は $d/l = 0.04, 0.06, 0.08, 0.10, 0.12$ 、周辺補剛はりの係数 K は $K = 1.0 \times 10^{-2}, 1.0 \times 10^{-3}, 1.0 \times 10^{-4}, 1.0 \times 10^{-5}, 1.0 \times 10^{-6}$ 、であって、それぞれの組合せについて計算値を求めた。

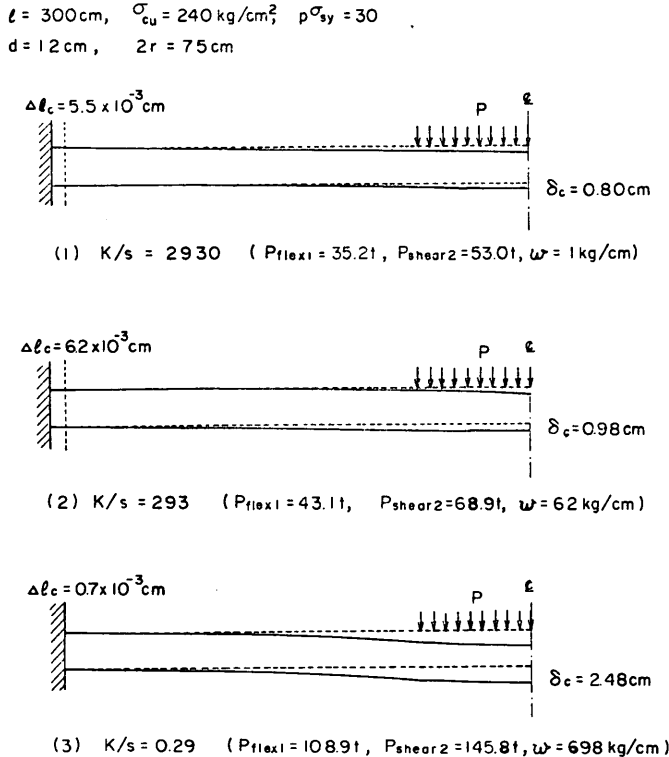


図-6.6 曲げ破壊におけるスラブの変形および終局耐力の計算例

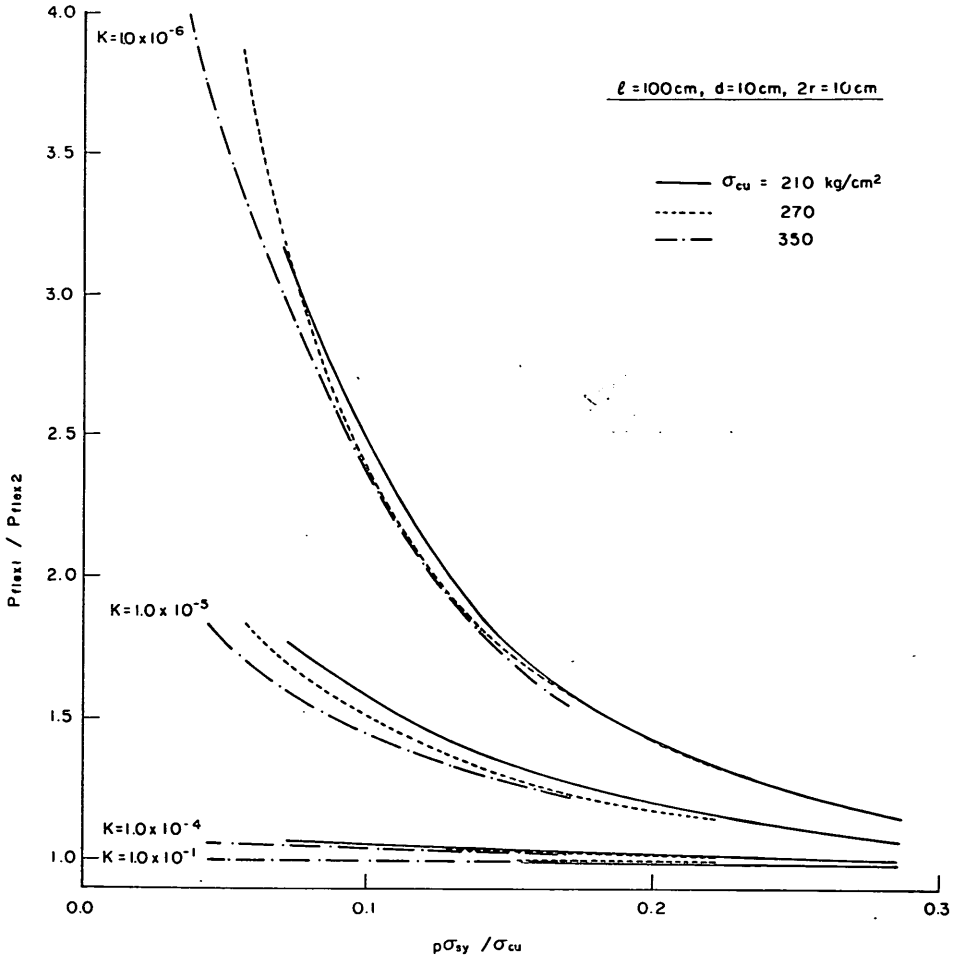


図-6.7 $\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ と面内力効果の関係 (1)

6.4.2 面内力を考慮したスラブの挙動

図-6.6 は曲げ破壊がせん断破壊に先行すると想定されるスラブに関し、終局時におけるスラブ中央たわみ (\hat{w}_{uc})、端部の水平変形 ($\hat{d}lc$)、面内力 (w) の計算結果の一例を示したものである。本図によると、荷重条件、スラブ諸元 (形状、有効厚、鉄筋の配筋)、材料の性質が同一のときには、 K/s が減少するに応じて (すなわち、周辺はり剛性が増加するに応じて)、曲げ耐力やスラブに生ずる面内力が増加することを表わしている。すなわち、端部拘束効果が顕著となると共に面内力の影響が明確となることを指標するものである。

面内力の効果は多岐の要因によって変化するものと思われる。この影響をは握するために、 P_{flex1}/P_{flex2} を選定した。計算結果によると、スラブの有効厚 (d) や載荷径 ($2r$) の影響は少なく、 P_{flex1}/P_{flex2} は主に σ_{cu} 、

$\rho\sigma_{sy}$ 、 K/s 、などによって変化するようであった。図-6.7~6.9 は $d/l=0.10$ 、 $2r/l=0.10$ に関する計算結果を示したものである。本図によると K/s がほぼ一定の場合、 P_{flex1}/P_{flex2} は主に $\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ によって表わされるようであり、 K が $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-4}$ のときには面内力の効果は顕著でないが、周辺補剛はりの剛性が大きくなると $\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ の減少に応じて曲げ耐力は著しく増加することを示している。すなわち、面内力は一般に $\rho\sigma_{sy}$ が小さいとき、あるいは、 σ_{cu} が大きいときに終局耐力に影響を与えるものであり、周辺補剛はりの剛性が増加するとこの傾向はさらに明瞭となる。

6.4.3 曲げ耐力とせん断耐力の関係

図-6.10~図6.19 は、各種変数と P_{shear2}/P_{flex1} の関係を示したものである。ここで各変数の数値は、港湾構造物のスラブにおいて多用されているものを選定した。

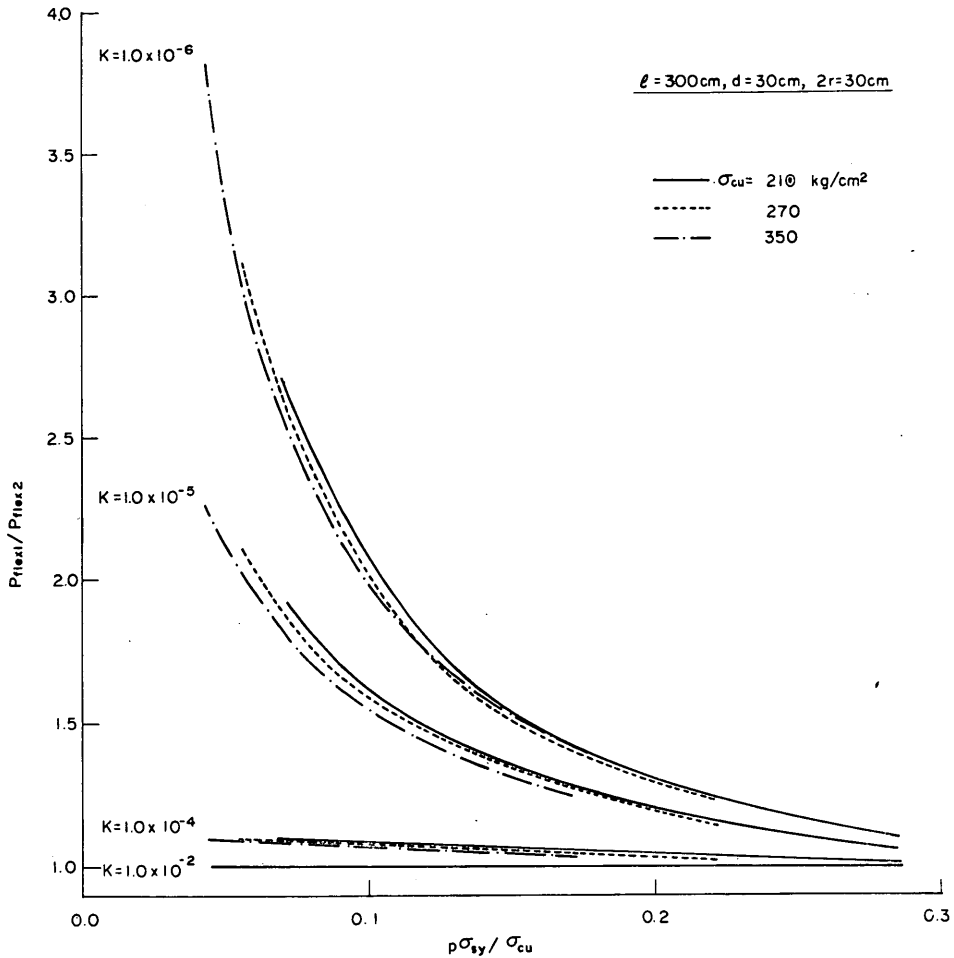


図-6.8 $p\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ と面内力効果の関係 (2)

これらの図によって、鉄筋コンクリートスラブがいかなる破壊型式（曲げ破壊あるいはせん断破壊）によって終局状態に達するものであるかを予測することが出来る。

本図によると、 d/l と $2r/l$ を一定とするとスラブ辺長の増加に伴い、破壊型式は曲げ破壊からせん断破壊に移行する傾向にある。これは、スラブ版厚が増加することにより許容のせん断強度が低下することによるためであり、本計算の範囲では $p\sigma_{sy}=30$ のとき $l=300\text{cm}$ を越えると集中荷重をうける固定スラブはせん断破壊を生ずると考えられる。また、スラブ辺長を一定としたときには、載荷盤径が増加すると $P_{\text{shear}_2}/P_{\text{flex}_1}$ は当然のことながら増加すること、スラブの有効厚、鉄筋の特性 ($p\sigma_{sy}$)、周辺補剛はりの剛性が増加すると $P_{\text{shear}_2}/P_{\text{flex}_1}$ は低下すること、などが言えるようである。また、コンクリート強度は本図に示した計算範囲では、 $P_{\text{shear}_2}/$

P_{flex_1} を明瞭に変化させないようであった。

6.5 固定スラブのせん断強度

土木学会コンクリート構造設計指針（第2次素案）⁶¹⁾のはりおよびスラブのせん断で提案されている設計式を固定スラブに適用することを試みる。文献61)に示されているせん断強度の式は、せん断強度に及ぼす各種要因の影響を和の形で表わすものであって、基本形は次式のとおりである。

$$\frac{\tau_u}{\sigma_{tu}} = \beta_0(1 + \beta_{p\sigma} + \beta_\sigma + \beta_d + \beta_N)$$

本文では、上式中の記号を次のように規定することとする。

$$\sigma_{tu} = 1.4\sqrt{\sigma_{cu}}$$

$\beta_{p\sigma}$: 鉄筋の影響を表わす係数で文献61)では p の関数と考えている。本文では

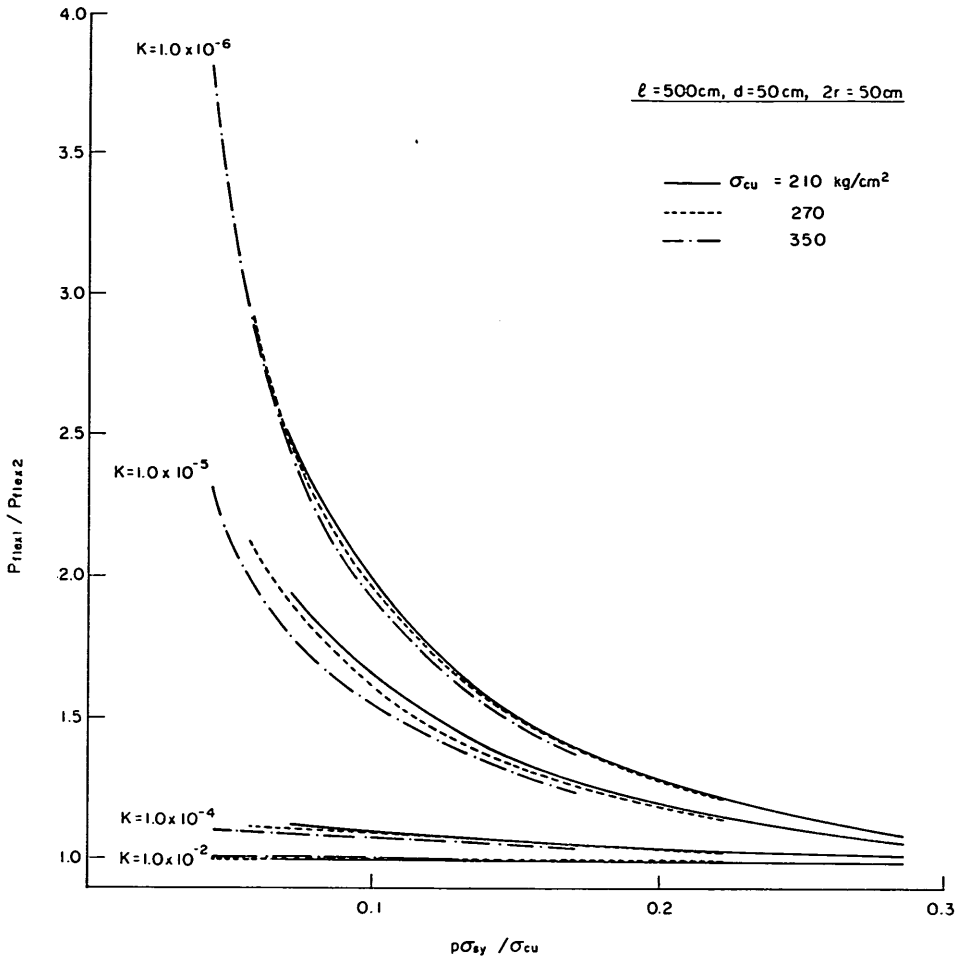


図-6.9 $\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu}$ と面内力効果の関係 (3)

$\rho\sigma_{sy}$ の関数と考え、 $\rho\sigma_{sy}=30$ のとき $\hat{\beta}_{po}=0$ とする。

$\hat{\beta}_\sigma$: コンクリートの圧縮強度の影響を表わす係数、 $\sigma_{cu}=240\text{kg/cm}^2$ のとき $\hat{\beta}_\sigma=0$ とする

$\hat{\beta}_d$: スラブの有効厚の影響を表わす係数、 $d=30\text{cm}$ のとき $\hat{\beta}_d=0$ とする

$\hat{\beta}_N$: 面内力の影響を表わす係数

$\hat{\beta}_0$: $(l-2r)/2d$ や l の影響が明確なときには $\hat{\beta}_0$ に含める。

6.4.1 で述べた範囲に関し 6.3.1 で誘導したせん断耐力の算定法を適用して、上記の係数を定めることとする。

a) $\hat{\beta}_0$

基準としたスラブの諸元は、 $\sigma_{cu}=240\text{kg/cm}^2$, $\rho\sigma_{sy}$

$=30$ ($\sigma_{sy}=3000\text{kg/cm}^2$, $\rho=0.01$), $l=300\text{cm}$, $d=30\text{cm}$ ($d/l=0.10$), $2r=30\text{cm}$ ($2r/l=0.10$), $K=1.0 \times 10^{-4}$ ($K/s=229$), である。計算結果によると、 $\hat{\beta}_0=0.469$ であった。次に、 $\hat{\beta}_0$ に対する $(l-2r)/2d$ および l の影響を検討する。図-6.20 はこれらの関係を示したものであり、 $(l-2r)/2d$ が大きくなると $\hat{\beta}_0$ は若干低下するようであり、この傾向は RC はりの Kennedy の提案式と類似している。また同一の $(l-2r)/2d$ では、スラブ辺長が増加すると $\hat{\beta}_0$ は増加すると思われる。しかし、 $d/l=0.04\sim 0.12$, $2r/l=0.05\sim 0.30$ の範囲では $(l-2r)/2d$ は狭い領域に限定され、この範囲における $\hat{\beta}_0$ の変動幅は小さい。したがって、固定スラブでは $\hat{\beta}_0=0.47$ としてもせん断強度に大きな影響を及ぼさないとと思われる。

$l = 100\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 15$

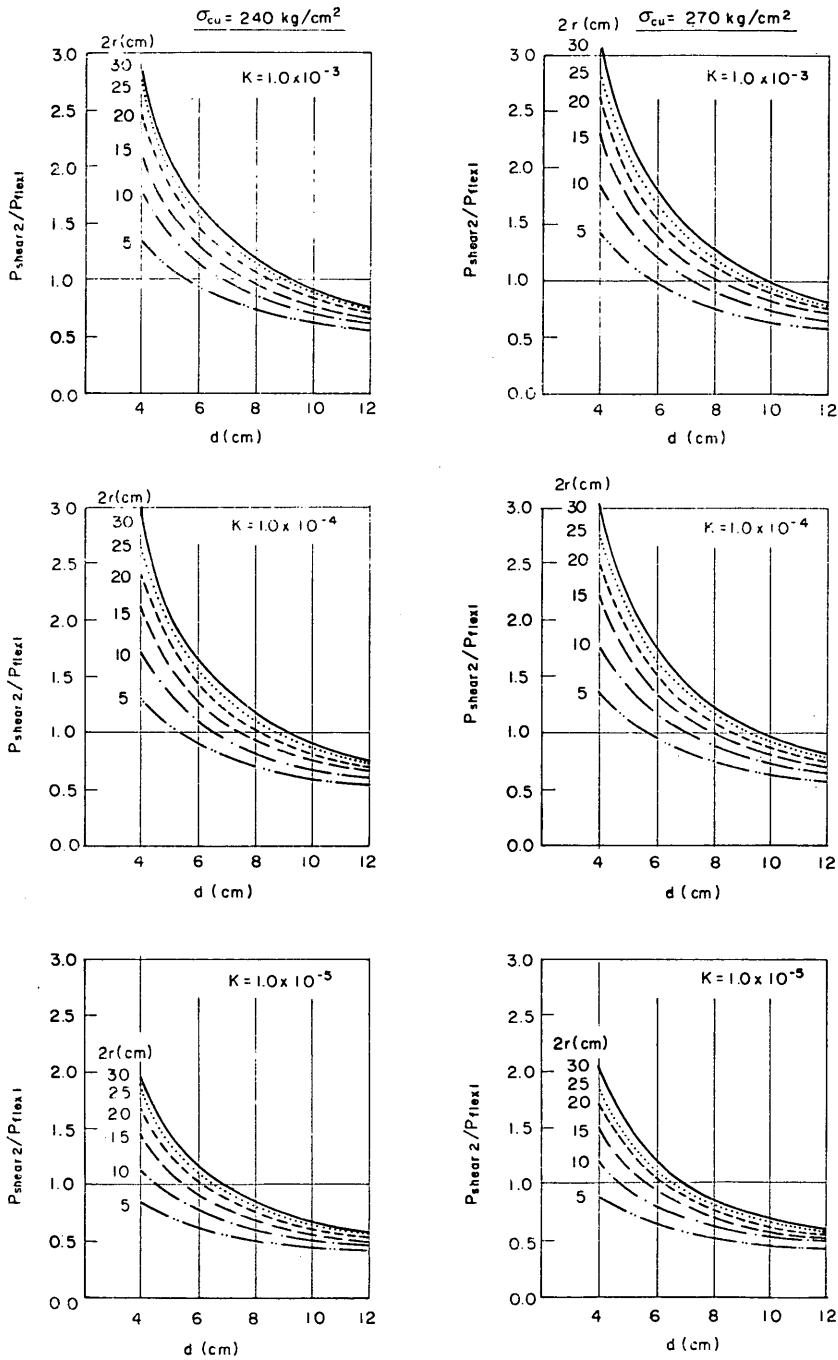


図-6.10 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (1)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ $\rho_{sv} = 30$

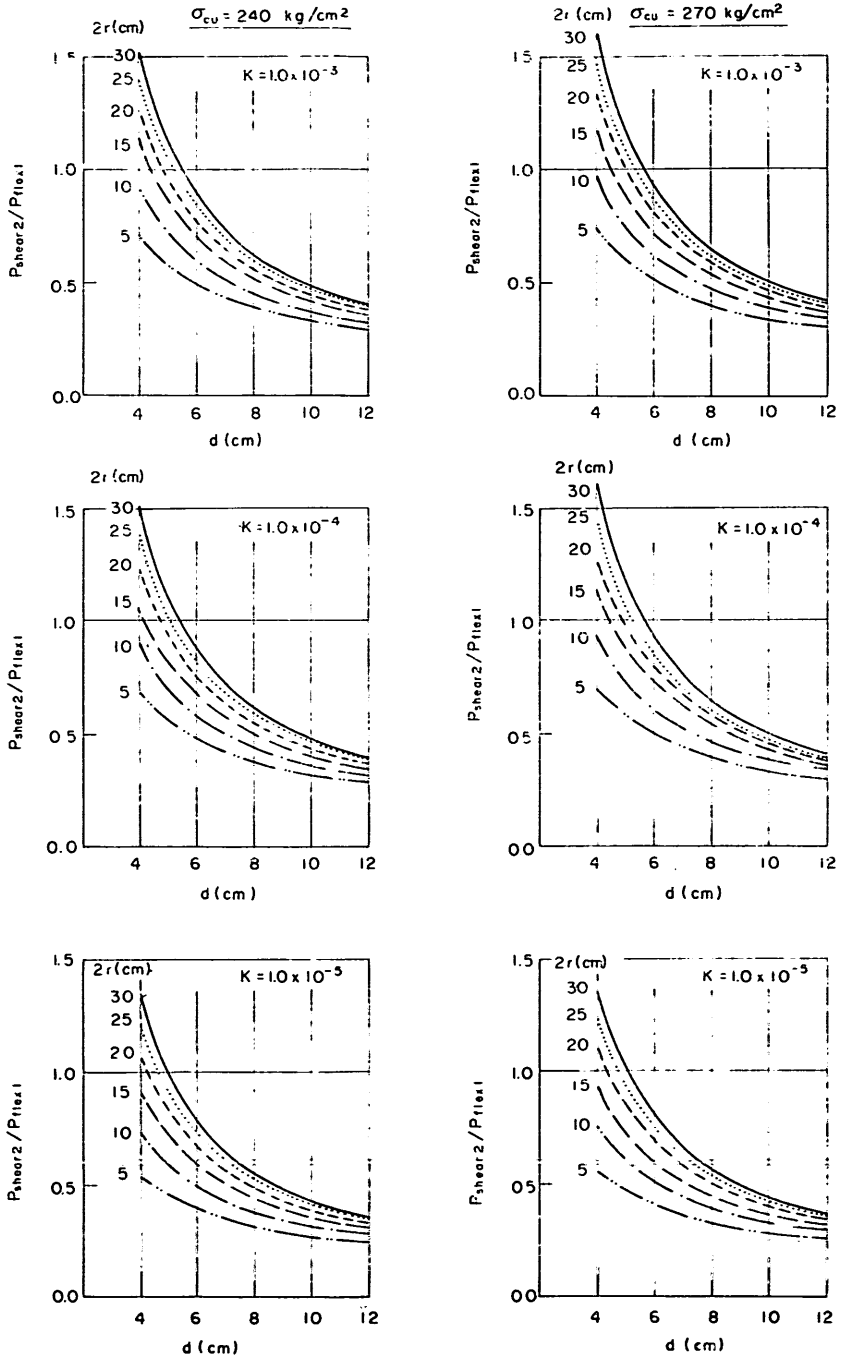


図-6.11 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (2)

