

論文 RC ラーメン橋脚梁部のせん断力に関する実験的検討

田口 絢子^{*1}・幸左 賢二^{*2}・吉原 聡^{*3}・田中 克典^{*4}

要旨：RC ラーメン橋脚梁部のせん断抵抗力を明確にすることを目的に，柱部補強済みの RC ラーメン橋脚梁部の帯鉄筋量をパラメータとした実験を行い，耐力・変形性能・損傷メカニズムを実験的に検討した。さらに，実験結果からコンクリートの負担するせん断力を算出し，道路橋示方書式から求めた値と比較した。その結果，道示式から求められるせん断力は安全側の評価となっていることから，じん性率の増加に伴いコンクリートのせん断力が低下するせん断力評価式の算定を行った。

キーワード：RC ラーメン橋脚，梁部せん断損傷，せん断力，じん性率

1. はじめに

兵庫県南部地震以降，既設の RC 単柱橋脚，RC ラーメン橋脚には柱部に鋼板巻立て等による耐震補強が実施されており，その結果，ラーメン橋脚梁部は相対的に耐震性が低くなっていることが考えられる。このような柱部補強済みの RC ラーメン橋脚を対象に橋軸直角方向の耐震性を評価すると，梁のせん断破壊先行となる場合があり，一方で梁部のせん断補強に対する設計手法が明確でないことや，梁上には支承，落橋防止装置等が設置されており，補強は困難であるという問題が生じている。

また，せん断耐力に関しては RC ラーメン橋脚については，相対的にせん断力の不足による損傷が懸念されており，せん断補強法やせん断力の評価法が重要である。

現在までわが国では，RC ラーメン橋脚梁部の損傷による致命的な被害は報告されていないものの，過去の地震被害事例からは梁部にせん断損傷が生じている例もある。よって今後は既設 RC ラーメン橋脚の耐震補強としては，柱部だけでなく，梁部材のせん断力向上や変形性能の向上が重要であると考えられる。

このような背景を踏まえ，梁のせん断抵抗力

を明確にすることを目的に，標準的な柱補強 RC ラーメン橋脚を対象として梁部の帯鉄筋量に着目した実験を実施し，耐力，変形性能，損傷メカニズムを評価した。

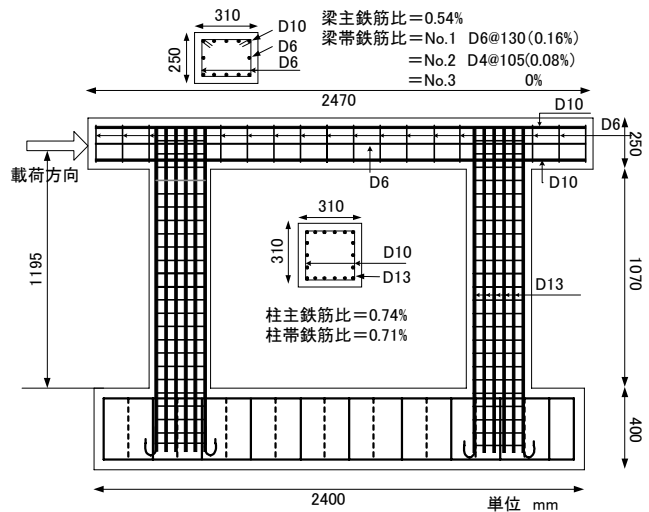


図 - 1 供試体配筋図

表 - 1 実験概要

供試体	梁の帯鉄筋量		水平力の 載荷方法	鉛直力の 載荷方法
No.1	0.16%	標準	1方向	死荷重なし
No.2	0.08%	小(1/2)		
No.3	0%	無し		

2. 実験概要

表 - 1 に実験概要を示す。実験は実物の RC ラ

*1 九州工業大学大学院 工学研究科 (正会員)

*2 九州工業大学助教授 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)

*3 阪神高速道路公団 保全施設部 (正会員)

*4 八千代エンジニアリング (正会員)

