

# 水平荷重作用下におけるRCラーメン橋脚 梁部のせん断抵抗に関する研究

幸左賢二<sup>1</sup>・田崎賢治<sup>2</sup>・吉原聰<sup>3</sup>・田中克典<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D. 九州工業大学 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畠区仙水町1-1)

E-mail: kosa@civil.kyutech.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 工修 大日本コンサルタント㈱九州支社 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19)

<sup>3</sup>正会員 工修 阪神高速道路公団 保全施設部 (〒552-0006 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

<sup>4</sup>正会員 八千代エンジニアリング㈱大阪支店 (〒540-0001 大阪市中央区城見1-4-70)

標準的な柱部のみを補強したRCラーメン橋脚を対象として、現状の梁部をモデル化したもの、横梁部の鉄筋量を標準の1/2としたもの、帶鉄筋量をゼロとした、3体の模型供試体実験を実施し、梁部のせん断耐力を評価した。その結果、梁部にせん断損傷が生じるとともに、帶鉄筋量が減少するにつれて、じん性率の低下が認められたので、フレーム解析およびFEM解析手法を用いて、コンクリートのせん断耐力とじん性率の関係を定式化することを試みた。

**Key Words :** RC rigid frame, shear strength, ductility factor, FEM analysis

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、数多くのRC橋脚に被害が生じたが、単柱式橋脚の被害率が高く、RCラーメン橋脚の被害は比較的少なかった。これは、ラーメン構造では不静定次数が高く、曲げタイプの損傷においては、主鉄筋降伏後も順次塑性ヒンジが形成されるために、単柱式橋脚と比較して変形性能および耐力が増加する場合が多いことが一因として考えられる。これに対して、せん断破壊先行の場合は、RCラーメン橋脚は単柱式と比較して水平曲げ耐力が大きく、せん断に対して構造形式としての優位性を有していないことから、相対的にせん断耐力の不足による損傷が懸念され、そのせん断耐力の評価法や補強法が現在重要な課題となっている<sup>1),2)</sup>。

一方、兵庫県南部地震においては、RC構造物の柱基部損傷が多く生じたことから、現在柱部のみを対象とした鋼板巻立てなどによる耐震補強が優先的に実施されている。単柱式橋脚では、地震による水平荷重作用時、梁部には小さな曲げおよびせん断力しか作用しないので、梁部の耐震補強は不要となる。これに対して、RCラーメン形式の面内方向におい

ては水平変位の増加に伴い梁部にも大きな曲げおよびせん断力が作用する。したがって、柱部のみが補強されることにより、補強対策が実施されていない梁部の損傷が懸念される。しかしながら、梁のせん断補強に対する設計手法が明確でないことや、梁上には支承や落橋防止工が設置されており、補強が困難であるなどの問題点を有しており、現在その対応が苦慮されている。

このような背景を踏まえ、RCラーメン橋脚の梁部のせん断抵抗力を明確にすることを目的に、まず、実構造物の柱補強RCラーメン橋脚を対象として、非線形時刻歴応答解析により、ラーメン橋脚梁部に発生する応答せん断力の傾向を把握した。次いで、上記のRCラーメン橋脚を対象として現状の梁部をモデル化したもの（標準タイプ）、梁部の帶鉄筋量を標準の1/2としたもの、梁部の帶鉄筋量をゼロとした、3体の模型供試体実験を実施し梁部のせん断抵抗力を評価した。最後に、実験供試体を対象として、二次元弾塑性FEM解析法を用いて梁部のせん断抵抗を解析的に算出し、変形量の増加に伴うせん断抵抗の変化を評価した。

## 2. 実構造物における検討

### (1) 動的応答解析手法

地震力作用時にラーメン橋脚の梁に作用する応答せん断力の傾向を把握するために、図-1に示す標準的な実構造物のRCラーメン橋脚の面内方向を対象として、非線形時刻歴応答解析を実施した。

阪神高速道路の各路線から抽出した約100基のRCラーメン橋脚の諸元をもとに、作用軸応力や帶鉄筋比が平均的である大阪西宮線P-164橋脚をモデル橋脚とした。なお、本橋脚はブッシュオーバー解析手法の一種である道路橋示方書に基づく地震時保有水平耐力法による照査の結果では、梁部のせん断破壊先行型となっている。

解析モデルとしては図-1に示すフレームモデルとし、柱部および梁部には、道路橋示方書V(耐震設計)編<sup>3)</sup>に準じて、図-2に示すひび割れを考えたトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有する弾塑性梁要素を設置した。上部構造は慣性力作用位置を考慮するため、剛部材を用いてモデル化している。また、柱上下端部および梁の両端部には、道路橋示方書V編に準じて、水平・鉛直・回転方向に基礎の集約バネを設置している。

解析手順としては、まず上部構造の死荷重と橋脚自重を考慮した自重解析を行う。次に、死荷重が作用した状態を初期応力として地震応答解析を行う。時刻歴応答解析に用いる入力地震波形は「道路橋の耐震設計に関する資料」に示される大規模地震レベルの、タイプII地震動の中のI~III種地盤用標準波形9波を用いている<sup>4)</sup>。ここでは代表例として、図-3に示すII種地盤用No.1標準波形を用いた結果を示す。非線形時刻歴応答解析における数値積分にはNewmark- $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、積分時間間隔 $\Delta t$ は0.002秒としている。また、履歴特性には武田モデルを、粘性減衰としてはレーリー減衰を用いている。

### (2) 動的応答解析結果

図-4に上部構造の慣性力作用位置の時刻歴応答変位波形を示す。図中の+側の変位は右側に応答していることを示す。これによると、右側最大応答変位は7.86secで $\delta_{max}$ は0.035mとなり、降伏変位( $\delta_y$ )が0.016mであることから応答塑性率は2.19となる。一方、左側最大応答変位は8.62secで $\delta_{max}$ は-0.042mとなり、応答塑性率は2.63となる。また、図-5に、梁両端部についての、時刻歴応答せん断力を示す。これによると、梁両端部のせん断力は左端部が正側に、右端部では負側に偏った応答結果と

