

V-479

せん断スパン比の小さい低鉄筋比・大型梁のせん断耐力に関する実験的研究

(財)鉄道総合技術研究所	正会員	築嶋 大輔
(財)鉄道総合技術研究所	正会員	渡辺 忠朋
日本鉄道建設公団	正会員	青木一二三
(財)鉄道総合技術研究所	正会員	佐藤 勉

1. はじめに

フーチングの設計は、実験的検討を基にせん断スパン比等の影響を考慮して行われている。しかし、これらの検討は小型の供試体によるものであり、実際のフーチングの様に低鉄筋比・大断面の供試体を用いた実験的検討は行われていないのが実情である。

そこで、フーチングの様にせん断スパン比の小さい領域における、低鉄筋比・大断面部材のせん断耐力に着目し、梁供試体を用いた載荷実験を行った。以下にその概要および考察を示す。

2. 実験概要

実験は、引張鋼材比 $p_w=0.265\%$ に統一し、有効高さ $d=1.0\text{m}$ 、梁幅 $b_w=20\text{cm}$ の供試体2体（NO.1： $a_v/d=0.5$ スパン $L=200\text{cm}$ ／NO.2： $a_v/d=1.0$ スパン $L=300\text{cm}$ ）と、有効高さ $d=2.0\text{m}$ 、梁幅 $b_w=40\text{cm}$ の供試体3体（NO.3： $a_v/d=0.5$ スパン $L=400\text{cm}$ ／NO.4： $a_v/d=1.0$ スパン $L=600\text{cm}$ ／NO.5： $a_v/d=1.5$ スパン $L=800\text{cm}$ ）の計5体について行った。供試体のせん断スパン間にはせん断補強を行わず、引張鋼材には曲げ破壊を生じないように、降伏点の高い異形PC鋼棒（ゲンデスチφ26）を使用した。また、鋼材の定着部にはアンカープレートで固定した。コンクリートの配合は全供試体共通とし、粗骨材の最大寸法は20mmとした。

荷重載荷は、一方向静的単調載荷とし、図-1に示す載荷装置により行った。

3. 実験結果

(1)破壊状況

供試体の破壊状況を表-1に示す。供試体NO.5を除く4体はせん断破壊となったが、供試体NO.5は斜めひび割れ発生前に引張鋼材が降伏し、136.4tfで載荷板付近のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。供試体NO.1およびNO.3は、斜めひび割れ発生後も耐力を保持し、その後せん断破壊した。破壊時の曲げひび割れは、供試体NO.1で梁高の2/3、NO.3で梁高の3/4まで進展していた。これに対し、供試体NO.2および供試体NO.4は、斜めひび割れ発生直後、脆性的にせん断破壊した。破壊時の曲げひび割れは、供試体NO.2で梁高の3/4、NO.4で梁天端まで進展していた。供試体NO.3のひび割れ発生状況を図-2に示す。

(2)既往のせん断耐力算定式による評価

実験結果を表-3に示す。表中の $P'_{\max}$ は、比較を容易にするため、せん断強度は f'_c の2/3乗に比例するものとして $f'_c=251\text{kgf/cm}^2$ に補正した値である。なお、表中の $P_{\max}/P_{cal}$ は、梁の自重によるせん断力の影響を考慮した。

せん断耐力の算定式には(1)式(P_{cal1})、及び(2)式(P_{cal2})を用いた。計算結果を表-1に示す。

$$P_{cal1} = \frac{0.53 \cdot f'_c \cdot c^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{p_w}) \cdot (1 + 3.33 \cdot r/d)}{1 + (a_v/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{cal2} = \frac{3.0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot c \cdot \sqrt[3]{p_w} \cdot \sqrt[4]{100/d}}{1 + (a_v/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm²） d ：有効高さ（cm） b_w ：部材幅（cm）
 p_w ：せん断引張鋼材比（%） r ：支点部支圧板軸方向長さ（cm） a_v ：せん断スパン（cm）

