

# 区間強度法による腹鉄筋を用いないRC梁のせん断耐力の算定

檜貝 勇\*

一般的な荷重の作用を受けるRC梁のせん断耐力を算定しようとする場合には、梁としてのマクロなせん断強度ではなく、各断面のせん断強度を明らかにする必要がある。本研究では、まず、斜めひびわれを有する有限長さの区間におけるせん断強度（区間強度）を実験的に検討した。ついで、区間強度を適用して、等分布荷重および多点集中荷重を受ける単純梁のせん断耐力を算定する方法を提案し、その妥当性を示した。

**Key Words** : reinforced concrete beams, shear strength, uniformly distributed load, multiple concentrated loads, zone shear strength method

## 1. まえがき

腹鉄筋を用いない鉄筋コンクリート単純梁が、単一のまたは対称な二つの集中荷重を受ける場合のせん断耐力はかなり精度良く算定できるようになっている。例えば、二羽<sup>1)</sup>は、そのような場合の耐力算定式として式(1)を示している。

$$V_u = 0.94 f_c^{1/3} p_w^3 (100/d)^{1/4} (0.75 + 1.4d/a) b_w d \quad (1)$$

ここで、 $f_c$ : コンクリートの圧縮強度 [kgf/cm<sup>2</sup>]  
 $p_w$ : 引張鉄筋比 =  $100 \cdot A_s / (b_w \cdot d)$  [%]  
 $a$ : せん断スパン長  
 $d$ : 有効高さ [cm]  
 $b_w$ : ウエブの幅  
 $A_s$ : 引張鉄筋断面積

式(1)は、破壊断面の位置に関する情報を与えていない。このことは、梁のどこかの断面の耐力ではなく、一個の「梁」としてのマクロな耐力を考えていることに相当する。

しかし、このような観点では、例えば等分布荷重が作用する場合、あるいは、複数の集中荷重が作用する場合などのように、どこで破壊が起こるかということが問題になるケースには対応し難い。

曲げモーメントに対しては、各断面の耐力と作用する曲げモーメントとを明らかにしつつ解析・設計がなされており、せん断力に対してもこれと同一の取扱いができるのが望ましい。そのためには、梁の各断面についてせん断耐力を明らかにすることが必要となる。

単一の集中荷重を受ける単純梁のせん断耐力に関して、せん断スパン比 ( $a/d$ ) の影響が大であり、 $a/d$  の

値が小さいほどせん断耐力が増加することは周知の事実である。また、その理由としては、集中荷重および支点反力の作用によってウエブのコンクリートに局部的な鉛直方向の圧縮応力  $\sigma_v$  が発生し、これによってウエブの主引張応力  $\sigma_1$  が減少するためであるとする考え方が有力である。この説に従えば、ある断面のせん断耐力は、その断面が載荷点に近いほど、また、支点到近いほど増加することになる。

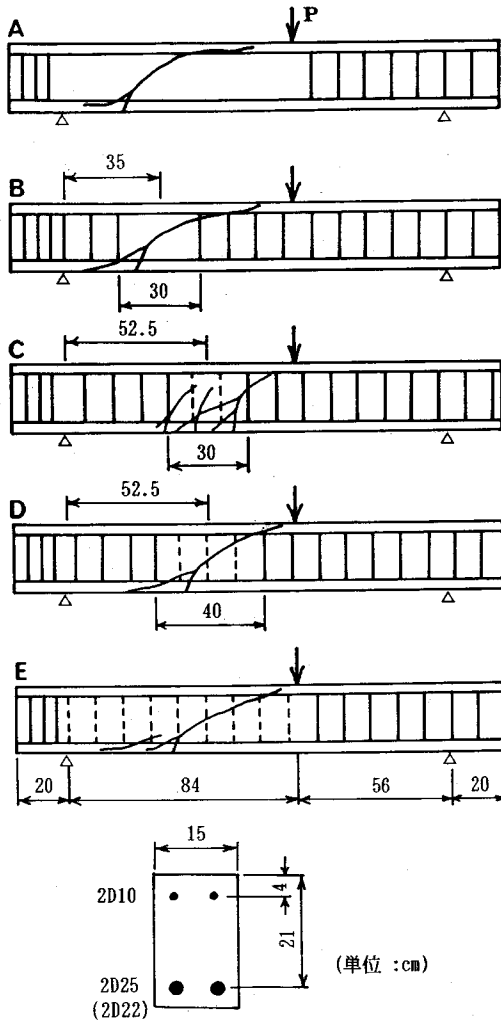
本研究は、上記のような観点に立ち、せん断補強鉄筋を用いない梁の各断面のせん断耐力と支点・載荷点からの距離との関係を実験的に明らかにするとともに、得られた関係を応用して、等分布荷重または多点集中荷重を受ける梁のせん断耐力を算定し、これを実験結果と比較することにより、その妥当性を検証しようとするものである。

なお、せん断破壊は斜めひびわれの発生・発達によって引き起こされるものであるから、せん断耐力を検討する断面としては、部材軸に直交する断面ではなく、斜めひびわれに沿った斜めの断面とするのが正しいとも思われるが、ここでは、斜めひびわれを含む有限長さの区間を考え、その区間内でせん断破壊が起こる場合の耐力（区間強度）を検討することにした。これは、有限の区間長さを縮めて行けばやがて鉛直断面に収束するので、曲げ強度とせん断強度の両者を考える場合に便利であることなどを考慮したためである。

## 2. 区間強度を求める実験方法の検討

せん断補強鉄筋を用いない通常の梁供試体を用いたせん断破壊実験では、破壊のひきかねとなる斜めひびわれの位置は、せん断スパン比 ( $a/d$ ) など供試体の条件に応じて定まってしまうので、そのような実験によって求められるのは、最も弱い区間のせん断強度だけであって、スパン全長にわたる全ての区間のせん断強度を求めるこ