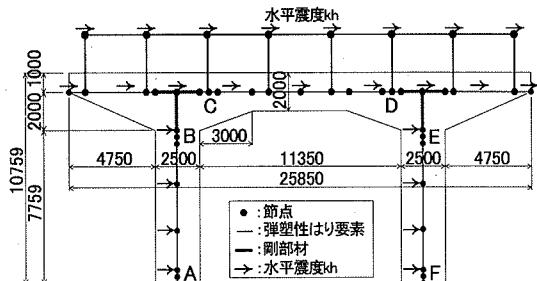


図-1 解析モデル

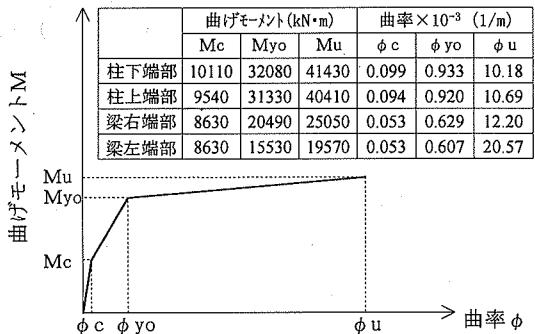


図-2 曲げモーメント-曲率関係

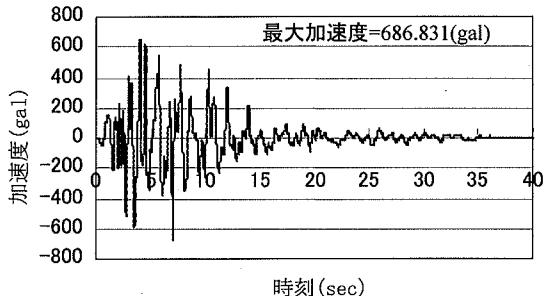


図-3 入力地震波形 (タイプII, II種地盤用, No.1)

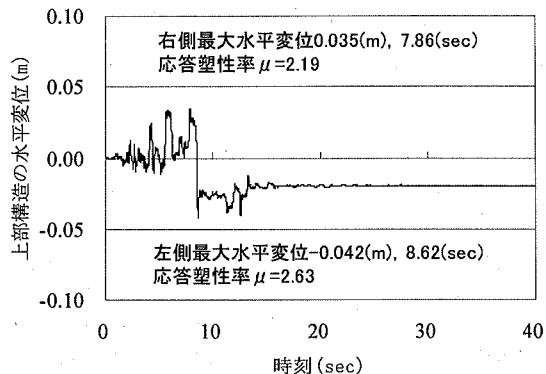


図-4 上部構造の時刻歴応答変位結果

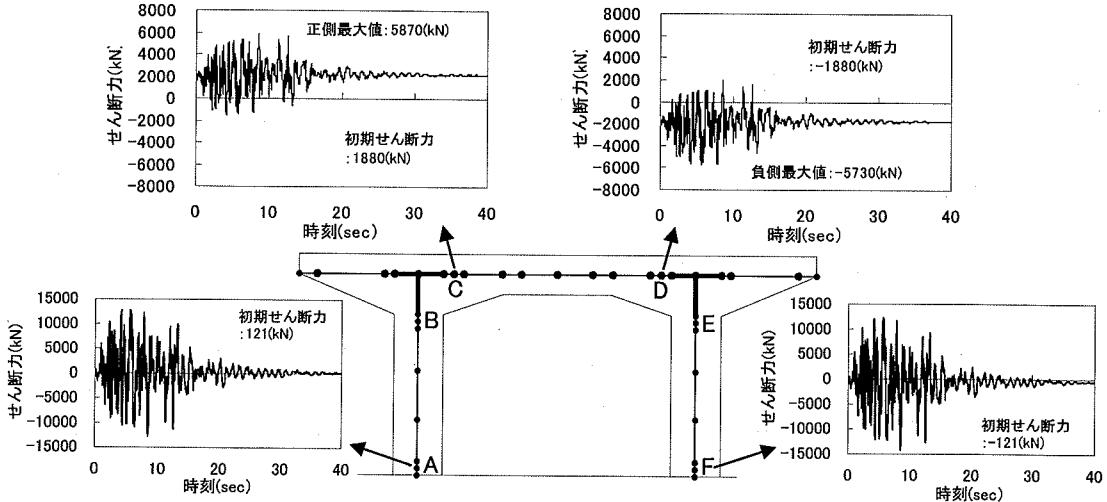


図-5 梁の時刻歴応答せん断力

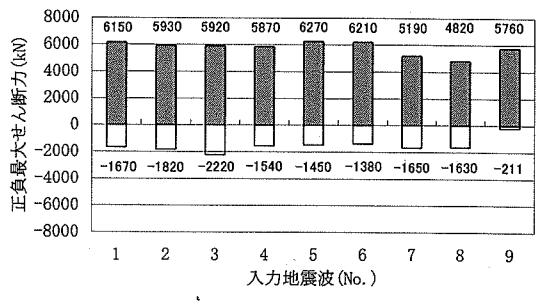
なることが分かる。初期せん断力は梁左端部で1880kN、梁右端部で-1880kNであり、地震時慣性力により片振幅4000kNのせん断力が発生する。したがって、梁左端部では、負側に最大-1540kN、正側に最大5870kNとなり、正側の応答が卓越することが分かる。同様に、梁右端部では、正側に最大1980kN、負側に最大-5730kNとなり、負側の応答が卓越することが分かる。

また、梁両端部に着目した応答せん断力の傾向について、解析に用いた9波形に対する応答結果を図-6に示す。図の中で、入力波形No.1～3はⅠ種地盤用、No.4～6はⅡ種地盤用、No.7～9はⅢ種地盤用である。これによると、梁左端部では負側に平均-1508kN、正側に平均5791kNと正側に偏り、梁右端部では正側に平均1730kN、負側に平均-5541kNで負側に偏った応答結果となっている。

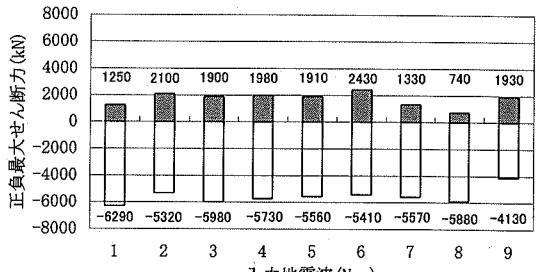
以上のように解析に用いた9波形はすべてに渡り同様の傾向となり、正側あるいは負側に偏った応答結果となった。

