

[2052] 有効高さの変化する鉄筋コンクリートはりのせん断耐力について

正会員 石橋忠良 (J R 東日本)
 正会員 斎藤啓一 (鉄道総合技術研究所)
 正会員 寺田年夫 (鉄道総合技術研究所)
 正会員 ○渡辺忠朋 (鉄道総合技術研究所)

1. まえがき

せん断補強鉄筋を用いない鉄筋コンクリートはり（以下、はりという）のせん断破壊性状ならびにせん断耐力算定式については、現在までに数多く研究が行われておらず、せん断スパン比が大きい領域 (a/d が 3 以上) では、岡村・檜貝¹⁾、せん断スパン比が小さい領域 (a/d が 3 以下) では、二羽ら²⁾および国鉄^{3,4)}により、精度のよいせん断耐力算定式がすでに提案されている。

これらの提案式は、はりの有効高さが一定の場合の実験結果をもとにしている。したがって、有効高さが変化するはりについては、そのまま適用することはできないと思われる。

しかし、実構造物においては、橋台、橋脚、擁壁のフーチング等の有効高さが変化している部材が存在しており、これら有効高さが変化する部材のせん断破壊性状およびせん断耐力算定手法を明らかにする必要がある。

有効高さが変化しているはりのせん断耐力については、角田⁵⁾、池田⁶⁾、S.Y. Debaiky⁷⁾らによる報告がある。

本研究は、せん断スパン比の小さい領域での有効高さの変化が、はりのせん断破壊性状およびせん断耐力のおよび影響について調査し、その結果を報告するとともに、 a/d の小さな領域での有効高さが変化するはりのせん断破壊性状および、せん断耐力算定手法について述べるものである。