ラーメン橋脚を対象とした 1/8 供試体モデルを作成し、梁端部において一方向水平単調載荷を行った。実験対象橋脚は、阪神高速道路の各路線から抽出した約 100 基の RC ラーメン橋脚の基本諸元をもとに、平均的な諸元である大阪西宮線 P-164 をモデル橋脚とした。実橋では柱部が 9mm の鋼板で巻立て補強されており、これを帯鉄筋に換算すると、既往の帯鉄筋、鋼板を含み 0.71% となる。また、この橋脚は道路橋示方書によるプッシュオーバー解析の一種である地震時保有水平耐力法で評価すると、梁部でのせん断破壊先行型となっている。

実験供試体では、実橋と梁部の帯鉄筋比が等しい橋脚を No.1 供試体（梁帯鉄筋比：D6@130mm (0.16%)）とし、せん断破壊モードを評価するため梁の帯鉄筋量を実橋に対して 1/2 (D4@105mm (0.08%)) としたものを No.2、梁部の帯鉄筋量を 0 としたものを No.3 とした。

また、本実験の目的は梁のせん断力、損傷メカニズム評価であるので、梁の損傷形態をより明確にするために、柱主鉄筋には 1 ランク太径の D13 を用いた。

図 - 1 に No.1 供試体配筋図を示す。柱部では断面が 310×310mm、主鉄筋比 0.74%、帯鉄筋比 0.71% となり、梁部では断面 310×250mm、主鉄筋比 0.54% とした。なお、全供試体とも梁柱隅角部には実橋を考慮して梁帯鉄筋を配筋していない。

載荷方法は、最大荷重付近までは 30kN きざみで単調漸増載荷し、各目標載荷ステップ荷重に達するごとに、荷重をゼロに戻し、ひび割れ状況を確認した。最大荷重までは荷重制御で、それ以降は変位制御で載荷を行った。実橋では死荷重として 1.0N/mm² 程度の軸圧縮応力が作用しているが、応力度が小さいため影響度は小さいと判断し軸圧縮応力は作用させていない。

また、供試体は完全固定とするため、フーチング、ベースプレート間を RC 鉄筋 15 本で固定した。

表 - 2 にコンクリート、鉄筋の材料特性を示す。

表 - 2 材料特性

材料	コンクリート	鉄筋			
		降伏強度: N/mm ² (降伏ひずみ: μ)			
供試体	圧縮強度 N/mm ²	D4	D6	D10	D13
No.1	27.4	342 (1630)	380 (1810)	398 (1895)	399 (1900)
No.2	36.6		357 (1702)	398 (1895)	375 (1786)
No.3	30.6				

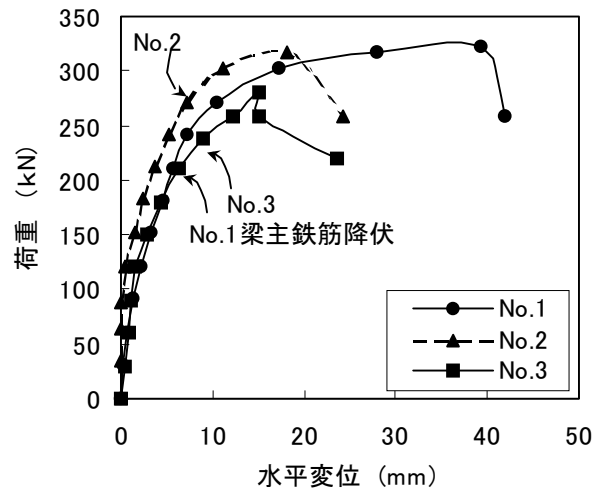


図 - 2 荷重 - 変位関係

表 - 3 実験結果

供試体		No.1	No.2	No.3
降伏変位	δy (mm)	6.3	7.1	8.2
終局変位	δu (mm)	41.3	25.8	23.5
降伏荷重	P_y (kN)	221.3	251.2	230.0
最大荷重	P_{max} (kN)	322.0	316.5	280.2
じん性率	$\delta u / \delta y$	6.6	3.6	2.9
P_{max} / P_y		1.5	1.3	1.2