### (3) 水平震度漸増解析

上記に示すように、梁のせん断応答は正または負側の応答に偏った結果となることから、梁の断面力の傾向を把握する目的で静的な水平震度漸増解析を実施した。解析順序としては、動的解析と同様に、まず、上部構造の死荷重と橋脚自重を考慮した自重解析を行い、次に、死荷重が作用した状態を初期応力として、図-1に示すように、静的な水平震度を左側から右側に漸増させている。図-7に上部構造の慣性力作用位置における水平震度-水平変位関係を示す。



(a) 梁左端部



(b) 梁右端部

図-6 梁の時刻歴応答せん断力

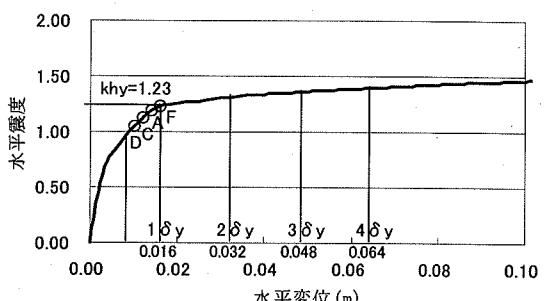


図-7 水平震度-水平変位関係

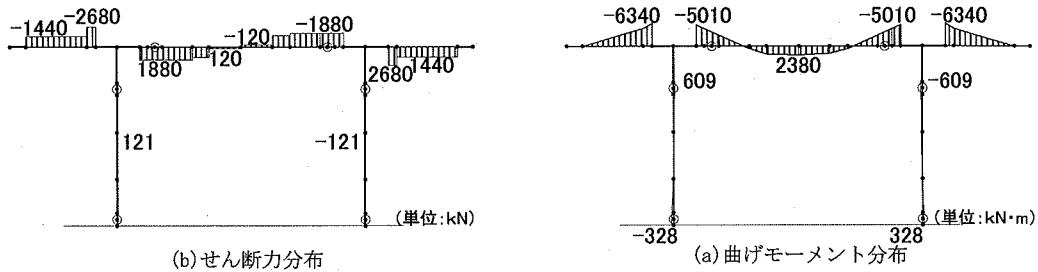


図-8 死荷重時の断面力分布図

これによると、梁右端部のD点が最初に降伏し、その後、梁右端部のC点、左柱下端部のA点、右柱下端部のF点の順に降伏し、曲線勾配は大きく軟化する。したがって、ラーメン橋脚全体としての降伏水平震度(Khy)は1.23、降伏変位( $\delta_y$ )は0.016mとなる。図-8に死荷重時の曲げモーメント分布とせん断力分布を示す。また、図-9は水平力のみの、図-10は(死荷重+水平力)時の曲げモーメント分布を示す。同様に、図-11、12にせん断力分布を示す。まず、各図の(a)0.5  $\delta_y$ 時に着目すると、この時点では、柱両下端部および梁両端部の曲げモーメントは図-2に示す降伏曲げモーメント( $M_y$ )に達していない状態である。この中で、例えば梁左端部では、図-8の死荷重時の曲げモーメント-5010kN·mに図-9の水平力による曲げモーメント17500kN·mを加えると、図-10の(死荷重+水平力)作用時の曲げモーメントは12490kN·mとなる。同様に、せん断力についても図-8の死荷重時のせん断力1880kNに図-11の水平力によるせん断力-3230kNを加えると、図-12の(死荷重+水平力)作用時のせん断力は死荷重時の断面力が打ち消される方向に-1350kNとなる。一方、梁右端部のせん断力は死荷重時のせん断力-1880kNに水平荷重時のせん断力-3230kNを加えると、(死荷重+水平力)作用時のせん断力は死荷重時の断面力を助長する方向に-5110kNとなる。次に、各図の(b)3  $\delta_y$ 時に着目すると、柱両下端部および梁両端部の曲げモーメントが降伏に達している。1  $\delta_y$ 時以上では、水平荷重のみの状態で、すでに降伏曲げモーメントに達しているため、単純な死荷重時との重ね合わせにはならないが、死荷重作用時断面力に水平力作用時断面力が加えられることにより、柱の両下端および梁の両端部が降伏に達し、それ以降の曲げモーメントおよびせん断力の進展が小さくなる。次いで、3  $\delta_y$ 時の梁部のせん断力に着目すると、左端部で-2710kN、右端部で-6470kNとなる。したがって、水平変位が3  $\delta_y$ 相当の正負交番の地震力が作用する場合、梁左端部のせん断力の応答振幅は-2710kNから6470kN

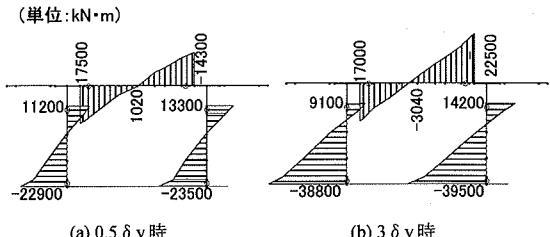


図-9 水平力による曲げモーメント分布図

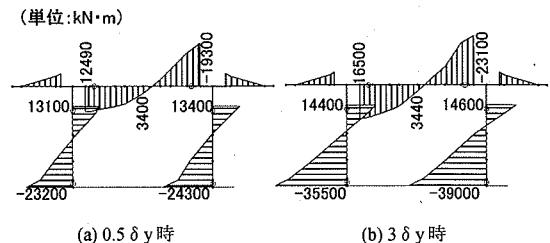


図-10 死荷重+水平力による曲げモーメント分布図

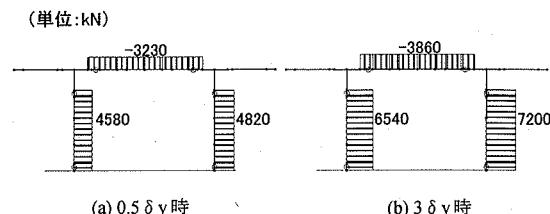


図-11 水平力によるせん断力分布図

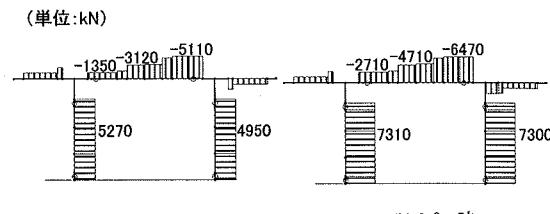


図-12 死荷重+水平力によるせん断力分布図

となり、正負の割合は約1:2.4となり、一方向のせん断力が卓越する挙動となる。以上より、対象とするラーメン橋脚の梁に発生するせん断力の応答振幅は死荷重の影響により一方向のせん断力が卓越することが確認された。