\*工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科  
 (〒400 甲府市武田4-3-11)



図一 予備実験供試体

表一 予備実験結果の概要

| No. | $f_c'$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 破壊荷重<br>$P_u$ (tf) | 斜めひびわれ<br>位置 $x$ (cm) | 破壊形式 |
|-----|----------------------------------|--------------------|-----------------------|------|
| A   | 218                              | 11.5(1.00)         | 35.0                  | せん断  |
| B   | 248                              | 15.4(1.34)         | 38.2                  | せん断  |
| C   | 288                              | 21.7[1.42]         | -                     | 曲げ   |
| D   | 277                              | 16.2[1.06]         | 56.3                  | せん断  |
| E   | 252                              | 15.3[1.00]         | 52.5                  | せん断  |

であった。このような影響を取り除く方法としては、試験区間の長さをより大きくすることが考えられるが、その場合、斜めひびわれ位置を限定することが困難になり、実験の目的にはそぐわないと考えた。もう一つの方法として考えられたのは、逆に、試験区間にも少量のスターラップを配置することにより、試験区間外のスターラップの影響を取り除けないかということである。

そこで、図一に示したように、試験区間には $\phi 3.2$ のスターラップ(破線)を、それ以外には $D 10$ のスターラップ(実線)をそれぞれピッチ10 cmで配置した供試体CおよびDを作製して載荷試験を実施した。試験区間の長さは、C供試体では30 cm (1.43  $d$ )、D供試体では40 cm (1.90  $d$ )とした。また、耐力の比較のため、および、斜めひびわれ位置を確認して試験区間の位置を設定するために、せん断スパン全体にわたって $\phi 3.2$ スターラップを10 cmピッチに配置したE供試体の載荷試験も行った。これらの実験結果の概要は表一にあわせて示した。

試験区間長を30 cmとしたC供試体では、斜めひびわれが十分に発達する以前に曲げ破壊を起こしており、試験区間外に配置したスターラップの影響によるせん断耐力の増加が明かであるが、試験区間長を40 cmとしたD供試体では、斜めひびわれ発生位置、せん断破壊荷重ともに、スターラップを一樣に配置したE供試体の結果とほぼ一致しており、試験区間外のスターラップの影響は十分に小さくなったものと判断された。図一には、破壊の原因となった主斜めひびわれの状況も記入した。なお、表一の斜めひびわれ位置 $x$ は、支点から、斜めひびわれが有効高さの中央を横切った断面までの距離で表現している。

以上の結果から、これ以後の実験においては、D供試体に準じて、試験区間の長さを40 cmとし、試験区間には $\phi 3.2$ スターラップを、それ以外には $D 10$ スターラップをそれぞれ10 cmピッチに配置することとした。

この実験に用いた梁供試体の断面は、幅15 cm有効高さ21 cmの矩形断面で、引張鉄筋比( $p_w$ )は試験区間にスターラップを配置していない供試体A、Bでは2.46% (2D22)、スターラップを配置した供試体C~Eでは3.22% (2D25)であり、せん断スパン比( $a/d$ )はすべて4.00である。また、使用した鉄筋の性質は表

とは不可能である。

それで、ここでは、せん断強度を求めたい区間(以後、試験区間と呼ぶ)のせん断補強量を他の区間よりも著しく少なくし、試験区間に発生した斜めひびわれによって強制的にせん断破壊を起こさせる方法を考案した。

まず、図一に示すような、せん断スパンにせん断補強鉄筋を全く配置していない通常の梁(A供試体)のせん断試験を行って、そのせん断破壊荷重および斜めひびわれの発生位置を確認した。次に、同図に示すように、A供試体の斜めひびわれ部に相当する区間(試験区間)を除いてスターラップで補強したB供試体を作製し、その載荷試験を実施した。実験の結果は表一に示したとおりで、A、B供試体において斜めひびわれ発生位置には差が無いものの、B供試体のせん断破壊荷重はAの1.34倍に達しており、試験区間以外の部分に配置したスターラップの影響によるせん断耐力の増加が明らか

表-3 区間強度を求める実験の結果

| 供試体番号 | a/d | $x_n/d$ | $f_c'$<br>kgf/cm <sup>2</sup> | $V_u$<br>tf | $v_u$<br>kgf/cm <sup>2</sup> | x/d  | $V_{ucal}$<br>kgf/cm <sup>2</sup> |
|-------|-----|---------|-------------------------------|-------------|------------------------------|------|-----------------------------------|
| 1A    | 2.0 | 1.0     | 283                           | 14.68       | 46.61                        | 1.21 | 41.03                             |
| 1B    | 2.5 | 1.0     | 284                           | 7.62        | 24.19                        | 1.18 | 27.72                             |
| 1C    | 3.0 | 1.0     | 264                           | 9.41        | 29.87                        | 1.68 | -                                 |
| 1E    | 4.0 | 1.0     | 260                           | 6.25        | 19.87                        | 1.51 | 19.75                             |
| 2C    | 3.0 | 2.0     | 292                           | 9.06        | 28.77                        | 2.14 | 31.02                             |
| 2D    | 3.5 | 2.0     | 279                           | 7.37        | 23.39                        | 2.14 | 21.79                             |
| 2E    | 4.0 | 2.0     | 278                           | 6.63        | 21.05                        | 1.98 | 19.12                             |
| 2F    | 5.0 | 2.0     | 260                           | 6.83        | -                            | -    | -                                 |
| 3E    | 4.0 | 3.0     | 255                           | 7.66        | 24.32                        | 3.01 | 25.63                             |
| 3F    | 5.0 | 3.0     | 272                           | 6.83        | 21.69                        | 3.62 | 20.72                             |
| D     | 4.0 | 2.5     | 277                           | 6.43        | 20.42                        | 2.68 | 21.56                             |
| E     | 4.0 | -       | 252                           | 6.11        | 19.39                        | 2.50 | 19.95                             |

