

論文 せん断破壊する RC はりの耐荷機構に関する実験的研究

児玉 圭^{*1}・上田 尚史^{*2}

要旨: せん断破壊する RC はりの実験を通して、修正トラス理論とビーム・アーチ機構に基づいた評価を行い、斜めひび割れの発生から破壊に至るまでの耐荷機構とせん断破壊の要因について考察を行った。その結果、修正トラス理論は RC はりのせん断耐力を評価することができるが、耐荷機構については必ずしも適切に評価できないことを示した。また、せん断補強鉄筋はビーム・アーチ機構が負担するせん断力のどちらに対しても寄与していること、ならびに本研究で対象とした RC はりの最大荷重はビーム機構の低下により決まっていた可能性があることを示した。

キーワード: せん断耐荷機構, ビーム機構, アーチ機構, トラス機構

1. はじめに

RCはりのせん断耐荷機構には、トラス機構で説明されるものと、ビーム機構・アーチ機構で説明されるものがあり、それぞれの機構に基づいたせん断耐力算定式が提案されている^{1), 2)}。それらのせん断耐力算定式は、十分な安全性が担保されたものであるものの、精度の面では必ずしも十分ではないといえる。特に土木分野における修正トラス理論に基づいた現行のせん断耐力算定式では、軸方向力の影響を適切に評価できない等の問題点も指摘されている。このようなことから、耐荷機構に基づいたせん断耐力評価法を改めて検討する必要があると考える。

RCはりのせん断耐力評価法を再検討する試みとして、近年ビーム・アーチ機構に着目した検討が行われている。例えば、中村ら³⁾は、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比がせん断耐荷機構に及ぼす影響をビーム・アーチ機構に着目したマクロモデルの視点から考察している。また、

岩本ら⁴⁾は、3次元RBSMを用いた数値解析により、ビーム・アーチ機構を明確化し、せん断耐荷機構についての考察を行っている。いずれもRCはりのせん断耐荷機構や破壊の要因を議論する際に有用な結果が得られている。

本研究では、せん断破壊するRCはりの実験を通して、修正トラス理論とビーム・アーチ機構に基づいた評価を行い、斜めひび割れの発生から破壊に至るまでの耐荷機構とせん断破壊の要因について考察を行った。

2. 実験概要

本研究では、せん断スパン比 a/d が2.8および3.6のRCはりを対象とし、せん断補強鉄筋比を実験要因として載荷試験を行った。供試体の概要を図-1に、諸元を表-1に示す。いずれの供試体も幅 b 200mm, 高さ h 300mmの矩形断面を有しており、有効高さ d を250mmとし、せん断スパン a を700および900mmとすることで a/d を変化させ

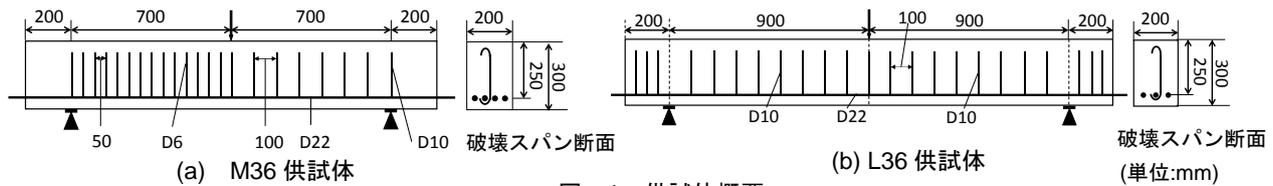


図-1 供試体概要

表-1 供試体諸元

供試体	部材寸法			コンクリート f_c^{*2} (N/mm ²)	主鉄筋		せん断補強鉄筋		計算値					実験値 V_{exp}^{*12} (kN)
	a (mm)	d (mm)	a/d^{*1}		P_v^{*3} (%)	f_y^{*4} (N/mm ²)	p_w^{*5} (%)	f_{wy}^{*6} (N/mm ²)	V_c^{*7} (kN)	V_s^{*8} (kN)	$V_c+V_s^{*9}$ (kN)	V_u^{*10} (kN)	V_m^{*11} (kN)	
M00	700	250	2.8	28.8	3.10	371	385	79.3	0.00	0.00	79.3	60.1	162	68.8
M18									0.18	28.8	108			94.9
M24									0.24	38.4	118			103
M36									0.36	57.5	137			123
M71									0.71	115.0	194			152
L00	900	250	3.6	30.3	2.32	1080	363	66.3	0.00	0.00	66.3	35.5	177	79.4
L20				0.20					31.3	97.6	105			
L25				0.25					40.2	107	89.5			
L36				0.36					56.3	123	125			
				0.36					56.3	123	125			