### 3. 実験概要

#### (1) 供試体形状

実験は大阪西宮線 P-164 の RC ラーメン橋脚を対象モデルとし、上記の検討結果により、対象とするラーメン橋脚の梁に発生するせん断力の応答振幅は死荷重の影響により一方向のせん断力が卓越することが確認されたため、一方向水平単調載荷を実施した。表-1 に実験概要を示す。実橋は橋脚高さ 10.6m、橋脚断面は梁部 2.5x2.0m、柱部 2.5x2.5m で柱間隔は 12.5m である。柱には SS400 材の補強鋼板（厚さ 9mm）が巻き立てられており、鋼板を含む柱帶鉄筋比は 0.71%、梁帶鉄筋比は 0.16% である。実験供試体では、実橋と梁部の帶鉄筋比が等しい橋脚を No.1 供試体（帶鉄筋比：D6@130mm(0.16%)）とし、せん断破壊モードを評価するため梁の帶鉄筋量を実橋に対して 1/2 としたものを No.2（D4@105mm(0.08%)）、梁部の帶鉄筋量を 0 としたものを No.3 とした。ただし、No.3 にはひずみ進展状況を把握するために、ダミー鉄筋を梁中央、梁部材端部に配置している（換算带鉄筋比 0.01%）。また、本実験目的が梁のせん断耐力、損傷メカニズムの評価であるので、梁の損傷形態をより明確するために、柱主鉄筋には 1 ランク太径の D13 を用いている。

図-13 に No.1 供試体配筋図を示す。柱部では断面が 310x310mm、柱主鉄筋比 0.74%、帶鉄筋比 0.71% となり、梁部では断面 310x250mm、主鉄筋比 0.54% とした。なお、全供試体とも柱梁接合部には実橋と同様に、梁帶鉄筋は配置していない。

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。最大荷重付近までは荷重制御で、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、 $1.0\text{N/mm}^2$  程度の軸圧縮応力が作用しているが、応力度が比較的小さいことから、実験においては軸圧縮力は作用させていない。また、供試体のフーチングとベースプレート間に鉄筋 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が、コンクリートの設計基準強度は  $27\text{N/mm}^2$  としている。

#### (2) 計測項目

柱主鉄筋、梁主鉄筋、梁帶鉄筋のひずみゲージ貼り付け例（No.2 供試体）を図-14 に示す。同様に、変位計の取付け例（No.2 供試体）を図-15 に示す。図において、D1～D2 は梁の水平変位、D3～D6 は梁材端部の変位、PSD1～PSD3, PND1～PND3 は柱の水平変位を測定している。また、No.2, 3 供試体

表-1 実験概要

		実橋	供試体		
			No.1	No.2	No.3
軸方向 鉄筋比	柱	0.40%	0.74%	0.74%	0.74%
	梁	0.51%	0.54%	0.54%	0.54%
帶鉄筋比	柱	0.71%	0.71%	0.71%	0.71%
	梁	0.16%	0.16% 標準	0.08% 小(1/2)	0% 無し

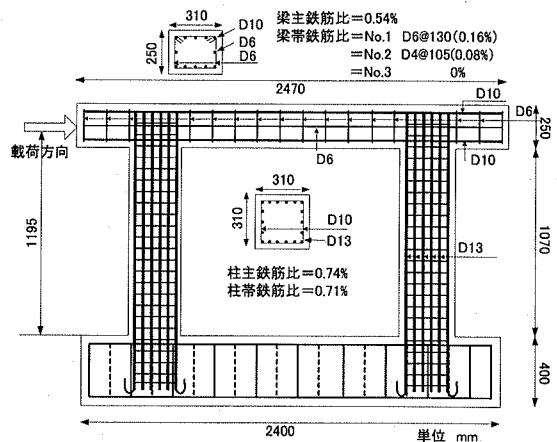


図-13 供試体配筋図

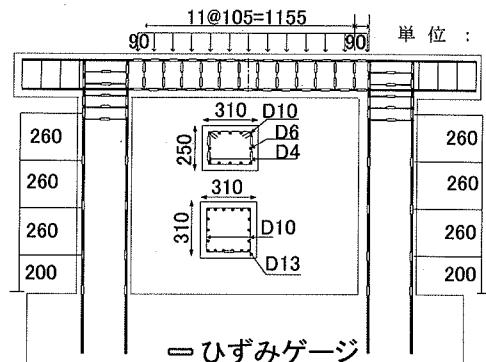


図-14 ひずみゲージ設置状況（No.2 供試体）

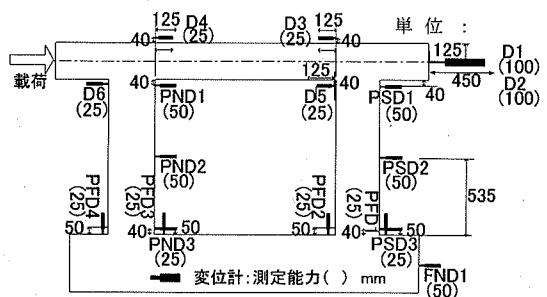


図-15 変位計取付状況（No.2 供試体）

では軸方向鉄筋の抜け出しによる橋脚基部での回転による変位を算定するため、PFD1～PFD4を取り付け、引張側側面と圧縮側側面における変位差から回転量を算定した。

#### 4. 実験結果および考察

##### (1) 供試体損傷状況

ここでは、代表例として No.1 供試体の損傷状況を中心に説明を加える。図-16 に No.1 供試体の最終損傷状況、図-17 に梁部のひび割れ進展状況、図-18 に No.2,3 供試体梁部の最大荷重時の損傷状況を示す。

- ①No.1 供試体では荷重 181kN (変位 4.5mm) で梁部側面に明確なひび割れが発生し、その進展が認められた。
- ②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。
- ③その後、梁上面、梁下面にもひび割れが発生し、荷重 317kN (27.8mm) で梁部帶鉄筋が降伏ひずみ近傍に達し、梁部のひび割れが面内方向における中央に向かって斜め約 45 度の角度で進展した。
- ④荷重 322kN(42.0mm)で、梁下面にずれが発生し、せん断破壊が発生した。

これに対して No.2,3 供試体の損傷状況は、No.1 と同様の曲げ降伏先行型の損傷形態を示すが、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、次の載荷で急激なせん断破壊に至り、発生ひび割れ幅も大きく、張出し部にまでひび割れ損傷が及んでいる。