$l = 200\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 15$

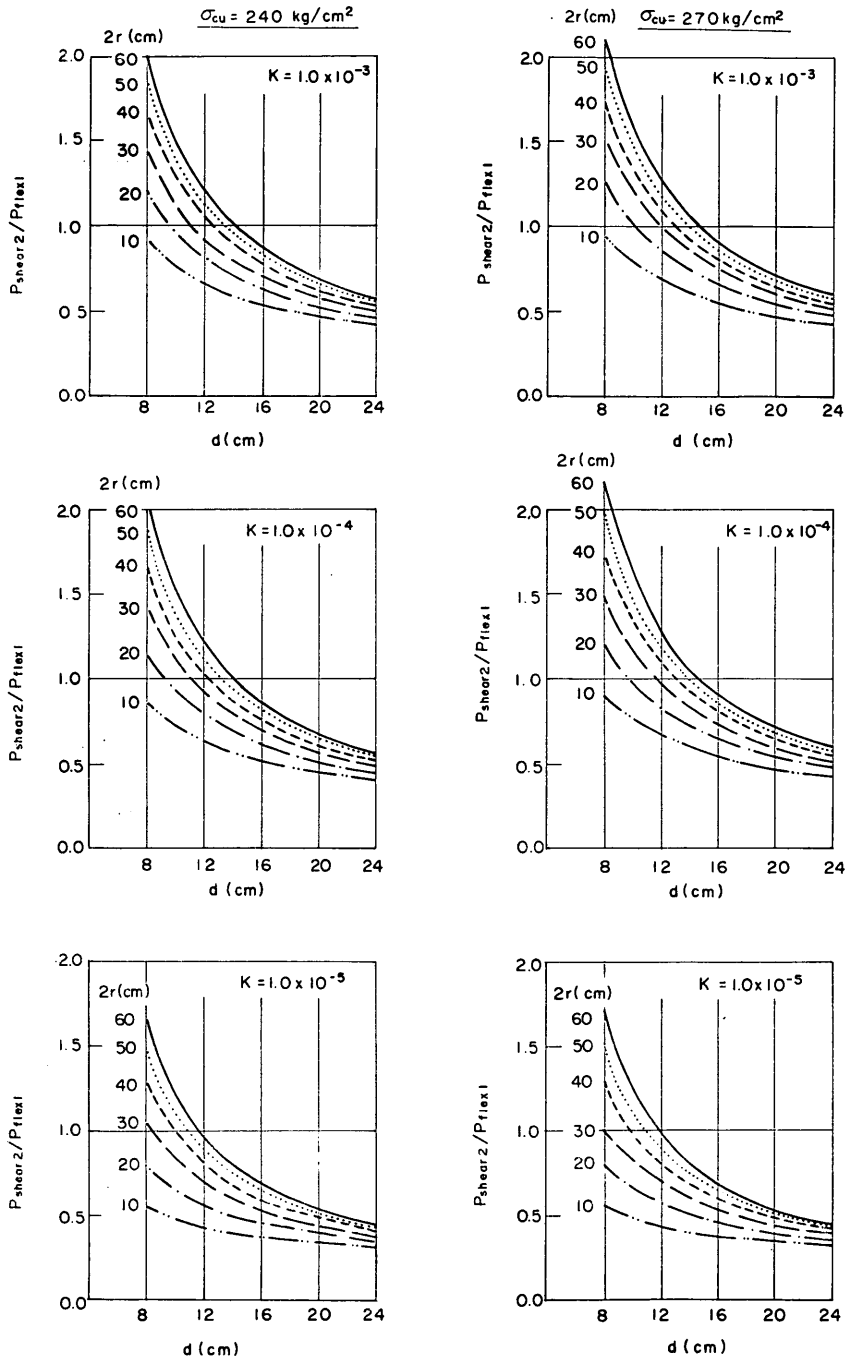


図-6.12 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (3)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

$\ell = 300\text{cm}$, $\rho\sigma_{sy} = 30$

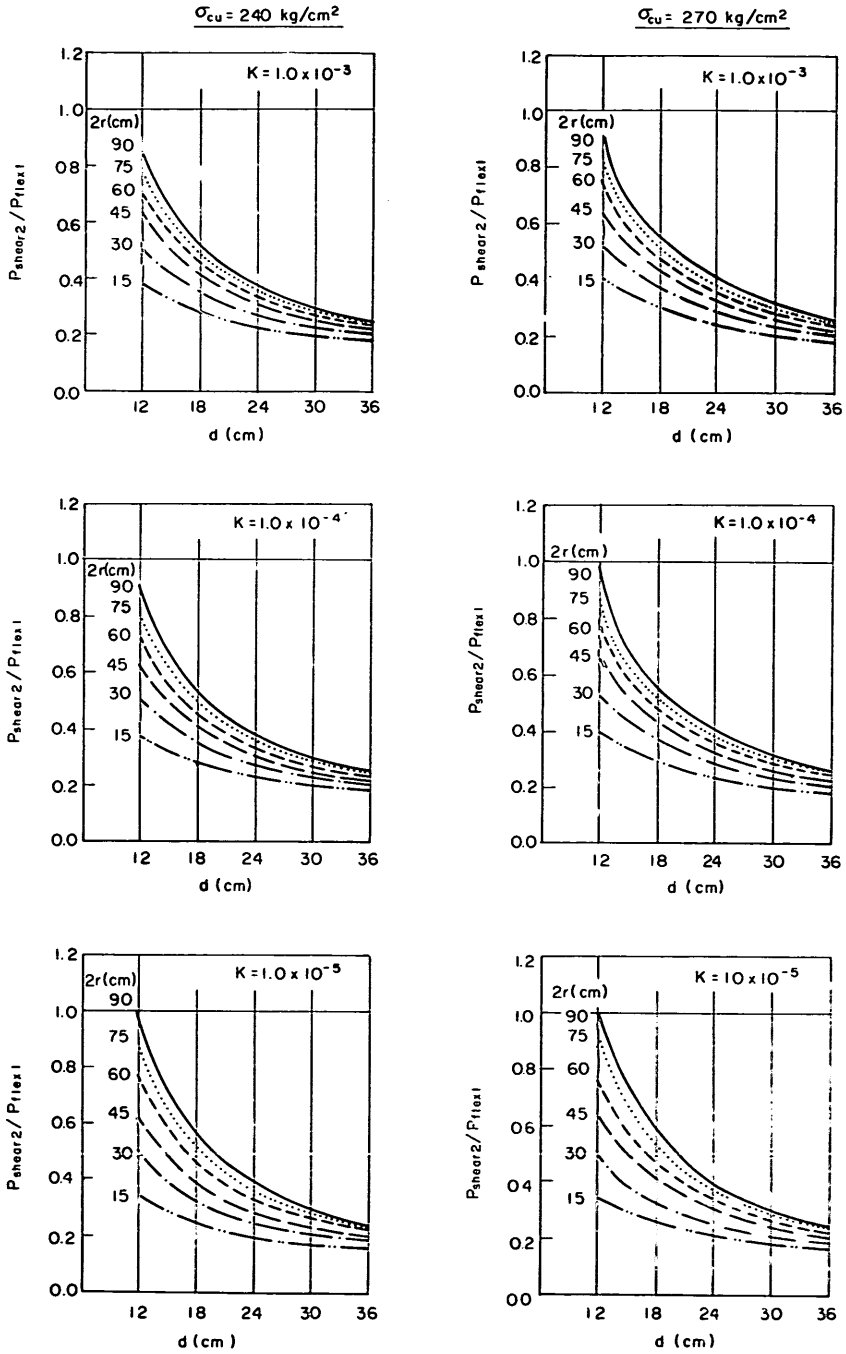


図-6.13 曲げ耐力とせん断耐力の関係(4)

$\ell = 400 \text{ cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 15$

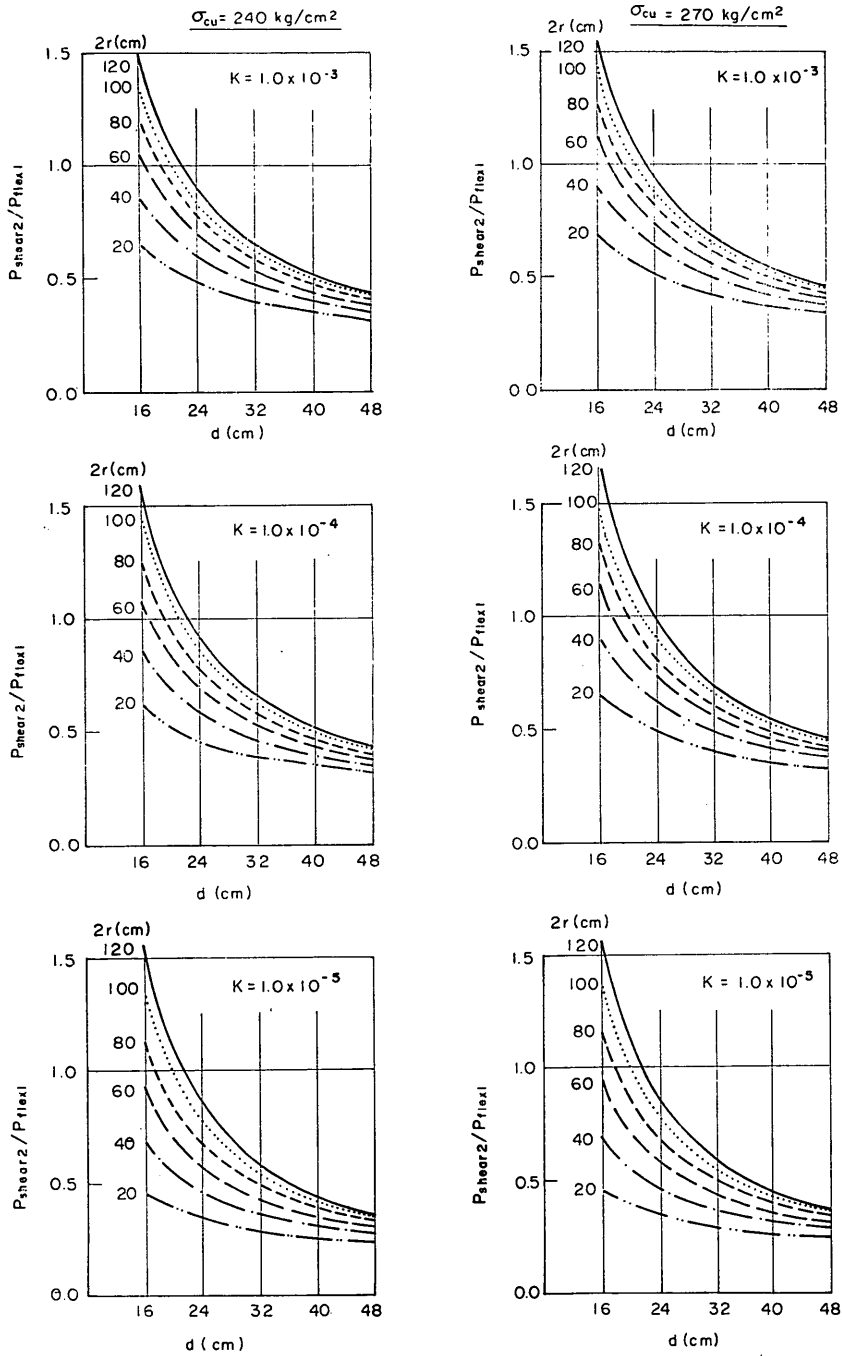


図-6.14 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (5)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

$l = 200\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 30$

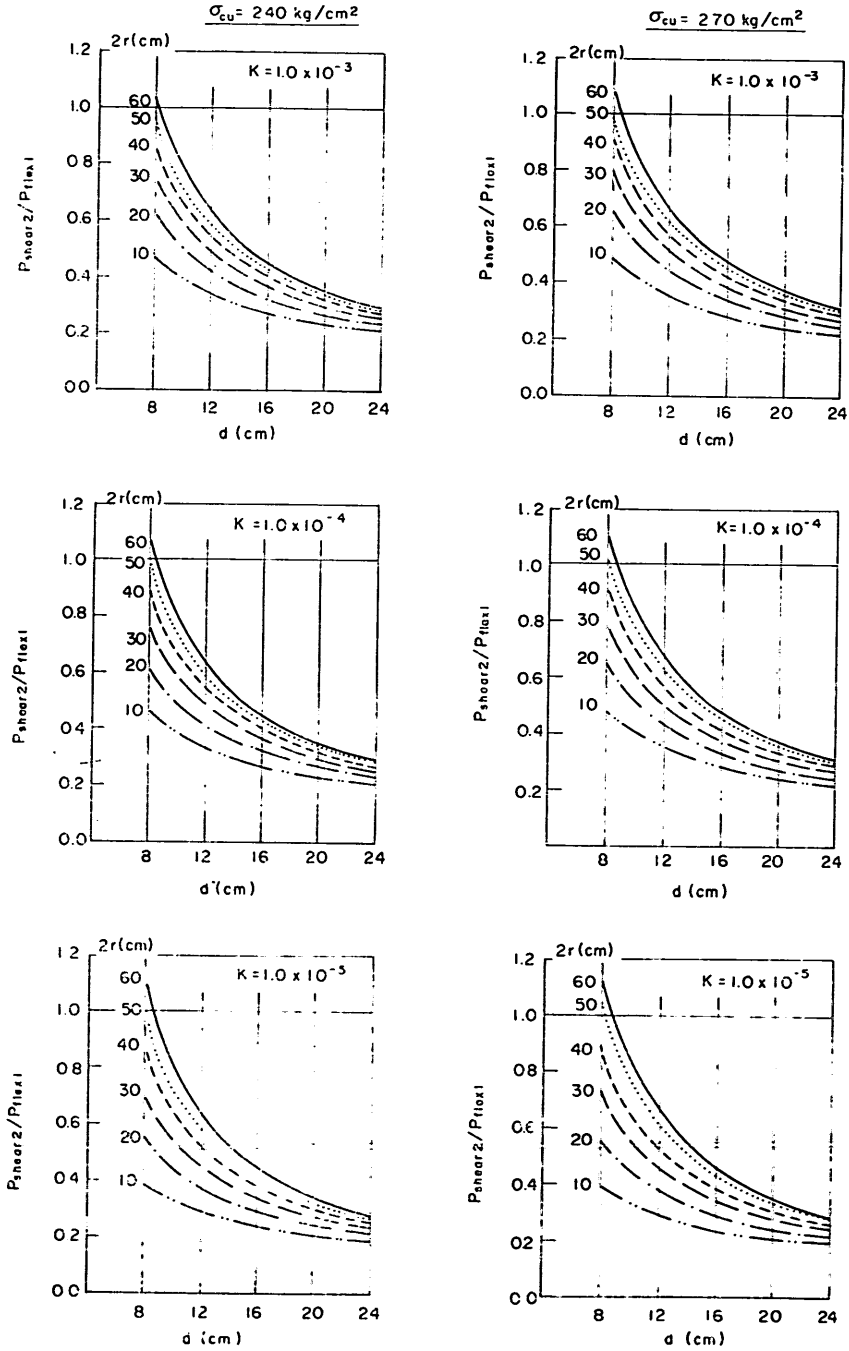


図-6.15 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (6)

$l = 300\text{cm}$ $p\sigma_{sy} = 15$

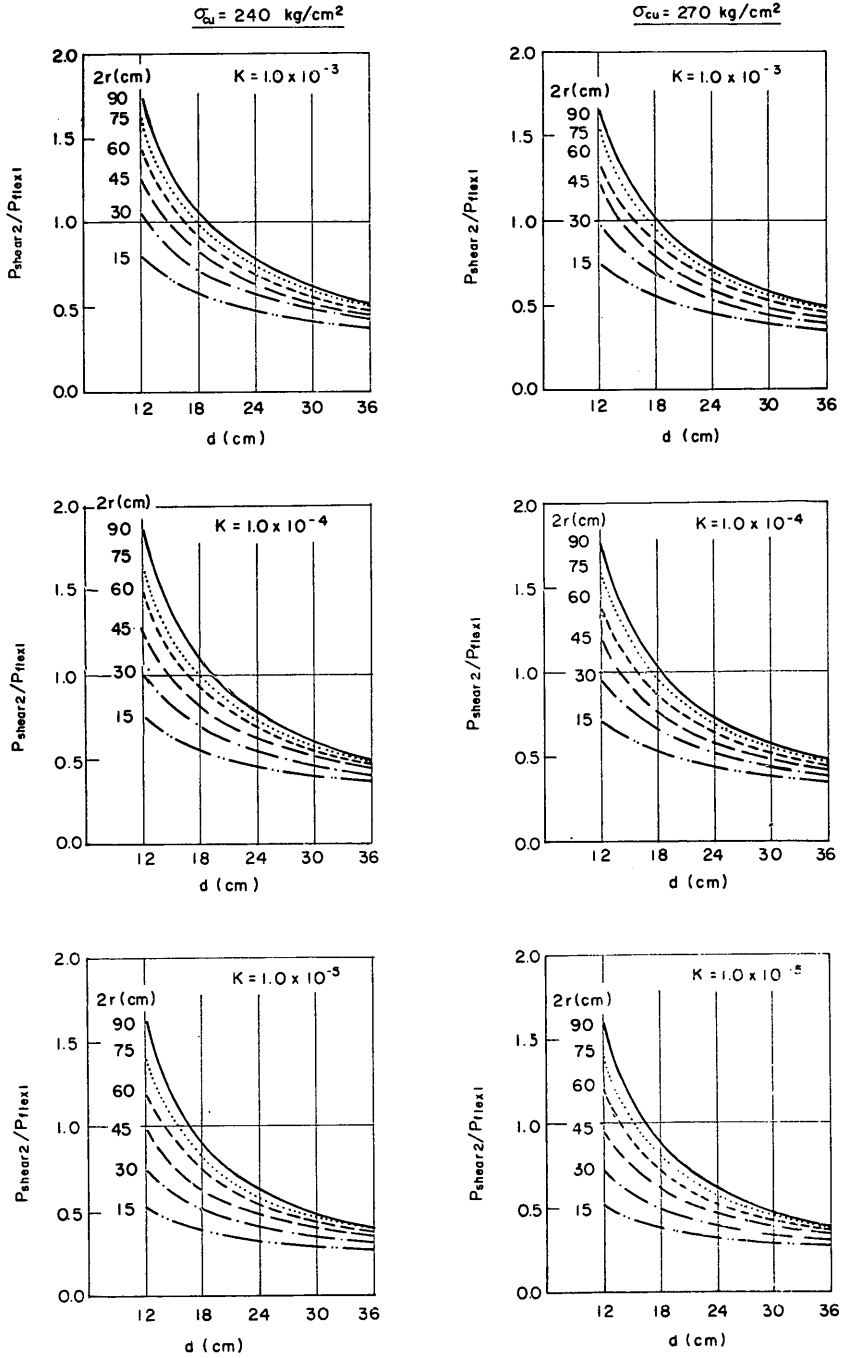


図-6.16 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (7)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

$\ell = 400\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 30$

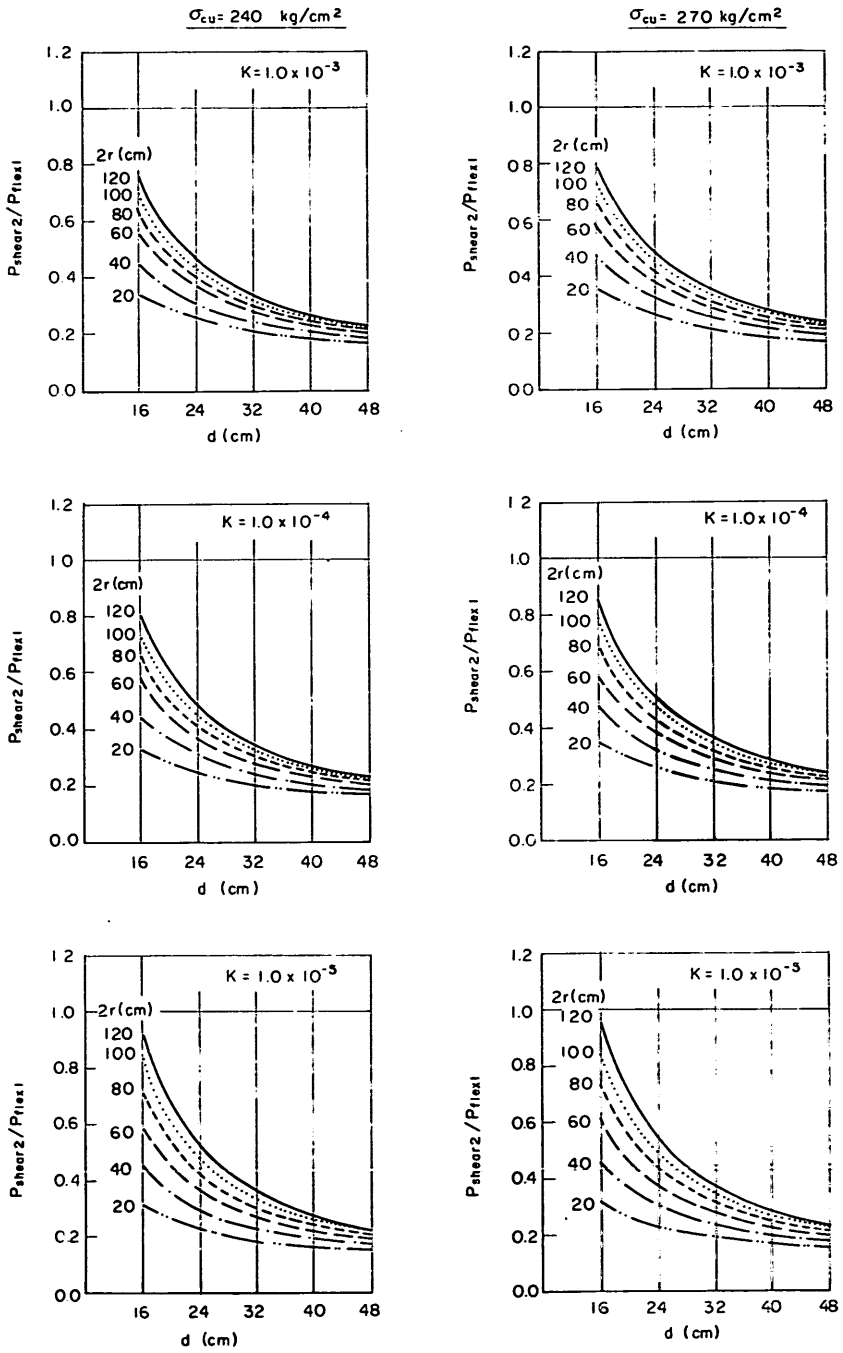


図-6.17 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (8)