*1 a/d : せん断スパン比 *4 f_y : 主鉄筋降伏強度 *7 V_c : 斜めひび割れ発生時のせん断耐力 *10 V_u : せん断圧縮耐力
 *2 f_c : 圧縮強度 *5 p_w : せん断補強鉄筋比 *8 V_s : トラス作用によるせん断耐力 *11 V_m : 曲げ耐力
 *3 P_v : 主鉄筋比 *6 f_{wy} : せん断補強鉄筋降伏強度 *9 V_c+V_s : 修正トラス理論による部材のせん断耐力 *12 V_{exp} : ビーク時のせん断耐力の実験値

*1 関西大学大学院 理工学研究科環境都市工学専攻 (学生会員)

*2 関西大学 環境都市工学部都市システム工学科 (正会員)

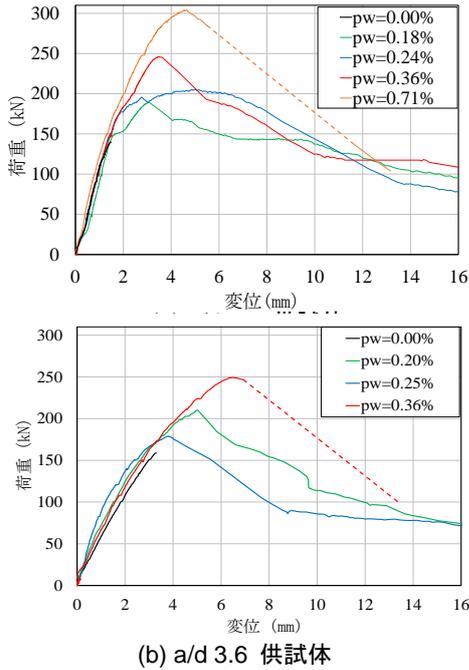


図-2 荷重-変位関係

た。コンクリートの圧縮強度は28.4~32.1N/mm²とした。 a/d が2.8の供試体では、主鉄筋としてD22($f_y=371\text{N/mm}^2$)を4本配置し、せん断補強鉄筋としてD10($f_y=385\text{N/mm}^2$)を200, 150, 100, 50mm間隔で配置した。主鉄筋比は3.09%, せん断補強鉄筋比はそれぞれ0.18, 0.24, 0.36, 0.71%である。一方 a/d が3.6の供試体では、主鉄筋としてD22($f_y=1080\text{N/mm}^2$)を3本配置し、せん断補強鉄筋としてD10($f_y=363\text{N/mm}^2$)を180, 140, 100mm間隔で配置した。主鉄筋比は1.90%, せん断補強鉄筋比はそれぞれ0.20, 0.25, 0.36%である。どちらの a/d においても、せん断補強鉄筋を有していない供試体も作製した。なお、いずれの供試体も片側スパンで破壊させることを目的として、もう片側のスパンにはせん断補強鉄筋を閉合型で配置して十分なせん断補強を施した。

荷重はスパン中央の1点荷重で行った。荷重点および支点には幅50mmの鋼板を設置した。支点部では鋼板の下にローラーを置くことで単純支持条件とした。試験では、荷重とスパン中央変位を測定するとともに、主鉄筋ならびにせん断補強鉄筋のひずみを測定した。また、供試体の圧縮縁から50mmの位置にアクリルバーを埋込むことで、圧縮部のコンクリートのひずみも測定した。

表-1に、せん断耐力の計算値を示す。ここで V_c は二羽らの棒部材式⁵⁾、 V_s はトラス理論においてひび割れ角度を45°としたもの、 V_u は二羽のディーブビーム式⁶⁾から算出したものである。また、 V_m は曲げ終局時のせん断力を示している。表よりM71供試体を除いていずれの供試体もせん断補強鉄筋が降伏し、せん断破壊するものと予測される。