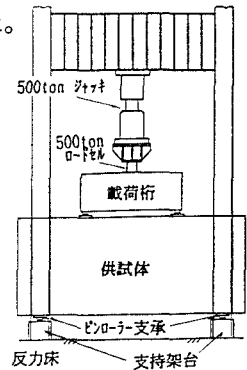


図-1 載荷装置

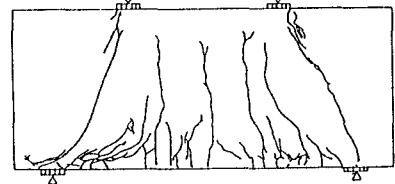


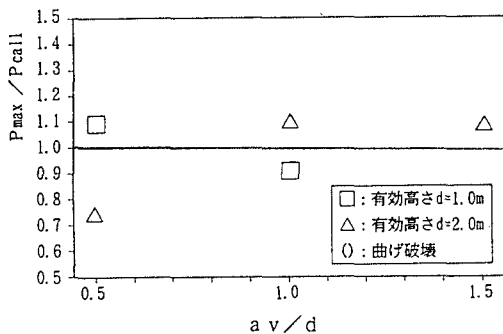
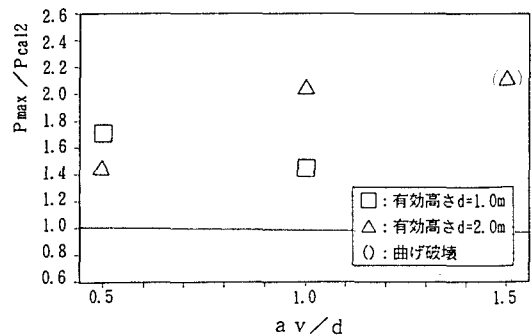
図-2 ひび割れ図

図-3、4にせん断スパン比(av/d)と P_{max}/P_{cal1} 、及び P_{max}/P_{cal2} との関係を示す。(1)式により求めた計算値と実験値の比は、概ね1.0付近で分布しているが、有効高さ d による寸法効果を考慮した(2)式により求めた計算値はかなり安全側の評価をしていることがわかる。また、図-3において、供試体NO.3の P_{max}/P_{cal1} が0.75と低くなっているのは、図-2において支座位付付近に引張鋼材に沿ったひび割れが発生していることから、定着破壊的な影響によりせん断強度が低下したと思われる。

表-1 実験結果

供試体 NO	f'_c (kgf/cm ²)	P_{max} (tf)	P'_{max} (tf)	P_{cal1} (tf)	P_{max}/P_{cal1}	P_{cal2} (tf)	P_{max}/P_{cal2}	破壊 状況	引張鋼材の 降伏
1	246	83.2	84.3	75.6	1.09	51.2	1.71	せん断	無し
2	246	44.0	44.6	47.3	0.92	32.6	1.43	せん断	無し
3	258	236.3	232.6	312.2	0.75	176.4	1.40	せん断	無し
4	251	214.0	214.0	191.6	1.10	110.7	2.05	せん断	有り
5	256	136.4	134.6	119.5 (130)	1.11以上 (1.05)	68.4 (130)	2.08以上 (1.05)	曲げ	有り

() 内は曲げ耐力の計算値

図-3 av/d と P_{max}/P_{cal1} との関係図-4 av/d と P_{max}/P_{cal2} との関係

P_{max}/P_{cal1} と有効高さ d の関係を図-5に示す。せん断強度は、 $d^{-1/4}$ 乗に比例するといわれているが、 $av/d=0.5$ の場合には、概ねその傾向が認められたものの、 $av/d=1.0$ の場合には逆に、有効高さ2mの供試体NO.4が1mの供試体NO.2のせん断強度を上回る結果となった。

4. まとめ

低鉄筋比大型梁供試体を用いた本試験から得られた結果を以下に述べる。

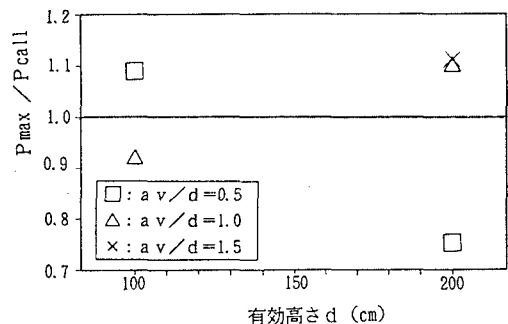
- (1)実験数が過少ではあるが、有効高さ d の影響を考慮していない(1)式は、比較的よく実験結果を評価しているが、有効高さ d の影響を考慮している(2)式は、実験値をかなり過少評価している。また、その傾向は有効高さ $d=2.0$ mの供試体の場合、 av/d の増加に伴い大きくなった。
- (2)有効高さの寸法効果については、 $av/d=0.5$ の供試体では有効高さの増加に伴いせん断強度は減少し、 $av/d=1.0$ の供試体では、逆にせん断強度が大きくなる結果となった。

【謝辞】本報告の実験実施にあたり、ご協力を得ました鉄建建設(株)技術研究所の永岡 高氏に謝意を表します。

【参考文献】二羽淳一郎・山田一宇・横沢和夫・岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度

式の再評価、土木学会論文集NO. 372, pp167~176, Aug1986

土木学会：コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改正資料、コンクリートライブラリー、第61号、1986. 10

図-5 P_{max}/P_{cal1} と有効高さ d の関係