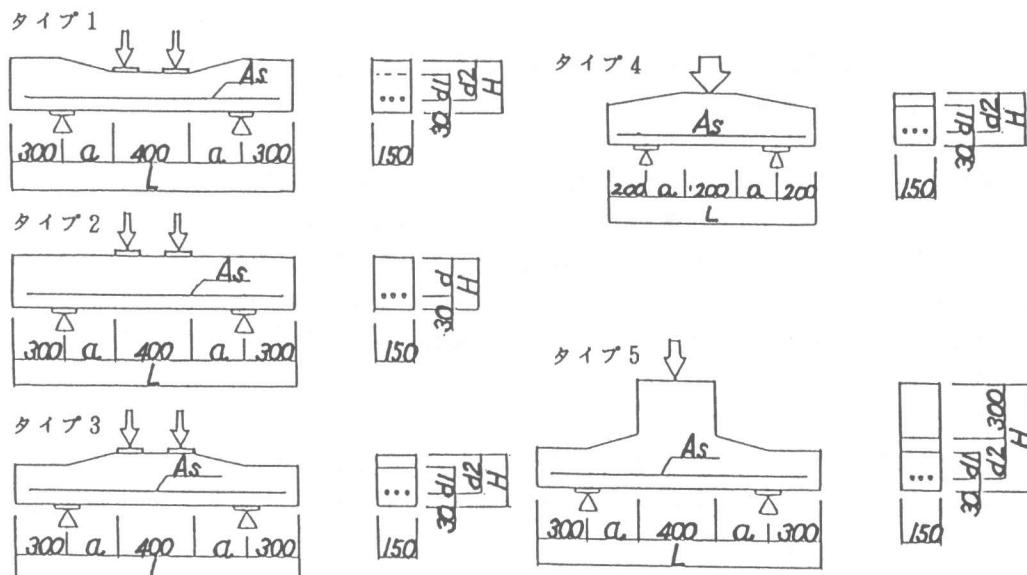


図-1 供試体形状

表-1 供試体諸元および実験結果

NO	NAME	a	d1	d2	H	b	fc	As	タイプ	Pmax
1	C-1	25	20	30	33	15	280		1	17.95
2	C-2	25	25	25	28	15	287		2	23.10
3	C-3	25	20	30	33	15	287		3	32.80
4	C-4	25	15	35	38	15	287		3	34.25
5	C-5	12.5	20	30	33	15	294		1	29.70
6	C-6	12.5	25	25	28	15	294	D22	2	41.85
7	C-7	12.5	20	30	33	15	315	-3	3	48.00
8	C-8	12.5	15	35	38	15	315		3	55.25
9	C-9	25	15	35	38	15	315		5	33.30
10	C-10	12.5	20	30	78	15	294		5	51.45
11	C-11	30	5	30	78	15	319		5	27.00
12	G-100	30	30	30	33	15	221		2	23.25
13	G-110	30	20	30	33	15	221		4	21.25
14	G-120	30	5	30	33	15	221	D16	4	16.25
15	G-200	15	30	30	33	15	221	-5	2	29.00
16	G-210	15	12.5	30	33	15	221		4	28.50
17	G-220	15	5.5	30	33	15	221		4	28.00
18	G-201	15	30	30	33	15	221		2	25.75
19	G-211	15	12.5	30	33	15	221		4	23.50
20	G-221	15	5.5	30	33	15	221		4	26.75

注) 1 単位について a,d1,d2,H,b は cm , fc は、kg/cm², Pmax は t

2 表中 タイプは、はり形状を表す。(図-1 参照)

2. 実験概要

(1) 供試体形状・寸法

実験に用いた供試体の形状・寸法を図-1ならびに表-1に示す。

供試体の形状は、図-1に示すように、はり型（供試体タイプ1,2,3,4）と橋脚のフーチングをモデルとした橋脚型（供試体タイプ5）の2タイプとしている。

供試体には、上面に勾配をつけ、その勾配を変化させることにより有効高さを変化させている（タイプ1,3,4）が、勾配がない通常のはり（タイプ2）も比較のために行っている。

タイプ1は、支点の有効高さを載荷点の有効高さより大きくしている。タイプ2は、支点と載荷点の有効高さを同じくしている。タイプ3, 4は、支点の有効高さを、載荷点の有効高さより小さくしている。タイプ5は、支点の有効高さを、突起部（橋脚のく体に相当する部分）前面の有効高さより小さくしている。

軸方向鉄筋の定着は、図-2に示すように供試体N01～11は、支点を越えてフックをつけて定着し、定着部分をスターラップで補強する方法とした場合と、供試体N012～20では、軸方向鉄筋の端部をねじ加工し、供試体端部に設けたアンカープレートにナットで定着させ、定着部分は無補強としている方法の2つのタイプがある。

支点の支承板のスパン方向の幅は、供試体N01～17については、10cm, 供試体N018～20については、5cmとしている。

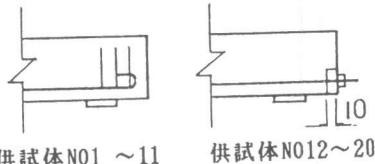


図-2 軸方向鉄筋の定着方法

せん断スパン比 a/d (ここに, a : 載荷板端部と支承板端部間距離, d : 載荷板端部の有効高さ) は, 0.33から1.0 の範囲で変化させた。

(2) 使用材料

コンクリートの配合は, 供試体N01～11は目標強度 280kg/cm^2 , 骨材の最大寸法13mm, N012～20は, 目標強度 210kg/cm^2 骨材の最大寸法10mmとした。

実験時の供試体のコンクリートの圧縮強度を表-1に示す。軸方向鉄筋は, 熱間圧延異形棒鋼(SD35)を用いている。

(3) 実験装置および載荷方法

実験は, 門形フレームと油圧ジャッキあるいはアムスラー型試験機を用い, 分配けたを介して, 2点対称荷重または, 集中荷重とし, 静的一方向載荷した。

なお, 載荷点および支点には, スパン方向の拘束が生じないようにローラーを挿入している。

(4) 測定項目

実験時における測定項目は, 以下に示すとおりである。

- 1 はり破壊時の最大荷重 (P_{max})
- 2 はりのスパン中央での変位
- 3 ひびわれ発生状況の目視観察, ひびわれ図の作成

3. 実験結果および考察

(1) ひびわれ性状および破壊性状について

代表的なひびわれ発生状況を図-3に示す。

全供試体とともに, 最初比較的初期の荷重段階でスパン中央付近に曲げひびわれが発生し, その曲げひびわれは, 荷重の増加とともに圧縮領域へ向って伸展している。しかし, その曲げひびわれは破壊にはつながっていない。