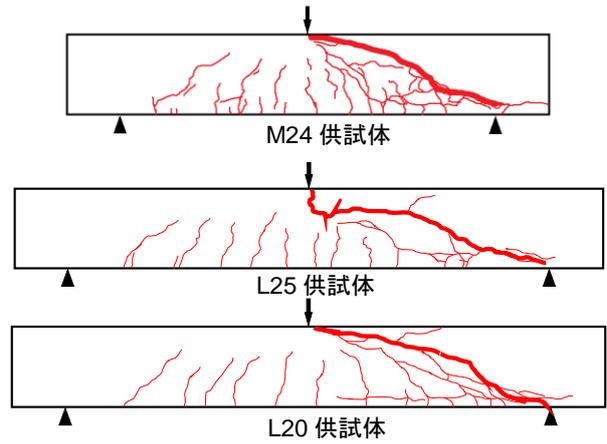


図-3 ひび割れ図(終局時)

3. 試験結果

3.1 荷重-変位関係及び破壊形態

実験から得られた荷重-変位関係を図-2に示す。なお、点線は急激な荷重低下により、データが計測されなかった領域を示している。図-2(a)に示す a/d が2.8の供試体では、いずれも荷重150kN付近で斜めひび割れが発生した。その後、M71供試体も含め、いずれの供試体もせん断補強鉄筋が降伏した後、斜めひび割れの拡大に伴い最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、斜めひび割れが大きく開口するとともに、荷重点近傍の圧縮縁コンクリートの損傷が進展し、最終的には圧縮縁のコンクリートが大きく剥離することで終局を迎えた。一方、図-2(b)に示す a/d が3.6の供試体では、いずれも荷重145kN付近で斜めひび割れが発生した。斜めひび割れ発生後の挙動は、 a/d が2.8の供試体と概ね同様であり、せん断補強鉄筋の降伏の後に最大荷重を迎えるとともに、最大荷重以降において圧縮縁コンクリートの損傷と、それに続く剥離挙動も同様に確認された。 a/d が2.8ならびに3.6のいずれの供試体においても圧縮部コンクリートのひずみは最大荷重付近において3000 μ に達し、最大荷重以降に急激に増加する傾向が確認された。それぞれの供試体の最大荷重に着目するとL25供試体を除き、せん断補強鉄筋比が大きくなるほどせん断耐力は大きくなる結果となった。

図-3に試験後のひび割れ図の一例を示す。斜めひび割れの角度は、 a/d やせん断補強鉄筋比の違いによらず、いずれの供試体においてもおおよそ30~40°であった。なお、図に示すようにL25供試体は他の供試体と異なり、斜めひび割れが荷重点付近において深い位置に進展した。このことが、せん断耐力が低くなった要因であると推察される。斜めひび割れの進展挙動が他の供試体と異なった理由については必ずしも明確ではないため、今後より詳細な検討を要すると考える。

3.2 修正トラス理論によるせん断耐力評価

せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐力は一般

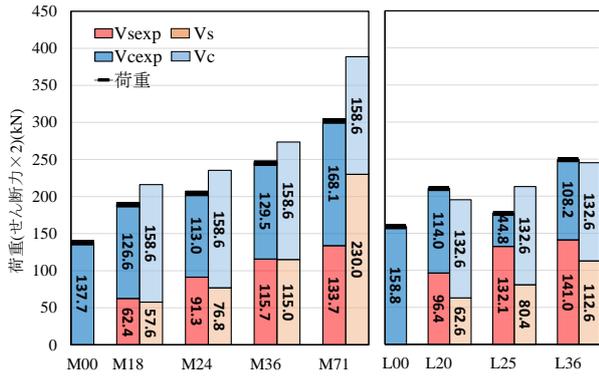


図-4 ピーク時の V_s , V_c の割合

的に修正トラス理論で評価される。ここでは、実験におけるトラス作用によるせん断力 V_{sexp} を算出し、計算値 (表-1 の V_c+V_s) との比較を行った。本研究では、 V_{sexp} はせん断補強鉄筋が負担するせん断抵抗力とし、次式より算出した。

$$V_{sexp} = \sum_{i=1}^n A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (1)$$

ここで、 n は主となる斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋の数、 A_{sw} はせん断補強鉄筋の断面積、 σ_{sw} はせん断補強鉄筋の応力であり、ひび割れ位置に最も近いひずみゲージの値から算出した。ただし、降伏応力は超えないものとした。また、作用せん断力から V_{sexp} の値を引くことで、トラス作用以外の作用によるせん断力 V_{cexp} を求めた。