##### (2) 荷重一変位関係

図-19 に荷重一変位関係、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付けた変位計の測定値を用いた。計測した降伏変位 ( $\delta_y$ ) は梁主鉄筋が降伏に達したときとし、終局変位 ( $\delta_u$ ) は荷重一変位曲線の包絡線において、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 ( $\mu$ ) は  $\delta_u / \delta_y$  として算出した。

じん性率は No.1 供試体では 6.6 であったが、No.2 供試体では 3.6、No.3 供試体では 2.9 と梁部の帶鉄筋量が減少するにつれて、じん性率の低下が認められた。一方、最大荷重は No.1 供試体 322kN、No.2 供試体 316kN、No.3 供試体 280kN と若干低下の傾向にあるが、上述の各供試体損傷状況に示すように、明瞭な差異は認められなかった。実験結果から梁部の帶鉄筋量は、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

表-2 材料特性

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

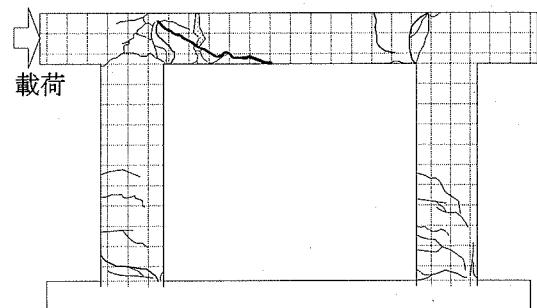


図-16 No.1 供試体最終損傷状況

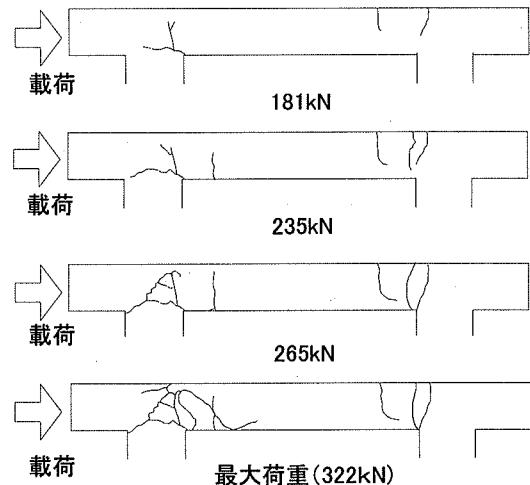


図-17 No.1 供試体ひび割れ進展状況

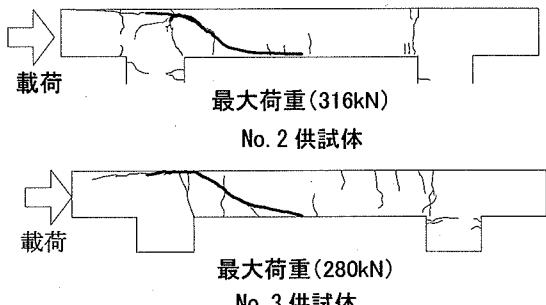


図-18 供試体梁部損傷状況 (No.2,3)

きな影響を与える結果となっている。

ここで、図中の No.2 供試体の初期剛性が高い理由として、表-2 に示すように、他の供試体と比べてコンクリートの圧縮強度が大きいことなどが考えられる。また、No.3 供試体は最大荷重時に荷重が下がり、また同時に変位も減少するような現象が生じた理由として、No.3 供試体は梁の帶鉄筋量が 0% であり、最大荷重直後に梁のせん断破壊を起こすことから、他の供試体と比べて梁のせん断抵抗、特に帶鉄筋のせん断負担分が 0 であることが考えられる。

### (3) ひずみ分布性状

図-20 に各供試体の荷重と梁主鉄筋ひずみの関係を示す。ひずみ測定位置は図に示すように、梁材端部の載荷側下面主鉄筋および反載荷側の梁上面主鉄筋ひずみである。図からいずれの供試体においても荷重の増加に伴い、梁端部の引張ひずみが増加し、曲げ降伏状態に達していることが分かる。

図-21 に水平変位と梁帶鉄筋ひずみの関係を示す。なお、プロット位置は梁せん断損傷が生じている位置に配置した帶鉄筋で比較している。No.1 供試体は天端変位 15mm まで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り、降伏ひずみに達する。

一方、No.2 供試体では変位 10mm まではひずみの増加は小さく、その後徐々にひずみの増加が起り、No.1 と同様に降伏ひずみに達している。No.3 供試体ダミー鉄筋においても同様に変位 10mm 程度まではほとんどひずみが発生せず、変位が 10mm を過ぎた後、急激に降伏ひずみを超えるひずみが発生している。このことから、変位 10~15mm 程度までは作用せん断力を梁部のコンクリート断面で受け持つており、帶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 供試体では急激なひずみ増加が認められるが、これは帶鉄筋量が少なく、帶鉄筋のせん断抵抗が小さいために、作用力の増分に従い急激にひずみ量が増加するためと考えられる。

### (4) 鉄筋降伏順序

図-22 に鉄筋降伏順序を示す。全供試体とも 4箇所の主鉄筋の降伏が形成された後、梁部のせん断破壊に至る。各供試体では、主鉄筋降伏位置は 3 体ともほぼ同一箇所であったが、主鉄筋降伏の発生順序が異なっている。これは柱、梁とともに主鉄筋降伏荷重が近似しているため、供試体によっては降伏順序に差異が生じたと考えられる。

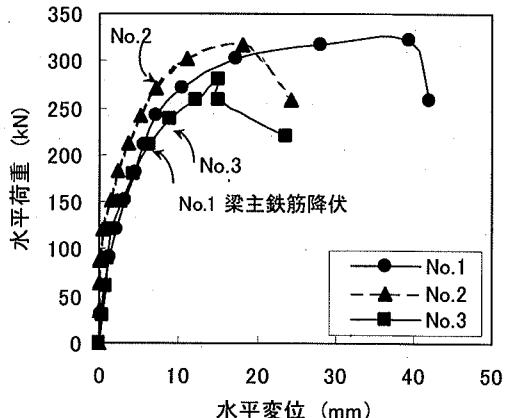


図-19 荷重-変位関係

表-3 実験結果

供試体		No.1	No.2	No.3
降伏変位	$\delta y(\text{mm})$	6.3	7.1	8.2
終局変位	$\delta u(\text{mm})$	41.3	25.8	23.5
降伏荷重	$P_y(\text{kN})$	221.3	251.2	230.0
最大荷重	$P_{\max}(\text{kN})$	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

