

論文 ケーソン基礎頂版のせん断耐力に関する実験的研究

谷村 幸裕*¹ 佐藤 勉*² 柏原 茂*³

要旨：せん断スパン比のごく小さい領域における、ケーソン基礎頂版の合理的な設計方法を検討するため、模型供試体を用いた載荷実験を行い、せん断耐力算定手法について検討を行った。その結果、現在用いられている設計方法では、せん断スパン比が小さくなることに伴うせん断耐力の増加を精度よく評価できないことが判明した。そこで、せん断耐力の算定方法について検討し、現在のせん断耐力算定式を修正することにより、せん断スパン比のごく小さいケーソン基礎頂版のせん断耐力を概ね評価できる結果となった。

キーワード：鉄筋コンクリート、せん断耐力、ケーソン基礎、頂版

1. はじめに

ケーソン基礎の頂版のせん断耐力算定手法については、近年の研究^{1),2)}により、精度よく推定できる方法が提案されている。しかしながら、これらの研究は、載荷板端部と支持部縁端の長さ (a_v) と有効高さ (d) の比 (a_v/d) が 0.5 以上の実験に基づくものであり、 a_v/d が 0.5 未満のごく小さい領域については、明らかにされていないのが現状である。

一方、ケーソン基礎の頂版は、部材として必要な厚さを確保するとともに、剛体として取り扱うことができる十分な厚さを有するように設計されており、断面が大きくせん断スパン比が小さい部材である。また、近年の基礎構造物の設計における許容応力度法から限界状態設計法への移行や、兵庫県南部地震後の耐震設計の見直しに伴い、設計上の地震の影響による外力が従来に比べ大きくなる傾向にある。そして、これに対処するため頂版の厚さを増すことにより、従来に比べて、せん断スパン比がさらに小さくなる傾向がある。

そこで、 a_v/d が 0.5 未満のごく小さい領域における、ケーソン基礎頂版の合理的な設計方法

を検討するため、模型供試体を用いた載荷実験を行い、せん断耐力算定手法について検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 供試体の形状および諸元

実験に用いた供試体の形状および諸元を図-1～3および表-1に示す。type A は矩形断面を有する単純梁供試体、type B は全周支持された正方形スラブ、type C は円形スラブであり、いずれもせん断補強鉄筋は配置していない。それぞれ載荷板端部と支持部縁端の長さ a_v をパラメータとして製作し、 $a_v/d = 0 \sim 0.5$ の合計 11 体の実験を行った。また表-1には、既往の実験データ³⁾も併記した。それぞれの供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験の結果を表-1および表-2に示す。

なお、正方形、円形スラブの引張鉄筋は、図-2および図-3に示すように 2 方向に配置し、鉄筋径および配置間隔を共通とした。また、支承条件は、ケーソン基礎頂版の支承条件を模擬したものとしたが、拘束の影響を除くため、供試体と支持架台の間にテフロン板を挟み、摩

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造 工修 (正会員)
 *2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造 工博 (正会員)
 *3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造 (正会員)

表－1 供試体の諸元、実験結果およびせん断耐力計算値

type	No.	a_v (mm)	a_v/d	f'_c (N/mm ²)	P_{max} (kN)	V_{c1} (kN)	V_{c1}' (kN)	V_{c2} (kN)	V_{c3} (kN)	V_{c3}' (kN)	V_{c4} (kN)	記事
A	0	0	0.00	27.5	1,215	1,007	1,209	1,228	—	—	—	
	1	20	0.10	27.5	1,201	997	1,130	1,129	—	—	—	
	2	40	0.20	28.6	1,078	987	1,053	1,057	—	—	—	
	2.5	50	0.25	22.7	981	862	890	865	—	—	—	文献 3)
	3	60	0.30	28.6	868	942	942	961	—	—	—	
	4	80	0.40	28.5	836	885	885	870	—	—	—	
	5	100	0.50	28.5	753	821	821	787	—	—	—	
	7.5	150	0.75	24.1	604	604	604	549	—	—	—	文献 3)
B	1	20	0.10	27.0	2,283	—	—	—	2,110	2,392	2,200	
	3	60	0.30	29.7	2,655	—	—	—	2,307	2,306	2,078	
	5	100	0.50	23.1	2,040	—	—	—	1,970	1,970	1,432	文献 3)
C	1	20	0.10	29.8	2,227	—	—	—	1,739	1,971	1,974	
	3	60	0.30	29.9	2,373	—	—	—	1,816	1,816	1,825	
	5	100	0.50	24.5	1,680	—	—	—	1,593	1,593	1,407	文献 3)
	10	200	1.00	24.8	1,210	—	—	—	1,252	1,252	1,201	文献 3)