表-2 使用した鉄筋の性質

| 種類    | 降伏点<br>kgf/cm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> |
|-------|----------------------------|--|
| φ 3.2 | 3838                       | 2.07   |
| D10   | 3820                       | 1.86   |
| D22   | 3455                       | 1.77   |
| D25   | 3602                       | 1.94   |

—2に示した。載荷試験にあたっては、支点および載荷点に鋼支圧板（幅8cm，厚さ3cm）を用いた。

### 3. 区間強度を求める実験の概要

せん断スパン長が  $a$  である梁において、ある区間のせん断強度 ( $v_u$ ) は、支点からその区間までの距離 ( $x_n$ )、および、載荷点からその区間までの距離 ( $a-x_n$ ) によって定まると仮定する。すなわち、区間強度は式(2)のように表されるものと仮定したのである。なお、ここでは、便宜上支点から試験区間の中央までの距離によって試験区間の位置を表すこととした。

$$v_u = f(x_n/d, (a-x_n)/d) \cdot v_0 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $v_0$  は、梁の断面形状・寸法、コンクリートの品質およびせん断補強鉄筋の配置・品質によって定まる断面に固有のせん断強度で、理想的には、試験区間が支点および載荷点から無限遠にあって、それらによる影響をまったく受けない場合のせん断強度を表すものである。

実験供試体の概要は図-2に示したとおりである。梁の断面は予備実験のD供試体と同一である。また、予備実験の結果に従って、スターラップはφ3.2およびD10をピッチ10cmで配置し、試験区間の長さは40cmとした。支点から試験区間の中央までの距離  $x_n$  は1.0d(21cm)，2.0d(42cm) および3.0d(63cm)とした。同じ位置に試験区間を持つ梁を2~4体づつ作製し、それぞれ異なる位置 ( $a/d$ ) に集中荷重を載荷することによって、試験区間のせん断強度に及ぼす  $x_n/d$  および  $(a-x_n)/d$  の影響を求めることとしたのである。実験における  $a/d$  の範囲は2.0~5.0である。

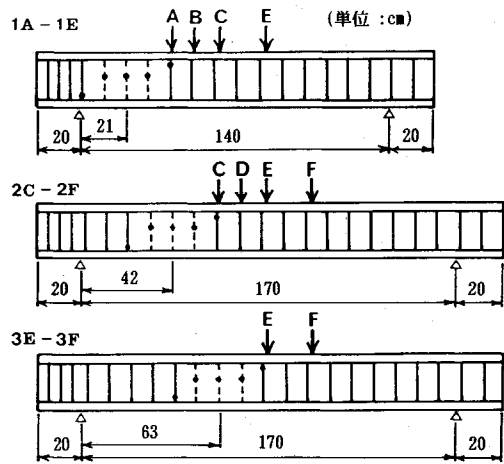


図-2 区間強度を求める実験の供試体

試験区間内の3本のφ3.2スターラップおよび試験区間に隣接する2本のD10スターラップには、図-2に丸印で示したように歪ゲージを取り付けて、歪を計測した。後者の歪ゲージの目的は、斜めひびわれの発生位置が予定より大きくずれた場合に、ひびわれが試験区間の外にあるスターラップを横切り、区間強度を正しく求められないおそれがあるので、そのような状況になっているかどうかを検出することである。

実験における計測項目は、荷重およびスターラップの歪であり、ひびわれの発生・発達状況は目視で観察した。支点および載荷点には、2. と同一の鋼支圧板を用いた。載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度 ( $f_c'$ ) は表-3に示した。また、用いた鉄筋の力学的性質は表-2と同一である。

### 4. 区間強度式の検討

載荷試験結果の概要は表-3に示したとおりである。2F供試体は曲げ破壊したが、それ以外はすべて試験区間に発生した斜めひびわれが原因となってせん断破壊を

起こした。破壊時には試験区間に配置したφ3.2のスターラップはすべて降伏したことが確認されている。

なお、1C供試体については、斜めひびわれが試験区間外(載荷点)側のスターラップを横切っており、歪計測の結果からもこのスターラップによる影響が明かに認められた。それで、以後の検討においては、これら2供試体のデータは用いないこととした。表-3には、区間強度の検討に使用できる予備実験供試体D、Eの結果もあわせて示した。

本研究の目的は、せん断補強鉄筋を配置していない梁の区間強度を求めることであり、具体的には式(2)の関数*f*を決定することである。しかし、2.で述べたように、実験の都合上、試験区間には少量のスターラップが配置されている。スターラップの補強効果に関しては現在でもなお検討を要する点も多いが、ここでは簡単に修正トラス理論に基づいて、*v<sub>0</sub>*を式(3)のように表すこととした。

$$v_0 = v_c + r \cdot f_{vy} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、*r* : 腹鉄筋比 =  $A_w / (b_w \cdot s)$

*f<sub>vy</sub>* : スターラップの降伏点

*A<sub>w</sub>* : スターラップ一組の断面積

*s* : スターラップの間隔

本実験においては、試験区間の  $r \cdot f_{vy}$  は 4.04 kgf/cm<sup>2</sup> である。

*v<sub>c</sub>* はせん断補強鉄筋がない断面のせん断強度で、式(4)で表されるとした<sup>2)</sup>。

$$v_c = 0.94 f_c^{1/3} (1 + \beta_p + \beta_d) \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta_p = (\rho_w)^{1/2} - 1 \leq 0.732$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} - 1$$