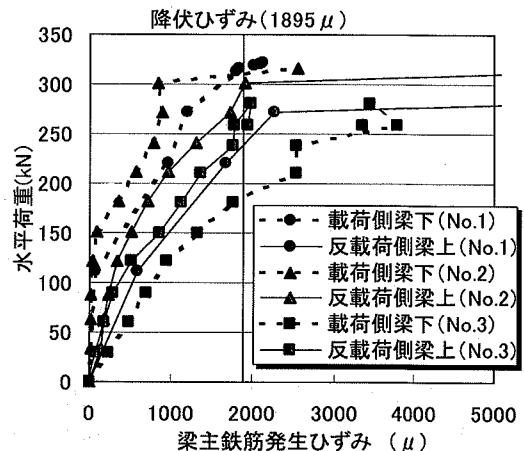


図-20 荷重と梁主鉄筋ひずみの関係

## 5. せん断耐力評価式の提案

### (1) せん断耐力算出手法

ここでは、曲げ降伏先行型供試体の変形量増加に伴うコンクリートせん断抵抗力の低下について、実験結果を基に検討を加える。各供試体の実験結果からは水平作用荷重と変形性能の関係を得ることができたが、梁部に発生する鉛直方向の作用せん断力を直接求めることはできない。そこで、まずフレームモデルを用いた地震時保有水平耐力照査手法<sup>3)</sup>（以下、保耐法照査と称する）により水平荷重作用時の梁に生じるせん断力（V）を求めた。次いで、累加則およびトラス理論が成立すると仮定し、求めたせん断力から、鉄筋降伏時に負担する鉄筋のせん断抵抗を減ずることによって、コンクリートの負担するせん断力を求めた。

### (2) 道示基礎式を用いたせん断耐力算定結果

道路橋示方書の基礎となった式(1)（ここでは道示基礎式と称する）のせん断耐力式および土木学会式（式(2)）を用いて、コンクリートが負担できるせん断力（Sc）を求めた<sup>3)</sup>。

$$Sc = 0.82 \cdot \rho_t^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot (\sigma_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (1)$$

$$Sc = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

ここに、

$\rho_t$  : 引張鉄筋比

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度

b : せん断力を算定する方向に直角な橋脚断面の幅

d : せん断力を算定する方向に平行な橋脚断面の有効高

$f_{vcd} := 0.20^3 \sqrt{\sigma_{ck}}$

$\beta_d := \sqrt[4]{1/d}$

$\beta_p := \sqrt[3]{100P_v}$

$P_v := As / (b \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$\beta_n := 1 + M_o / M_d$

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_o$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

表-4に算出結果を示す。道示基礎式と土木学会式はほぼ同様の値となっている。ここで、No.2供試体は他に比べてコンクリート強度が高いため、せん断耐力もやや高い値となっている。

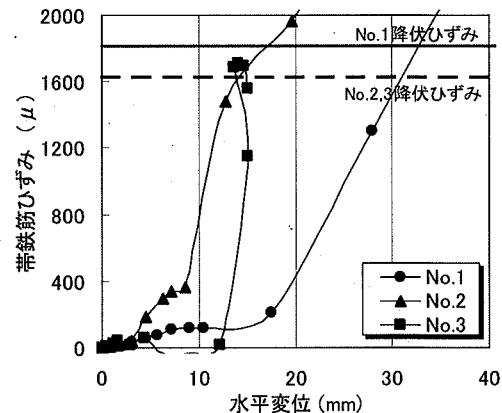


図-21 帯鉄筋ひずみ発生状況

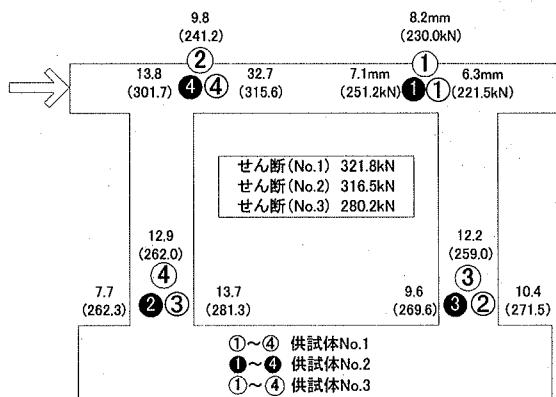


図-22 鉄筋降伏順序

表-4 コンクリートの負担するせん断耐力算出結果

供試体	コンクリート強度 $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	道示基礎式 (kN)	土木学会式 (kN)
No.1	27.4	47.5	47.9
No.2	36.6	52.3	52.8
No.3	30.6	49.2	49.7

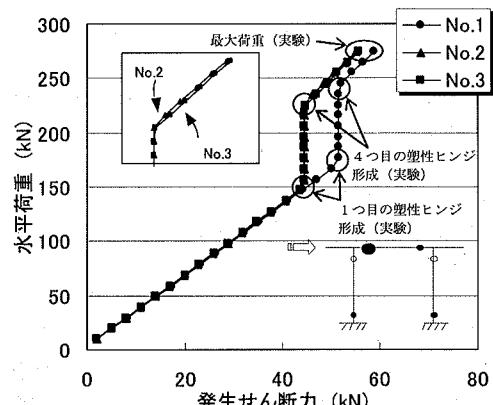


図-23 フレーム解析による発生せん断力の算出結果

### (3) コンクリートのせん断耐力

図-23 にフレームモデルを用いた保耐法照査により得られた発生せん断力（梁左端部）と水平荷重の関係を示す。図に示すとおり、作用水平荷重と発生せん断力には比例関係があるが、1つ目の主鉄筋降伏による塑性ヒンジが形成された水平荷重 150kN 以後、4つ目の塑性ヒンジが形成される 230kN までは、作用荷重が増加してもせん断力は増加せず、ほぼ 55kN の一定の値となっている。No.2,3 と No.1 では材料強度が異なるため、水平荷重—せん断力の関係が若干異なるが、ほぼ同様の傾向となっている。保耐法照査では塑性ヒンジ形成後の耐力増を見込んでいないため、実験値と解析値では最大耐力が例えば、No.1 供試体では実験値が 322.0kN であるのに対して、解析値は 238.4kN と 35% 程度の差異が生じている。そこで、図から得られた水平荷重—発生せん断力関係を用いて、4つの塑性ヒンジが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（P-V 補正）、実験時最大荷重が作用したときの発生せん断力を算出した。次に、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（Vs）を式(3)より算出し、コンクリートの負担するせん断力（Vc）を V-Vs として求めた。