図-4 に、各供試体の最大荷重時における荷重分担の実験値と計算値の比較を示す。図より、 a/d が 2.8 の供試体では計算値は実験のせん断耐力を過大に評価する傾向にあることが確認できる。荷重分担に着目すると、M71を除き、 V_{sexp} は V_s と概ね同程度であり、せん断耐力の差は V_{cexp} と V_c の違いにあるといえる。計算上 V_c は斜めひび割れ発生以降においても一定であると仮定しているが、実験の V_{cexp} は斜めひび割れ発生荷重よりも小さくなっていることが原因であると考えられる。また、M71においては、 V_{sexp} が計算値の半分程度となっており、十分なせん断補強鉄筋効果が発揮されなかったものと推察される。一方、 a/d が 3.6 の供試体では、L25を除き、計算値は実験のせん断耐力を概ね妥当に評価できることが確認できる。しかし、荷重分担に着目すると、 V_{sexp} と V_s は大きく異なっている。これは、 V_s の算定においてひび割れ角度を 45° と仮定していることが原因であると考えられる。 V_c と V_{cexp} の比較から、 a/d が 2.8 の供試体と同様に最大荷重時の V_{cexp} は斜めひび割れ発生荷重よりも小さな値となっていることがわかる。以上のように、本実験の限られた範囲内ではあるが、修正トラス理論は RC はりのせん断耐力を評価することは可能であるものの、耐荷機構については必ずしも適切に評価しているとは言えないことが確認された。

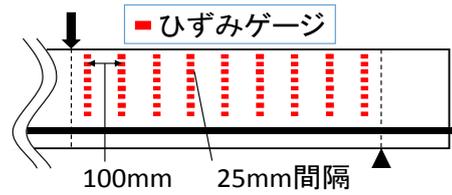


図-5 コンクリート表面ひずみゲージ貼り付け位置

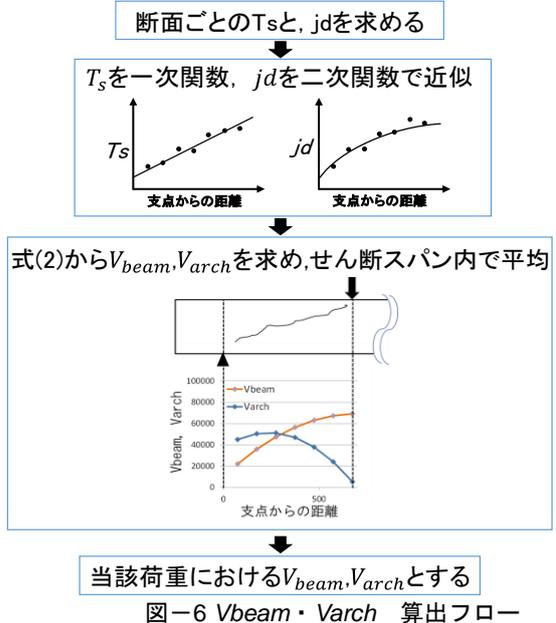


図-6 V_{beam} ・ V_{arch} 算出フロー

4. ビーム機構とアーチ機構による耐荷機構の評価

4.1 ビーム機構とアーチ機構の算出方法

せん断力を受ける RC はりにおいては、主鉄筋のダウエル作用を無視すれば、曲げモーメント M と主鉄筋引張力 T_s には式(2)の関係があるため、部材軸 z で微分することで式(3)のせん断力の関係を得る事が出来る。

$$M = T_s \cdot jd \quad (2)$$

$$V = dM/dz = dT_s/dz \cdot jd + T_s \cdot d(jd)/dz \quad (3)$$

ここで、 jd はコンクリートの圧縮合力と鉄筋引張力の距離(アーム長)である。式(3)において、第1項はビーム機構が負担するせん断力 V_{beam} であり、第2項はアーチ機構が負担するせん断力 V_{arch} である⁷⁾。本研究では、 T_s ならびに jd の分布を実験的に求めることで V_{beam} と V_{arch} の算出を試みた。 T_s は主鉄筋ひずみ分布から求めることとし、 jd はコンクリートのひずみ分布から求める方法と、式(2)を用いて T_s から逆算する方法の2通りの方法を検討した。なお、コンクリートのひずみ分布から jd を求める際には、図-5 に示すようにコンクリート表面に貼付したひずみゲージの値を用い二次放物線で仮定した応力-ひずみ関係から当該位置の応力を求め、各断面における圧縮合力位置を算出した。