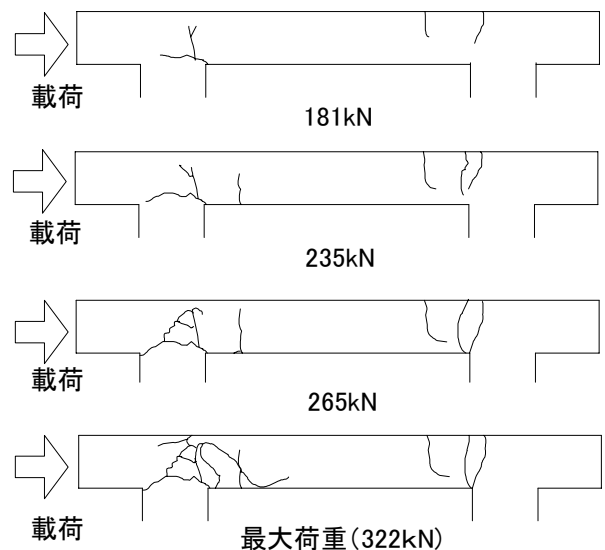


図 - 3 No.1 供試体ひび割れ進展図

コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 とした。

3. 実験結果

3.1 荷重 - 変位関係

図 - 2 に荷重 - 変位関係を、表 - 3 に実験結果を示す。ここで示されている変位は、梁軸線上の反載荷側に取りつけた変位計の測定値を用いた。計測した降伏変位(y)は梁主鉄筋が降伏に達した時とし、終局変位(u)は実験の荷重 - 変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重まで低下したときの変位とした。また、実験時のじん性率(μ)は u/y として算出した。

じん性率を求めた結果、No.1 供試体では 6.6 であったじん性率が、No.2 供試体では 3.6、No.3 供試体では 2.9 と梁部の帯鉄筋量に応じてじん性率が低下した。一方で最大荷重は No.1 供試体：322kN、No.2：316kN、No.3：280kN と若干低下傾向にあるが、あまり差は見られなかった。

実験結果から梁部の帯鉄筋量は、RC ラーメン橋脚の最大耐力にはほとんど影響を与えず、変形性能およびじん性率に大きな影響を与えると考えられる。

3.2 供試体損傷状況

図 - 3 に No.1 供試体梁部のひび割れ進展図を、図 - 4 に No.2, 3 供試体梁部の最大荷重時の損傷状況を示す。

No.1 供試体では荷重 181kN (変位 4.5mm) で梁部側面にひび割れが発生した。荷重 222kN (6.3mm) で両柱に曲げひび割れが発生し、梁主鉄筋が降伏した。その後梁上面、梁下面にもひび割れが発生し、荷重 317kN (27.8mm) で梁部帯鉄筋が降伏ひずみ近傍に達し、梁部のひび割れが梁中心に向かって斜め約 45 度の角度で進展した。最大荷重 322kN (39.2mm) では、斜めひび割れが徐々に開きだし、梁下面中心に大きなずれが生じ、梁部がせん断破壊した。

No.2, 3 供試体の損傷状況を供試体 No.1 と比較すると No.2, 3 は梁部に斜め方向のひび割れが生じた後、次の荷重で急激なせん断破壊に至り、

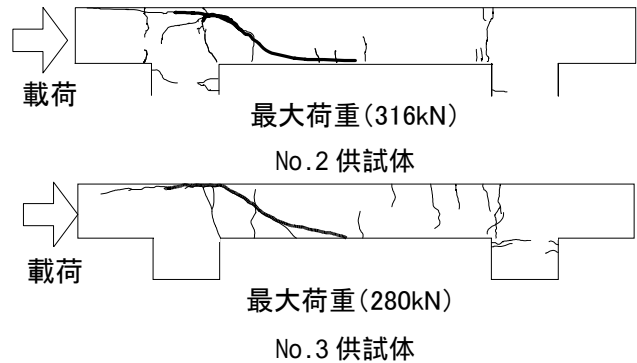


図 - 4 供試体梁部損傷状況 (No.2,3)