$$V_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \quad (3)$$

ここに、

Vs : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

A<sub>w</sub> : 間隔 a および角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積

σ<sub>sy</sub> : 帯鉄筋の降伏点強度

d : 断面の有効高さ

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度

a : 帯鉄筋の間隔

最大荷重に対する検討結果を図-24 に示す。なお、ここでじん性率算出のための終局変位量としては、フレーム解析上終局変位が最大荷重として算出されるので、最大荷重時の変位量を採用している。また、降伏変位は梁主鉄筋が降伏に達したときの梁軸線上の水平変位を用いている。No.1 供試体はじん性率 6.2 で Vc（破壊時のコンクリートのせん断耐力）は 38.3kN、No.2 供試体はじん性率 2.8 で Vc は 62.8kN、No.3 供試体では、じん性率 1.8 で Vc は 72.9kN となつた。じん性率の変化に伴うコンクリートのせん断力低下を、最小二乗法により近似すると式(4)のようになる。これを式(1)から求められるコンクリートの

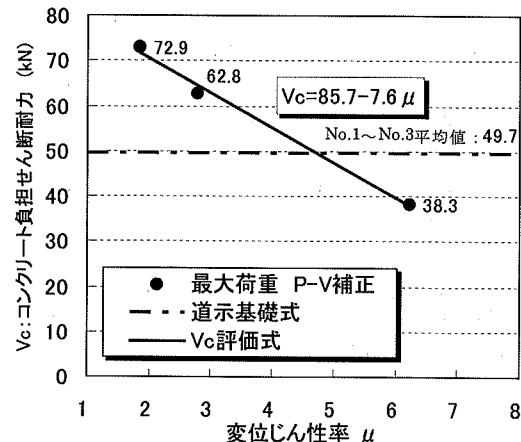


図-24 じん性率と梁のせん断抵抗の関係

せん断力で割り無次元化すると式(5)のようになる。

$$Vc = 85.7 - 7.6 \mu \quad (4)$$

$$Vc = (1.73 - 0.16 \mu) \cdot Sc \quad (5)$$

ここに、

Vc : コンクリートのせん断耐力

μ : じん性率

Sc : 道路橋示方書基礎式に基づくせん断力

式(5)によると、変形量の増加に伴い、せん断抵抗が減少するが、じん性率が 1 の場合、道路橋示方書基礎式に対して 1.7 倍、じん性率が 2 の場合、1.4 倍のせん断耐力を有しており、現行の道示基礎式や土木学会式はじん性率が 4 度程度となった時の、せん断耐力に相当している。

## 6. FEM 解析によるコンクリートのせん断耐力の評価

### (1) 解析手法

RC ラーメン供試体 No.1~3 を対象として、変形量とコンクリートのせん断抵抗の関係に着目した、FEM 二次元弾塑性解析を実施した。なお、解析プログラムとして凡用構造解析プログラム DIANA を用いた。図-25 に解析における要素分割図を示すが、1 要素は縦 41.6mm、横 39.0mm で、要素数は 1300 程度である。載荷は、梁端部に水平方向に強制漸増変位として与え、境界条件はフーチング下面を完全固定としている。解析に適用した要素特性としては、表-5 に示すようにコンクリートには平面応力要素、鉄筋にはトラス要素を用い、鉄筋とコンクリートは

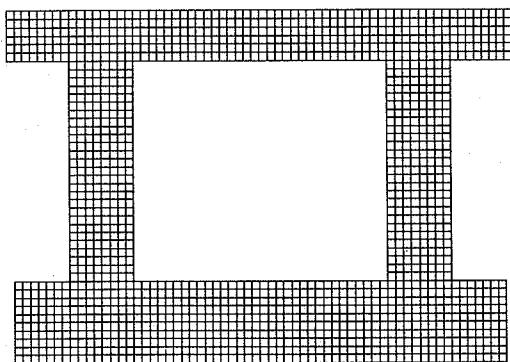


図-25 解析モデルの要素分割

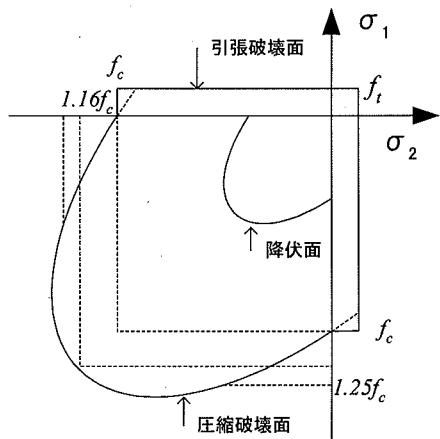


図-26 平面応力下の破壊基準

完全付着とした。図-26に平面応力下の破壊基準を示す、各材料の降伏基準としては、コンクリートの二軸圧縮状態における降伏および破壊基準としては、等二軸圧縮強度を  $1.16f_c$  ( $f_c$  : 一軸圧縮強度)として、内部摩擦角を  $\phi=10^\circ$ 、粘着力  $c$  を  $0.42f_c$  と設定した Drucker-Prager の降伏基準を用いた<sup>⑨</sup>。また、鉄筋には Von-Mises の降伏基準を用いた。図-27にコンクリートの応力度-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度まで二次放物線とし、その後は応力度が一定でひずみのみが増加するモデルを、引張域では引張強度に達するとひび割れが発生し、その後、 $\varepsilon_t$  (鉄筋降伏ひずみ)まで直線的に応力が減少するモデルを用いた。なお、ポアソン比は 0.2、コンクリートの構成則には等価一軸モデルを用いている。図-28に鉄筋の応力度-ひずみモデルを示すが、鉄筋降伏強度に達した後は、ひずみ硬化を考慮したトリリニアモデルを用いた。せん断モデルにおいては、ひび割れ発生後のせん断応力伝達係数は 0.2 の一定値を採用している<sup>⑩</sup>。

構造体	要素名	形状	特性
コンクリート	平面応力要素	8節点 4辺形	弾性および非線形弹性 変形圧縮・引張強度を評価
鉄筋	トラス要素	3節点 線分	軸剛性・軸強度