T_s ならびに jd の分布の具体的な算出フローを図-6に示す。まず、前述のように実験から断面ごとの T_s ならびに jd を求める。次に、 T_s の分布を一次関数、 jd の分布を

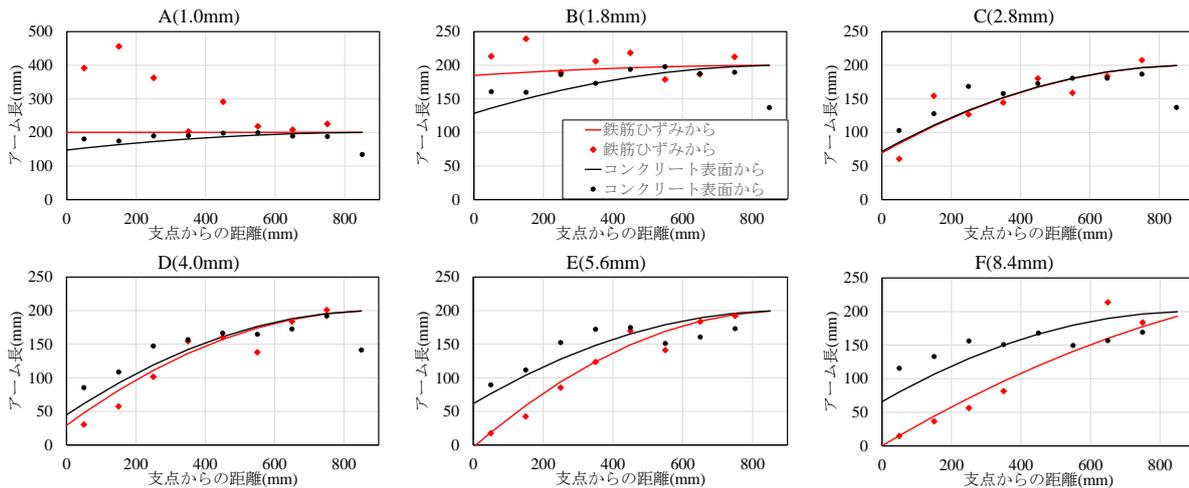


図-7 L25 供試体の各変位位置における jd の分布

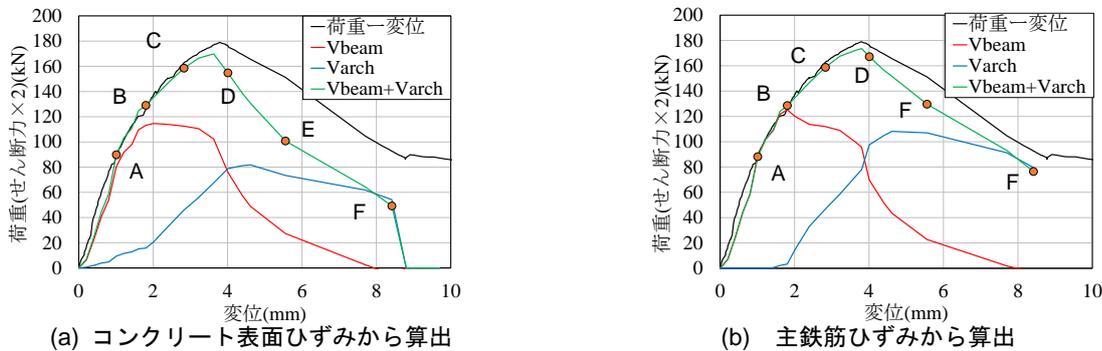


図-8 L25 供試体のビーム・アーチ機構のせん断力-変位関係

二次関数で仮定して、近似曲線を求める。なお、 T_s の分布を求める際、主鉄筋ひずみは曲げひび割れ等により局所的に大きくなることもあるため、近似直線から明らかに逸脱しているものは除外することとした。一方、 jd の分布を求める際は、以下の仮定を設けることとした。支点からの距離を z とし、ひび割れ断面の jd を jd_0 とすると、1) jd が jd_0 を超える時は $jd=jd_0$ とする ($jd(z) > jd_0$ の時 $jd(z)=jd_0$)、2) 載荷点直下では、載荷を通して $jd=jd_0$ とする ($jd(a)=jd_0$)、3) $jd(0)$ は常に正であるとする ($0 \leq jd(0) \leq jd_0$) 近似した T_s 、 jd から式(2)を用いて V_{beam} と V_{arch} の分布を求め、さらに、それらをせん断スパン内で平均することにより、当該荷重における V_{beam} と V_{arch} とした。