$\ell = 500\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 15$

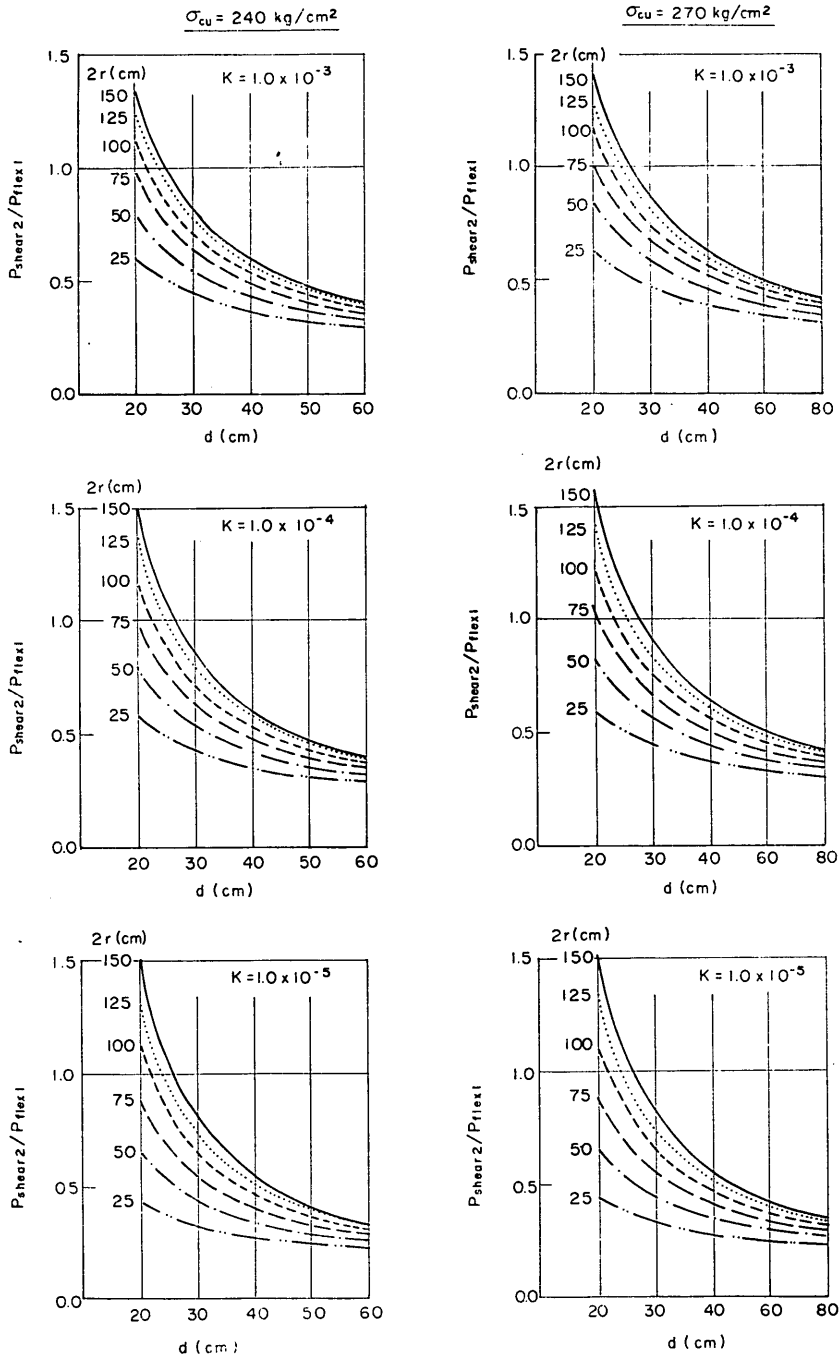


図-6.18 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (9)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

$l = 500\text{cm}$ $\rho\sigma_{sy} = 30$

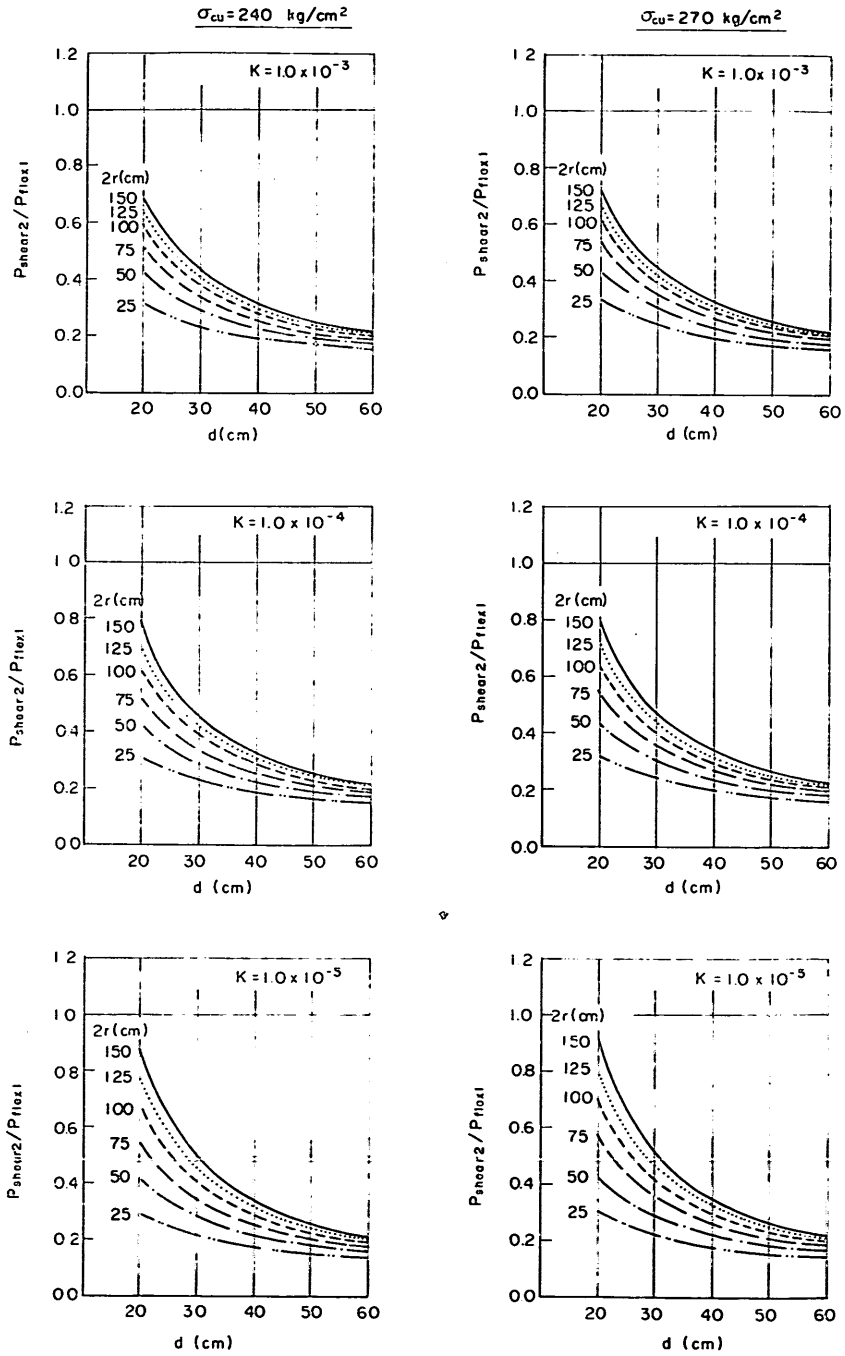


図-6.19 曲げ耐力とせん断耐力の関係 (1)

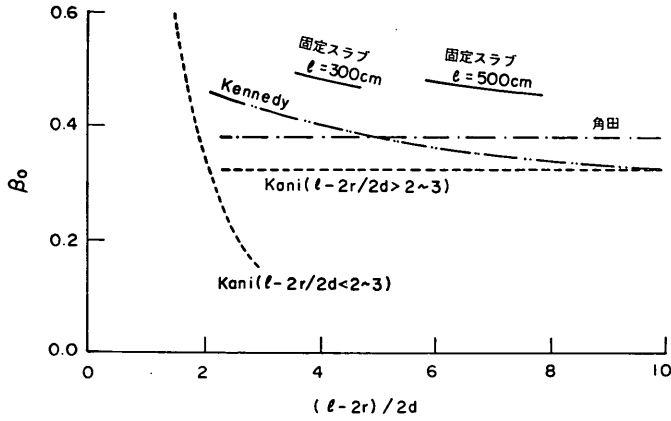


図-6.20 スラブ辺長および $(l-2r)/2d$ と β_0 の関係

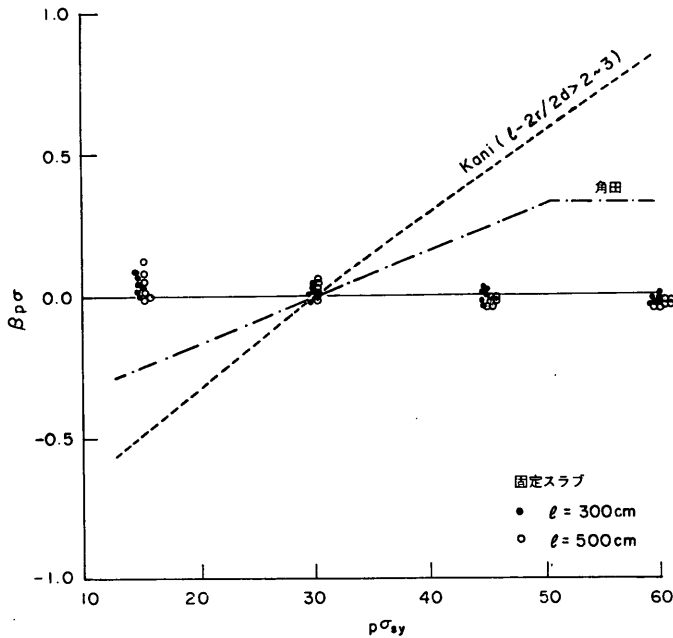


図-6.21 鉄筋特性と β_{po} の関係

b) β_{po}

$\rho\sigma_{sy}$ と β_{po} の関係を示したものが 図-6.21 である。本図によると、 $\rho\sigma_{sy}$ が 30~60 の範囲では β_{po} の変動幅は極めて小さく、ほぼ $\beta_{po}=0$ と考えられる。これは、 $\rho\beta_{sv}$ がスラブせん断強度に影響を有しないことを示すもので、図-4.3における試験結果とも一致するものである。

c) β_0

図-6.22 は σ_{cu} と β_0 の関係を示したものである。これによると β_0 は同一の σ_{cu} の値に対しても若干の変動があるようであるが、 $(l-2r)/2d$ と l の影響によるも

のであって、 β_0 を定めたスラブの $(l-2r)/2d$ と l に合致した β_0 の値は $-0.01 \sim 0.02$ の範囲にある。したがって、 $\beta_0=0$ と置くこととする。

d) β_a

6.3.1(2) から、 P_{shear_2} の設定に当たってスラブ有効厚の係数 R_d を定めた。 R_d から β_a を求めると次式となる。

$$\beta_a = \frac{2.98}{2.0d^{0.25}} - 1$$

本節の計算範囲で求めた d と β_a の関係は上式と極めて良く一致し、 P_{shear_1} より計算されるせん断強度はスラ

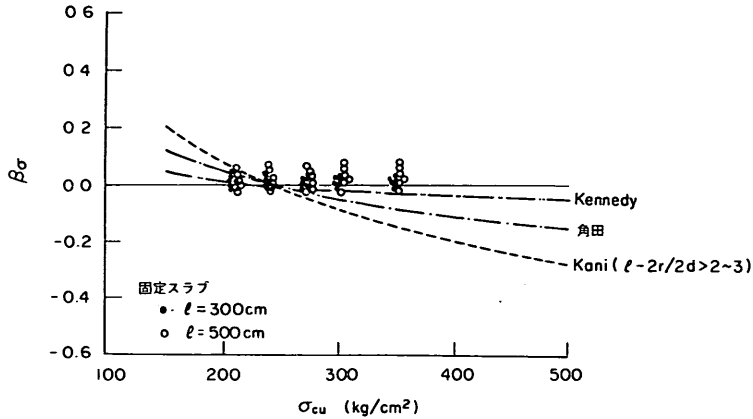


図-6.22 コンクリートの圧縮強度と β_σ の関係

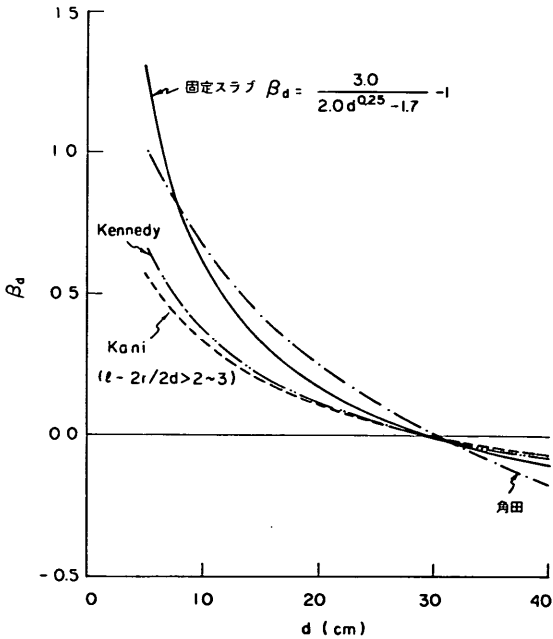


図-6.23 スラブの有効厚と β_d の関係

ブの有効厚と関係を有しないと考えられる。したがって、 $\hat{\beta}_d$ は R_d より求めた値を用い、近似的に 図-6.23 で示した次式を用いることとする。

$$\hat{\beta}_d = \frac{3.0}{2.0d^{0.25} - 1.7} - 1$$

e) $\hat{\beta}_N$

$\hat{\beta}_0$ を定めた条件 ($\sigma_{cu} = 240 \text{ kg/cm}^2$, $\rho_{sy} = 30$ など) では、スラブに生ずる面内力はスラブと周辺補剛はりの剛性比 (すなわち, K/s) によって影響をうけると考えられる。若干計算定数は相違するが 図-6.6 によっても K/s によって w が著しく異なることは明らかであ

る。したがって、 β_N は K/s で表わすこととする。

図-6.24 は K/s と β_N の関係を示したものである。 $K/s > 1000$ では β_N はほぼ -0.05 で一定であり、 K が増加すると端部拘束による面内力の影響は無視できる程度となることを意味する。 K/s が $200 \sim 300$ 以下では、 K/s の減少に応じて β_N は漸増し、しかも、 $K/s < 1 \sim 10$ では $(l-2r)/2d$ の値に応じて β_N はある変動幅を有するようになる。しかし、 $(l-2r)/2d$ による β_N の変化は K/s の変化に比較して小さく、 β_N を K/s のみで表示しても大きな相違は生じないものと思われる。図-6.24 で示したように、 β_N はほぼ双曲線で表示することができるようであり、 $K/s = 230$ において $\beta_N = 0$ と置くと、ほぼ次式により β_N が求められると考えられる。

$$\hat{\beta}_N = \frac{230 - K/s}{20(20 + K/s)}$$

a) ~ e) をまとめると、固定スラブのせん断強度は次式により表わすことができる。

$$\frac{\tau_u}{\sigma_{tu}} = \hat{\beta}_0(1 + \beta_d + \hat{\beta}_N) \quad (6.24)$$

ただ $\hat{\beta}_0 = 0.47$

$$\hat{\beta}_d = \frac{3.0}{2.0d^{0.25} - 1.7} - 1$$

$$\hat{\beta}_N = \frac{230 - K/s}{20(20 + K/s)}$$

$$\sigma_{tu} = 1.4\sqrt{\sigma_{cu}}$$

上式を本試験結果に適用すると、表-6.3に示す値が得られる。本表によると、(6.24) による値は 6.3.1 によるせん断強度 (P_{shear2}/bd) に比較して一般に下廻る数値を与える。これは、上式を定めた基準のスラブに対して、本供試体のスラブでは $\hat{\beta}_0$, $\hat{\beta}_N$ などが若干大きな数値であることによるものである。また、本計算式を

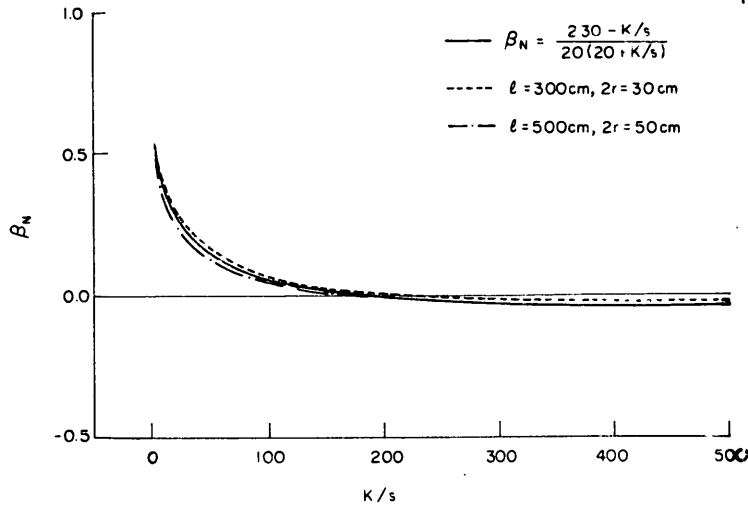


図-6.24 はり・スラブ剛性比と β_N の関係

表-6.3 セン断強度の試験結果と計算値の比較

供試体 番 号	せん断強度 (kg/cm ²)			比 率		
	τ_{test} ①	τ_1 ②	τ_2 ③	$\frac{\tau_{test}}{\tau_1}$	$\frac{\tau_{test}}{\tau_2}$	$\frac{\tau_2}{\tau_1}$
1	36.4	35.3	34.0	1.03	1.07	0.96
2	45.1	42.6	38.8	1.06	1.16	0.91
3	40.2	31.2	31.0	1.29	1.30	0.99
4	44.0	35.9	32.6	1.28	1.35	0.91
5	33.2	34.3	33.2	0.97	1.00	0.97
6	40.0	46.8	39.3	0.85	1.02	0.84
7	44.7	45.9	38.9	0.97	1.15	0.85
8	37.8	49.0	40.6	0.77	0.93	0.83
9	40.0	40.0	35.2	1.00	1.14	0.88
10	43.2	26.7	34.5	1.62	1.25	1.29
11	33.5	31.3	33.9	1.07	0.99	1.08
12	34.9	35.6	33.3	0.98	1.05	0.94
13	28.0	40.3	33.6	0.69	0.83	0.83
14	33.3	27.8	26.8	1.20	1.24	0.96
15	25.2	23.3	23.0	1.08	1.10	0.99
16	17.5	17.7	17.8	0.99	0.98	1.00
24	41.8	47.8	40.5	0.87	1.03	0.85

- 注：① $\tau_{test} = P_{test}/bd$
 ② $\tau_1 = P_{shear2}/bd$
 ③ $\tau_2 = \beta_0(1 + \beta_d + \beta_N)\sigma_{tu}$

6.4.1 で示した計算範囲のスラブに適用すると、(6.24) 式の τ_u と 6.3.1 によるせん断強度の比は、大部分のスラブは 0.9~1.1 の範囲にある。しかし、 $p\sigma_{sv} = 15$ および 60、 $K = 1.0 \times 10^{-6}$ のときには、計算値の一部はこの

範囲に含まれず一般に安全側の τ_u を与える。

以上のように、(6.24) 式を用いることによって、固定スラブのせん断強度を推定することが出来ると思われる。なお、本式の適用範囲は以下に限定するのがよいと考えられる。適用範囲に含まれぬときには、〔附録D〕によってせん断強度を求めることが出来る。支承条件は四辺固定とする。荷重条件は円形盤載荷 ($2r/l = 0.05 \sim 0.30$) であり、正方形載荷のときには周長が等しいように換算直径を求め τ_u の値は 15% 程度⁵⁰⁾ 低減する。スラブ形状は正方形であり、 $l = 100 \sim 500 \text{ cm}$ 、 $d/l = 0.04 \sim 0.12$ の範囲としせん断鉄筋は配筋しない。周辺補剛は $K = 1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ の範囲とする。コンクリートは普通の骨材を使用したものとし $\sigma_{cu} = 210 \sim 350 \text{ kg/cm}^2$ の強度を有する範囲であり、鉄筋は $p\sigma_{sv} = 30 \sim 45$ とする。

7. 結 論

本文はさん橋式けい船岸や防波堤ケーソンなどの港湾施設の主要な構造部材である鉄筋コンクリートスラブを対象として、集中荷重をうける正方形固定スラブの実験的・理論的検討を行ない、面内力を考慮した終局耐力およびせん断強度の計算法を提示したものである。本研究で得られた主要な結論は、以下の通りである。

- (1) 本試験における供試体は $100 \times 100 \text{ cm}$ のスパンを有するものであり、大部分の供試体は固定条件の影響を検討するために周辺に補剛はりを取り付けた。供試体の多くは、スラブ中央に載荷盤を介して集中荷重を載荷した。主要な実験要因は、コンクリート圧縮強度 ($\sigma_{cu} =$

246~403k g/cm²), 鉄筋の降伏点 ($\sigma_{sy}=29.9\sim41.7$ kg/mm²), スラブ有効厚 ($d=4.3\sim16.1$ cm), 鉄筋比 ($\rho=0.72\sim2.06\%$), はり断面 ($20\times26\sim60\times38$ cm), 載荷盤径 ($2r=5\sim30$ cm) である。供試体の載荷試験結果から, 集中荷重を加えた固定スラブに関し, 以下の事項が明らかとなった。

a) スラブ下面に発生するひびわれは, 荷重の増加と共に拡幅するが, せん断破壊荷重の1/2程度以下の荷重において平均ひびわれ幅は0.2 mm以下であって, 耐久性の観点から設計荷重を制限する必要はないと考えられる。

b) 大部分の供試体は押し抜きせん断破壊であったが, 載荷盤径が大きくなると曲げ破壊に移行するようであった。正方形スラブの破壊型式は円形に近く, 終局耐力の計算では円形パターンに置換することが出来る。

c) スラブのひずみ, 周辺補剛はりの変形やひずみの測定結果から, 荷重初期の段階からスラブに圧縮面内力が発生するようであり, 荷重の増加と共に面内力は増加する。

d) スラブの押し抜きせん断破壊は, 破壊荷重近辺でなら破壊を予測し得る徴候を伴わない急激な現象であって, 載荷盤周囲からほぼ25~35°の角度でスラブが円錐台状に押し抜かれる形態であった。

e) 実験要因がせん断破壊荷重に及ぼす影響を検討すると, 本試験の範囲では以下の通りである。すなわち, 鉄筋の特性 ($\rho\sigma_{sy}$) によってせん断強度はほとんど変化しない, コンクリート強度の影響は顕著でない, スラブの有効厚が増加するとせん断強度は減少する, などである。

f) 本試験で得られたせん断破壊荷重と現行基準の設計式を比較すると, 固定スラブの試験値と設計式から得られた計算値の比はいずれも1.0以上であるが単純支承スラブと固定スラブを比較すると試験値と計算値の比は大幅に相違し, 一般に固定スラブの設計荷重を過少に見積る傾向にある。また, 現行の設計式はスラブ有効厚の影響を適切に指標しておらず, 有効厚が増加すると安全率は低下すると考えられる。

g) 既往の押し抜きせん断破壊の算定式に関しては, 一般に試験値は計算値を大幅に上廻るが, 有効厚が大きい固定スラブでは試験値と計算値の比は1.0に近づくか1.0以下となることもある。

(2) 面内力を考慮した曲げ耐力算定式を誘導した(6.2.1(3))の連立方程式, ただし, $\alpha=3$)。本式の基本的な考え方は, スラブ断面の中立軸の移動は端部の水平

変形やスラブのたわみなどの幾何学的条件により定まること, 断面の圧縮合力と引張合力の差が面内力として作用すること, 面内力効果を含んだ終局抵抗モーメントを求めたこと, などである。本算定式によると,

a) 曲げ耐力算定式を曲げ破壊を生じた本試験の供試体に適用すると, 固定スラブの曲げ破壊荷重を精度よく推定できると考えられ, さらに, 終局時におけるスラブ中央のたわみ, 周辺補剛はりのひずみや変形の分布の実験値とも概ね一致している。また, 面内力の計算にも用いることが出来る。

b) 曲げ耐力の増加ないしは面内力の効果は, 主に, $q(\rho\sigma_{sy}/\sigma_{cu})$ と K (s が一定のとき) によって表わすことが出来る。スラブ端部の拘束が小さい(すなわち, はり剛性の係数が大きく $K>1.0\times10^{-2}\sim1.0\times10^{-4}$) ときには, 面内力の効果は顕著ではないが, 周辺補剛はりの剛性が大きくなると q の減少に応じて耐力は著しく増加し, 周辺補剛はりの剛性が増加するとこの傾向はさらに顕著となる。