有効高さが変化していない供試体タイプ2は, 曲げひびわれ発生後, ほぼ支承板端部から載荷板端部を結ぶ線上付近に斜めひびわれが発生するが, アーチ的な耐荷機構により荷重が増加してもただちに破壊には至らず, その後荷重の増加とともに斜めひびわれの発生伸展がくりかえされ, ウエブコンクリートの斜めひびわれ間でコンクリートが圧縮破壊するものと, 斜めひびわれがコンクリートの圧縮縁まで伸展して破壊したものと2つの破壊性状が認められるようである。上面の勾配のよって有効高さを変化させている供試体(タイプ1, 3, 4)においても, 有効高さが変化していない供試体(タイプ2)と同様に, せん断ひびわれのみについて述れば, 支承板端部から, 載荷板端部を結ぶ線上付近に斜めひびわれが発生するが, 荷重が増加してもすぐに破壊せずに, 斜めひびわれが複数本発生し, ウエブコンクリートの斜めひびわれ間でコンクリートが圧縮破壊または, 斜めひびわれがコンクリートの圧縮縁まで伸展して破壊した。

橋脚のフーチングをモデルとした橋脚型供試体(タイプ5)の, ひびわれ性状および破壊性状は, 上面の勾配および有効高さの変化の度合が等しい突起部のないはり供試体と同様であった。すなわち, 斜めひびわれは支点部と突起部前面を結ぶ線上付近に発生していた。

軸方向鉄筋を, 支点をこえてフックをつけて定着し, 定着部分をスターラップで補強している供試体(N01～11)では, 支点より供試体端部側にひびわれは認められなかったが, 軸方向鉄筋を供試体端部のアンカープレートで定着し, 定着部分をスターラップで補強していない供試体(N012～20)には, 支点より供試体端部側に軸方向鉄筋に沿うひびわれや, 斜めひびわれが支点をこえて, 供試体端部側へ伸展していることが認められ, 両者のひびわれ性状が若干異なることが認

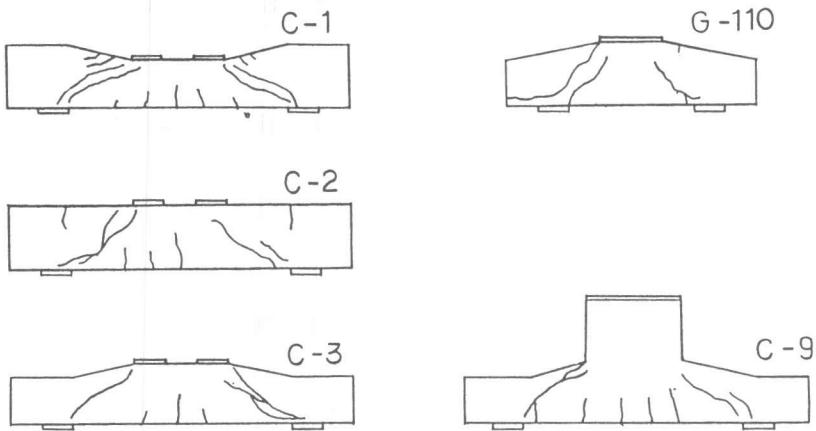


図-3 ひびわれ図

められた。なお、ひびわれ性状および破壊性状は、せん断スパン比による違いは認められなかつた。

(2) せん断耐力について

実験から得れたはりの破壊時の最大荷重 (P_{max}) を表-1に示す。

a) はりの断面変化をせん断力の低減により考慮する方法の検討

せん断耐力の検討を行う場合、はりの断面が変化することの影響を考慮する方法として、はりの曲げ圧縮力のせん断力に平行な成分 (V_{hd}) で、せん断力を低減する手法がコンクリート標準示方書等に示されている。⁸⁾

本手法によれば、 V_{hd} は、 $V_{hd} = (M_{dx}/dx) \tan \alpha$ ——— (1)