4.2 算出結果および妥当性の検証

前述のように jd は異なる二つの方法から算出される。そこでそれらと比較するとともに、本研究で示した方法から算出される V_{beam} と V_{arch} の妥当性について検証した。

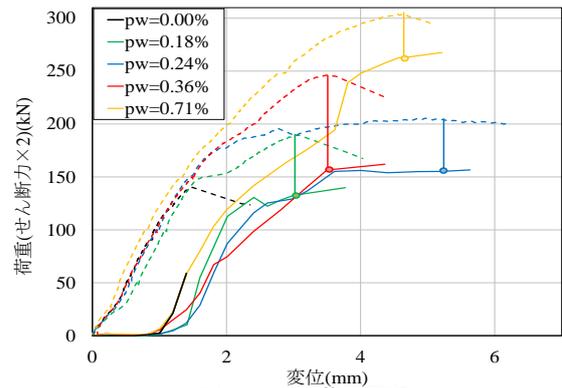
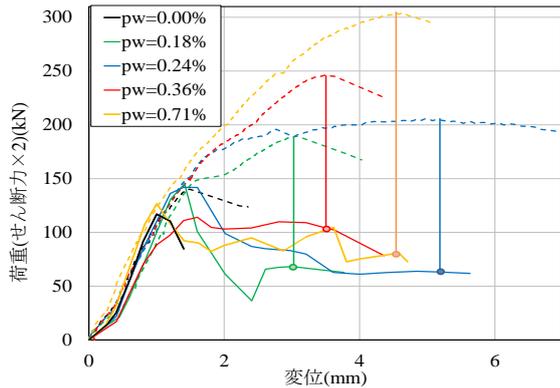
図-7 に L25 供試体における、各変位での jd の分布の比較を示す。図には、それぞれの方法で算出した jd の値を点で示しており、近似曲線を実線で示している。いずれの方法で算出した jd も、個々の値にばらつきが見られるものの、上に凸の分布をしており、前節で示したように、二次関数で近似することは概ね妥当な仮定であると判断できる。算出方法の違いで比較すると、ポストピー

クで若干近似曲線が異なっていることがわかる。

図-8 に二つの方法により算出したビーム機構ならびにアーチ機構が負担するせん断力 (V_{beam} 、 V_{arch}) と変位の関係を示す。図には荷重-変位関係も併記している。図には V_{beam} と V_{arch} の和を示しているが、実測された荷重と概ね同程度となっていることから、 V_{beam} と V_{arch} を適切に算出できていると考えられる。

図より、どちらの算出方法を用いた場合でも、初期においては V_{beam} が支配的であるが、斜めひび割れ発生後において V_{arch} が増大し、 V_{beam} が低下し始める傾向があることがわかる。このことは、斜めひび割れ発生後においてアーチ機構による耐荷機構が形成されたことを示している。また、変位が増大すると、いずれ V_{arch} が低下する結果も得られている。なお、ポストピーク領域(点 D、E)において、特にコンクリートひずみから算出した jd を用いた $V_{beam}+V_{arch}$ は実測値と大きく異なる結果となった。これは、コンクリートの損傷等により、コンクリートゲージによるひずみ計測が必ずしも適切に行うことが出来なかったためであると考えられる。

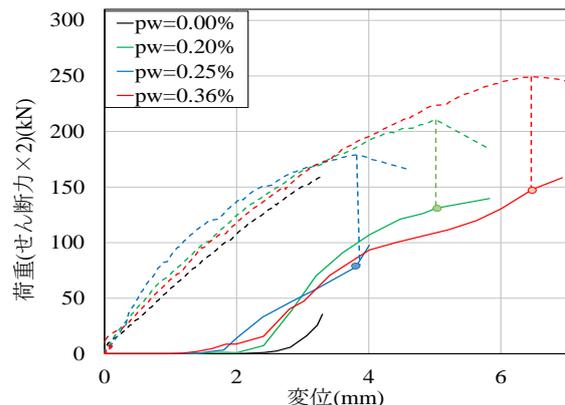
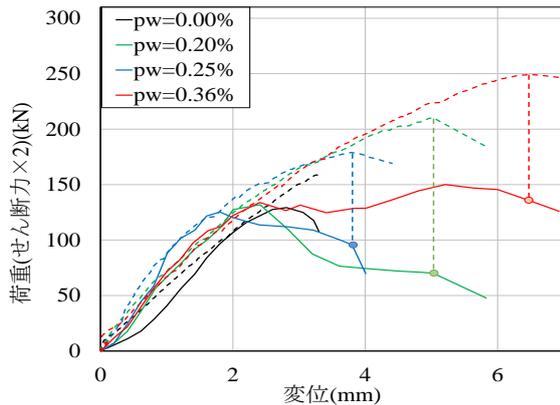
以上のことから、異なる二つの方法により算出される jd は、少なくとも最大荷重時までは妥当なものであると考える。また、これらの検討を L36 で行ったところ、同様の結論を得る事が出来た。したがって、以降の検討で