(3) 面内力を考慮したせん断耐力算定式を誘導した(本文, 6.21, 6.22 および 6.23 式参照)。本式は面内力を考慮した曲げ耐力解析の成果の一部を取り入れたもので, 限界断面を載荷盤周囲からスラブ有効厚の距離に設定する, 断面に作用する面内力は載荷荷重に比例する, 二軸応力や鉄筋のほぞ作用の効果を考慮する, スラブ有効厚の影響を考慮する, などの条件で導いたものである。

本算定式を押し抜きせん断破壊を生じた固定スラブに適用すると, 計算値と試験値の比はほぼ1.0に近く, 本算法によってスラブのせん断耐力を推定することが出来る。

(4) 面内力を考慮した曲げ耐力算定式およびせん断耐力算定式から, 集中荷重をうける固定スラブの破壊型式を判別した。これによると,

a) 両者の算定式を本試験における固定スラブに適用すると, 曲げ破壊を生じたスラブではせん断耐力計算値は破壊荷重を上廻り, せん断破壊を生じたスラブでは曲げ耐力計算値は破壊荷重を上廻り, 試験結果における破壊型式と一致する。

b) 多種変数を組み合わせた計算結果から, d/l および $2r/l$ を一定とするときスラブ辺長が増加すると, また, スラブ有効厚, K (s が一定のとき) が増加すると, 破壊型式は曲げ破壊からせん断破壊に移行すること, 載荷盤径が増加するとせん断破壊から曲げ破壊に移行することなどが示された。

c) 図-6.10~図-6.19から, 港湾構造物に多用され

る諸元の固定スラブに関し、破壊型式を予測することが出来る。

(5) 固定スラブのせん断強度は、次式により求めることが出来る。

$$\tau_u = \beta_0(1 + \beta_d + \beta_N)\sigma_{tu}$$

ただし $\beta_0 = 0.47, \sigma_{tu} = 1.4 \sqrt{\sigma_{cu}}$

$$\beta_d = \frac{3.0}{2.0 d^{0.25} - 1.7} - 1$$

$$\beta_N = \frac{230 - K/s}{20(20 + K/s)}$$

$$\tau_u = P/bd, b = 2\pi(r + d)$$

上式の適用範囲は以下の通りである。

支承条件：四辺固定

荷重条件：円形盤荷重 $2r/l = 0.05 \sim 0.30$

ただし、矩形荷重のときは周長が等しいように換算直径を求め、 τ_u は上式の値を15%程度低減する。

スラブ諸元：正方形スラブ

辺長 $l = 100 \sim 500 \text{ cm}$

有効厚 $d/l = 0.04 \sim 0.12$

配筋 せん断補筋を配筋しない

周辺補剛はり： $K = 1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-5}$

材料の性質：普通骨材コンクリート

圧縮強度 $\sigma_{cu} = 210 \sim 350 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 $\rho \sigma_{sy} = 30 \sim 45$

謝 辞

本研究を行なうに当っては、早稲田大学教授 故神山一博士、元港湾技術研究所材料施工研究室長 赤塚雄三博士および青木義典氏より有益なる御教示を頂いた。本論文の作成に際しては、東京大学助教授 岡村 甫博士より御懇切な御指導を頂いた。試験は長期に亘り、その間、大即信明技官、堀井義一技官等の材料施工研究室の各位に試験ないし演算の一部を担当して頂いた。本研究は、上記の各位の御助力に負う所が極めて大きく、ここに謹んで感謝申し上げる次第である。

(1978年3月18日受付)

記 号

- ϕ : 鉄筋の公称直径 (cm)
- h : スラブの版厚 (cm)
- d : スラブの有効厚 (cm)
- l : スラブ辺長 (cm)
- a : 矩形荷重盤あるいは柱の一辺 (cm)
- r : 円形荷重盤の半径 (cm)
- b_0 : 荷重盤あるいは柱の周長 (cm)
- b : 限界断面の周長 (cm)

- A_0 : 周辺補剛はり断面積 (cm²)
- I : 周辺補剛はり断面二次モーメント (cm⁴)
- ρ : スラブの引張鉄筋比
- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)
- σ_{cu} : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²) ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$)
- σ_{cube} : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²) (立方供試体)
- σ_{tu} : コンクリートの引張強度 (kg/cm²)
- E : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (kg/cm²)
- q : $q = \rho \sigma_{sy} / \sigma_{cu}$
- τ : せん断応力度 (kg/cm²)
- τ_u : せん断強度 (kg/cm²)
- m_u : 単位幅の正終局抵抗モーメント (kg·cm/cm)
- i : 単位幅の負終局抵抗モーメントと正終局モーメントの比
- P : 集中荷重
- p : 等分布荷重
- P_{test} : 試験における破壊荷重 (t)
- P_{flex} : 曲げ耐力 (kg あるいは t)
- P_{flex1} : 面内力を考慮した曲げ耐力 (kg あるいは t)
- P_{flex2} : 降伏線理論による曲げ耐力 (kg あるいは t)
- P_{shear} : せん断耐力 (kg あるいは t)
- P_{shear1} : 面内力を考慮したせん断耐力 (kg あるいは t)
- P_{shear2} : 面内力および版厚を考慮したせん断耐力 (kg あるいは t)
- K : 周辺補剛はり剛性の係数
- s : スラブ剛性の係数
- F_1 : 曲げ終局時におけるスラブ荷重盤周囲に作用する単位幅の面内力 (kg/cm)
- w : 曲げ終局時におけるスラブ周辺に作用する単位幅の面内力 (kg/cm)
- δ : スラブのたわみ (cm)
- δ_c : スラブ中央のたわみ (cm)
- Δl : 周辺補剛はりの水平変形量 (cm)
- Δl_c : 周辺補剛はりスパン中央の水平変形量 (cm)
- Δx : 曲げ終局時における中立軸とスラブ中心 ($d/2$) との距離 (cm)
- Δx_1 : スラブ荷重盤周囲における Δx (cm)
- Δx_2 : スラブ周辺における Δx (cm)

参 考 文 献

- 1) 北島昭一, 堀井修身: 移動式荷役機械 (モビールクレーン) のけい船岸におよぼす影響, 港研資料, No. 29, 1967年6月, 62 pp.
- 2) 谷本勝利, 小舟浩治, 大里睦男: ケーソン壁に作用する波力と応力計算, 港研資料, No. 224, 1975年9月, 39 pp.
- 3) L.L. Jones, R.H. Wood: Yield-Line Analysis of Slabs, American Elsevier Publishing Company, Inc., 1967, 398 pp.
- 4) A.N. Talbot: Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings, Bulletin No. 67,

- Univ. of Illinois, Engineering Experiment Station. March 1913, 144 pp.
- 5) R.C. Elstner, E. Hognestad : Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs, ACI Journal, Proc. Vol. 53, July 1956, pp. 29~58
 - 6) F.E. Richart : Reinforced Concrete Wall and Column Footings, ACI Journal, Proc. Vol. 45, Oct. 1948, pp. 97~127
 - 7) F.E. Richart : Reinforced Concrete Wall and Column Footings, ACI Journal, Proc. Vol. 45, Nov. 1948, pp. 237~260
 - 8) E. Hognestad : Shearing Strength of Reinforced Concrete Column Footings, ACI Journal, Proc. Vol. 50, Nov. 1953, pp. 189~208
 - 9) C.E. Whitney : Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs, Footings, Beams and Frame Members without Shear Reinforcement, ACI Journal, Proc. Vol. 54, Oct. 1957, pp. 265~298
 - 10) J. Moe : Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads, Bulletin D47, Development Department, Portland Cement Association, April 1961, 130 pp.
 - 11) D. Yitzhaki : Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs, ACI Journal, Proc. Vol. 63, No. 5, May 1966, pp. 527~542
 - 12) D. Yitzhaki : Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs-Part 2. Supplement, May 1966, 6 pp.
 - 13) S. Kinnunen, H. Nylander : Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement, Transactions No. 158, Swedish Royal Institute of Technology, 1960, 112 pp.
 - 14) M. Herzog : A New Evaluation of Earlier Punching Shear Tests, Concrete, Vol. 4, No. 12, Dec. 1970, pp. 448~450
 - 15) P. Regan : Shear in Reinforced Concrete-An Analytical Study, Report to the CIR and IS, April 1971, 199 pp.
 - 16) P. Regan : Shear in Reinforced Concrete-An Experimental Study, Report to the CIR and IS, April 1971, 203 pp.
 - 17) 角田与史雄, 井藤昭夫, 藤田嘉夫 : 鉄筋コンクリートスラブの押し抜きせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No. 229, 1974年9月, pp. 105~115
 - 18) A.E. Long : A Two-Phase Approach to the Prediction of the Punching Strength of Slabs, ACI Journal, Proc. Vol. 72 No. 2, Feb. 1975, pp. 37~45
 - 19) A.E. Long, D. Bond : Punching Failure of Reinforced Concrete Slabs, Proc. of Institution of Civil Engineers, Vol. 37, May 1967, pp. 109~135
 - 20) S. Kinnunen : Punching of Slabs with Two-way Reinforcement with Special Reference to Dowel Effect and Deviation of Reinforcement from Polar Symmetry, Transactions No. 198, Swedish Royal Institute of Technology, 1963, 108 pp.
 - 21) A.J. Ockleston : Arching Action in Reinforced Concrete Slabs, The Structural Engineer, Vol. 36, No. 6, June 1958, pp. 197~201
 - 22) D.C. Hopkins, R. Park : Test on a Reinforced Concrete Slab and Beam Floor Designed with Allowance for Membrane Action, ACI SP-30, 1971, pp. 223~250
 - 23) R. Taylor, B. Hayes : Some Tests on the Effect of Edge Restraints on Punching Shear in Reinforced Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 17, No. 50, March 1965, pp. 39~44
 - 24) Joint ASCE-ACI Task Committee 426 : The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 100, No. ST 8, Aug. 1974, pp. 1543~1591
 - 25) R.H. Wood : Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates, Thames and Hudson, 1961, 344 pp.
 - 26) K.P. Christiansen : The Effect of Membrane Stress on the Ultimate Strength of the Interior Panel in a Reinforced Concrete Slabs, The Structural Engineer, Vol. 41, No. 8, Aug. 1963, pp. 261~265
 - 27) R. Park : The Ultimate Strength and Long-term Behavior of Uniformly Loaded Two-way Concrete Slabs with Partial Lateral Restraint at All Edges, Magazine of Concrete Research, Vol. 16, No. 48, Sept. 1964, pp. 139~152
 - 28) P.Y. Tong : An Investigation of the Ultimate Shear Strength of Two-way Continuous Slabs Subjected to Concentrated Loads, Ph. D Thesis, Queen's Univ., 1969, 166 pp.
 - 29) D.M. Masterson : A Study of the Punching Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs, Ph. D Thesis, Queen's Univ., 1971, 235 pp.
 - 30) B.E. Hewitt : An Investigation of the Punching Strength of Restrained Slabs with Particular Reference to the Deck Slabs of Composite I-beam Bridges, Ph. D Thesis, Queen's Univ., 1972, 298 pp.
 - 31) コンクリート標準示方書解説 (昭和52年版), 土木学会, 1977年, 434 pp.
 - 32) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, 1971, 78 pp.
 - 33) Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, 1971, 96 pp.
 - 34) The Structural Use of Concrete (CP-110), British Standards Institution, Part 1, 1972, 154 pp.
 - 35) Handbook on the Unified Code for Structural Concrete (CP-110: 1972), Cement and Concrete

- Association, 1972, 153 pp.
- 36) CEB/FIP : コンクリート構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会(日本語訳), 1971年4月, 159 pp.
- 37) 東 洋一: 鉄筋コンクリートスラブの降伏線理論と終局耐力, コンクリート・ジャーナル, Vol. 6, No. 10, 1968年10月, pp. 40~49
- 38) A. Hillerborg : Theory of Equilibrium for Reinforced Concrete Slabs, Building Research Station, LC 1082, Jan. 1962, 9 pp. (English Translation)
- 39) Regulation for Design of Massive Concrete Slabs (Part 2 a), Swedish State Concrete Committee, 1957, 107 pp. (English Translation)
- 40) R. Taylor, D.R.H. Mayer, B. Hayes : Effect of the Arrangement of Reinforcement on the Behavior of Reinforced Concrete Slab, Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 5, June 1966. pp. 85~94
- 41) G.S.T. Armer : Ultimate Load Tests of Slabs Designed by the Strip Method, Building Research Station, CP 39/70, Dec. 1970, pp. 37~48
- 42) ACI-ASCE Committee 326 : Shear and Diagonal Tension, Journal of ACI, Proc. Vol. 59, No. 1~3, Jan.~March 1962, pp. 1~30, pp. 277~334, pp. 353~396
- 43) Joint ACI-ASCE Task Committee 426 : The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, Journal of the Structural Division (ASCE), Vol. 99, No. ST 6, June 1973, pp. 1091~1187
- 44) Shear Study Group : The Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, The Institution of Structural Engineers, Series No. 49, Jan. 1969, 170 pp.
- 45) 檜貝 勇 : 鉄筋コンクリート部材の諸性状(その4)―せん断一般―(その5)―アメリカにおけるせん断の研究―, コンクリートライブラリー, No. 34, 1972年8月, pp. 22~40
- 46) 青柳征夫 : 鉄筋コンクリート部材の諸性状(その6)―西ドイツおよびソ連におけるせん断の研究―, コンクリートライブラリー, No. 34, 1972年8月, pp. 41~59
- 47) 檜貝 勇 : 部材の設計(その3)―せん断―, コンクリートライブラリー, No. 41, 1975年11月, pp. 123~131
- 48) C.D. Base : Some Test s on the Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs, Cement and Concrete Association, Technical Report, TRA/321, July 1959, 5 pp.
- 49) 徳光善治, 石川達夫, 松下博通, 太田正彦 : 周辺補剛はりを有する鉄筋コンクリートスラブの押し抜きせん断破壊に関する実験, セメント技術年報, XXIV, 1970年, pp. 496~501
- 50) N.M. Hawkins, M.E. Criswell, F. Roll : Shear Strength of Slabs without Shear Reinforcement, ACI SP-42, 1974, pp. 677~720
- 51) 神山 一 : 鉄筋コンクリート, コロナ社, 1966年6月, 352 pp.
- 52) 関 博, 丸山 浩 : 長期間海水作用を受けたコンクリートはりのひびわれと内部鉄筋の腐食について, 港研報告, Vol. 12, No. 3, 1973年9月, pp. 203~225
- 53) 小柳 洽, 児嶋孝之, 平沢征夫, 米田俊一 : コンクリート床版のせん断破壊に関する一実験, セメント技術年報, XXII, 1968年, pp. 549~552
- 54) 東 洋一, 椎名信義 : 鉄筋コンクリートスラブのパンチングシアについて, 日本建築学会論文報告集号外, 1967年10月, p. 347
- 55) P.H. Longohr, A. Ghali, W.H. Dilger : Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plates, ACI Journal, Proc. Vol. 73, No. 3, March 1976, pp. 141~146
- 56) G.N.J. Kani : How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?, ACI Journal, Proc. Vol. 64, No. 3, March 1967, pp. 128~141
- 57) R.P. Kennedy : A Statical Analysis of the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Ph.D Thesis, Stanford Univ., 1967, 256 pp.
- 58) 小柳 洽 : コンクリートの破壊, コンクリートライブラリー, No. 34, 1972年8月, pp. 93~111
- 59) 小阪義夫, 森田同郎 : 鉄筋コンクリート構造, 丸善, 1975年12月, 385 pp.
- 60) H. Gesund, O.P. Diskhit : Yield Line Analysis of the Punching Problem at Slab/Column Intersections, ACI SP-30, 1971, pp. 177~201
- 61) 終局強度設計小委員会幹事会 : コンクリート構造設計指針(第2次素案), 土木学会, 1977年9月, 18 pp.
- 62) S. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger : Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill Book Company, 1959, 580 pp.

〔附録A〕 スラブの曲げ耐力の計算³⁾

A 1 四辺固定正方形スラブ・等分布荷重

降伏型式①

$$E = \int_0^{2\pi} \frac{1}{2} \left(\frac{l}{2}\right)^2 d\phi p \frac{1}{3} = \frac{\pi l^2 p}{12}$$

$$D = \int_0^{2\pi} \left(\frac{l}{2}\right) d\phi m_u(1+i) \frac{1}{2} = 2\pi m_u(1+i)$$

$E = D$ であるから上二式から

$$p = \frac{24 m_u(1+i)}{l^2}$$

降伏型式②

$$8 m_u(1+i) = \frac{1}{3} p l^2 \therefore p = \frac{24 m_u(1+i)}{l^2}$$

降伏型式③

図-2.4(3)を参照する。点aでは対称性から節点力は0であり、点bは等方配筋であるから節点力は0である。したがって、スラブ要素AおよびBにおける

釣り合いを考えると、要素Aに関しては、

$$m_u(1+i)(l-2x) = p \left\{ \frac{l^3}{24} - \frac{x}{3} \left(\frac{x}{2} + \frac{e}{\sqrt{2}} \right)^2 \right\} \quad (\text{A}\cdot 1)$$

$$\therefore \frac{m_u}{p} = \frac{1}{1+i} \frac{\frac{l^3}{24} - \frac{x}{3} \left(\frac{x}{2} + \frac{e}{\sqrt{2}} \right)^2}{l-2x} \quad (\text{A}\cdot 2)$$

要素Bに関しては

$$\begin{aligned} \sqrt{2} x m_u (1+i) &= \frac{h \sqrt{2} x}{2} p \frac{r}{3} \\ \therefore e &= \sqrt{\frac{6 m_u (1+i)}{p}} \end{aligned} \quad (\text{A}\cdot 3)$$

(A・1) 式において

$$\begin{aligned} F(x_1, m_u, p) &= m_u(1+i)(l-2x) \\ &\quad - p \left\{ \frac{l^3}{24} - \frac{x}{3} \left(\frac{x}{2} + \frac{e}{\sqrt{2}} \right)^2 \right\} = 0 \end{aligned}$$

とおくと、与えられた p に対し最大の m_u に対応する x が次式により与えられる。

$$\frac{\partial m_u}{\partial x} = - \frac{\frac{\partial F}{\partial x}}{\frac{\partial F}{\partial m_u}} = 0$$

$\partial F / \partial x = 0$ とおくと

$$x = \frac{2}{3} \left\{ \sqrt{\frac{e^2}{2} + 18 \frac{m_u(1+i)}{p}} - e \sqrt{2} \right\}$$

(A・3) 式を代入すると

$$r = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{m_u}{p}} \sqrt{1+i} \left\{ \sqrt{21+3i} - \sqrt{12(1+i)} \right\} \quad (\text{A}\cdot 4)$$

m_u は (A・2) ~ (A・4) 式から求まる。計算結果は

$$i=0 \text{ のとき } x=0.163l, e=0.522l, m_u/p=0.0455p^2$$

$$i=0.5 \text{ のとき } x=0.0701l, e=0.514l, m_u/p=0.0294p^2$$

$$i=1.0 \text{ のとき } x=0.0, e=0.0, m_u/p=0.0208p^2$$

すなわち、 $i=1.0$ のときには降伏型式②と同一となる。

降伏型式①

図-2.4(4)を参照する。 R は

$$R = \frac{l}{2} \sec \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

ところで

$$E = \frac{p l^2}{6} \left\{ \phi \sec^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$$D = 4 m_u (1+i) \left\{ \phi + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$E=D$ であるから

$$\frac{m_u}{p} = \frac{l^2}{24(1+i)} \frac{\phi \sec^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}{\phi + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

m_u/p の最大値は

$$\frac{m_u}{p} = \frac{l^2}{21.8(1+i)}$$

降伏型式⑤

$$E = \frac{p}{3} [2x(l-x) + l(l-2x)]$$

$$D = 8 m_u (1+i) \left(\frac{x}{l-x} + \frac{l-2x}{l} \right)$$

$E=D$ であるから

$$\frac{m_u}{p} = \frac{l^2}{24(1+i)} \frac{1-2\left(\frac{x}{l}\right)^2}{\frac{x}{l} + 1 - 2\frac{x}{l}}$$

$\frac{m_u}{p}$ の最大値は

$$\frac{m_u}{p} = \frac{l^2}{22.0(1+i)}$$

A 2 四辺固定正方形スラブ・集中荷重

降伏型式①

$$E=P$$

$$D = \int_0^{2\pi} m_u(1+i) \frac{l}{2} d\phi \frac{1}{l-2r} = 2\pi \frac{l m_u(1+i)}{l-2r}$$

$E=D$ であるから

$$P = \frac{6.28 m_u(1+i)}{1 - \frac{2r}{l}}$$

降伏型式②

一辺 a の正方形載荷を考えると

$$E=P$$

$$D = \frac{8 m_u(1+i)l}{l-a}$$

$E=D$ であるから

$$P = \frac{8 m_u(1+i)}{l-a}$$

半径 r の円形載荷と周長が等しいとおくと

$$P = \frac{8 m_u(1+i)}{1 - \frac{\pi r}{2l}}$$

降伏型式③

一辺 a の正方形載荷を考えると

$$E=P$$

$$D = 4m_u(1+i) \left\{ \phi + \frac{2a}{l-a} + 2 \tan \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right) \right\}$$

$E = D$ であるから

$$\frac{m_u}{P} = \frac{1}{4(1+i)} \frac{1}{\phi + \frac{2a}{l-a} + 2 \tan \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)}$$

m_u/P の最大値は $\phi = \pi/2$ のときであるから

$$P = 8m_u(1+i) \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\frac{a}{l}}{1 - \frac{a}{l}} \right)$$

半径 r の円形載荷と等しいとおくと

$$P = 8m_u(1+i) \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\frac{\pi r}{2l}}{1 - \frac{\pi r}{2l}} \right)$$

降伏型式④

一辺 a の正方形載荷を考えると

$$E = P$$

$$D = 8m_u(1+i) \left(\frac{x}{l-x-a} + \frac{l-2x}{l-a} \right)$$

$E = D$ であるから

$$\frac{m_u}{P} = \frac{1}{8(1+i)} \frac{1}{\frac{x}{l-x-a} + \frac{l-2x}{l-a}}$$

m_u/P の最大値は $x = 0.293(l-a)$ のときであるから

$$P = 8m_u(1+i) \frac{0.828 + 0.172 \frac{a}{l}}{1 - \frac{a}{l}}$$

半径 r の円形載荷と周長が等しいとおくと

$$P = 8m_u(1+i) \frac{0.828 + 0.172 \frac{\pi r}{2l}}{1 - \frac{\pi r}{2l}}$$

〔附録B〕 スラブの破壊実験

B1 使用材料およびコンクリート

使用したセメントは普通ポルトランドセメントである。細骨材は川砂あるいは山砂を用い、粗骨材は川砂利あるいは山砂利を使用した。粗骨材の最大寸法は 15mm である。スラブの鉄筋は $\phi 6$, $\phi 9$ あるいは $\phi 13$ mm の

表-B1 コンクリートの使用材料および配合

(1) 使用材料

配合番号	セメント	細骨材			粗骨材				混和剤
		種類	比重	粗粒率	種類	比重	粗粒率	最大寸法 (mm)	
M1	普通ポルト	山砂(木更津)	2.61	2.64	山砂利(厚木)	2.61	6.34	15	サンフロー R
M2	"	"	2.61	2.73	"	2.61	6.36	15	ヴィンゾール
M3	"	"	2.61	2.73	"	2.61	6.36	15	"
M4	"	"	2.61	2.73	"	2.61	6.36	15	"
M5	"	山砂(厚木)	2.62	2.75	"	2.65	6.35	15	"
M6	"	川砂(酒匂川)	2.65	2.93	川砂利(酒匂川)	2.75	5.48	15	ポゾリス No.5
M7	"	"	2.65	2.93	"	2.75	5.48	15	"
M8	"	"	2.65	2.93	"	2.75	5.48	15	"