d : 有効高さ(200mm), f'_c : コンクリート圧縮強度, P_{max} : 最大荷重

擦抵抗を低下させることとした。

2.2 載荷方法および測定項目

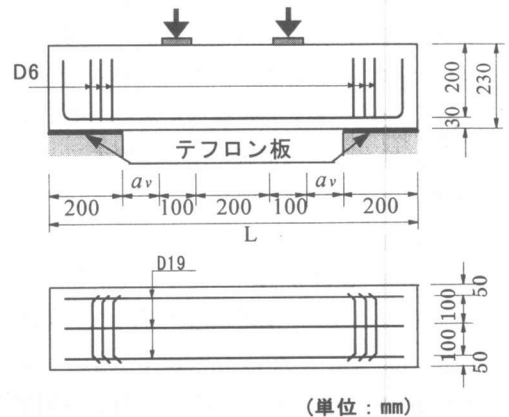
載荷方法は, type A は 2 点対称載荷, type B および C は 1 点集中載荷とし, 静的な単調載荷を行った。測定は, 鉄筋およびコンクリートのひずみ, たわみについて行うとともに, ひび割れ性状の観察も行った。

3. 実験結果

type A 供試体の実験終了時のひび割れ状況を図－4 に示す。type A 供試体は, まずスパン中央付近に曲げひび割れが発生し, 荷重の増加とともに, 支承前面から載荷板内側に向かってせん断ひび割れが発達したが, これが貫通することはなかった。その後, 支承前面と載荷板外側を結ぶ線上のコンクリートが圧壊し, 急激に荷重が低下して破壊に至った。A－0, A－1, A－2 は, せん断スパン a_v 内の引張鉄筋が降伏ひずみを超えていたが, 同一点に貼り付けた 2

表－2 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	記事
D19	373	151	563	下記以外
	377	148	566	B－1
	382	171	541	文献 3)



(単位: mm)

図－1 供試体の形状・配筋 (type A)

枚のひずみゲージの値が大きく異なることから、局部的に鉄筋が曲げられた影響によるものと考えられる。また、降伏するのが最大荷重の直近であること、最終的な破壊は、いずれの供試体も同様に載荷板と支承の間のコンクリートが破壊することにより荷重低下が始まることから、いずれもせん断破壊したのと考えられる。な

お、その他の供試体は降伏に至らなかった。

type B, Cは、最大荷重に至るまでの間、供試体表面に顕著なひび割れは見られなかったが、最大荷重付近で載荷板が供試体にめり込み、押し抜きせん断破壊した。実験終了後にコンクリートをはつって破壊面を確認したところ、いずれも載荷板端部と支持部縁端を結ぶ線上が破壊面となり、type Bは角錐台状、type Cは円錐台状となっていた。

各供試体の最大荷重を表-1に示す。type Aは、せん断スパン比が小さくなるほど最大荷重が大きくなる傾向にある。

4. せん断耐力算定方法の検討

4.1 既往の算定手法の適用

本実験結果から、せん断耐力算定方法の検討を行うことにした。まず、単純梁供試体 (type A) について、次に示す既往のせん断耐力算定方法 V_{c1} ⁴⁾, V_{c2} ⁵⁾ を用いて検討を行った。

$$V_{c1} = \frac{0.95\sqrt{f'_c} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4}}{1+(a_v/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

$$V_{c2} = \frac{0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1+\sqrt{p_w}) \cdot (1+3.33r/d)}{1+(a/d)^2} b_w \cdot d \quad (2)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

p_w : 引張鉄筋比(%)

d : 有効高さ(mm)

b_w : 部材幅 (mm)

a_v : 載荷板端部から支承前面までの距離 (mm)

r : 載荷板の部材軸方向長さ(mm)

a : せん断スパン (mm)