(a) Vbeam—荷重関係

(b) Varch—荷重関係

図-9 a/d 2.8 供試体 Vbeam・Varch—荷重関係



(a) Vbeam—荷重関係

(b) Varch—荷重関係

図-10 a/d 3.6 供試体 Vbeam・Varch—荷重関係

は、 T_s から jd を逆算する方法により V_{beam} 、 V_{arch} の算出を行うことにした。

4.3 せん断スパン比がビーム機構・アーチ機構に及ぼす影響評価

図-9に a/d が 2.8 の各供試体の V_{beam} および V_{arch} と変位の関係を示す。なお、図には破線で荷重—変位関係も併記している。さらに、各供試体の最大荷重時での V_{beam} 、 V_{arch} を○で示している。

図より、 V_{beam} はいずれの供試体においても、斜めひび割れ発生以前において荷重とほぼ同じ値となっており、この領域ではビーム機構が支配的な耐荷機構になっていることがわかる。斜めひび割れ発生後は、 V_{beam} が低下する一方で、 V_{arch} が急激に増加している。これは、斜めひび割れ発生後においてアーチ機構による耐荷機構が形成されたことを示している。その後、 V_{beam} はある程度低下した後は一定値となった。また、 V_{arch} は急激に増加した後にある一定値に収束するような傾向にあった。

ここで、せん断補強鉄筋比がビーム機構・アーチ機構それぞれに与える影響について考察する。図-9(a)より、斜めひび割れ発生以降の V_{beam} の低下挙動に着目すると、せん断補強鉄筋比が大きいほど低下しにくくなり、最大荷重時の V_{beam} も大きくなる傾向が見られた。また、図-9(b)より、せん断補強鉄筋比が大きいほど、最大荷重時

の V_{arch} は大きくなる傾向が確認された。以上のことから、せん断補強鉄筋は、ビーム機構とアーチ機構のどちらにおいても、それぞれの機構が負担するせん断力の増加に寄与しているものと推察される。

図-10に a/d が 3.6 の各供試体の V_{beam} および V_{arch} と変位関係を示す。図-10(a)より斜めひび割れ発生以前は a/d が 2.8 の供試体と同様に、ビーム機構が支配的な耐荷機構になっていることがわかる。しかし a/d が 2.8 の供試体とは異なり、斜めひび割れ発生後も V_{beam} は大きく低下せず、せん断補強鉄筋比が大きいほど最大荷重時の V_{beam} は大きくなっていることがわかる。また、図-10(b)より斜めひび割れ発生後に V_{arch} は急激に増加するが、最大荷重時における V_{arch} の大きさは、 a/d が 2.8 の供試体と比較して、せん断補強鉄筋比の違いに大きく影響を受けない結果であった。これらのことから、せん断スパン比が大きい場合は、 V_{beam} はせん断補強鉄筋比の影響を大きく受けるのに対して、 V_{arch} はせん断補強鉄筋比の影響をそれほど受けない傾向にあることが確認された。

なお、実験結果のばらつき等の影響により、せん断補強鉄筋比の影響は必ずしも連続的に表れることはなかった。今後、より詳細な検討が必要であると考えられる。

4.4 最大荷重の検討

図-11に最大荷重時の V_{beam} 、 V_{arch} の値と、荷重に対

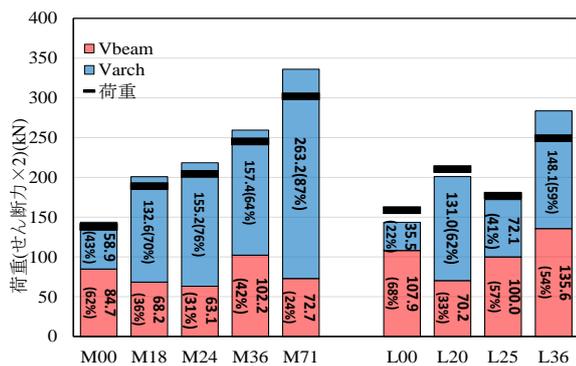


図-11 V_{beam} ・ V_{arch} の荷重に対する割合

する割合をまとめたものを示す。ほとんどの供試体で最大荷重時には V_{arch} が卓越しており、せん断スパンが小さいほどその傾向が大きいことがわかる。また、 a/d が 2.8 の供試体については、せん断補強鉄筋比が大きくなるほど、 V_{arch} の割合が大きくなる傾向が見られた。