(2) コンクリートの配合

配合番号	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)			
					W	C	S	G
M1	8.2	3.8	48	42	160	332	764	1056
M2	6.1	3.1	55	44	161	293	821	1045
M3	8.4	2.8	44	42	162	369	760	1048
M4	6.2	3.0	36	39	172	478	661	1025
M5	7.0	3.2	44	42	162	368	753	1065
M6	7.0	2.7	84	44	167	200	865	1142
M7	7.2	2.8	64	42	166	260	807	1152
M8	6.0	2.7	55	42	166	301	791	1134

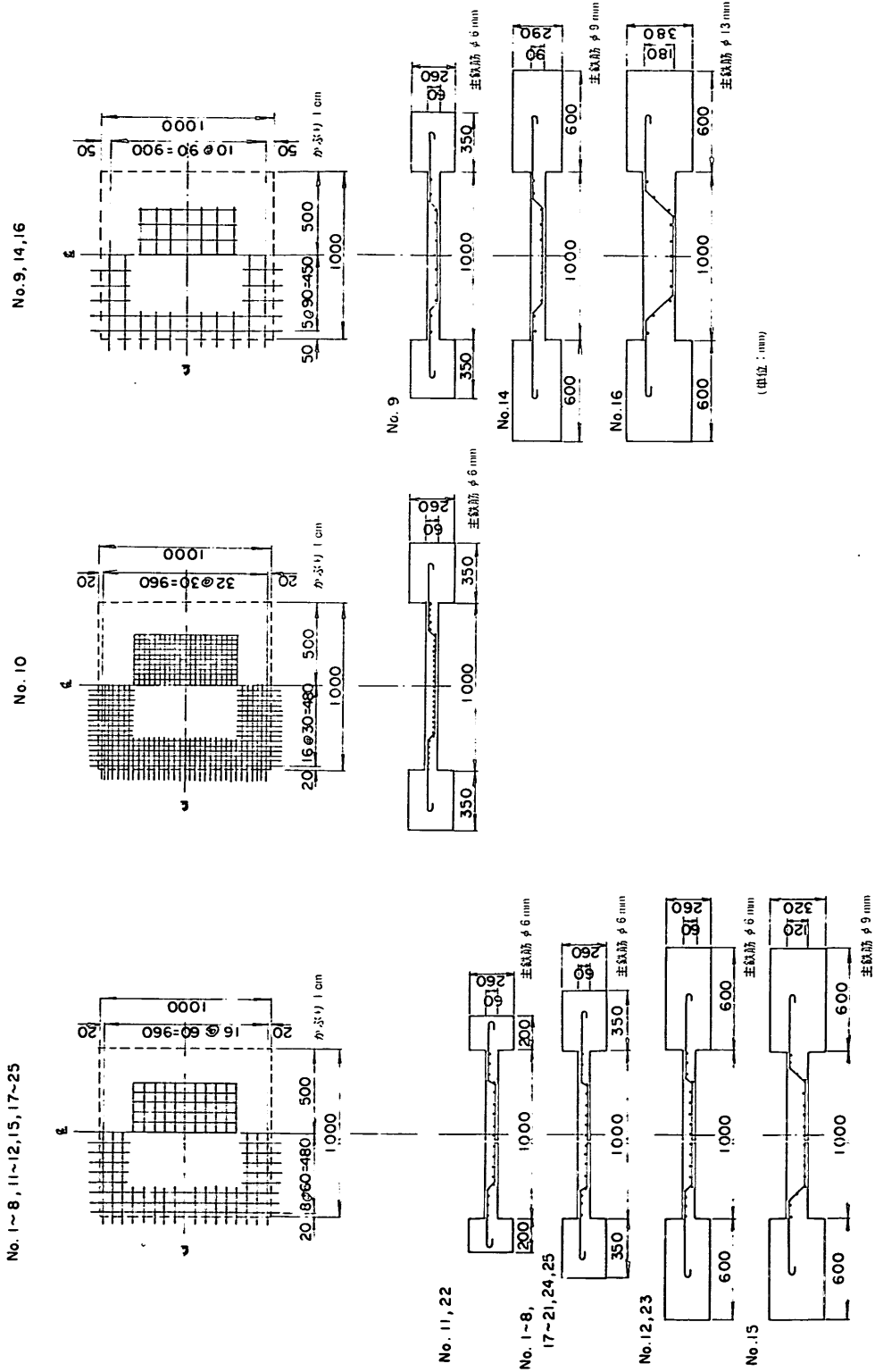


図-B1 スラブにおける鉄筋の配筋 (1)

No. 26

No. 13

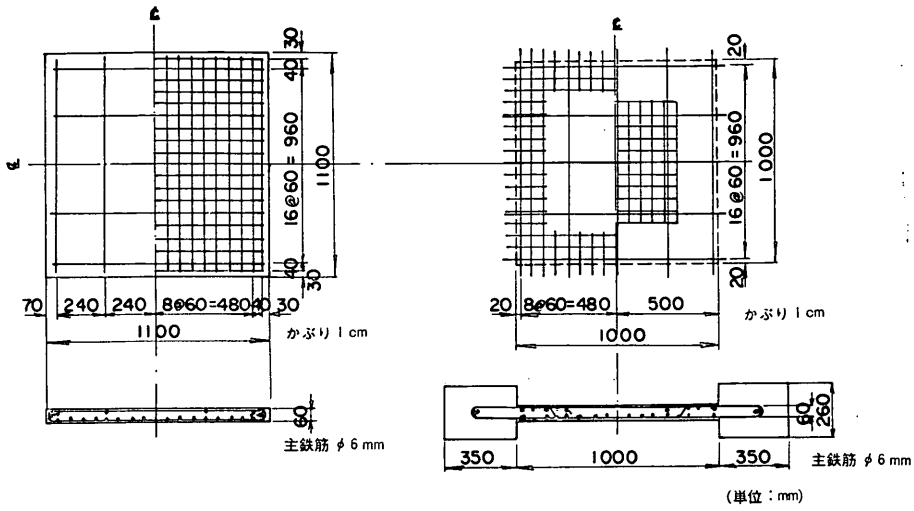


図-B2 スラブにおける鉄筋の配筋 (2)

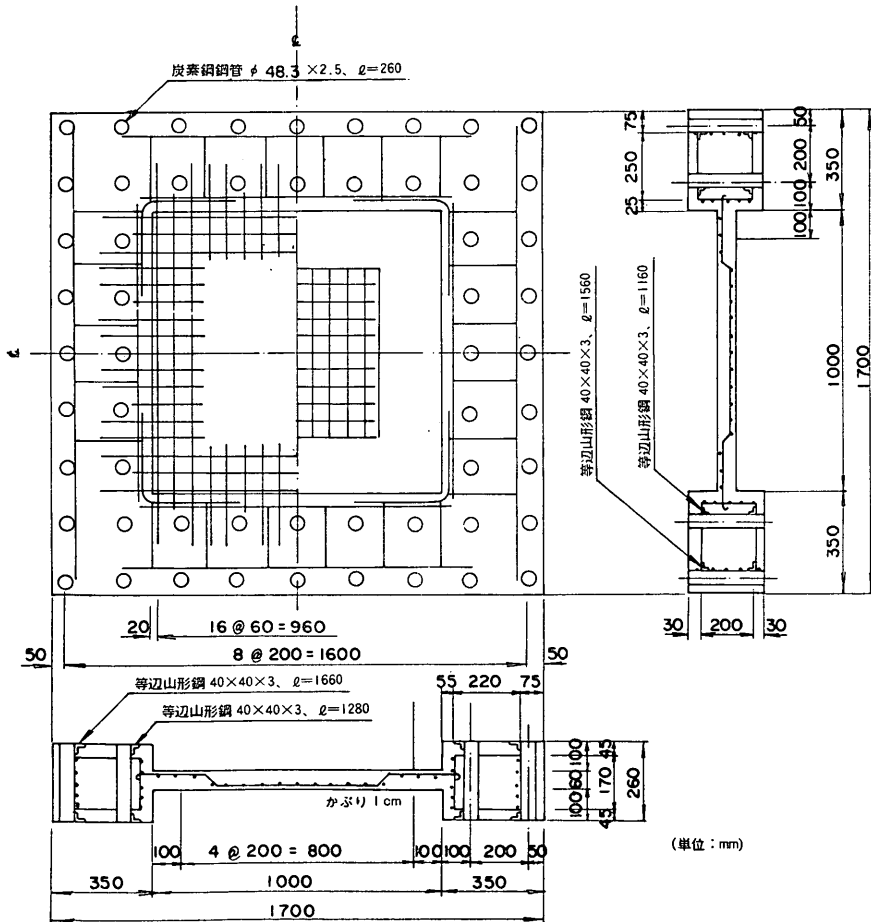


図-B3 供試体の配筋詳細例

再生棒鋼であり、周辺補剛はりには S D35, D 19 の異形棒鋼を配筋した。

コンクリートはレデーミクストコンクリートを用い、スランプは $7 \pm 2 \text{ cm}$ 、空気量 $3 \pm 1 \%$ を原則とした。

表-B1はコンクリートの使用材料および配合を示したものである。

B 2 供試体の形状

表-B2 は供試体の試験条件および供試体の諸元をまとめたものである。スラブの版厚は、供試体製作後にトランジットを用いて測定した25点の平均値である。

鉄筋は直交二方向配筋とした。図-B1 および 図-B2 はスラブ部分の配筋を示したものであり、鉄筋ははり端部付近まで伸ばしフックを設けて定着した。周辺補剛はりにおける配筋方法、孔の位置などの詳細例を 図-B3 に示した。

供試体 No. 24 および No. 25 を除く四辺固定正方形スラブは載荷ベットにボルトで締結するために周辺補剛はりに 20cm 間隔で孔が設けられている。ボルト孔は、はりの断面幅が 35cm のときには内側から 10cm および外側から 5cm、断面幅が 60cm のときには内側および外側から 10cm の二列配置とした、断面幅が 20cm のはりでは、はり中心に一列配置とした。

B 3 供試体の製作

型わくは鋼製あるいは木製のものを使用した。写真-B1 および 写真-B2 は鉄筋の配筋およびコンクリートの打込みの状況を示したものであり、コンクリートの締固めは棒状振動機を使用した。材令7日で脱型したが、この間供試体表面をむしろで覆い、1日数回散水した。材令14~21日で供試体を実験場内に移動し、以後試験日まで室内に静置した。

供試体の製作と併行して強度試験用供試体を製作した。これらは、圧縮強度試験用供試体 ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$)、引張強度試験用供試体 ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$)、曲げ強度試験用供試体 ($15 \times 15 \times 53 \text{ cm}$)、および、ヤング係数およびポアソン比試験用供試体 ($\phi 15 \times 30 \text{ cm}$) である。圧縮強度試験は材令7日およびスラブ載荷試験前後の材令で実施したが、他の試験はいずれも載荷試験の前後に行なった。ヤング係数およびポアソン比の測定には、コンプレッソメーター (丸東製作所製, RSI-625 型) を使用した。供試体の養生方法はスラブ供試体と同様である。

表-B2 では、コンクリートの強度試験結果および鉄筋の引張試験結果を示した。

B 4 供試体の設置方法

載荷ベットにあらかじめビニール布を置き、モルタル

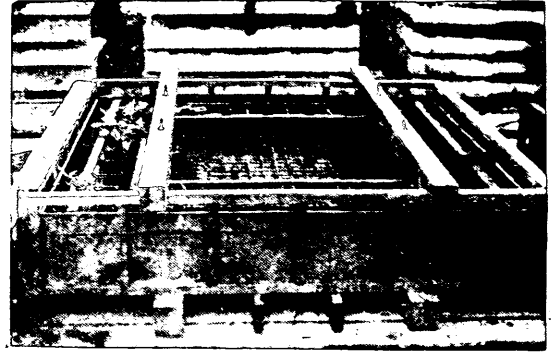


写真-B1 鉄筋の配筋状況

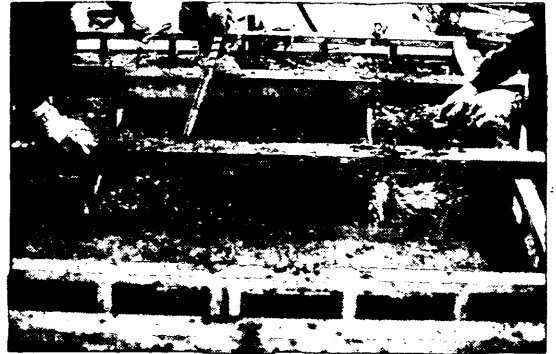


写真-B2 コンクリートの打込み

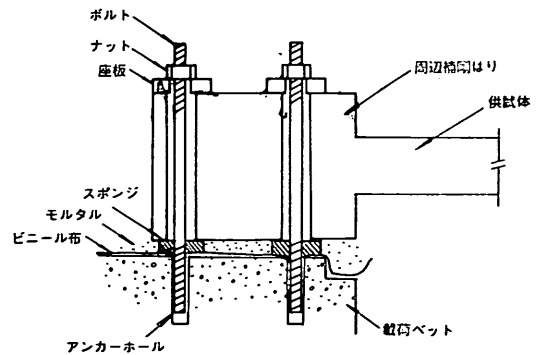


図-B4 供試体の設置方法

を敷いて供試体を所定位置に静かに吊り下した。周辺補剛はりを載荷ベットにボルトで固定する供試体の設置方法は、図-B4 に示す要領で実施した。すなわち、載荷ベットに敷いたビニール布のアンカホール位置にスポンジを接着し、モルタルを 2~3cm 厚に敷き供試体を徐々に吊り下す。供試体底面が載荷ベットに近づいた時点で一時停止し、周辺補剛はりの孔を通してボルトをアン

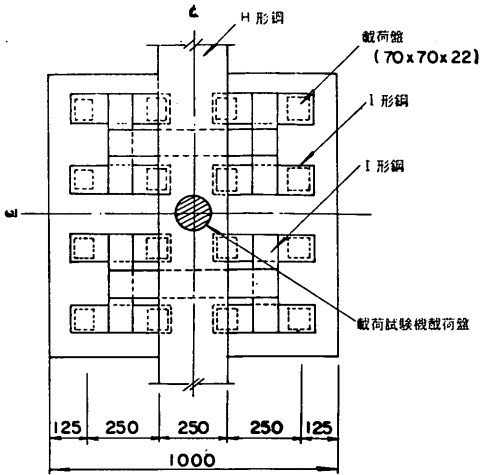


図-B5 等分布荷重における載荷方法
(単位: mm)

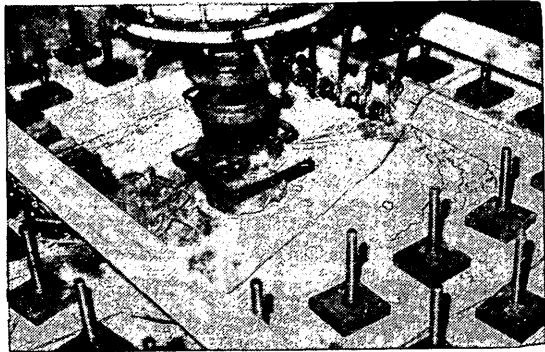


写真-B5 ダイヤルゲージによるはり変形の測定 (1点載荷)

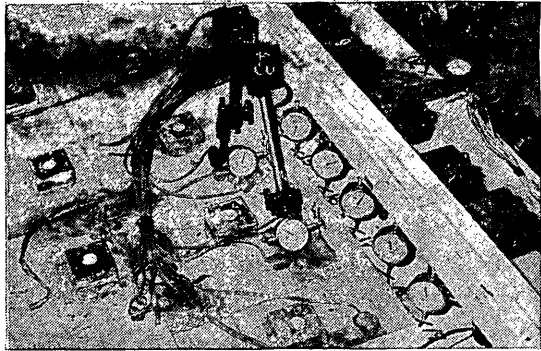


写真-B6 ダイヤルゲージによるはり変形の測定 (多点載荷)

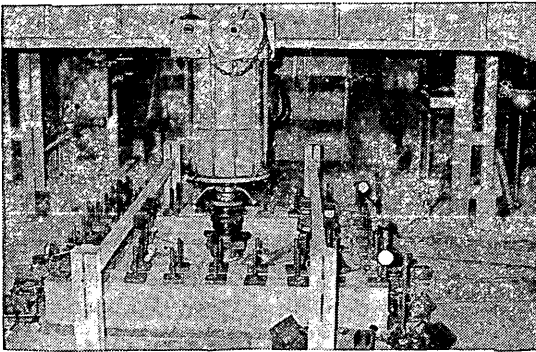


写真-B3 載荷試験の状況 (1点載荷)

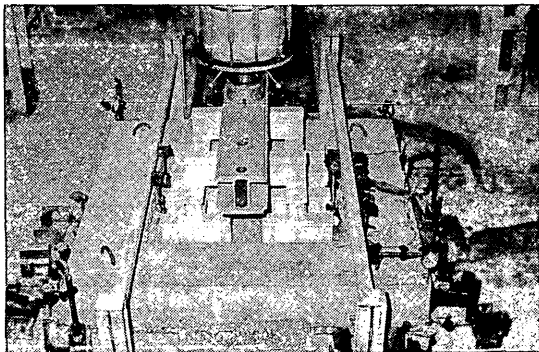


写真-B4 載荷試験の状況 (多点載荷)

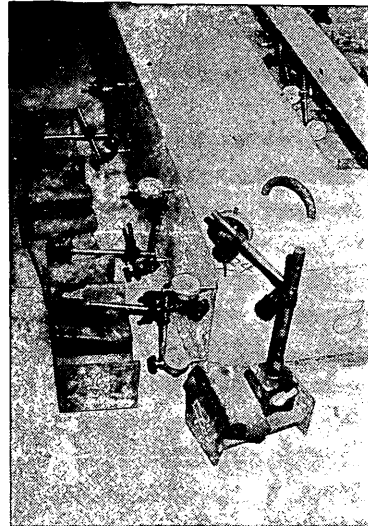


写真-B7 ダイヤルゲージによる外側変形の測定

カーホールに埋め込む。その後、供試体を完全に吊り下して余部のモルタルをはり底面より排出させ、はり上端を座金を介してナットで締め付ける。このとき、スラブ

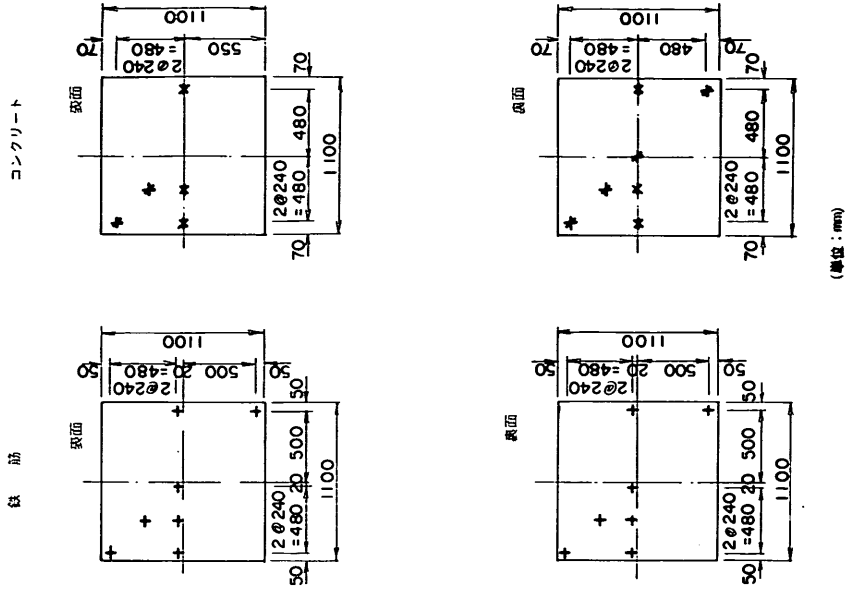
に荷重が作用しないようにナットの締め付けはスラブ中心に対し点对称で慎重に実施する。

単純支承の供試体 No. 26 は、支承線上に 20cm 間

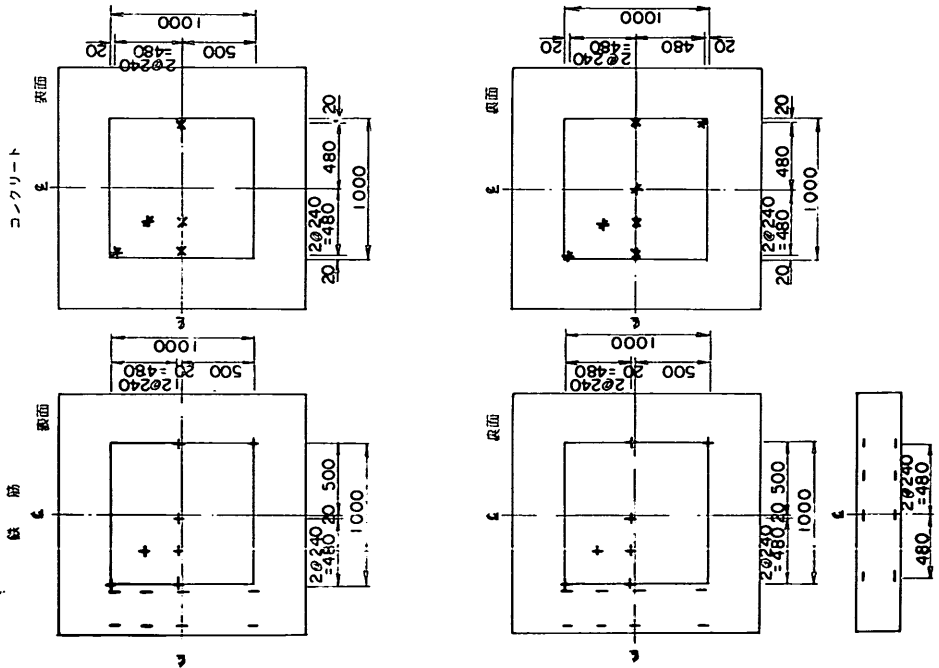
表-B2 供試体の試験条件および材料の性質

供試体 番号	支承条件	荷 重 条 件			供 試 体 諸 元							使 用 材 料 の 性 質														
		載荷方式		荷 重 載 荷 順 序 (荷重間隔) (t)	ス ラ ブ			周 辺 補 剛 は り				コ ン ク リ ー ト						鉄 筋								
		種類	載荷 直径 (cm)		形 状 (cm)		配 筋 方 法		断 面 (幅×高) (cm)	配 筋 方 法		配合 番号	材令7日 圧縮強度 (kg/cm ²)	載 荷 試 験 時				ス ラ ブ			周 辺 補 剛 は り					
					形 状	版厚	有効厚	主 鉄 筋		鉄筋比 (%)	主 鉄 筋			鋼材比 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	曲げ強度 (kg/cm ²)	ヤング係 数×10 ⁵ (kg/cm ²)	ポアソ ン比	降 伏 点 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸 び (%)	降 伏 点 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸 び (%)	
1	四辺固定	集中	φ5	0-0.4→7.6	100×100	6.4	4.8	φ6, @6	0.99	35×26	D19	4.2	M1	228	315	23	35	3.16	0.21	34.2	52.5	31	36.4	57.6	24	
2				0-0.4→9.2	100×100	6.3	4.7	φ6, @6	1.01	35×26	D19	4.2	M7	205	403	30	53	2.80	0.22	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
3				0-0.3→10.8	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	D19	4.2	M2	153	246	20	23	2.32	0.17	36.9	53.6	30	40.0	60.6	25	
4				0-0.5→13.0	100×100	6.4	4.8	φ6, @6	0.99	35×26	D19	4.2	M1	227	289	24	28	2.81	0.19	34.2	52.5	31	36.4	57.6	24	
5				0-0.5→9.5	100×100	6.3	4.7	φ6, @6	1.01	35×26	D19	4.2	M1	225	295	25	28	2.36	0.18	40.2	55.7	24	36.4	57.6	24	
6				0-0.4→10.4	100×100	6.0	4.4	φ6, @6	1.08	35×26	D19	4.2	M7	189	384	26	54	2.60	0.20	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
7				0-0.8→12.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	D19	4.2	M8	277	388	26	57	2.66	0.20	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
8				0-0.5→9.5	100×100	5.9	4.3	φ6, @6	1.10	35×26	D19	4.2	M7	210	402	31	57	2.68	0.18	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
9				0-0.4→10.4	100×100	6.0	4.4	φ6, @9	0.72	35×26	D19	4.2	M5	218	310	21	32	2.92	0.21	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26	
10				0-0.5→12.0	100×100	6.2	4.6	φ6, @3	2.06	35×26	D19	4.2	M5	218	310	25	31	2.51	0.20	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26	
11		[載荷ベ ッド設 置ル ト締 結]	集中	φ10	0-0.5→9.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	20×26	D19	4.2	M5	218	309	24	31	2.41	0.20	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26
12					0-0.5→10.0	100×100	6.3	4.7	φ6, @6	1.01	60×26	D19	2.4	M5	218	292	25	32	2.50	0.22	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26
13					0-0.8→9.6	100×100	6.9	5.3	φ6, @6	0.89	35×26	D19	4.2	M7	210	339	—	—	—	—	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27
14					0-1.5→18.0	100×100	9.0	7.1	φ9, @9	1.00	60×29	D19	2.2	M3	206	278	23	27	2.24	0.19	37.4	50.2	30	40.0	60.6	25
15					0-①→6-②→20-①→25	100×100	12.2	10.3	φ9, @6	1.03	60×32	D19	2.0	M3	206	293	20	27	2.44	0.20	37.4	50.2	30	40.0	60.6	25
16		等分布	16点	φ19	0-②→36.0	100×100	18.4	16.1	φ13, @6	0.92	60×38	D19	1.7	M1	225	280	23	28	2.31	0.17	42.3	68.4	20	36.4	57.6	24
17					0-0.75→12.75	100×100	5.7	4.1	φ6, @6	1.16	35×26	D19	4.2	M7	221	319	23	46	2.24	0.19	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27
18					0-①→18.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	D19	4.2	M7	221	319	23	46	2.24	0.19	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27
19					0-0.4→1.1-①.5→61.5→64- ③→70	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	D19	4.2	M2	153	258	18	26	2.34	0.20	36.9	53.6	30	40.0	60.6	25
20					0-0.4→1.0-①→45.0	100×100	6.2	4.6	φ6, @6	1.03	35×26	D19	4.2	M6	110	300	23	46	2.39	0.17	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27
21	等分布	16点	φ10	0-0.4→3.0-①.5→9-③→75.0	100×100	6.0	4.4	φ6, @6	1.08	35×26	D19	4.2	M4	290	401	30	34	2.70	0.22	36.9	53.6	30	40.0	60.6	25	
22				0-0.4→2.0-②→26.0-0.4→6.0 ⑥→24.0-②→28.0-②→54.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	20×26	D19	4.2	M5	218	288	24	32	2.65	0.22	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26	
23				0-0.5→6.0→0-②→6.0-①.5 →7.0-①→13.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	20×26	D19	2.4	M5	218	272	24	27	2.34	0.19	41.7	60.7	16	37.8	58.0	26	
24	四辺固定	集中	φ10	0-0.5→10.5	100×100	5.9	4.3	φ6, @6	1.10	35×26	D19	3.1	M7	204	400	32	55	2.56	0.22	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
25	[載荷ベ ッド設 置]	等分布	16点	0-①.5→45.0→48.0	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	35×26	D19	3.1	M7	204	369	—	—	—	—	29.9	41.5	26	37.3	58.3	27	
26	単純支承	集中	φ10	0-0.2→1.2-0.4→5.6	100×100	6.1	4.5	φ6, @6	1.05	—	—	—	M7	210	339	—	—	—	—	29.9	41.5	26	—	—	—	