ここに M_{dx} : せん断力作用時の検討断面 (X) での曲げモーメント

dx : 検討断面の有効高さ

α : 部材圧縮縁が部材軸となす角度

となる。しかし、式(1)により検討を行う場合には式中の M_{dx} 、 dx のとり方が問題となる。

そこで、本検討においては、検討断面における作用せん断力を求める場合、載荷点から検討断面までの距離 X を載荷点から支点までそれぞれ変化させ、各点のはりの断面の変化を考慮した作用せん断力 V_{max} を求めた。すなわち、 V_{max} は、式(2)による。

$$V_{max} = P_{max} - V_{hd} \quad \text{————— (2)}$$

一方、はりのせん断耐力の計算値 (P_{cal}) については、有効高さが変化するはりのせん断耐力についても、既往のせん断耐力算定式を適用することを考えた。基本としたはりのせん断耐力算定式は、式(3)に示すせん断スパン比の小さな領域における著者らの提案式である。

$$P_{cal} = \alpha \cdot (f_c \cdot p_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \beta d \cdot b \cdot d \quad \text{————— (3)}$$

ここに P_{cal} : はりのせん断耐力 (kg)

$$\begin{aligned} \alpha &: 3.58(a/d)^{-1.166} & \text{ただし} & 2.5 \geq a/d \geq 1.0 \\ &: 12/(1+2.35(a/d)^{1.2}) & & 1.0 \geq a/d \geq 0.3 \end{aligned}$$

f_c : コンクリートの圧縮強度

p_w : 軸方向鉄筋比 $(A_s/bd) \cdot 100$

A_s : 軸方向鉄筋の断面積 (cm^2)

$$\begin{aligned}\beta d &: (d/100)^{-\frac{1}{2}} \\ b &: \text{はり幅(cm)} \\ d &: \text{はりの有効高さ(cm)}\end{aligned}$$

式(3)は、有効高さが一定のはりのせん断耐力算定式であるため、本実験の場合の有効高さの変化するはりへ適用するためには検討を要する。

作用せん断力を求めるのと同様に有効高さが変化する場合には、式(3)中のパラメータの a/d , P_w , βd , d のとり方について以下の2ケース検討を行った。

各ケースともにせん断スパン(a)は、載荷板端部と支承板の端部間距離とした。

CASE 1 a/d , P_w , βd , d を、載荷点と支点間の任意の点における有効高さ dx を用いて各点でのせん断耐力を求めその最小値をせん断耐力の計算値(P_{cal})とし、その点の式(2)で求めた作用せん断耐力と比較することとした。

CASE 2 a/d の d を載荷点での有効高さとし、 P_w , βd , d には CASE 1 と同様に、任意の点における有効高さ dx を用いて、各点でのせん断耐力を求めその最小値をせん断耐力の計算値(P_{cal})とし、その点の式(2)で求めた作用せん断耐力と比較することとした。

本手法による結果をもとに、 V_{max}/P_{cal} とはり上面の勾配(α)の関係を図-4に示す。

これより、 V_{max}/P_{cal} の値は、非常にばらついており、CASE 1 および CASE 2 の手法では、有効高さの変化するはりのせん断耐力を評価することはできないと思われる。

b) はり断面の変化によるせん断力の低減を行わない方法の検討

有効高さが変化するはりの破壊につながる斜めひびわれは、有効高さが変化しないはりと同様に支点から載荷点へ向っていることなどから、既往のせん断耐力算定式(式(3))を用い、有効高さの変化するはりのせん断耐力を評価することを考えた。すなわち、式(3)において有効高さ d を、有効高さの変化するはりにおいては、載荷点の有効高さを用いることとした。

本手法により算出したせん断耐力の計算値(P_{cal})と、最大荷重(P_{max})とを比較することとした。

P_{max}/P_{cal} と上面の勾配(α)の関係を図-5に示す。

これより、 P_{max}/P_{cal} の値は、1.0付近にばらつき、上面の勾配(α)の影響が評価されていることがわかる。

また前項(1)にも述べたが、軸方向鉄筋の定着方法および定着部のスターラップの有無でひびわれ性状が異なることが認められたので、図-5中に、軸方向鉄筋を供試体端部のアンカープ