表-3および図-3に示した実験結果から明らかなように、ある区間のせん断強度 *v<sub>u</sub>* は、載荷点から斜めひびわれまでの距離  $(a-x)/d$  が 1.5 程度以上の場合には、支点から斜めひびわれまでの距離 *x/d* の値にかかわらず約 20 kgf/cm<sup>2</sup> で、ほぼ一定の値であるが、 $(a-x)/d$  が 1 以下になると急激にせん断強度が増加する。また、この傾向は *x/d* が小さい場合に特に顕著である。

このような傾向を適切に表現できる可能性があると思われる関数を複数選定し、実験データを用いた非線形最小乗法<sup>3)</sup>によって関数*f*を検討した結果、双曲線関数を用いた式(5)の精度が最良であった<sup>4)</sup>。なお、関数*f*の検討においては、試験区間の中央位置 *x<sub>n</sub>* ではなく、実際の斜めひびわれ発生位置 *x* を用いた。

$$f = 0.958 \cdot [\coth(x/d)]^{1.360} \cdot [\coth((a-x)/d)]^{1.484} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\coth(t) = (e^t + e^{-t}) / (e^t - e^{-t})$  である。

表-3に示した 10 供試体について、式(5)による

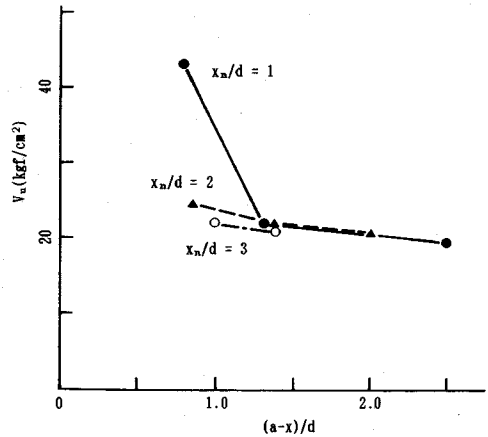


図-3 支点および載荷点からの距離の影響

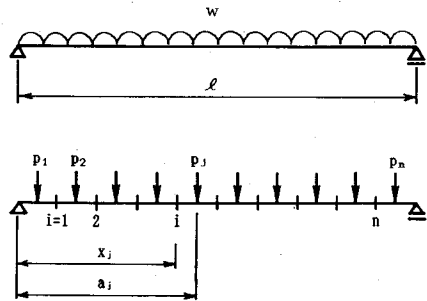


図-4 等分布荷重の集中荷重への置換

せん断強度の計算値 *v<sub>u,cal</sub>* と実験値 *v<sub>u</sub>* の比の平均値は 1.00 であり、変動係数は 8.0% であって、式(5)の推定精度は十分に良好であると考えられる。それで、これ以後、区間強度式として式(5)を用いることとした。

### 5. 等分布荷重を受ける単純梁への適用

等分布荷重を受ける単純梁のせん断耐力の算定に区間強度式を応用しようとする場合には、分布荷重をなんらかの形で集中荷重に置き換える必要がある。また、複数の集中荷重に置換した場合には、さらに、複数の荷重による相互作用も考慮する必要がある。

まず、図-4に示すように、等分布荷重を多数(*n*個)の集中荷重群(*P<sub>1</sub>~P<sub>n</sub>*)に置き換えることとする。

$$P_j = w \cdot l / n \dots\dots\dots (6)$$

ここで、*w* は等分布荷重、*l* はスパン長である。

各集中荷重 *P<sub>j</sub>* に対する *i* 断面(支点から距離 *x<sub>i</sub>* の断面)のせん断耐力は式(2)および式(5)で表されるのであるが、ここでは、断面の耐力が *f* 倍になるとするかわりに、断面耐力は一定であって、作用せん断力が *1/f* 倍に減少すると考えることとし、この仮想的なせん断力を「有効せん断力(*V<sub>e</sub>*)」と称する。結局、荷重 *P<sub>j</sub>* による *i* 断面の有効せん断力 *V<sub>ei</sub>* は式(7)のように表