No. 26



No. 13



図B-6 ひずみの測定点(1)

No. 9, 14, 16

No. 1~8, 10~12, 15, 17~25

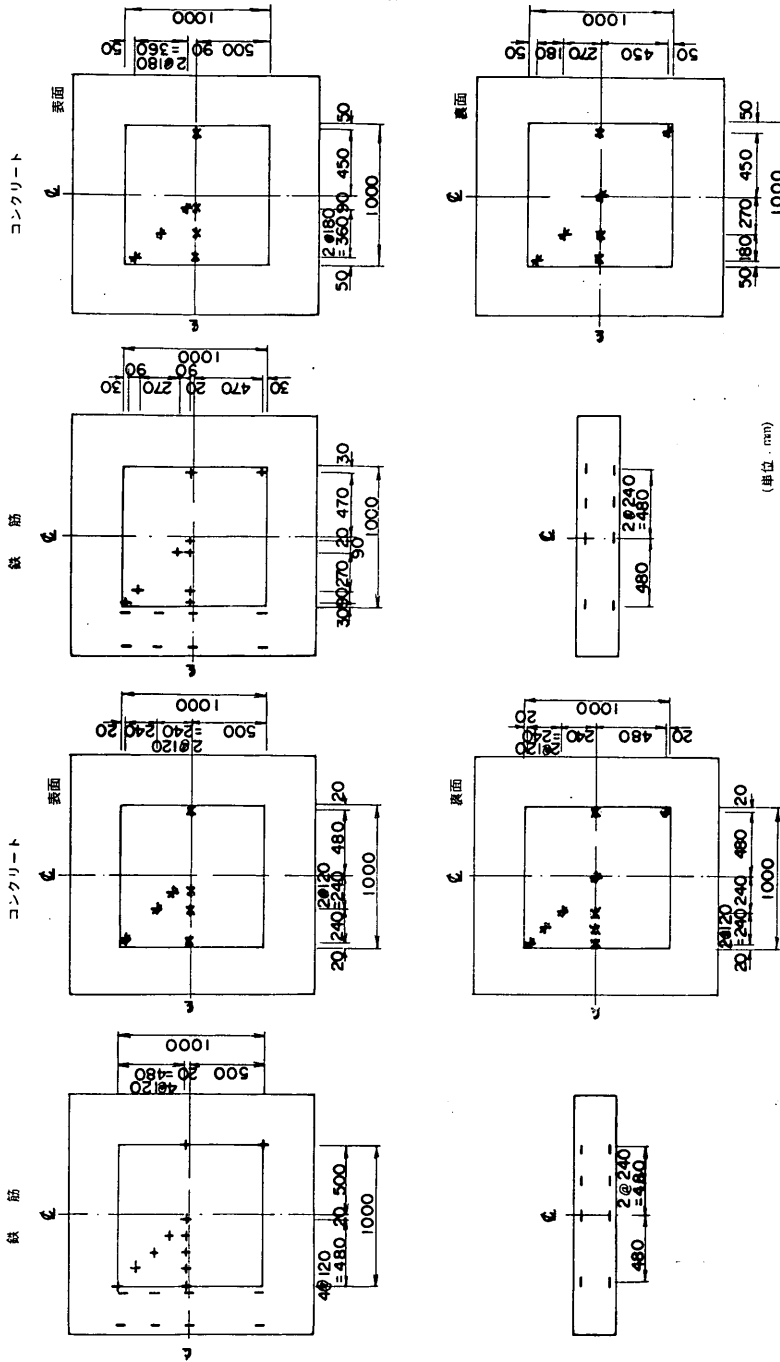


図-B7 ひずみの測定点(2)

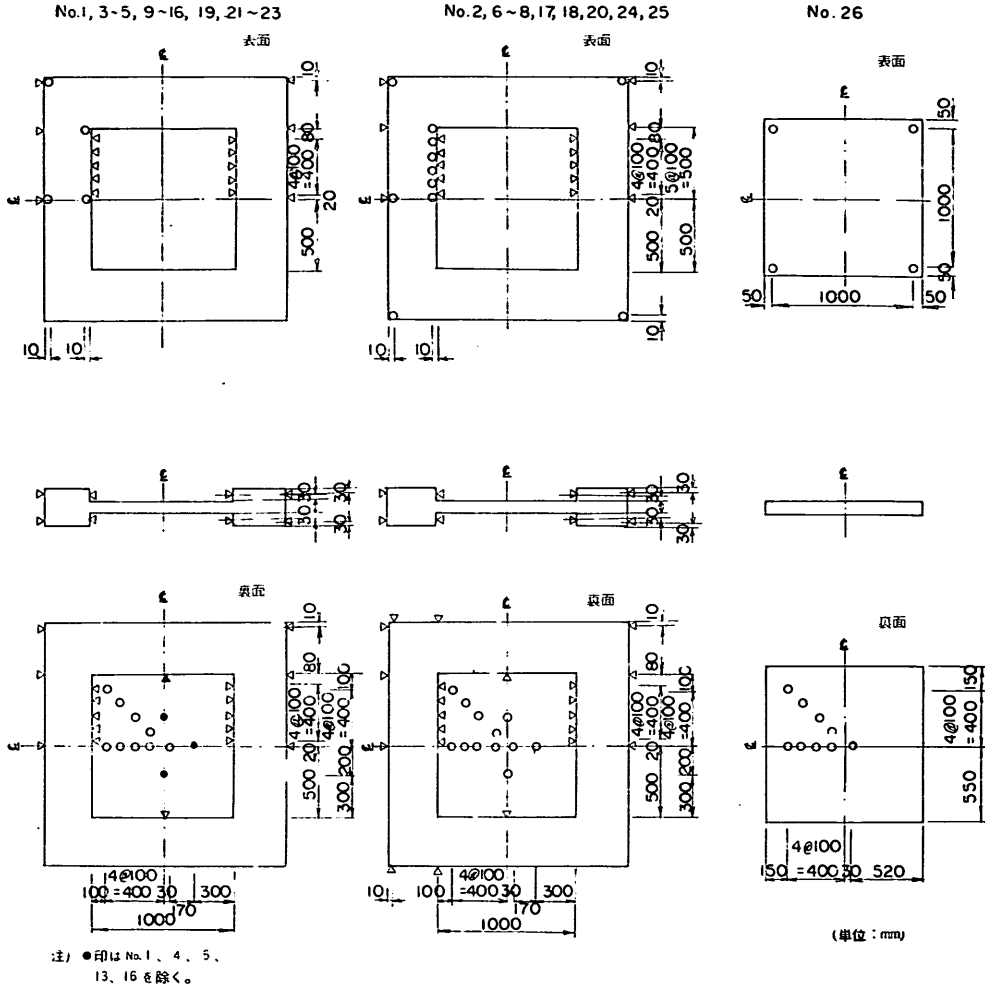


図-B8 たわみおよびはり変形の測定点

隔で配置した鋼球に設置した。

B5 荷重の載荷方法

集中荷重載荷では、スラブ中央に石笮を敷いて載荷盤(鋼製)を設置した。等分布荷重載荷のときには、図-B5に示すような多点載荷(16点)とし、あらかじめ所定位置に敷いたモルタルに鋼板を置いて、水準器を用いて各鋼板が同一水平面上にあるように配慮した。

それぞれの供試体の荷重載荷順序は、表-B2に示す通りである。載荷試験の開始以前に、0.5~1.0t程度の事前の載荷を行ない、0tに戻してから正式に荷重を増加させた。写真-B3および写真-B4は、載荷試験の状況を示したものである。

B6 測定方法

図-B6~B7はひずみの測定点を示したものである。ひずみはストレインゲージ(鉄筋:測長20mm,抵抗120Ω,コンクリート:測長30mm,抵抗120Ω,三軸

ゲージ)を使用し、多点デジタルひずみ測定装置によりひずみを記録した。

スラブのたわみおよび周辺補剛はりの垂直・水平方向の測定点を、図-B8に示した。最小目盛1/1000mmのダイヤルゲージで測定する測定点(はり内側の水平方向変形の測定点)に関してはあらかじめガラス板(10×10mm)を接着剤でコンクリート表面に取り付けた。写真-B5~写真-B7は、ダイヤルゲージによる測定状況を示したものである。

B7 ひびわれ状況

図-B9~図-B15に集中荷重を載荷した供試体のひびわれの進展状況を示した。一般に、EはりおよびWはりの縁辺におけるひびわれの形成が不十分であるが、ダイヤルゲージの設置によりひびわれの観察が十分に実施できなかったことによるものである。写真-B8および写真-B9は、破壊試験後の供試体上面および下面のひびわれ

関 博

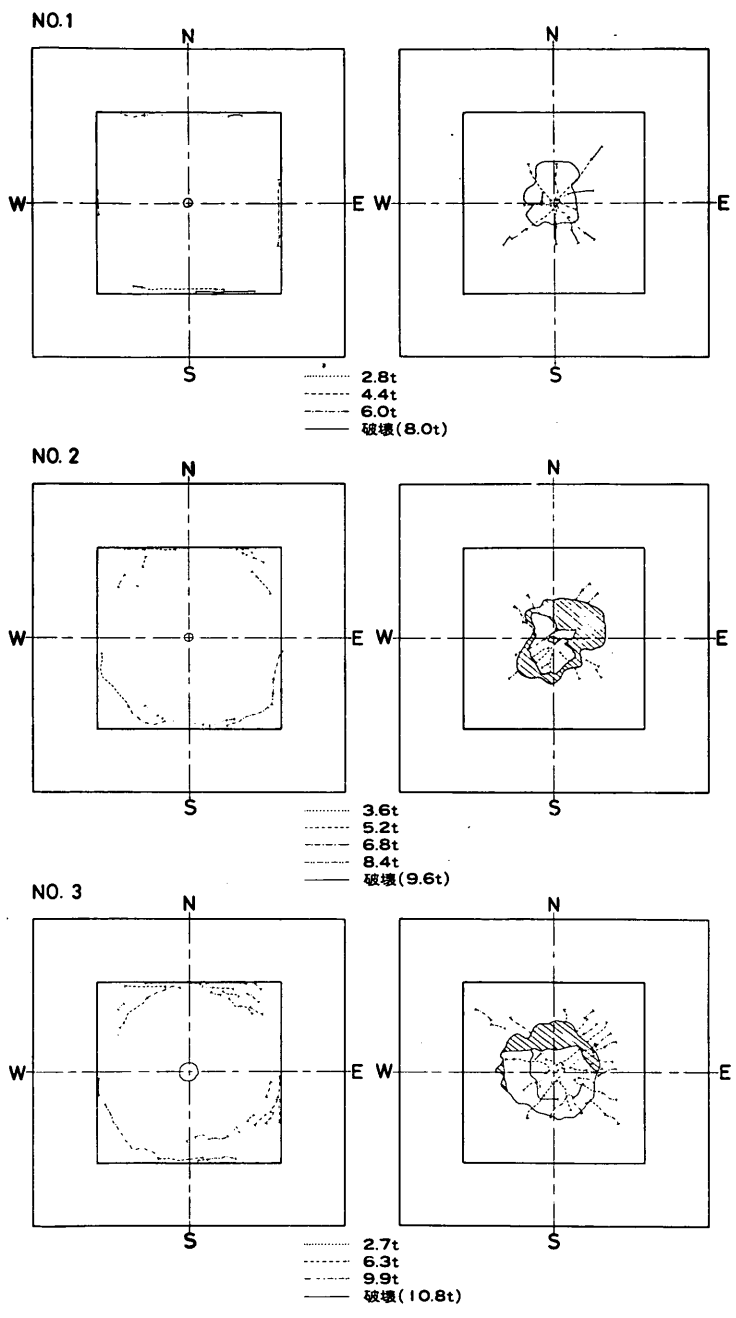


図-B9 ひびわれの状況 (1)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

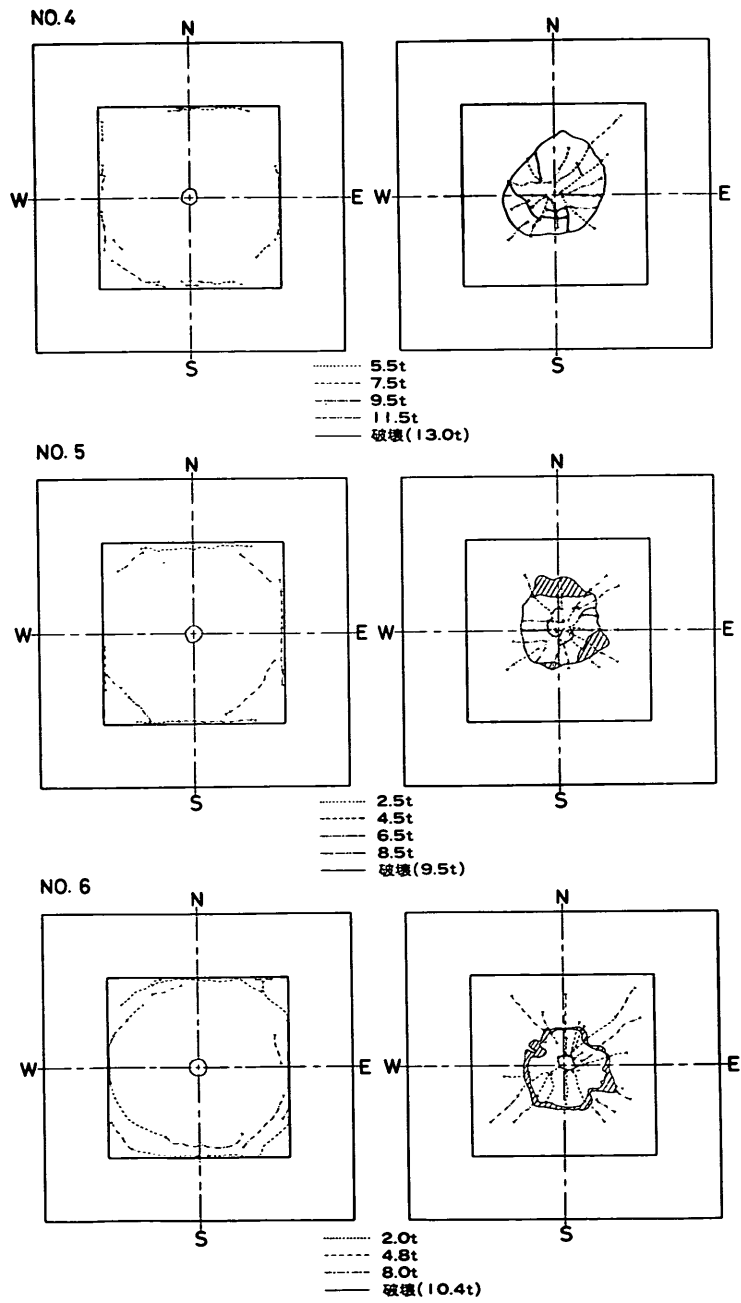


図-B10 ひびわれの状況(2)

関 博

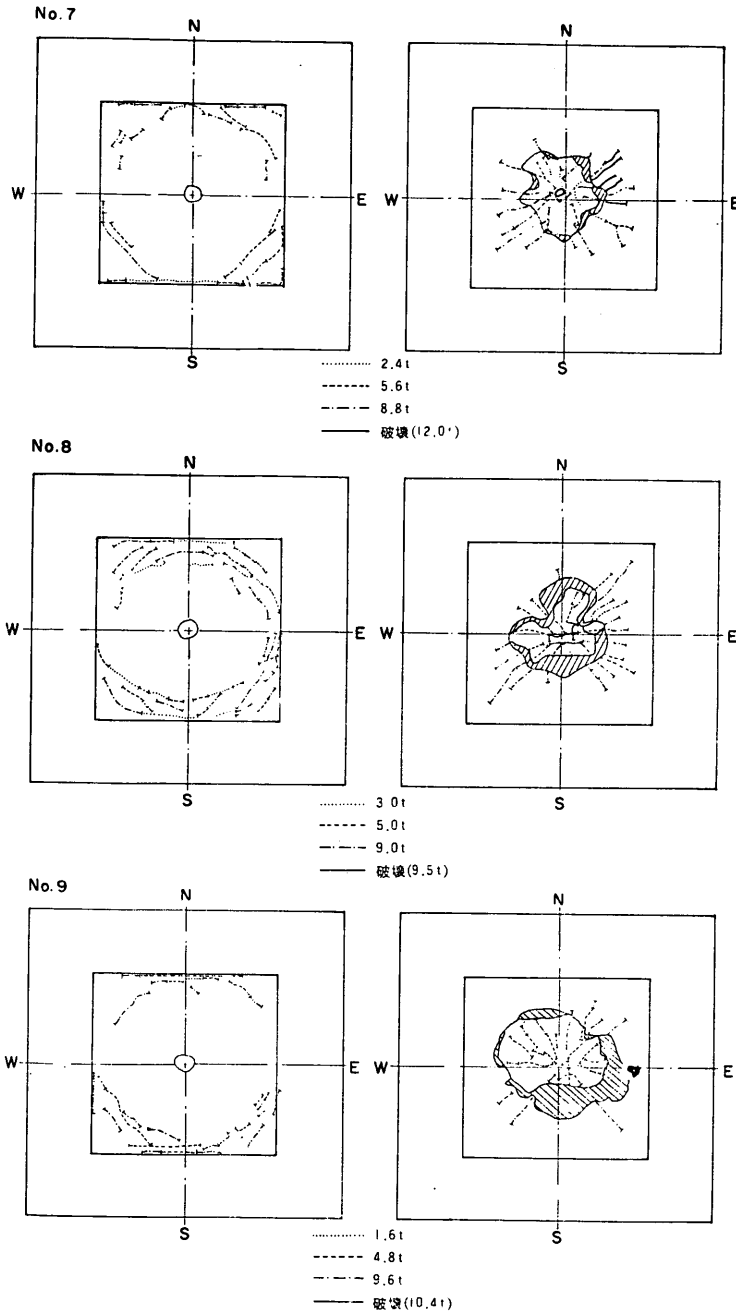
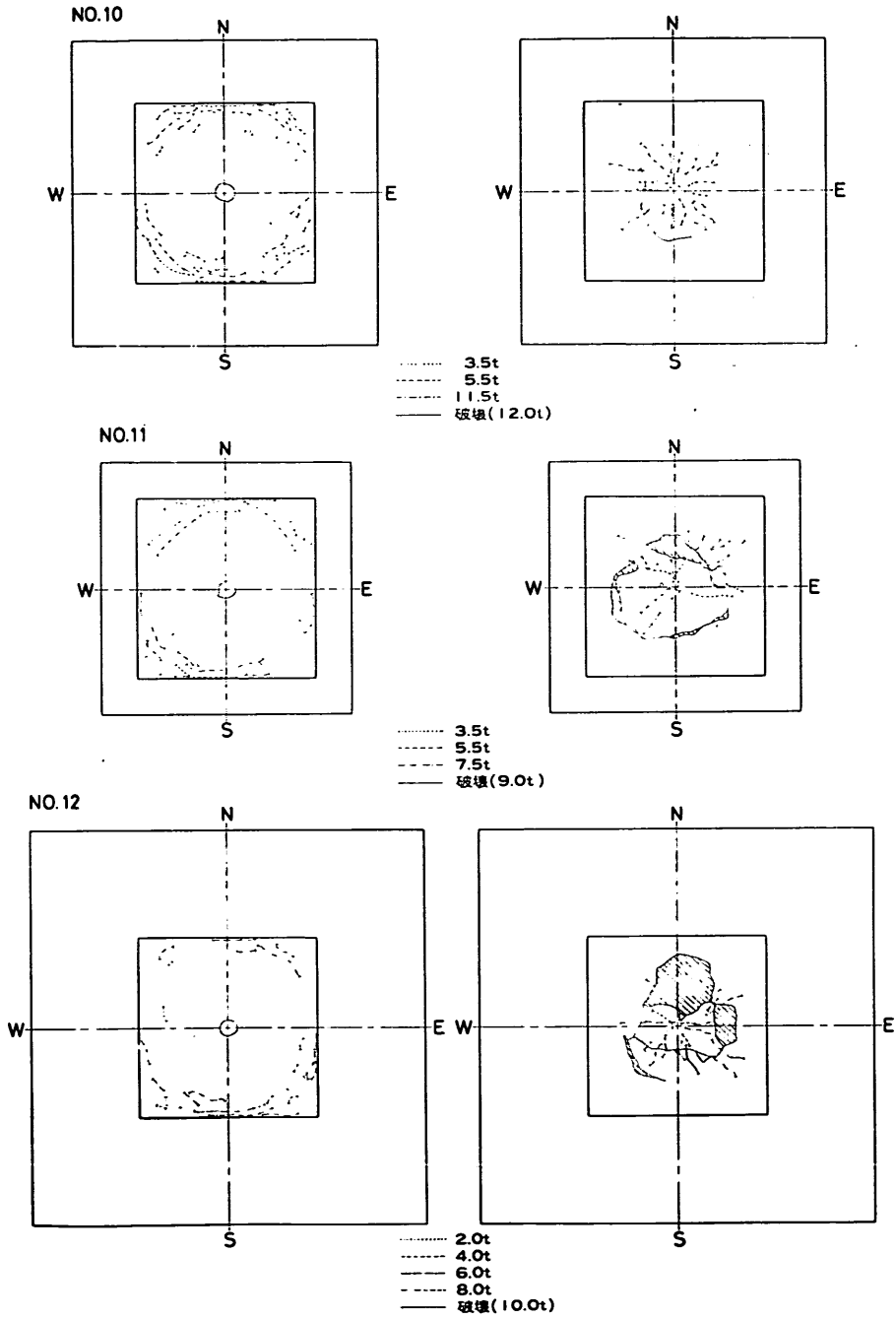