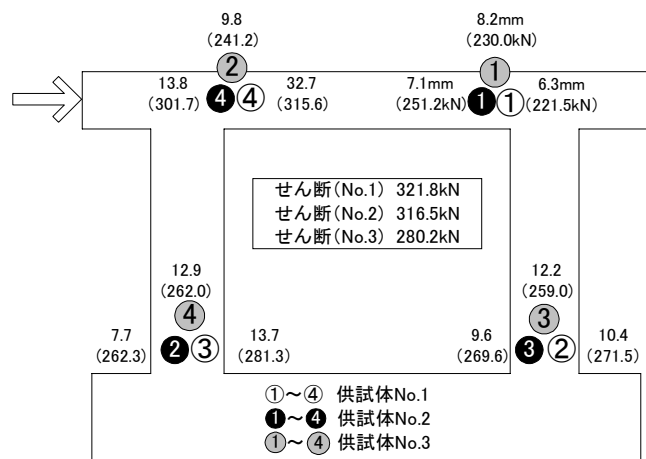


図 - 5 鉄筋降伏順序

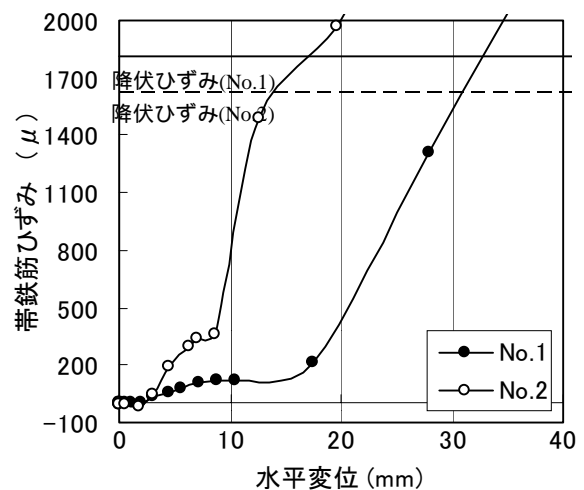


図 - 6 帯鉄筋ひずみ発生状況

張出し部にまでひび割れ損傷が及んでいる。

3.3 鉄筋降伏順序

図 - 5 に鉄筋降伏順序を示す。全供試体で 4 つの塑性ヒンジが形成された後、梁部のせん断破壊に至り、塑性ヒンジ形成位置も右側梁、左側梁、右柱下端、左柱下端と同じであった。

各供試体で塑性ヒンジの発生順序は異なるものの、全供試体において曲げ降伏後のせん断破

壊であったと考えられる。

3.4 ひずみ分布性状

図 - 6 に変位と梁帯鉄筋ひずみの関係を示す。測定位置は梁せん断損傷が生じた位置に配筋した帯鉄筋で比較している。No.1 供試体は変位 15mm まではほとんどひずみが発生せず、それから徐々にひずみの増加が起こり、降伏ひずみに達している。

No.2 供試体は変位 10mm まではひずみの増加が小さく、その後徐々にひずみの増加が起こり、No.1 と同様に降伏ひずみに達している。

このことから、変位 10 ~ 15mm 程度まではほとんどの作用せん断力を梁部のコンクリートで受け持っており、帯鉄筋の効果が発揮されるのは、それ以降の挙動であると考えられる。また、No.2 供試体はひずみの急激な増加がみられるが、これは帯鉄筋量が少なく、鉄筋のせん断抵抗が小さいためと考えられる。

3.5 設計値との比較

平成 8 年の道路橋示方書には、兵庫県南部地震以降に実施された RC ラーメン橋脚の非線形域での挙動に関する研究結果から、RC ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査法が取り入れられている。照査方法は、単柱と同様の破壊形態の判定を行い、破壊形態に応じた応答値と耐力の比較により行うものである。

この手法により求めた値を設計値とし、表 - 4 ~ 6 に曲げ耐力に対する実験結果と設計値との比較、図 - 7 に荷重 - 変位関係の比較を示す。ここでの設計値は、全て安全係数を 1.0 として算出した。表および図から、曲げ降伏に対する水平力の実験結果は No.1 ~ 3 供試体ともに 1.1 ~ 2.0 倍の耐力を有している。