なお、式(2)の a はピンローラー支承を用いた場合の載荷点中心と支承中心の距離であるが、本実験の支承条件では、支承中心の位置が不明である。そこで、ここでは $a=a_v+r$ として求めた。なお、本実験で用いた載荷板の部材軸方向の長さは 100mm である。計算結果を表-1に、 a_v/d と実験値/計算値の関係を図-5に示す。

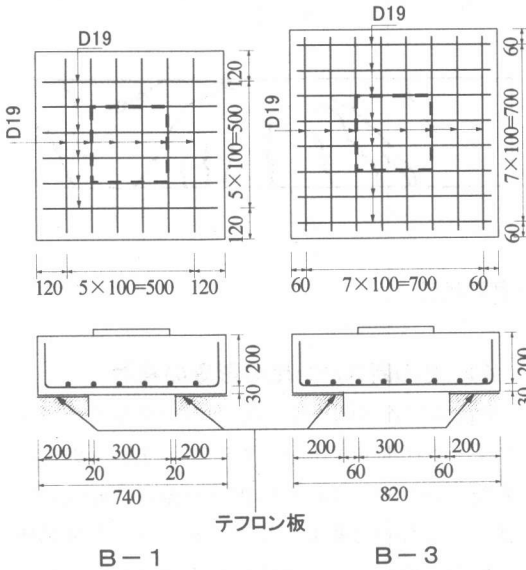


図-2 供試体の形状・配筋 (type B)

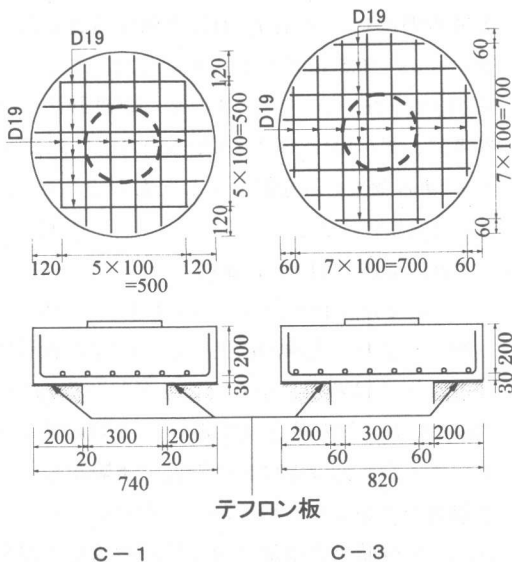


図-3 供試体の形状・配筋 (type C)