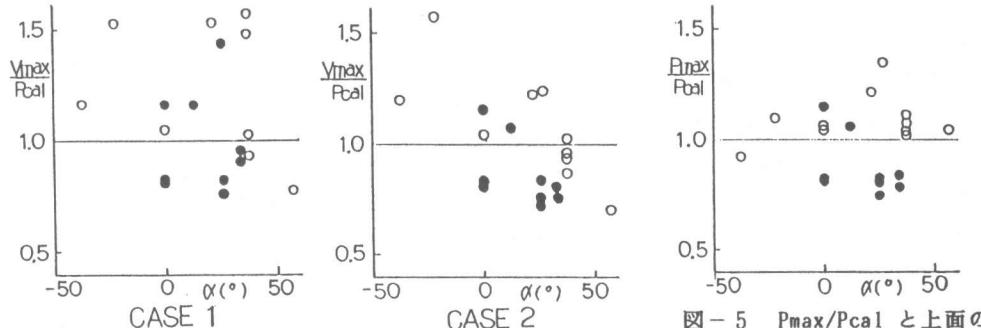


図-4 V_{max}/P_{cal} と上面の勾配(α)の関係

図-5 P_{max}/P_{cal} と上面の勾配(α)の関係

レートで定着させ定着部は無補強とした供試体を●印、軸方向鉄筋をフックをつけて定着し定着部をスター・ラップで補強した供試体を○印で示してある。

これより、軸方向鉄筋を供試体端部のアンカープレートで定着させ、定着部は無補強の供試体は、ほぼ0.8付近にばらつき、最大荷重(P_{max})は若干小さくなることがわかる。

軸方向鉄筋にフックをつけて定着し、定着部をスター・ラップで補強している供試体のみの結果について、 P_{max}/P_{cal} の値は、データ数11、平均値1.10、変動係数10%となった。

5. 結論

せん断スパン比の小さい領域において、有効高さが変化するはりのせん断破壊性状およびせん断耐力算定手法について明らかになったことを以下に要約する。

(1) 有効高さが変化するはりのひびわれ性状および破壊性状は、有効高さが一定のはりの破壊性状と同様のようである。また、せん断破壊面は、いずれも、ほぼ載荷点から支点を結ぶ線上付近である。

(2) 橋脚をモデルとした橋脚型供試体においても、はり供試体と同様のひびわれおよび破壊性状を示すようであった。

(3) 軸方向鉄筋の先端をねじ加工し供試体端部のアンカープレートに定着し定着部をスター・ラップで補強していない供試体は、軸方向鉄筋にフックをつけて定着し定着部をスター・ラップで補強した供試体に比べてせん断耐力は低下するようである。

(4) 有効高さが変化するはりにおいては、上面の勾配の変化を式(1)により考慮する方法では、せん断耐力を適切に評価できないようである。

(5) 有効高さが変化するはりのせん断耐力は、上面の勾配は考慮せずに、既往のせん断耐力算定式((3)式)の式中のパラメータのうち、せん断スパン(a)を支点の載荷点側端部と載荷板の支点側の端部(く体の支点側前面)の距離とし、有効高さ(d)は、載荷板の支点側端部(く体前面のフーチング)の有効高さとすることで適切に評価できるようである。

最後に、実験の計画・実施にご協力いただいたオリエンタルコンクリート(株)手塚正道氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Okamura and Higai : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement , Proc. of JSCE, No.300, August, 1980
- 2) 二羽、前田、岡村 ; ディープビーム的なRC部材の設計方法に関する提案, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1983
- 3) 石橋、松田、斎藤 ; 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集第337号, 1983年9月
- 4) 石橋、斎藤、丸山 ; 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講演論文集, 1985
- 5) 角田、松田 ; 変断面RCけたのせん断破壊実験, 第32回土木学会年次講演会概要集 1977年
- 6) 池田 ; 鉄筋コンクリートディープビームの力学的特性と設計法, コンクリート工学, Vol 14, No 4, April, 1976
- 7) S.Y. Debaiky and E.I. Elniema ; Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear , ACI Journal , Vol 79, No 3
- 8) 土木学会 ; コンクリート標準示方書, 1985