表-4 Leonhardt の実験結果の解析

| 供試体                                     | 実験結果  |                  |                      |         | 区間強度法                   |                                   |                        | 石橋法                     |                                   |                        | 二羽法                     |                                   |                        |
|---|-------|------------------|----------------------|---------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------------------|
|   | l/d   | f <sub>c</sub> ' | P <sub>u</sub><br>tf | x<br>cm | P <sub>ucal</sub><br>tf | P <sub>ucal</sub> /P <sub>u</sub> | X <sub>cal</sub><br>cm | P <sub>ucal</sub><br>tf | P <sub>ucal</sub> /P <sub>u</sub> | X <sub>cal</sub><br>cm | P <sub>ucal</sub><br>tf | P <sub>ucal</sub> /P <sub>u</sub> | X <sub>cal</sub><br>cm |
| 11/1                                    | 5.17  | 355              | 55.10                | 29      | 42.61                   | 0.77                              | 30.0                   | 36.28                   | 0.66                              | 30.0                   | 34.89                   | 0.63                              | 33.0                   |
| 11/2                                    | 5.07  | 355              | 59.63                | -       | 44.47                   | 0.75                              | 30.0                   | 37.66                   | 0.63                              | 30.0                   | 36.24                   | 0.61                              | 33.0                   |
| 12/1                                    | 7.33  | 343              | 40.50                | 29      | 29.41                   | 0.73                              | 34.3                   | 26.14                   | 0.65                              | 34.3                   | 24.23                   | 0.60                              | 31.4                   |
| 12/2                                    | 7.35  | 343              | 32.10                | -       | 29.19                   | 0.91                              | 34.3                   | 25.99                   | 0.81                              | 34.3                   | 24.08                   | 0.75                              | 31.4                   |
| 13/1                                    | 9.16  | 348              | 27.80                | 44      | 24.94                   | 0.90                              | 38.9                   | 22.71                   | 0.82                              | 33.3                   | 21.54                   | 0.77                              | 33.3                   |
| 13/2                                    | 9.19  | 348              | 27.80                | -       | 24.77                   | 0.89                              | 38.9                   | 22.54                   | 0.81                              | 33.3                   | 21.41                   | 0.77                              | 33.3                   |
| 14/1                                    | 10.99 | 337              | 21.39                | 38      | 22.02                   | 1.03                              | 40.9                   | 20.38                   | 0.95                              | 35.5                   | 19.51                   | 0.91                              | 32.7                   |
| 14/2                                    | 10.99 | 337              | 21.48                | -       | 22.02                   | 1.03                              | 40.9                   | 20.38                   | 0.95                              | 35.5                   | 19.51                   | 0.91                              | 32.7                   |
| 15/1                                    | 14.71 | 357              | 19.05                | 43      | 19.37                   | 1.02                              | 45.3                   | 18.39                   | 0.97                              | 37.3                   | 17.98                   | 0.94                              | 32.0                   |
| 15/2                                    | 14.65 | 357              | 20.32                | -       | 19.36                   | 0.95                              | 48.0                   | 18.37                   | 0.90                              | 37.3                   | 17.95                   | 0.88                              | 32.0                   |
| 16/1                                    | 18.32 | 352              | 19.25                | 46      | 17.69                   | 0.92                              | 50.0                   | 16.99                   | 0.88                              | 41.7                   | 16.89                   | 0.88                              | 38.9                   |
| 16/2                                    | 18.25 | 352              | 19.15                | -       | 17.71                   | 0.92                              | 50.0                   | 17.00                   | 0.89                              | 41.7                   | 16.89                   | 0.88                              | 38.9                   |
| 供試体数                                    |       |                  |                      |         | 12                      |                                   |                        | 12                      |                                   |                        | 12                      |                                   |                        |
| P <sub>ucal</sub> /P <sub>u</sub> の平均値  |       |                  |                      |         | 0.90                    |                                   |                        | 0.83                    |                                   |                        | 0.79                    |                                   |                        |
| P <sub>ucal</sub> /P <sub>u</sub> の変動係数 |       |                  |                      |         | 11.1%                   |                                   |                        | 14.0%                   |                                   |                        | 15.0%                   |                                   |                        |

される。

$$V_{ij} = P_j \cdot (l - a_j) / l \quad (j > i)$$

$$= -P_j \cdot a_j / l \quad (j \leq i)$$

$$f_{ij} = 0.958 [\coth(x_i/d)]^{1.360}$$

$$\cdot [\coth((a_j - x_i)/d)]^{1.484} \quad (j > i)$$

$$= 0.958 [\coth((l - x_i)/d)]^{1.360}$$

$$\cdot [\coth((-a_j + x_i)/d)]^{1.484} \quad (j \leq i)$$

$$V_{eij} = V_{ij} / f_{ij} \dots \dots \dots (7)$$

つぎに、複数の集中荷重を受ける場合の断面のせん断破壊基準を定める必要があるが、ここでは、いわゆる「直線被害則」を適用して、*n* 個の集中荷重による有効せん断力の総和が、式 (3) に示す断面の固有耐力 *V<sub>0</sub>* に達するとせん断破壊が生ずるものとして、式 (8) のように仮定した。

$$\sum_{j=1}^n V_{eij} = V_0 \dots \dots \dots (8)$$

以上の手続きおよび仮定を用いることにより、*i* 断面のせん断耐力が求まるので、同様の計算をスパン内の全断面について行えば、それらの中の最小値として梁のせん断耐力が決定され、最小値を与える *x<sub>i</sub>* として破壊断面の位置が決定されるのである<sup>4)</sup>。

等分布荷重を受ける単純梁のせん断強度の算定法に関しては、井畔ら<sup>5)</sup>、石橋ら<sup>6)</sup>、二羽ら<sup>11)</sup>による提案もそれぞれなされている。

井畔らは、Kani の考え方に基づいて、等分布荷重をスパンの 1/4 点に作用する 2 個の等価な集中荷重に置き換え、置換した集中荷重のせん断スパン比 (*a/d*) を用いることによって、集中荷重を受ける梁のせん断耐力を算定する既往の提案式を利用できることを示している。

石橋らは、単純梁のせん断スパンにおける任意断面のせん断耐力 *V<sub>u</sub>* は、載荷荷重の影響を示すせん断耐力

*V<sub>ur</sub>* と支点反力の影響を示すせん断耐力 *V<sub>us</sub>* の和で表されるものと仮定して、式 (9) のように断面のせん断耐力を表した。

$$V_u(x) = V_{ur} + V_{us}$$

$$V_{ur} = V_u(a'_1 = 2(a_1 - x)) / 2$$

$$V_{us} = V_u(a'_1 = 2x) / 2$$

$$V_u = \alpha f_c^{1/3} (1 + \beta_p + \beta_d) b_w d$$

$$\alpha = g(a'_1/d) \dots \dots \dots (9)$$

ここで、*a<sub>1</sub>* は支点と載荷点の支圧板の純間隔でせん断スパン長に相当する値であり、*x* は支点の支圧板端から考慮している断面までの距離である。すなわち、*V<sub>ur</sub>* は *a<sub>1</sub> - x* の 2 倍に相当するせん断スパン長 (*a'<sub>1</sub>*) を有する単純梁のせん断耐力の 1/2 に、*V<sub>us</sub>* は *x* の 2 倍に相当するせん断スパン長 (*a'<sub>1</sub>*) を有する単純梁のせん断耐力の 1/2 に、それぞれ等しいと仮定することにより、各断面のせん断耐力を算定する方法である。複数 (*n* 個) の集中荷重が作用する場合には、各荷重によって考慮している断面に発生するせん断力 (*V<sub>j</sub>*) と、各荷重位置に対応するせん断耐力 (*V<sub>uj</sub>*) の比率の総和が 1 となった時に破壊するという、式 (10) で破壊条件を与えている。

$$\sum_{j=1}^n \frac{V_j}{V_{uj}} = 1 \dots \dots \dots (10)$$

また、等分布荷重を受ける単純梁のせん断耐力を算定する場合には、分布荷重を多数の集中荷重に置き換えて、式 (9) および式 (10) を適用するものとしている。

二羽らの方法は、各断面のせん断耐力に関しては石橋らの式 (9) と同様の考え方であり、断面の破壊基準は著者の式 (8) と同様であるが、独自の耐力算定式を用いているなど、いくつかの相違点がある。