図-B11 ひびわれの状況(3)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究



図B-12 ひびわれの状況(4)

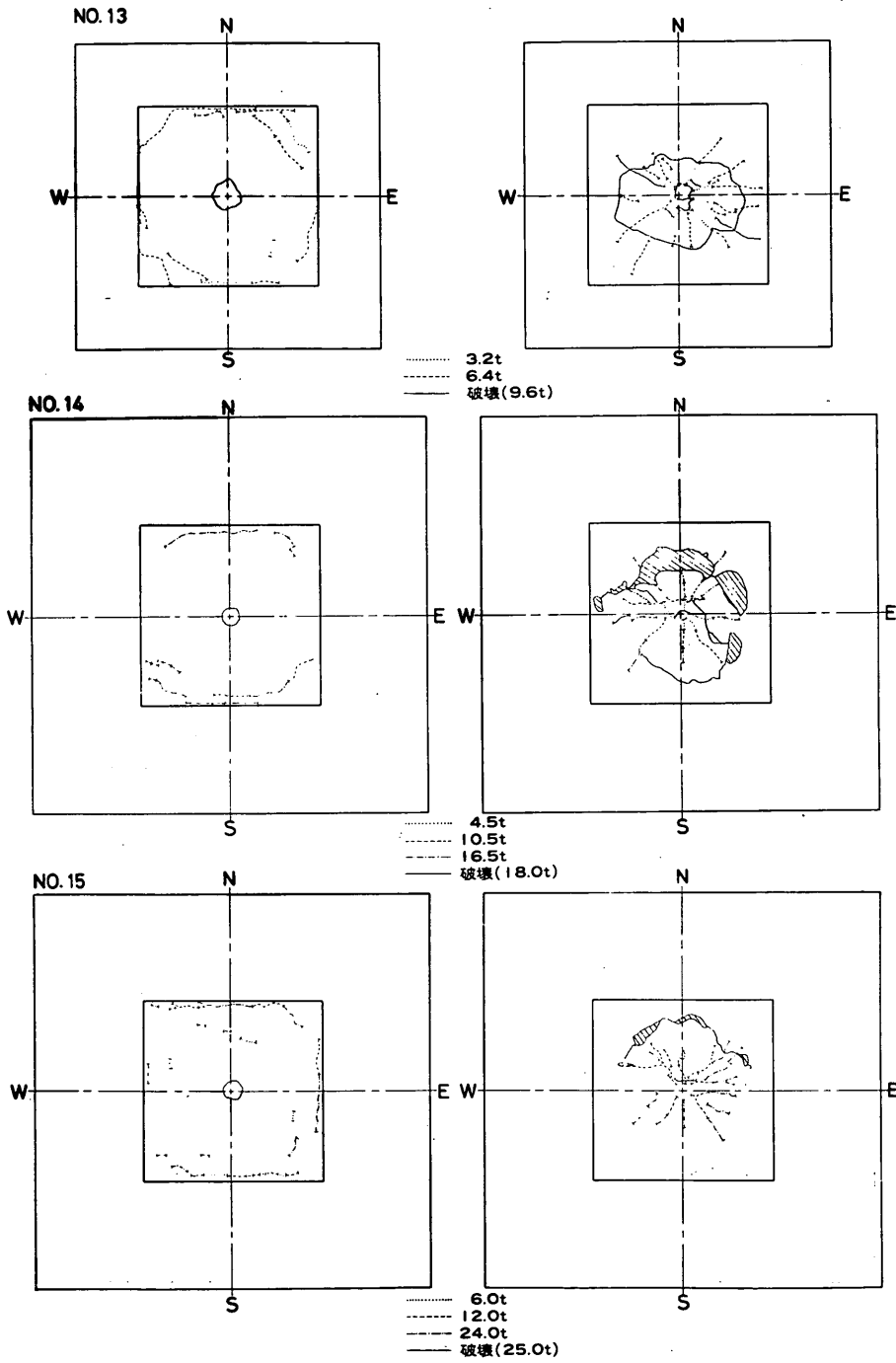


図-B13 ひびわれの状況(5)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

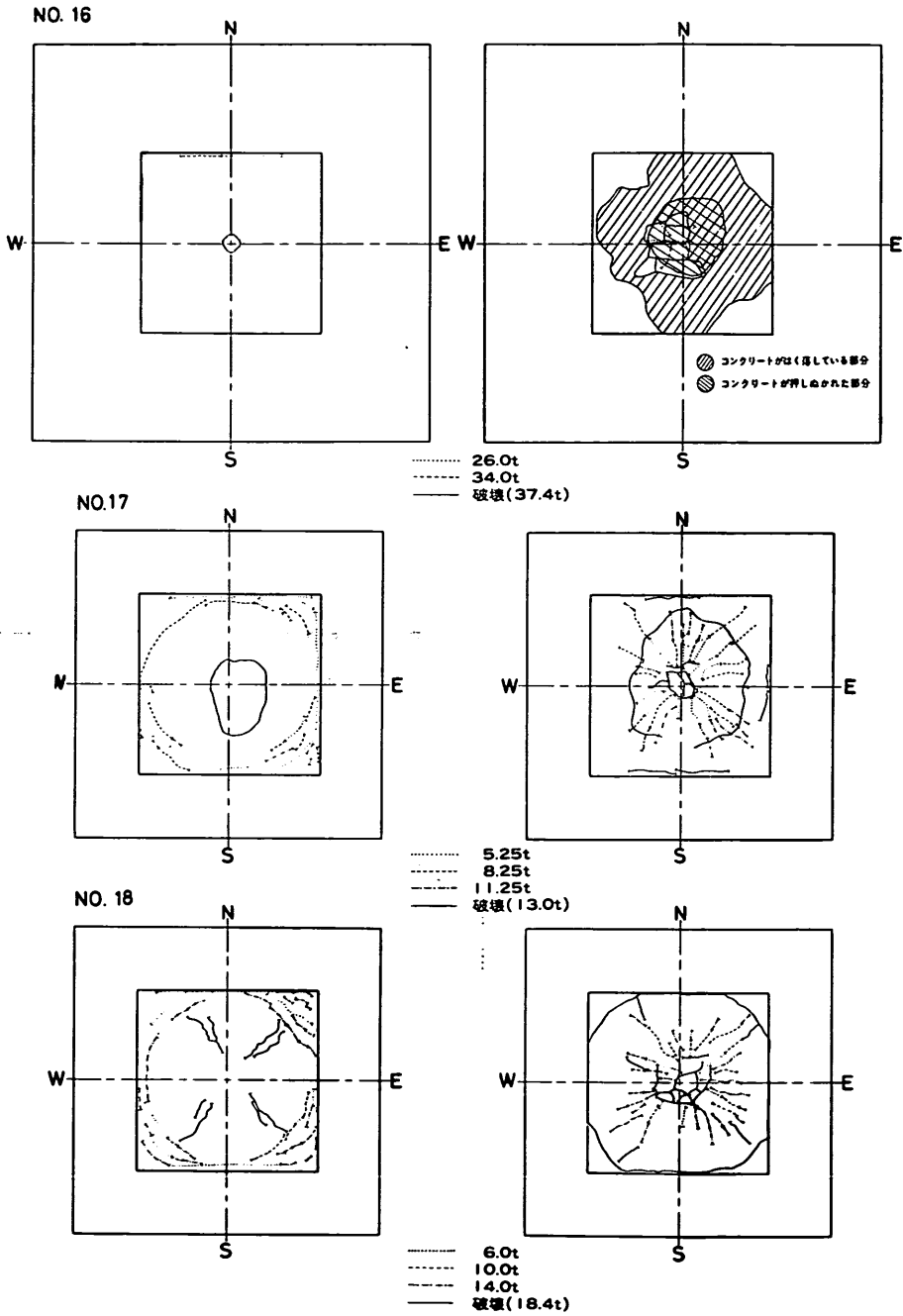


図-B14 ひびわれの状況(6)

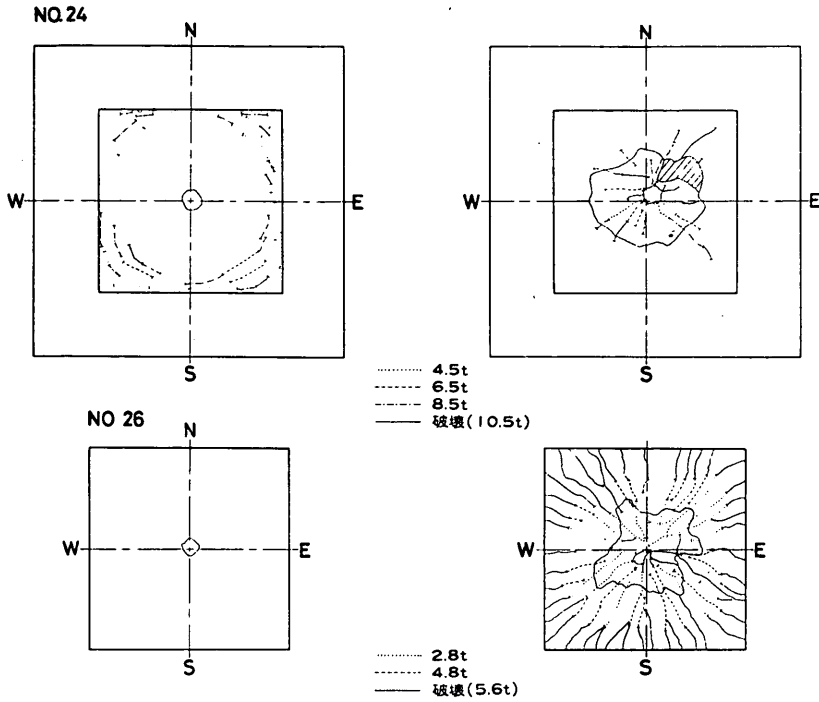


図-B15 ひびわれの状況(7)



写真-B8 荷重試験によるひびわれ発生状況 (スラブ上面)

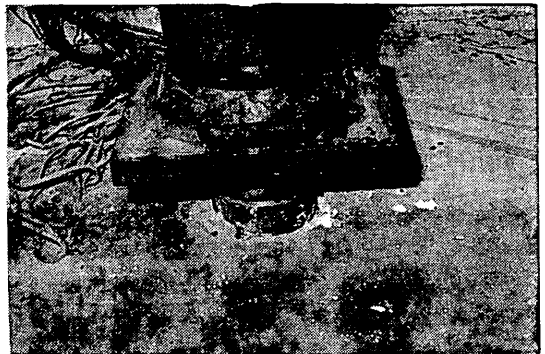


写真-B10 押し抜きせん断破壊による荷重盤の落ち込み状況

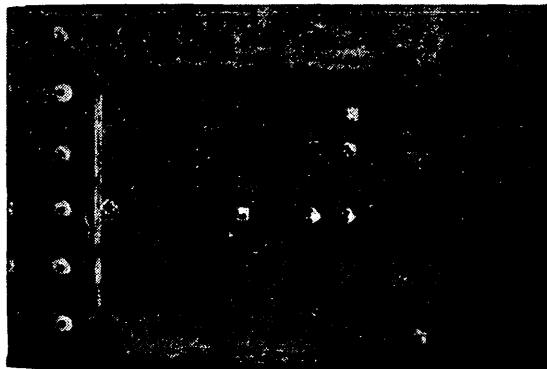


写真-B9 荷重試験によるひびわれ発生状況 (スラブ下面)

状況の一例を示したものである。また、写真-B10は押し抜きせん断破壊におけるスラブへの荷重盤の陥没状況を示した。

〔附録C〕 スラブの弾性解析

C1 解析方法

スラブの弾性解析は、一般の解析解⁶²⁾および有限要素法によった。

解析解は、正方形固定スラブの中央に一点集中荷重が作用する条件に関し、当所の電子計算機(TOSBAC 5600/160システム)により計算を実施した。本計算の主目的は有限要素法の解の精度を検照することである。

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

また、四辺固定スラブと円形スラブの荷重近傍におけるモーメントの比較を行なうために、円形スラブの弾性解を求めた。

有限要素法は、当研究所に準備されていた版のプログラム Cosmo-2 (薄板理論) を用いて計算を実施した。図-C1~図-C3 は、本計算におけるスラブの要素分割を示したものである。図-C2 および 図-C3 は載荷試験に供した供試体の弾性解を得るために用いたものであり、計算結果は本文の 3.4 および 3.6 に示されている。

C2 解析解と有限要素法の比較

スパン 100cm の正方形固定スラブに関し、解析解あるいは有限要素法により求められたモーメントを比較した。スラブ中央に $P=1.0t$ の一点集中荷重とし、ポアソン比は $\nu=1/6$ として計算を実施した。有限要素法による要素分割は前述した 図-C1 の通りである。

図-C4 は、両者の方法で求められたスラブ中心線方向および対角線方向のモーメントを图示したものである。中心線方向のスラブ縁辺の解析解によるモーメント

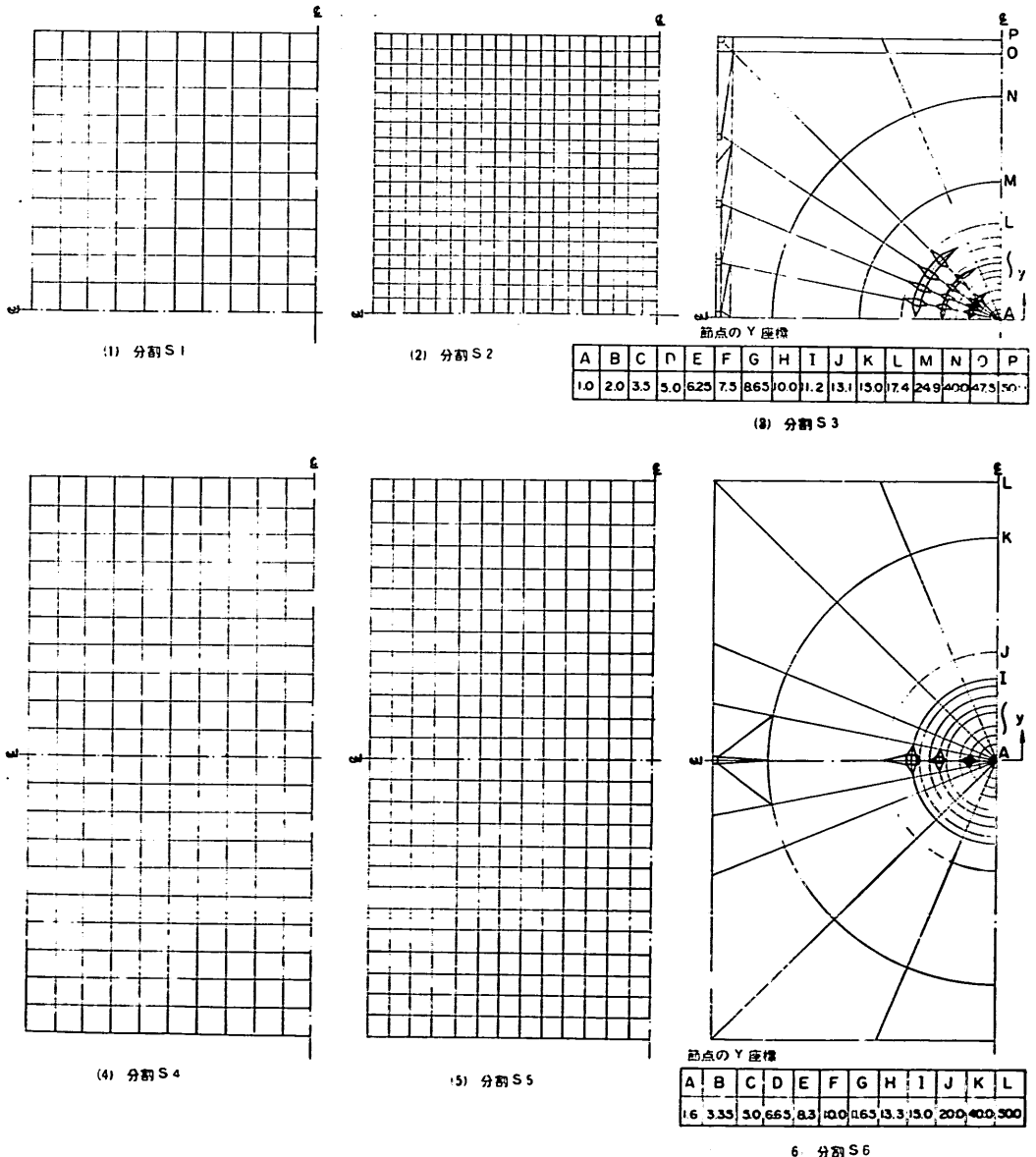


図-C1 有限要素法による要素分割(1) (スラブ中心 1 点集中荷重)

M_x は $-126 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}$ であり、文献(62)に示された値と一致する。有限要素法による解は、分割 S1 および S2 で得られた値を示したが、分割 S4 のモーメントは分割 S1 の値とほぼ一致し、分割 S5 のモーメントは粗い要素分割 S1 と要素の多い分割 S2 のモーメントの間にある。分割 S3 および分割 S6 のモーメントは、解析解の値と比較して最大で15%程度の相違がある。

分割 S1 および分割 S2 による解は、荷重近傍では解

析解と若干相違するが、スラブ中心から 5~10cm 以遠では解析解の値とほぼ一致する。しかも、粗い要素分割と細かい要素分割におけるモーメント M_x および M_y の相違は極めて小さい。したがって、本試験で用いた供試体の要素分割を 図-C2 および 図-C3 に示した要素数としても、十分な精度で弾性領域におけるスラブのたわみおよびひずみを求めることができると考えられる。

C3 正方形スラブと円形スラブのモーメント比較

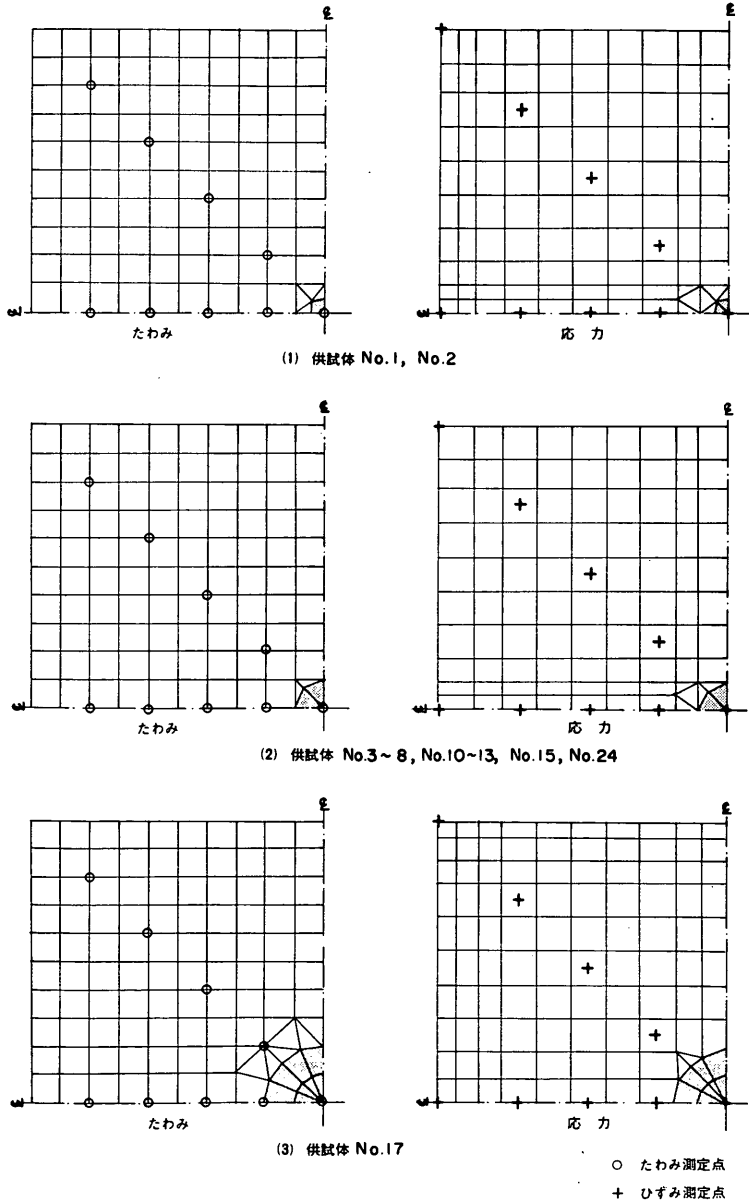


図-C2 有限要素法による要素分割(2) (たわみおよび応力の計算)

集中荷重をうける鉄筋コンクリートスラブの設計法に関する研究

表 C-1 は、解析解によるスラブ中央への一点集中荷重 ($P=1.0t$) における半径および接線方向のモーメント (M_r および M_t) とせん断力の示したものである。

本表によると、弾性範囲においては荷重近傍のモーメントやせん断力は、正方形スラブと円形スラブで大きな相違はないが、スラブ中心から離れるに伴い当然のことながら両者の相違は増加する。スラブ中心から 15 cm 程度までの領域を考えると、この領域のモーメントやせん断力を

円形スラブとして計算しても、正方形スラブにおけるモーメントやせん断力の値との相違は小さいものと考えられる。したがって、荷重近傍においては、正方形スラブを円形スラブに置換して考えることも可能であると思われる。

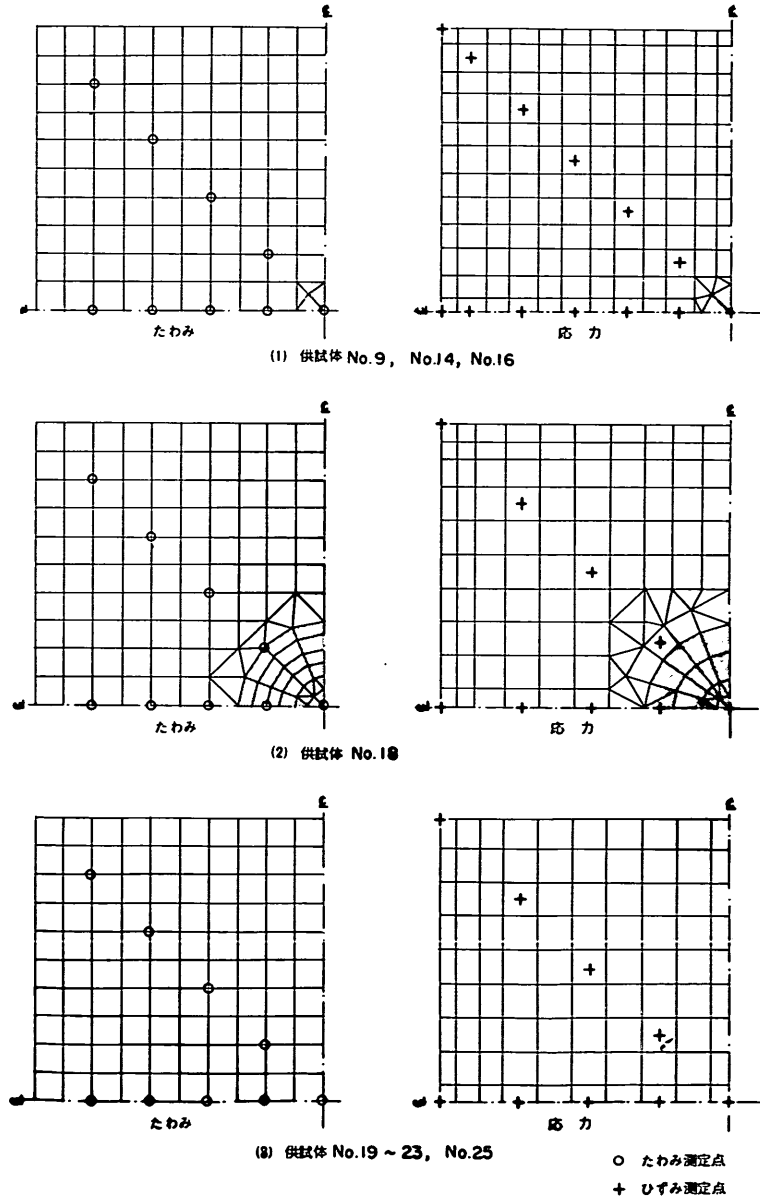


図-C3 有限要素法による要素分割3) (たわみおよび応力の計算)