一方で No.1 供試体の実験のせん断抵抗荷重は 1.2 倍 (実験 321.8kN, 設計値 269.7kN) 程度であるのに対し、No.2 では 2.3 倍 (実験 316.5kN, 設計値 139.2kN), No.3 では 3.6 倍 (実験 280.2kN, 設計値 78.0kN) 程度と実験値がはるかに設計値を上回る結果となった。

この結果から、道示式によるせん断力は、帯

表 - 4 保耐法照査結果 (No.1)

No.1	設計値		実験値		P ₁ /P' ₁
	順序	発生箇所	順序	水平力 P ₁ (kN)	
①	右側梁	170.9	①	221.5	1.3
②	左側梁	171.8	④	315.6	1.8
③	左柱下端	242.6	③	281.3	1.2
④	右柱下端	243.4	②	271.5	1.1
せん断	右側梁	269.7	左側梁	321.8	1.2

表 - 5 保耐法照査結果 (No.2)

No.2	設計値		実験値		P ₂ /P' ₂
	順序	発生箇所	順序	水平力 P ₂ (kN)	
①	右側梁	150.6	①	251.2	1.7
②	左側梁	151.7	④	301.7	2.0
③	左柱下端	242.3	②	262.3	1.1
④	右柱下端	243.1	③	269.6	1.1
せん断	右側梁	139.4	左側梁	316.5	2.3

表 - 6 保耐法照査結果 (No.3)

No.3	設計値		実験値		P ₃ /P' ₃
	順序	発生箇所	順序	水平力 P ₃ (kN)	
①	右側梁	149.3	②	230.0	1.5
②	左側梁	150.6	①	241.2	1.6
③	左柱下端	224.2	④	262.0	1.2
④	右柱下端	225.0	③	259.0	1.2
せん断	右側梁	78.8	左側梁	280.2	3.6

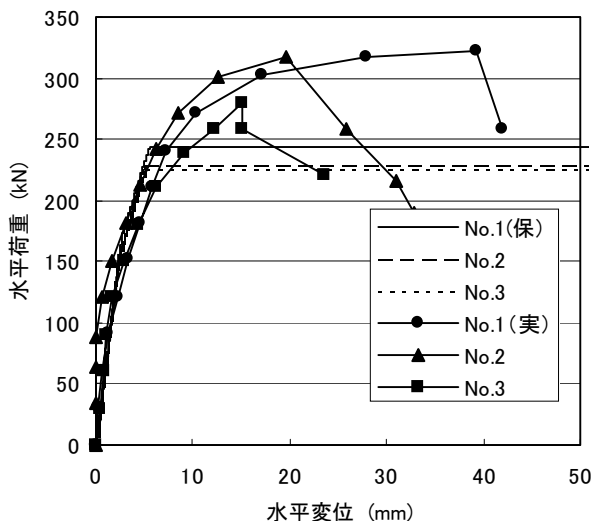


図 - 7 荷重 - 変位関係の比較

鉄筋量の違いによっては、実際の挙動に対してかなり安全側の値を求めることがわかった。つまり、実験結果から最終的に梁のせん断破壊に至るもの、じん性率が小さい領域では、作用力をコンクリートのせん断力のみで負担しており、設計ではコンクリ

一トの負担せん断力を過小評価している傾向にあると考えられる。

4. せん断力評価式の提案

4.1 せん断力算出方法

各供試体の実験結果からは水平荷重 - 変位の関係を得ることはできるが、梁部に発生しているせん断力 V を求めることはできない。

そこで、ある水平荷重が作用した時の保耐法照査結果から発生せん断力 V を求め、実験時に使用した材料特性を用いて鉄筋の負担するせん断力を算出し、コンクリートの負担するせん断力を求めた。また、道示式を用いてコンクリートが負担するせん断力を求め、両者の算出値の比較を行った。

4.2 道示式を用いた算定結果

道示式に示されるせん断力算定式（式（1））を用いてコンクリートが負担するせん断力（ S_c ）を求めた。

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot c \cdot b \cdot d \quad (1)$$

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数 : 1.0, C_e : 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数 : 1.0, C_{pt} : 引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 : 1.2 ($p_t = 0.54\%$), c : コンクリートが負担するせん断応力度, b : せん断力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅, d : せん断力を算定する方向に平行な橋脚断面の有効高