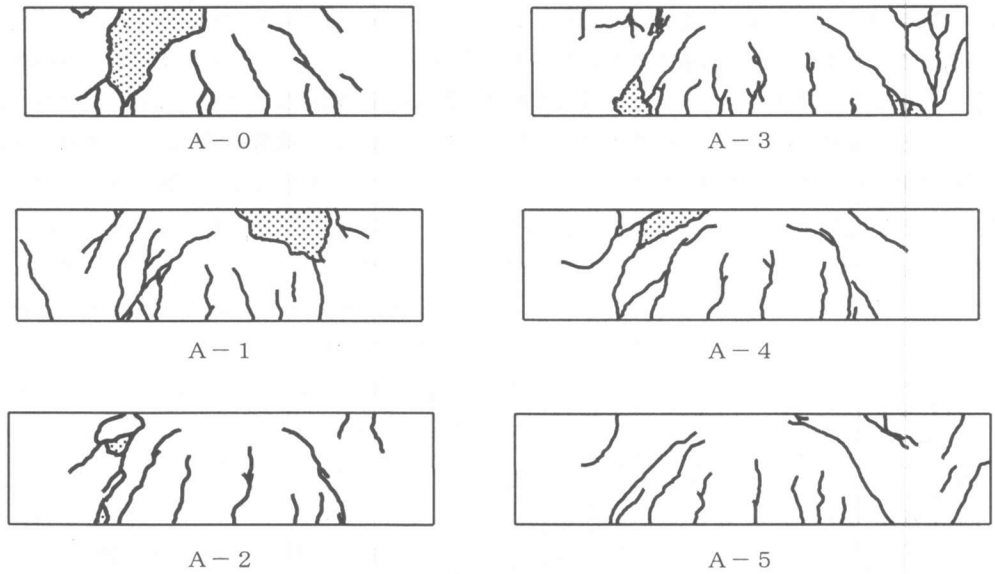


図-4 ひび割れ状況

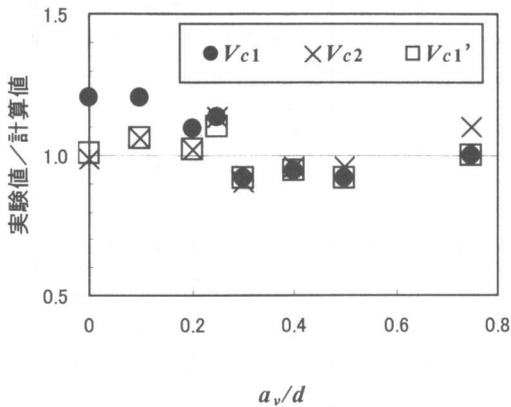


図-5 a_v/d と実験値/計算値(梁供試体)

V_{c2} は、実験値を概ね精度よく評価している。

V_{c2} は、支承拘束のない状態での算定式であるが、この結果から、本実験の支承条件での拘束の影響は少ないものと考えられる。

一方、 V_{c1} は $a_v/d \leq 0.25$ の範囲で実験値をやや過小に評価している。これは、 V_{c1} では r の影響が除かれているため、せん断スパン比の影響を考慮する方法が V_{c2} とは異なるためである。しかしながら、ケーソン基礎頂版の設計で r の影響を考慮することは困難であるため、 V_{c1} を修正する方法を検討する。

4.2 せん断スパン比の影響の検討

type Aの各供試体は、 a_v のみが異なり、コンクリート圧縮強度もA-2.5, A-7.5を除けば大差ないため、これらの耐力の差は、 a_v/d の影響によるものと考えられる。そこで、各供試体の最大荷重をA-5の最大荷重で除したものと、 a_v/d の関係を図-6に示した。 a_v/d が小さくなると最大荷重が増加している。また図中には最大荷重が次に示す $f(a_v/d)$ に比例するとしたときの $a_v/d = 0.5$ に対する比を示した。ここで、式(3)は既往のフーチングのせん断設計法⁴⁾を参考に、式(4)および式(5)は式(1)および式(2)より a_v/d の効果のみを取り出したものである。

$$f(a_v/d) = d/a_v \quad (3)$$

$$f(a_v/d) = 1/\{1 + (a_v/d)^2\} \quad (4)$$

$$f(a_v/d) = 1/[1 + \{(a_v+r)/d\}^2] \quad (5)$$

図-6より、実験の範囲では、 a_v/d の影響は式(3)よりもはるかに小さいことがわかる。また、式(4)は、 V_{c1} で考慮されている a_v/d の影響と同じであるが、 $a_v/d \leq 0.25$ の範囲で実験結果による耐力の増加よりも増加割合がやや小さい。式(5)は、実験結果の増加割合とほぼ一致しており、本実験のせん断スパンの影響は、式(5)によりほ