石橋ら、二羽らの方法と著者の方法における主な相違は、前者は、スパン内における断面のせん断耐力の分布

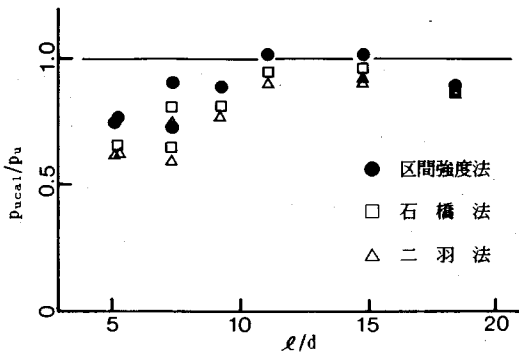


図-5 せん断破壊荷重の計算結果

を、直感的な仮定に基づいて定めているのに対して、後者は、これを実験結果を基礎として定めていることにある。

等分布荷重を受ける単純梁のせん断破壊実験の代表的な例として Leonhardt<sup>7)</sup>の実験がある。Leonhardt が用いた標準的な供試体は、幅 19 cm 有効高さ 27.3 cm の単鉄筋矩形断面で、軸方向鉄筋比は 2.05% である。これらにスパン長を 150 cm から 500 cm として、水圧を利用した等分布荷重を載荷したものである。なお、同様な 2 体の供試体のうち 1 体が曲げ破壊した 17/1 および 17/2 のデータは除外した。また、せん断破壊荷重は供試体の自重も考慮した値である。

表-4 は、Leonhardt の実験結果、ならびに本提案の方法、石橋らの方法および二羽らの方法（以下、それぞれ区間強度法、石橋法、二羽法と略称する）によって算定したせん断耐力および破壊断面位置を示したものである。荷重およびスパンの分割数によって計算結果は当然変化するのであるが、この実験のケースでは 50 分割以上とすれば破壊荷重の算定値はほぼ収束する。ここでは破壊断面位置を約  $0.1d$  の精度で算定するために、スパンを約  $0.1d$  ピッチで等分割（50~180 分割）した断面について計算を行った。同表において、 $l/d$  はスパン有効高さ比、 $P_u$  および  $P_{uca1}$  はそれぞれせん断破壊荷重の実験値および計算値、 $x$  および  $x_{ca1}$  はそれぞれ支点から破壊断面までの距離の実験値および計算値である。 $f'_c$  はコンクリートの圧縮強度で、立方体強度  $\beta_w$  を  $f'_c = 0.85 \beta_w$  として円柱強度に換算した値である。12 個の供試体について、せん断破壊荷重の比 ( $P_{uca1}/P_u$ 、耐力比) の平均値および変動係数は、区間強度法、石橋法、二羽法において、それぞれ 0.90 および 11.1%、0.83 および 14.0%、0.79 および 15.0% であって、著しい差異はないものの、区間強度法による推定精度が最も良好である。

$l/d$  と耐力比の関係は図-5 に示した。区間強度法の場合、 $l/d$  が約 10 以上の範囲では  $P_{uca1}/P_u$  はほぼ 90% 以上であり、耐力の推定精度は良好であるが、 $l/d$  が約 5 のケースおよび約 7 のケースの一部で精度が低下して

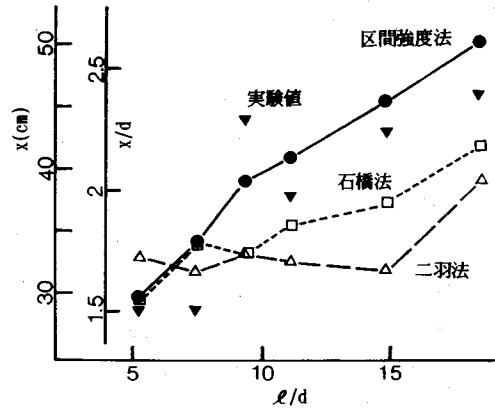


図-6 せん断破壊断面の位置

いる。いずれも斜めひびわれ位置 ( $x/d$ ) が 1.0 に近いと考えられる場合であり、このような場合にはせん断強度自体の変動も大きいこと、また、 $x/d$  が 1 以下の範囲については区間強度を求めるためのデータが十分ではないこと、などがその原因であろうと推察される。

図-6 は  $l/d$  と破壊断面位置  $x$  の関係を示したものである。実験結果にはばらつきが見られるが、全体的には  $l/d$  の増加にともなって  $x$  も単調に増加する傾向である。区間強度法による  $x$  の推定値は、実験と同様の傾向を示しており、値も実験値と大差がない。しかし、石橋法による推定値は  $l/d$  が 8 の付近で不連続な動きを見せている。また、二羽法による推定値は  $l/d$  が 15 以下の範囲でほぼ一定であるなど、いずれも実験結果とは異なった傾向を示している。

以上の結果から、区間強度式を適用した本解析法を用いることによって、等分布荷重を受ける単純梁のせん断耐力および破壊位置を精度良く推定することが可能であることが判明した。