表 - 7 に算出結果を示す。No.1 は 28.1kN, No.2 は 31.1kN, No.3 は 29.2kN となり, No.2 が高い値を示すのは、コンクリート強度（36.6kN）が高いためである。

4.3 コンクリートのせん断力の算出

図 - 8 に保耐法照査より得られた発生せん断力（左側梁）と水平荷重の関係（No.1 ~ 3）を示す。水平荷重とせん断力の関係は比例関係にあるが、せん断力は増加せず一定値をとる領域がある。これは塑性ヒンジが形成されており、1 つの塑性ヒンジが発生し 4 つ目が形成されるまで、せん断耐力は増加せず、4 つ目の塑性ヒンジ形成後、再び荷重の増加とともにせん断力も増加す

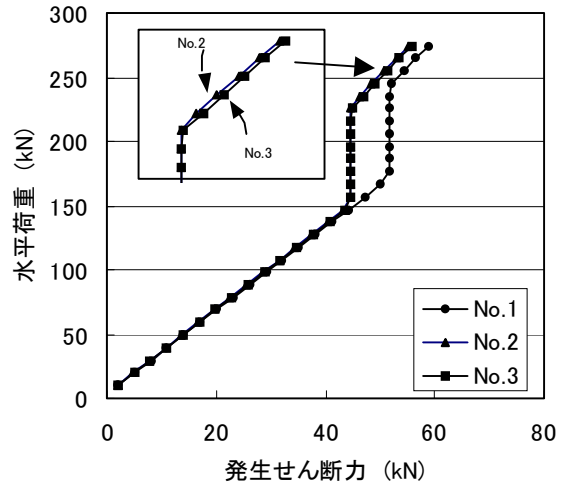


図 - 8 発生せん断力算出結果

表 - 7 道示式との比較

供試体	じん性率	実験値 V_c (kN)	道示式 S_c (kN)	V_c/S_c
No.1	6.2	35.4	28.1	1.3
No.2	2.8	49.6	31.1	1.6
No.3	1.8	57.1	29.2	2.0

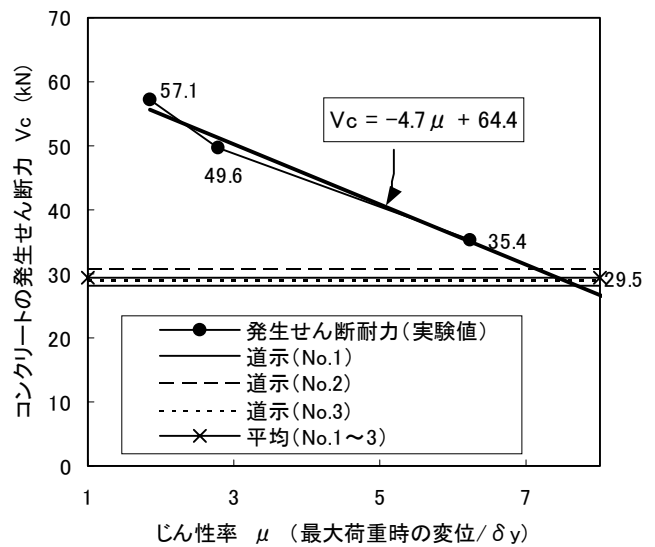


図 - 9 せん断力とじん性率の関係

るためである。

また、No.2, 3 と No.1 で水平荷重 - せん断力の関係に違いがみられるが、全ての鉄筋の平均した降伏強度を用いて計算を行ったため、使用材料が同じである No.2, 3 はほぼ同様の値をとり、No.1 は使用材料の降伏強度が大きいため、No.2, 3 よりも大きめの値となっている。

図 - 8 から得られた水平荷重 - 発生せん断力関係を用いて、4 つの塑性ヒンジ形成後も荷重の増加と共に発生せん断力が直線的に増加する

と仮定して最大荷重が作用した時の発生せん断力を算出した。コンクリートの負担するせん断力は式(2)により V 、 V_s を用いて算出した。

$$V_c = V - V_s \quad (2)$$

ここで、 V ：水平荷重時に発生する梁部の発生せん断力(保耐法照査結果)、 V_s ：鉄筋の負担するせん断力

表-7に以上の手法を用いて算出した V_c とじん性率の関係を示す。各供試体のじん性率は、最大荷重時の水平変位を各供試体の主鉄筋降伏時の変位(= y)で除した値で示している。