ば考慮できるものと考えられる。しかしながら、式(5)には載荷板の長さ r がパラメータとなっており、前述のとおり実構造物の設計に用いるのは困難である。そこで、式(4)を次のように修正する。

$$f(a_v/d) = \frac{1}{1+(a_v/d)^2} (1.2 - 0.667 a_v/d) \quad (4)'$$

ただし、 $1.2 - 0.667 a_v/d < 1$ となる場合は 1 とする
 図-6より、式(4)'でせん断スパン比の影響を概ね評価できることがわかる。

4.3 単純梁供試体

前節の検討より、 V_{c1} を次式で修正することを試みる。

$$V_{c1}' = V_{c1} \cdot (1.2 - 0.667 a_v/d) \quad (1)'$$

ただし、 $1.2 - 0.667 a_v/d < 1$ となる場合は 1 とする
 計算結果を表-1に、 a_v/d と実験値/計算値の関係を図-5に示す。本修正方法により実験結果を精度よく評価できることがわかる。

4.4 スラブ供試体

次に矩形スラブ供試体 (type B) および円形スラブ供試体 (type C) について検討を行った。せん断耐力は、鉄道構造物等設計標準 (基礎構

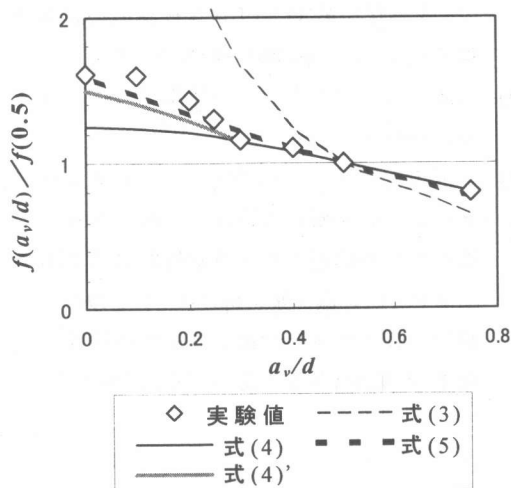


図-6 a_v/d と耐力の増加 ($a_v/d=0.5$ を 1 とした)

造物) の方法⁶⁾ (V_{c3}) とせん断スパン比のごく小さい領域においてその影響を梁供試体の場合と同様に修正した方法 (V_{c3}')、および、鈴木らの方法²⁾ (V_{c4}) により求めた。

$$V_{c3} = \frac{0.95 \sqrt{f'_c} \cdot p_w^{1/3} \cdot (1000/d)^{1/4}}{1+(a_v/d)^2} \cdot U \cdot d \quad (6)$$

$$V_{c3}' = V_{c3} \cdot (1.2 - 0.667 a_v/d) \quad (6)'$$

ただし、 $1.2 - 0.667 a_v/d < 1$ となる場合は 1 とする
 ここに、 U : せん断抵抗有効幅 (mm)

$$\text{type B} \quad U = 4(R + a_v)$$

$$\text{type C} \quad U = \pi(D + a_v)$$

R : 載荷板の一辺の長さ (mm)

D : 載荷板の直径 (mm)

$$\left. \begin{aligned} \text{type B} \quad V_{c4} &= \frac{17.2 f'_c (R + 0.38 a_v) d}{(1 + \sqrt{a_v/d}) \sqrt{1 + (a_v/d)^2}} \\ \text{type C} \quad V_{c4} &= \frac{13.4 f'_c (D + a_v) d}{(1 + \sqrt{a_v/d}) \sqrt{1 + (a_v/d)^2}} \end{aligned} \right\} (7)$$

計算結果を表-1に、矩形スラブ供試体 (type B) の a_v/d と実験値/計算値の関係を図-7に、円形スラブ供試体 (type C) の a_v/d と実験値/計算値の関係を図-8に示す。

矩形スラブ供試体については、 V_{c3} では $a_v/d=0.1, 0.3$ で、 V_{c4} では $a_v/d=0.3, 0.5$ で若干過小評価となる結果となった。 V_{c3}' では $a_v/d=0.1$ の供試体で実験結果をより精度よく評価できる結果となった。