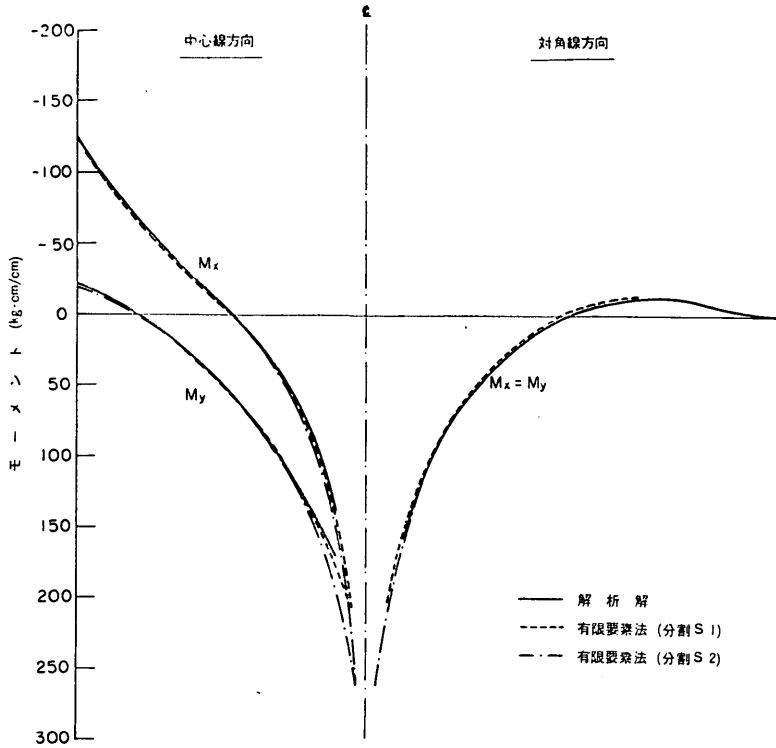


図-C4 解析解と有限要素法のモーメント比較

表-C1 正方形版および円形版のモーメントとせん断力

種類	θ あるいは l'	$2r=30\text{ cm}$			$2r=40\text{ cm}$		
		M_r (kg·cm/cm)	M_t (kg·cm/cm)	S (kg/cm)	M_r (kg·cm/cm)	M_t (kg·cm/cm)	S (kg/cm)
正方形版	$0^\circ 00'$	40	101	10.7	14	72	8.2
	$11^\circ 15'$	39	102	10.7	13	74	8.1
	$22^\circ 30'$	38	104	10.6	11	77	8.0
	$33^\circ 45'$	36	106	10.5	8.7	80	7.8
	$45^\circ 00'$	35	106	10.5	7.8	81	7.7
	平均	38	104	10.6	11	77	8.0
円形版	$1.00l$	32	98	10.6	5.5	72	8.0
	$1.05l$	37	103	"	10	76	"
	$1.10l$	41	107	"	14	81	"
	$1.15l$	45	111	"	18	85	"

注：① 正方形版は $l=100\text{ cm}$, l' は円形版の直径

② 荷重は $P=1.0\text{ t}$

〔附録 D〕 面内力を考慮した終局耐力計算のプログラム

D 1 計算式

本プログラムは、既設構造物の固定スラブに集中荷重が作用するときの曲げ耐力およびせん断耐力を求めるために作成したものである。計算式は 6.2 および 6.3 に示したものとほぼ同様である。すなわち、曲げ耐力に関しては、

$$F_1 = -0.8 \sigma_{cu} dx_1 + A_1$$

$$w = -0.8 \sigma_{cu} dx_2 + A_2$$

$$w = \frac{dl_c}{K}$$

$$F_1 = w$$

$$m_{u1} = -0.34 \sigma_{cu} dx_1^2 - D_1 dx_1 + H_1$$

$$m_{u2} = -0.34 \sigma_{cu} dx_2^2 - D_2 dx_2 + H_2$$

$$P_{flex1} = \frac{2\pi}{l-2r} \left\{ \left(r + \frac{l}{2} \right) m_{u1} + \left(\frac{3}{2} l - r \right) m_{u2} \right\}$$

$$P_{flex1} = \frac{0.15}{s} \delta_c$$

$$dx_1 = 3.0 \frac{l-2r}{\delta_c} dl_c + \frac{\delta_c}{2}$$

ただし

$$A_1 = 0.4 d_1 \sigma_{cu} - \sigma_{sy} \rho_1 d_1$$

$$A_2 = 0.4 d_2 \sigma_{cu} - \sigma_{sy} \rho_2 d_2$$

$$D_1 = (0.8 g_1 - 0.34 d_1) \sigma_{cu}$$

$$D_2 = (0.8 g_2 - 0.34 d_2) \sigma_{cu}$$

$$H_1 = 0.4 d_1 \sigma_{cu} (g_1 - 0.212 d_1) + \sigma_{sy} \rho_1 d_1 (d_1 - g_1)$$

$$H_2 = 0.4 d_2 \sigma_{cu} (g_2 - 0.212 d_2) + \sigma_{sy} \rho_2 d_2 (d_2 - g_2)$$

$$g_1 = \frac{0.425 h + d_1 q_{t1}}{0.85 + q_{t1}}, \quad q_{t1} = \frac{\rho_{t1} \sigma_{sy}}{1.11 \sigma_{cu}}, \quad \rho_{t1} = \rho_1 \frac{d_1}{h}$$

$$g_2 = \frac{0.425 h + d_2 q_{t2}}{0.85 + q_{t2}}, \quad q_{t2} = \frac{\rho_{t2} \sigma_{sy}}{1.11 \sigma_{cu}}, \quad \rho_{t2} = \rho_2 \frac{d_2}{h}$$

$$K = \frac{\sqrt{2} l^4}{768 EI} + \frac{3 \sqrt{2} l^2}{32 A_0 G}$$

$$s = \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi E h^2} \left\{ \frac{r^2}{4} \log \frac{2r}{l} - \frac{3r^2}{16} + \frac{l^2}{16} \right\}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu = \frac{1}{6}$$

せん断耐力に関しては

$$P_{shear2} = P_{shear1} \cdot R_d$$

$$\tau = \frac{P_{shear2}}{b_s d_1}$$

ただし

$$P_{shear1} = \frac{Q}{2} [QR + \sqrt{(QR)^2 + 4}]$$

$$Q = 3.70 \pi d_1 (r + d_1) \sqrt{\sigma_{cu}}$$

$$R = \frac{F_1 + w}{3.08 d_1 P_{flex1} \sqrt{\sigma_{cu}}}$$

$$R_d = \frac{1}{2.0 d^{0.25} - 1.7}$$

$$b_s = 2\pi(r + d_1)$$

D 2 入力データ

σ_{cu} : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)

ρ_1 : スラブ正モーメント部分 (スラブ中央) の鉄筋比

ρ_2 : スラブ負モーメント部分 (スラブ周辺) の鉄筋比

l : 正方形スラブの一辺 (cm)

r : 円形荷重の載荷半径 (cm)

正方形あるいは長方形載荷のときには載荷周長が等しいように r を定める。

d_1 : スラブ正モーメント部分 (スラブ中央) の有効厚 (cm)

d_2 : スラブ負モーメント部分 (スラブ周辺) の有効厚 (cm)

h : スラブの版厚 (cm)

E : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)

E が求められていないときには、土木学会コンクリート標準示方書の値を用いてよい。

I : 周辺補剛はりの断面二次モーメント (cm⁴)
全断面有効とし、鉄筋面積も含むものとする。

A_0 : 周辺補剛はりの断面積 (cm²)

全断面有効とし、鉄筋面積も含むものとする。

D 3 出力データ

Jl_c : 周辺補剛はりスパン中央の水平変形 (cm)

δ_c : スラブ中央たわみ (cm)

F_1 : スラブ載荷周囲の単位幅の面内力 (kg/cm)

w : スラブ端部の単位幅の面内力 (kg/cm)

P_{flex1} : 面内力を考慮した曲げ耐力 (t)

P_{shear2} : 面内力を考慮したせん断力 (t)

τ : せん断強度

K : 周辺補剛はりの剛性の係数

s : スラブ剛性の係数

D 4 プログラムおよび計算例

D 1 ~ D 3 に述べたプログラムおよび計算例を、次頁以降に示す。使用した電子計算機は、TOSBAC 5600/160 システムである。

```

1      C      MAIN          * CALCULATION C *
2      COMMON / DIVNO/ ICR,ILP,IDEBUG(5)
3      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
4      ICR = 5
5      ILP = 6
6
7      C
8      10 CONTINUE
9      CALL INPOUP (IFIRST, IEND)
10     IF( IEND.EQ.1 ) GO TO 20
11     IF( IEND.EQ.1 ) GO TO 20
12     CALL SOLUT
13     IFIRST = 1
14     GO TO 10
15     20 CONTINUE
16     STOP
17     END

1      SUBROUTINE INPOUP (IFIRST, IEND)
2      COMMON / DIVNO/ ICR,ILP,IDEBUG(5)
3      COMMON / INPUT/ VA(12)
4      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
5      IF( IFIRST.NE.0 ) GO TO 10
6      WRITE(ILP,6040)
7      READ(ICR,5010) (IDEBUG(I),I=1,5)
8      WRITE(ILP,6030) (IDEBUG(I),I=1,5)
9      10 CONTINUE
10     READ(ICR,5000,END=999) (VA(I),I=1,12)
11     WRITE(ILP,6020)
12     WRITE(ILP,6000) (VA(I),I=1,12)
13     IEND = 0
14     RETURN
15     999 CONTINUE
16     IEND = 1
17     RETURN
18     5000 FORMAT( 9F5.0,2E10.2,2F5.0 )
19     5010 FORMAT( 5I1 )
20     6000 FORMAT( 1H ,F7.0,F11.0,2F10.4,F9.1,4F10.1,16F12.2,2F11.2,4PF9.0 )
21     6020 FORMAT( ///1H ,19HI N P U T   D A T A ,
22     1      /1H ,7H   S=GU,6X,4HS=SY,7X,2HP1,8X,2HP2,8X,1HI,9X,1HR,
23     2      9X,2HD1,8X,2HD2,8X,1HH,9X,1HE,11X,1HI,8X,2HA0,
24     3/1H ,2(10H(KG/CM**2),1X),15X,5(6X,4H(CM)),3X,10H(KG/CM**2),
25     4 3X,7H(CM**4),3X,7H(CM**2))
26     6030 FORMAT(///1H ,49HD F B U G   S W I T C H ( =1 PRINT , =0 NO PRINT
27     1      ,2H )/1H0,8X,1HI,4X,17H1 2 3 4 5,
28     2      /1H ,12H IDEBUG(I) =,12,4(2H ,,12) )
29     6040 FORMAT( ///1H ,20X,10(1H*),5X,21HC A L C U L A T I O N ,
30     1      5X,1HC,5X,10(1H*) )
31     END

```

```

1      SUBROUTINE SOLUT
2      COMMON / DIVNO/ ICR,ILP,IDEBUG(5)
3      COMMON / INPUT/ SGW,SGSY,SP1,SP2,SL,SR,SD1,SD2,SH,E,RI,AREA
4      DIMENSION AA(5),XX(4),LOOP(5)
5      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
6      CALL ALGER (AA)
7      N = 4
8      CALL NEWTN2 ( AA,XX,LOOP,0,1,0E-5,N,0,KYO )
9      IF( N.NE.KYO ) N=KYO-1
10     IF( N.GE.1 ) GO TO 20
11     WRITE(ILP,6030)
12     RETURN
13     20 CONTINUE
14     IF( IDEBUG(2).EQ.0 ) GO TO 30
15     WRITE(ILP,6040) (XX(I),II=1,N)
16     30 CONTINUE
17     WRITE(ILP,6000)
18     WRITE(ILP,6050)
19     ICOUNT = 0
20     DO 40 K=1,N
21     DX1 = XX(K)
22     DD = DX1/SD1
23     DD = DABS(DD)
24     IF( DD.GT.0.5 ) GO TO 40
25     ICOUNT = ICOUNT+1
26     CALL RESULT (DX1)
27     40 CONTINUE
28     IF( ICOUNT.GE.1 ) RETURN
29     WRITE(ILP,6520)
30     WRITE(ILP,6040) (XX(I),II=1,N)
31     RETURN
32     6000 FORMAT( /1H ,35H C A L C U L A T E D   R E S U L T S )
33     6030 FORMAT( /1H ,34H --- DX1 WA GIKKUN WO MOTANAI --- )
34     6040 FORMAT( 1H ,3X,5HDX1 =,1PE14.5,3(1H,,E14.5) )
35     6050 FORMAT( 1H ,4X,8HDELTA LC,6X,6HDELTAC,9X,2HF1,10X,1HW,9X,
36     1      6HPFLEX1,5X,7HPSHEAR2,8X,3HTAU,8X,1HK,11X,1HS,11X,3HK/S,
37     2/1H ,2(8X,4H(CM)),1X,2(5X,7H(KG/CM)),2(9X,3H(T)),4X,10H(KG/CM**2) )
38     6520 FORMAT( /1H0,30H***** DX1/D .GT. 0.5 ***** ,
39     1      /1H ,30H***** DX1/D .LT. -0.5 ***** )
40     END

```



```

1      SIIBROITINE ALGER (AA)
2      COMMON / DIVNO / ICR,ILP,IDEBUG(5)
3      COMMON / INPUT / SGW,SGSY,SP1,SP2,SL,SR,SD1,SD2,SH,E,RI,AREA
4      COMMON / VALUE / A1,A2,D1,D2,H1,H2,RK,SS
5      COMMON / COFF / O,P,QQ,RR,V,WW,X,Y
6      DIMENSION AA(5)
7      IMPLICIT REAL*(A-H,O-Z)
8      A10 = 0.4*SD1*SGW
9      A11 = SGSY*SP1*SD1
10     A20 = 0.4*SD2*SGW
11     A21 = SGSY*SP2*SD2
12     A1 = A10-A11
13     A2 = A20-A21
14     PT1 = SP1*SD1/SH
15     PT2 = SP2*SD2/SH
16     QT0 = 1.11*SGW
17     QT1 = PT1*SGSY/QT0
18     QT2 = PT2*SGSY/QT0
19     SGO = 0.425*SH
20     SG1 = (SGO+SD1*QT1)/(0.85*QT1)
21     SG2 = (SGO+SD2*QT2)/(0.85*QT2)
22     D1 = (0.8*SG1-0.34*SD1)*SGW
23     D2 = (0.8*SG2-0.34*SD2)*SGW
24     H1 = A10*(SG1-0.212*SD1)+A11*(SD1-SG1)
25     H2 = A20*(SG2-0.212*SD2)+A21*(SD2-SG2)
26     RMUE = 0.17
27     G = E/(2.*(1.+RMUE))
28     SL2 = SL*SL
29     SL4 = SL2*SL2
30     RK1 = 1.414213542*SL4/(768.*E*RI)
31     RK2 = 4.242640686*SL2/(32.*AREA*G)
32     RK = RK1+RK2
33     SS1 = 3.*(1.-RMUE+RMUE)/(3.141592653+E*SH+SH*SH)
34     SS2 = 0.25*SR*SR*DL0G(2.*SR/SL)-3.*SR*SR/16.*SL*SL/16.
35     SS = SS1+SS2
36     IF( IDEBUG(1).EQ.0 ) GO TO 20
37     WRITE(ILP,6020) A1,A2,PT1,PT2,QT1,QT2,SG1,SG2,D1,D2,H1,H2,G,RK,SS
38     20 CONTINUE
39     C
40     O = (A2-A1)/(O.R*SGW)
41     P = -O.R*SGW*RK
42     QQ = A1*RK
43     RR = -0.34*SGW
44     S = 6.283185306/(SL-2.*SR)
45     T = SR+0.5*SL
46     U = 1.5*SL-SR
47     V = S*RR*(T+U)
48     WW = S*(-T*D1+2.*O*RR*U-U*D2)
49     X = S*(T*H1+U*(O*O*RR-D2*O+H2))
50     Y = SS/O.15
51     ALPH = 3.0
52     Z = ALPH*(SL-2.*SR)
53     AA(1) = 0.5*V+V*Y*Y
54     AA(2) = Y*(V+WW+Y-V)
55     AA(3) = Y*(0.5*Y*(WW*WW+2.*V*X)-WW)
56     AA(4) = WW*X+Y*Y+P+Z-X*Y
57     AA(5) = 0.5*X*X+Y*Y+QQ*Z
58     IF( IDEBUG(2).EQ.0 ) RETURN
59     WRITE(ILP,6010)
60     WRITE(ILP,6000) (AA(I),L=1,5)
61     RETURN
62     4000 FORMAT( 1H ,23HALGEBRAIC EQUATION
63     1      29H( DX1 = AN UNKNOWN VARIABLE ),
64     2      /1H ,3X,1H(,1PE13.5,11H ,)DX1**4 +(,E13.5,11H ,)DX1**3 +(,
65     3      E13.5,11H ,)DX1**2 +(,E13.5,8H ,)DX1 +(,E13.5,7H ,) = 0.,
66     4      /1H ,36CALCULATION BY NEWTON-RAPHSON METHOD )
67     6010 FORMAT( 1H0,26H---- DEBIIG SWITCH = 2 ---- )
68     6020 FORMAT( 1H0,26H---- DEBIIG SWITCH = 1 ---- )
69     1      /1H ,6X,2HA1,10X,2HA2,10X,3HPT1,9X,3HPT2,9X,3HQT1,9X,
70     2      3HOT2,9X,3HSG1,9X,3HSG2,9X,2HD1,10X,2HD2,
71     3      /1H ,1P10E12.4/ 1H ,6X,2HH1,10X,2HH2,11X,1HG,
72     4      11X,1HV,11X,1HS/ 1H ,10E12.4 )
73     END

```

```

1      SUBROUTINE NEWTN2(A, X, LOOP, X0, EPS, N, IFL, III)
2      COMMON / DIVNO / ICR, IIP, IDEBUG(5)
3      DIMENSION A(1), X(1), LOOP(1)
4      DIMENSION B(101), C(101)
5      IMPLICIT REAL*8(A-H, O-Z)
6      B(1) = A(1)
7      C(1) = B(1)
8      IF(EPS.LE.0.0) EPS = 0.0001
9      XW2 = X0
10     DO 10 I=1, N
11         III = I
12         LL = 0
13         IP = N - I + 2
14         50 CONTINUE
15             LL = LL + 1
16             IF(LL.GT.200) GO TO 90
17             DW = 0.0
18             XW = XW2
19             IF(IFL) 45, 40, 45
20             45 CONTINUE
21                 WRITE(6, 110) LL, XW
22                 110 FORMAT(110, E15.4)
23                 40 CONTINUE
24                     DO 20 J=2, IP
25                         B(J) = A(J) + XW * B(J-1)
26                         C(J) = B(J) + XW * C(J-1)
27                         IF(J.EQ.2) GO TO 20
28                         DW = C(J-2) + XW * DW
29                 20 CONTINUE
30                     XW2 = XW - B(IP) / (C(IP-1) - 0.5 * B(IP) * DW / C(IP-1))
31                     IF(DABS((XW2-XW) / XW2) .GT. EPS) GO TO 50
32                     LOOP(I) = LL
33                     X(I) = XW2
34                     DO 30 J=1, IP
35                         A(J) = B(J)
36                 30 CONTINUE
37                 10 CONTINUE
38                 RETURN
39                 90 CONTINUE
40                     IF(IDEBUG(2).EQ.0) RETURN
41                     WRITE(6, 100) I, XW2, LL
42                 100 FORMAT(1H, 110, 3H GI, E15.4, 5X, 9H LOOP OVER, 16)
43                     RETURN
44                     END

```

```

1      SUBROUTINE RESULT (DX1)
2      COMMON / DIVNO/ ICR,ILP,IDEBUG(S)
3      COMMON / INPUT/ SGW,SGSY,SP1,SP2,SL,SR,SD1,SD2,SH,E,RI,AREA
4      COMMON / VALUE/ A1,A2,D1,D2,H1,H2,RK,SS
5      COMMON / COFF/ O,P,QO,RR,V,W,X,Y
6      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
7      F1 = -0.8*SGW*DX1+A1
8      DX2 = DX1+O
9      W = F1
10     DLC = P*DX1+QO
11     RMU1 = RR*DX1**2-O1*DX1+H1
12     RMU2 = RR*DX1**2+(2.*O+RR-D2)*DX1+(O*O+RR-D2*O+H2)
13     PFLEX1 = V*DX1*DX1+W*DX1+X
14     DELTAC = Y*PFLEX1
15     C
16     QO = 3.141592653*(SR+SD1)
17     O1 = SD1*DSQRT(SGW)
18     Q = 3.70*QO*Q1
19     R = (F1+W)/(3.08*PFLEX1*Q1)
20     RD = 1./(-1.7+2.*SD1**0.25)
21     B3 = 2.*QO
22     QR = Q*R
23     QR2 = QR*QR+4.
24     PSHEA1 = 0.5*Q*(QR+DSQRT(QR2))
25     PSHEA2 = PSHEA1*RD
26     TAU = PSHEA2/(B3*SD1)
27     C
28     RKS = RK/SS
29     PFLFX1 = PFLEX1/1000.
30     PSHEA2 = PSHEA2/1000.
31     WRITE(ILP,6010) DLC,DELTAC,F1,W,PFLEX1,PSHEA2,TAU,RK,SS,RKS
32     IF( IDEBUG(3),EQ,0 ) GO TO 10
33     WRITE(ILP,6000) F1,W,DLC,RMU1,RMU2,DX1,DX2,DELTAC,PFLEX1
34     10 CONTINUE
35     RETURN
36     6000 FORMAT( /1H ,26H---- DEBUG SWITCH = 3 ----,
37     1 /1H ,8X,2HF1,11X,1HW,8X,8HDELTA LC,8X,3HMU1,10X,5HMU2,
38     2 /10X,3HDX1,10X,3HDX2,8X,6HDELTAC,7X,6HPFLEX1,
39     3 /1H ,1P9E13.4 )
40     6010 FORMAT( /1H ,F12.5,F12.3,2F12.0,F12.1,F12.2,F12.1,1P2E12.2,0PF12.2)
41     END

```

***** C A L C U L A T I O N C *****

DEBUG SWITCH (=1 PRINT , =0 NO PRINT)

I 1 2 3 4 5
 IDEBUG(I) = 0 , 0 , 0 , 0 , 0

INPUT DATA

S=CU	S=SY	P1	P2	I	R
(KG/CM**2)	(KG/CM**2)			(CM)	(CM)
240.	3000.	0.0050	0.0100	300.0	22.5

D1	D2	H	E	I	A0
(CM)	(CM)	(CM)	(KG/CM**2)	(CM**4)	(CM**2)
21.0	21.0	26.0	2.70E 05	1.00E -06	2850.

CALCULATED RESULTS

DELTA LC	DELTAC	F1	W	PFLEX1
(CM)	(CM)	(KG/CM)	(KG/CM)	(T)
0.01219	1.235	133.	133.	179.2

PSHEAR2	TAU	K	S	K/S
(T)	(KG/CM**2)			
71.97	12.5	9.15E-05	1.03E-06	88.54