## 6. 多点集中荷重を受ける単純梁への適用

多数の集中荷重を受ける単純梁のせん断破壊に関しては、小林ら<sup>8),9)</sup>が系統的な実験を実施している。

小林らは、幅 20 cm 有効高さ 24 cm で、軸方向鉄筋比 1.61% ( $2D19+D16$ ) の単鉄筋矩形断面で、スパン 288 cm の単純梁に、片側 2 または 4 個の集中荷重を左右対称に載荷してせん断破壊実験を行った。試験時におけるコンクリートの圧縮強度は、すべて  $239 \text{ kgf/cm}^2$  である。荷重の分布は図-7 に概念を示したとおりで、 $K$  および  $L$  シリーズでは等分布、 $M$  および  $N$  シリーズでは、それぞれスパン中央に向かって減少、増加する変分布である。片側各荷重の載荷位置 ( $a_i/d$ ) および破壊荷重時に実測した全ての荷重の大きさの比率は、それぞれ表-5 に示したとおりである。同表において、 $P_u$  はせん断破壊荷重の実験値であるが、これは 4 または 8 個の

表一五 多点荷重載荷試験結果の解析

| No. | 荷重数 | 載荷位置<br>( $a_i/d$ )      | 荷重比率                                       | $a'/d$ | $P_u$<br>(tf) | $P_{ucal}$<br>(tf) | $P_{ucal}/P_u$ | $x_{cal}/d$ |
|-----|-----|--------------------------|--|--------|---------------|--------------------|----------------|-------------|
| K71 | 4   | 1.50, 4.50               | 0.28,0.22,0.23,0.27                        | 3.0    | 21.4          | 19.4               | 0.91           | 1.90        |
| K72 | 4   | 1.00, 3.00               | 0.29,0.21,0.23,0.26                        | 2.0    | 28.4          | 24.1               | 0.85           | 1.50        |
| K73 | 4   | 0.75, 2.25               | 0.28,0.22,0.25,0.25                        | 1.5    | 38.0          | 30.1               | 0.79           | 1.10        |
| K74 | 4   | 0.58, 1.72               | 0.29,0.22,0.24,0.26                        | 1.15   | 64.6          | 46.5               | 0.72           | 0.90        |
| L75 | 8   | 0.75, 2.25<br>3.75, 5.25 | 0.18,0.10,0.13,0.11<br>0.12,0.11,0.10,0.16 | 3.0    | 18.6          | 17.5               | 0.94           | 1.50        |
| L76 | 8   | 0.50, 1.50<br>2.50, 3.50 | 0.20,0.10,0.14,0.07<br>0.09,0.13,0.11,0.17 | 2.0    | 30.6          | 26.4               | 0.86           | 1.20        |
| L77 | 8   | 0.38, 1.13<br>1.88, 2.63 | 0.16,0.13,0.15,0.06<br>0.08,0.12,0.12,0.17 | 1.5    | 50.2          | 37.5               | 0.75           | 0.90        |
| L78 | 8   | 0.29, 0.86<br>1.44, 2.01 | 0.17,0.12,0.11,0.09<br>0.09,0.12,0.11,0.19 | 1.15   | 69.6          | 55.9               | 0.80           | 0.90        |
| M79 | 8   | 0.75, 2.25<br>3.75, 5.25 | 0.27,0.14,0.08,0.02<br>0.01,0.07,0.14,0.27 | 2.0    | 36.6          | 32.0               | 0.87           | 1.30        |
| M80 | 8   | 0.56, 1.69<br>2.81, 3.94 | 0.27,0.14,0.08,0.02<br>0.01,0.07,0.14,0.27 | 1.5    | 49.8          | 38.0               | 0.76           | 1.10        |
| M81 | 8   | 0.43, 1.29<br>2.16, 3.02 | 0.29,0.13,0.08,0.02<br>0.02,0.06,0.13,0.28 | 1.15   | 70.8          | 58.6               | 0.83           | 0.90        |
| N82 | 8   | 0.56, 1.69<br>2.81, 3.94 | 0.07,0.10,0.17,0.17<br>0.19,0.17,0.07,0.07 | 3.0    | 16.2          | 15.4               | 0.95           | 1.50        |
| N83 | 8   | 0.38, 1.13<br>1.88, 2.63 | 0.10,0.10,0.21,0.10<br>0.13,0.21,0.07,0.07 | 2.0    | 33.4          | 24.7               | 0.74           | 1.10        |
| N84 | 8   | 0.28, 0.84<br>1.41, 1.97 | 0.10,0.12,0.18,0.11<br>0.15,0.18,0.09,0.07 | 1.5    | 55.0          | 38.1               | 0.69           | 0.90        |
| N85 | 8   | 0.22, 0.65<br>1.08, 1.51 | 0.07,0.08,0.18,0.16<br>0.13,0.18,0.11,0.09 | 1.15   | 65.0          | 59.6               | 0.92           | 0.70        |

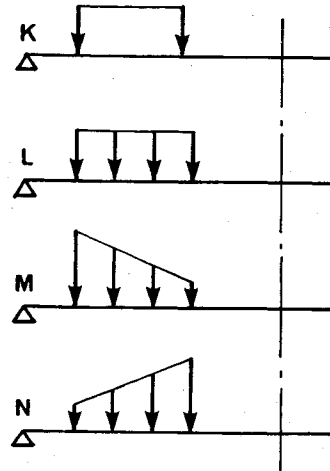
表一六 多点荷重の概要

| シリーズ | 荷重位置<br>$a_i/d$ | 合力作用位置<br>(公称) $a'/d$ | 最大/最小荷重     |
|------|-----------------|-----------------------|-------------|
| K    | 0.58-4.50       | 1.15-3.00             | 1.27- 1.38  |
| L    | 0.29-5.25       | 1.15-3.00             | 1.33- 2.86  |
| M    | 0.43-5.25       | 1.15-2.00             | 13.50-27.00 |
| N    | 0.22-3.94       | 1.15-3.00             | 1.80- 3.00  |