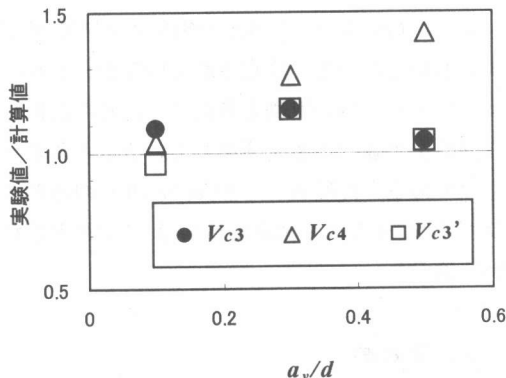


図-7 a_v/d と実験値/計算値 (矩形供試体)

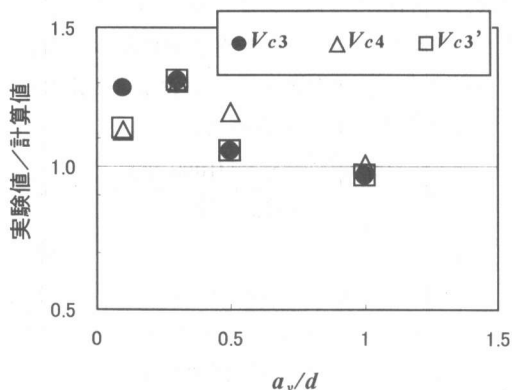


図-8 a_v/d と実験値/計算値(円形供試体)

また、円形スラブの場合は、 V_{c3} では $a_v/d = 0.1, 0.3$, V_{c4} では $a_v/d = 0.3, 0.5$ で若干過小評価となった。 $V_{c3'}$ は V_{c3} に比べ、せん断スパン比のごく小さい領域でのせん断耐力の算定精度が向上している。

以上より、現在鉄道構造物の設計に用いられている V_{c3} は、 $a_v/d \leq 0.3$ の領域でやや過小評価気味であることがわかった。これは、梁供試体の検討より、 V_{c3} ではせん断スパン比のごく小さい領域において、せん断スパン比がせん断耐力に及ぼす影響を十分に評価できていないことによるものと思われる。これを梁供試体の実験結果から、せん断スパン比のごく小さい領域において、その影響を修正した $V_{c3'}$ により検討したところ、せん断耐力の算定精度が向上することが明らかになった。

また、 V_{c4} は $a_v/d = 0.5$ の矩形スラブで $V_{c3'}$ よりも耐力が小さく算定されているが、これはコーナーリフトの影響を考慮して、せん断抵抗有効幅を比較的小さく評価していることによるものである。円形スラブや $a_v/d < 0.5$ の矩形スラブでは、せん断耐力算定精度は $V_{c3'}$ と大差ない結果となった。

5. まとめ

ケーソン基礎頂版のせん断耐力について、実験結果をもとに検討を行った。その結果、鉄道

のケーソン基礎頂版のせん断設計に用いられている式では、 a_v/d が 0.3 以下のごく小さい領域において、せん断耐力を過小評価することがわかった。これは、せん断スパン比が小さくなることによるせん断耐力の増加を、適切に考慮できていないためと考えられる。そこで、その修正方法を提案し、実験結果よりこの修正方法によりせん断スパン比のごく小さいケーソン基礎頂版のせん断耐力を概ね評価できることを検証した。

謝辞

本実験を実施するにあたり鉄建建設(株)の松岡茂氏に多大なご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 棚村史郎, 渡辺忠朋, 西村昭彦, 下村勝: ケーソン基礎頂版のせん断耐力に関する実験的研究, 鉄道総研報告, Vol.10, No.6, 1996.6
- 2) 鈴木基行, 石川哲哉, 長谷川央, 藤原稔: ケーソン基礎のRC頂版のせん断耐力評価に関する研究, コンクリート工学論文集第9巻第1号, pp.47~61, 1998.1
- 3) 渡辺忠朋, 棚村史郎, 下村勝, 西村昭彦: ケーソン基礎スラブのせん断耐力について, 土木学会第49回年次学術講演会講演会概要集第V部, pp.868~869, 1994.9
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 1996.3
- 5) 二羽淳一郎: FEM解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119~126, 1983
- 6) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 1997.4