図-9, 10 より、最大荷重時の V_{beam} , V_{arch} に着目すると、すべての供試体で、 V_{beam} がピーク直後低下し、 V_{arch} はピーク直後増加するか、もしくは傾きが変わらない結果となった。このことから、RC はりの最大荷重は V_{beam} が低下することで決まっていることが推察される。前述したように、ひび割れ状態やコンクリートの圧縮ひずみの履歴から、ピーク直前で供試体上部のコンクリートが圧壊していると判断された。このことから、載荷点近傍の圧縮縁コンクリートの圧壊によりビーム機構が維持できなくなり、最大荷重を迎えていると考えられる。

ここで、なぜピーク時に卓越しているアーチ機構ではなく、ビーム機構の低下が最大荷重を決めたのか考察する。図-12 に示すピーク時の V_{beam} , V_{arch} の分布図から、載荷点近傍のせん断力はアーチ機構ではなくビーム機構により負担されていることがわかる。このことから、ビーム機構の低下により最大荷重を迎える結果となったものと考えられる。この点については、今後数値解析などを通してより詳細な検討が必要であると考えられる。

5. まとめ

本研究において得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 修正トラス理論はRC はりのせん断耐力を評価することができるが、耐荷機構については必ずしも適切に評価しているとは言えないことが確認された。
- (2) 実験により、せん断破壊する RC はりのビーム・アーチ機構を適切に算出することができ、その妥当性を示した。
- (3) ビーム・アーチ機構に関する検討の結果、支配的な耐荷機構は斜めひび割れの発生によりビーム機構からアーチ機構へと移行することが確認された。
- (4) 本研究で対象とした RC はりにおいては、せん断補強鉄筋はビーム・アーチ機構が負担するせん断力のどち

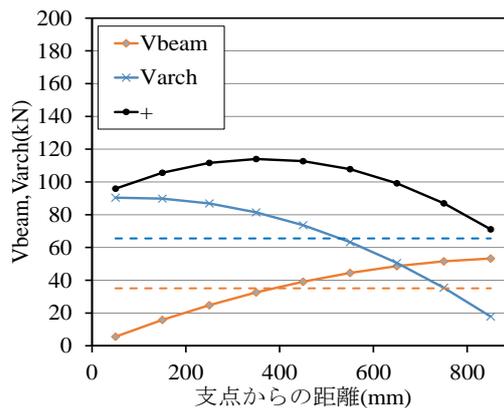


図-12 L20 供試体の最大荷重時における V_{beam} ・ V_{arch} の分布

らに対しても寄与していることを示した。ただし、寄与の程度はせん断スパン比の違いにより異なる可能性があることが確認された。さらに、RC はりの最大荷重はビーム機構の低下により決まっていた可能性があることを示した。

謝辞 本論文の作成にあたり、名古屋大学大学院中村光教授との議論を参考にさせていただきました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 齊藤成彦：土木分野におけるせん断耐力算定式-岡村甫博士・檜貝勇博士による導入と二羽淳一郎博士による修正，コンクリート工学，Vol.51，No.9，pp.737-742，2013.
- 2) 前田匡樹：建築分野におけるせん断耐力算定式の発展-実験式からトラス・アーチ理論式へ，コンクリート工学，Vol.51，No.9，pp.743-749，2013.
- 3) 中村英佑，渡辺博志：せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察，構造工学論文集 A，Vol.54A，pp.731-741，2008.
- 4) 岩本拓也，中村光，山本佳士，三浦泰人：RC はりのせん断抵抗メカニズムの検討方法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，pp.553-558，2015.
- 5) 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 はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372/V-5，pp. 167-176，1986.
- 6) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，日本コンクリート工学協会，第 2 回 RC 構造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. 119-128，1983.
- 7) 南宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会，pp.1-16，1982.