荷重の総和である。荷重の概要は表一六のとおりである。片側2~4個の荷重について、各荷重の位置 ( $a_i/d$ ) は0.22から5.25、荷重合力の作用位置 ( $a'/d$ ) は1.15~3.00で、最大荷重と最小荷重の比率はM、Nシリーズにおいてそれぞれ13.50から27.00、1.80から3.00であって、荷重条件としてはかなり広い範囲をカバーしている。

これら15体の供試体について、5.と同様に区間強度法を適用して算定したせん断破壊荷重 ( $P_{ucal}$ ) および破壊断面位置 ( $x_{cal}/d$ ) は、表一五に併せて示した。なお、計算はスパンを120等分(ピッチ0.1d)した各断面において実施した。

各シリーズ3ないし4体の供試体についての破壊荷重の計算値と実験値の比 ( $P_{ucal}/P_u$ ) の平均値は0.82ないし0.84でほとんど差異はなく、載荷パターンが変わっても破壊荷重の推定精度に特定の傾向は認められない。それで全供試体について耐力比の平均値を求めると0.83であり、耐力比の変動係数は9.8%である。すなわち、区間強度法は、せん断耐力を幾分低めに与える傾向はあるものの、多数の集中荷重を受ける単純梁のせん



図一七 多点荷重の載荷方法

断耐力を十分な精度で推定することができる。と言える。

図一八は、計算上の破壊断面位置 ( $x_{cal}/d$ ) と耐力比の関係を示したものである。 $x_{cal}/d$ が0.9~1.1程度の範囲で耐力比が低下しており、等分布荷重の場合と類似の傾向が認められる。区間強度法の精度を向上させるためには、 $x/d$ が比較的小さい範囲における区間強度のデータを充実させることが重要であろう。

### 7. 結 論

本研究で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) RC梁のせん断耐力を検討するためには、スパン全長にわたる各断面のせん断強度を明らかにする必要がある。

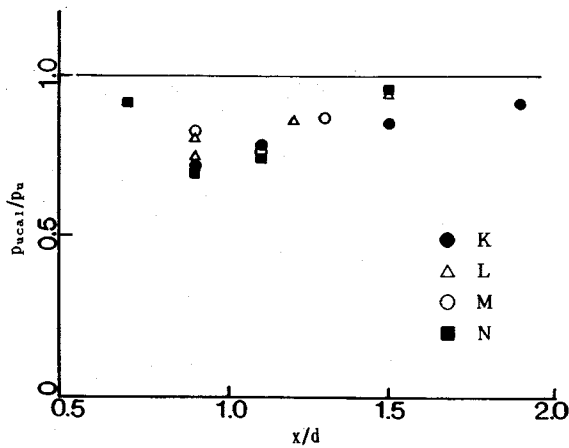


図-8 せん断破壊荷重と破壊断面位置

あるが、斜めひびわれはある区間にわたって発生するので、有限長の区間におけるせん断強度を考えるのが実用的である。

(2) せん断補強鉄筋を用いない矩形断面の梁において、ある区間のせん断強度は、断面の形状寸法および材料の性質によって定まる固有のせん断強度のほか、支点および載荷点からその区間までの距離によって変化し、式(5)のように表すことができる。

(3) 等分布荷重を受ける単純梁のせん断耐力は、分布荷重を多数の集中荷重に置換し、置換した各集中荷重に対して区間強度式(式(5))および破壊条件としての直線被害則(式(8))を適用することにより、精度良く算定することができる。

(4) スパン内に複数の集中荷重が作用する単純梁のせん断耐力は、荷重の作用位置、荷重強度の分布にかかわらず、区間強度式および直線被害則を適用することにより、精度良く算定することができる。

本研究を行うにあたり、貴重な実験データを提供して頂いた、建設省土木研究所コンクリート研究室の小林茂敏室長(当時)、ならびに、実験を担当した山梨大学コンクリート研究室の職員および学生諸君に謝意を表します。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986 年 8 月.
- 2) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, pp.130-141, 1980.8.
- 3) 刀根 薫：BASIC, 培風館.
- 4) 檜貝 勇：等分布荷重を受ける鉄筋コンクリートはりのせん断強度の解析，第 39 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, pp.399-400, 1984 年 10 月.
- 5) 井畔瑞人・塩屋俊幸・野尻陽一・秋山 暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集第 348 号/V-1, pp.175-184, 1984 年 8 月.
- 6) 石橋忠良・斉藤啓一・丸山久一：多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.517-520, 1985 年.
- 7) Leonhardt, F. and Waither, R. : Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau, pp.32-44, 1962.2.
- 8) 小林茂敏・森濱和正・高橋正志：多点載荷されるせん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.493-496, 1984 年.
- 9) 鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料第 2045 号，建設省土木研究所地質化学部コンクリート研究室，1984 年 3 月.

(1992.11.16 受付)

ESTIMATION OF THE SHEAR CAPACITY OF RC BEAMS WITHOUT WEB REINFORCEMENT BASED ON THE ZONE STRENGTH METHOD

Takeshi HIGAI

To calculate shear capacity of RC beams subjected to the general load effect, such as distributed load and/or multiple concentrated loads, it is essential to know the cross sectional shear strength all through the span. In this study, shear strength of a zone including a diagonal crack was first studied experimentally, as the practical alternative to the cross sectional strength. Then, a method for estimating shear capacity of RC beams, named zone shear strength method, was proposed and was proved to be satisfactory.