No.1 供試体はじん性率 6.2 で V_c (破壊時のコンクリートのせん断力)は 35.4kN、No.2 供試体はじん性率 2.8 で V_c は 49.6kN、No.3 供試体はじん性率 1.8 で V_c は 57.1kN となった。

道示式による計算値 Sc は、28.1kN (No.1)、31.1kN (No.2)、29.2kN (No.3)と比較すると、No.1 供試体では V_c/Sc は 1.3 (35.36/28.1)、No.2 供試体では $V_c/Sc = 1.6$ (49.55/31.1)、No.3 供試体では $V_c/Sc = 2.0$ (57.09/29.2) となった。道示式による Sc の算出値は、No.3 供試体のように、じん性率が 1.8 と小さい領域では、特に過小評価となっている。

4.4 せん断力の評価

以上の結果から、RC ラーメン橋脚梁部のせん断力評価式を算定した。実験結果から最終的に梁のせん断破壊に至るものの、帯鉄筋ひずみの発生状況から、じん性率が小さい領域では作用力をコンクリートの負担するせん断力のみで負担しており、じん性率に応じてコンクリートの負担するせん断力は低下すると考えられる。また、破壊形式は曲げ降伏先行後のせん断破壊であったため、じん性率は $\mu > 1$ として算定式を求めることとした。

算定式の算出方法は、図-9に示すように供試体 No.1~3 のせん断力とじん性率の関係を示す3点を、最小二乗法を用いて近似直線をとった。じん性率(最大荷重時の水平変位/ y)は $\mu > 1$ としてプロットし、図中の近似直線からコンクリートの発生せん断力 V_c とじん性率 μ

の関係は、式(3)のようになる。

$$V_c = 64.4 - 4.7 \mu \quad (3)$$

また、じん性率 $\mu = 2$ で評価すると式(3)から $V_c = 55\text{kN}$ と求める事ができ、これを道示式から求めた Sc の平均(29.5kN)と比較すると、 $V_c = 1.9 \cdot Sc$ となった。つまり、じん性率が $\mu = 2$ 程度の場合は、道示式に対して 1.9 倍程度はコンクリートの負担するせん断力を見込む事ができる。但し、この結果は本試験体にものみ適用可能であり、今後さらに提案式の適応性を検討し一般化する必要がある。

5. まとめ

本研究から得られた結果を、以下にまとめる。

- (1)帯鉄筋量をパラメータとした実験を3体実施したが、梁の帯鉄筋量に関わらず、4つの曲げ降伏による塑性ヒンジが形成された後の梁部せん断破壊に至った。
- (2)実験結果から梁部の帯鉄筋量は最大耐力ではなく梁部のじん性能に大きな影響を与えた。
- (3)道路橋示方書に準じた保有水平耐力照査と実験結果を比較した結果、せん断力に関しては No.1 では 1.2 倍、No.2 では 2.3 倍、No.3 では 3.6 倍の耐力を有していた。
- (4)保耐法照査結果から得られた荷重-発生せん断力関係を用いて、コンクリートの負担するせん断力を求めた結果、じん性率がそれぞれ 6.2、2.8、1.8 の時、 V_c は 35.4kN、49.6kN、57.1kN と算出された。じん性率(最大荷重時の水平変位/梁主鉄筋降伏変位)の増加によってコンクリートの負担するせん断力が低下する傾向がみられた。
- (5)実験結果から求めたコンクリートのせん断力とじん性率の関係は以下の関係が成立した。

$$V_c = 64.4 - 4.7 \mu \quad (\mu > 1.0)$$

単位:kN

参考文献

- 1) 幸左賢二、田口絢子、乙黒幸年、田中克典：RC ラーメン橋脚梁部の耐震性評価、第 26 回地震工学研究発表会、pp.917-920,2001.8