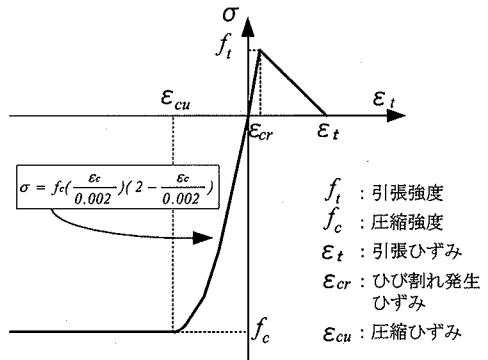


図-27 コンクリートの応力度-ひずみ関係

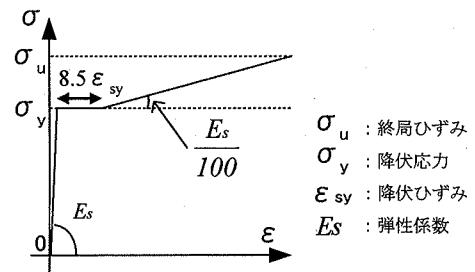


図-28 鉄筋の応力度-ひずみ関係

## (2) 曲げ挙動分析

実験結果と解析結果は No.1~3 のいずれの供試体もほぼ同様の傾向が得られたので、ここでは代表例として No.1 供試体の結果を中心に考察する。図-29に No.1~No.3 供試体の荷重-橋脚天端の水平変位関係を示す。図中の（実）は実験値、（解）は解析値を示す。図より、解析結果は実験結果よりも初期勾配が大きくなるものの、主鉄筋降伏荷重値、柱主鉄筋降伏荷重値を含めて最大荷重付近までほぼ同様の挙動が得られている。初期剛性の相違については、実験時に柱基部における鉄筋の伸び出しの影響によると考えられる。そこで、鉄筋の伸び出し計測を実施した No.2 供試体の結果を用いて、梁主鉄筋降伏時の鉄筋伸び出しに伴う柱回転による天端の変位量を求める約 2.0mm となり、これに梁主鉄筋降伏変位の解析値 4.3mm を足すと、ほぼ実験時変位 6.3mm に対応した値となっている。次に、主鉄筋降伏順序を図-30 に示す。実験および解析とも一致した順序で主鉄筋降伏が生じていることが分かる。

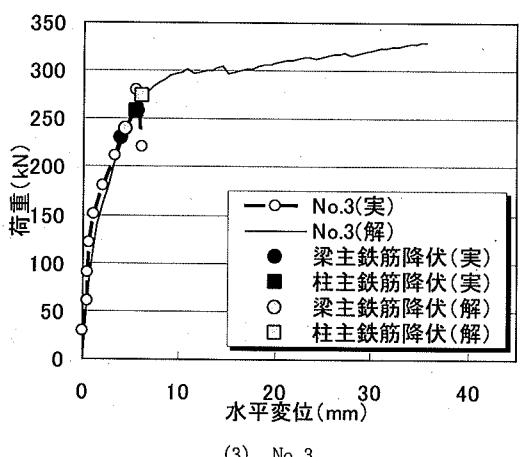
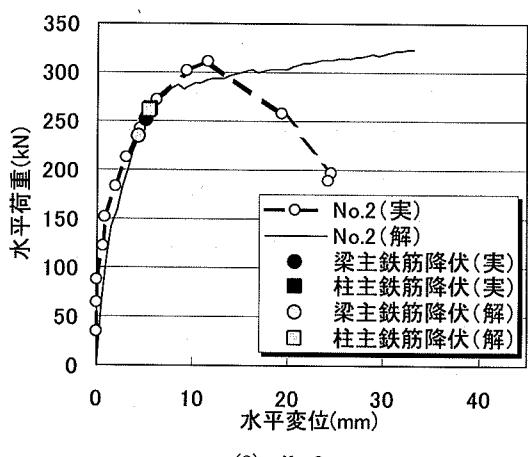
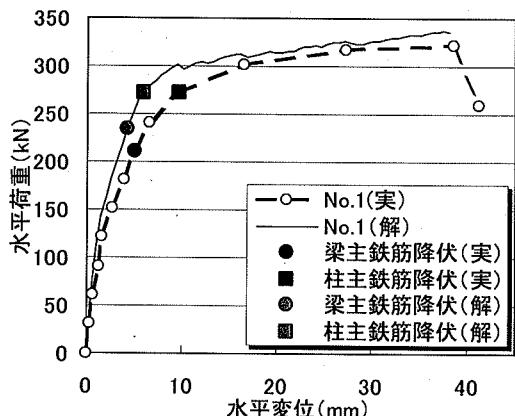


図-29 水平荷重－水平変位関係

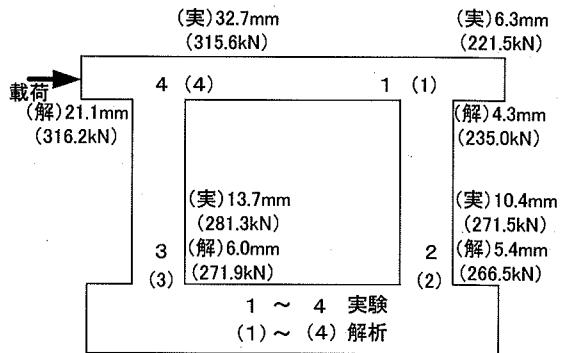


図-30 塑性ヒンジ (No. 1)

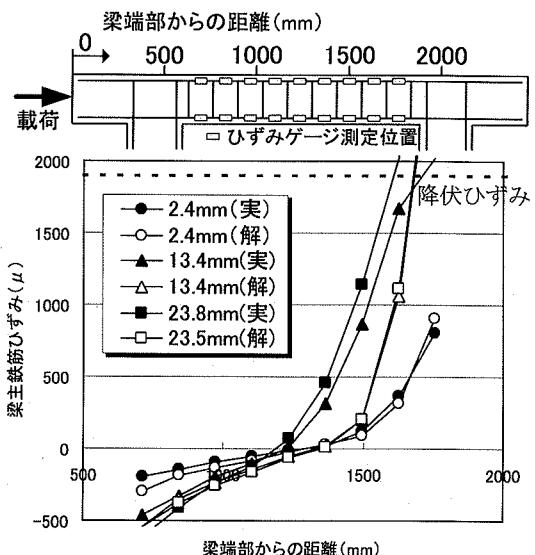


図-31 梁上主鉄筋ひずみ分布 (No. 1)

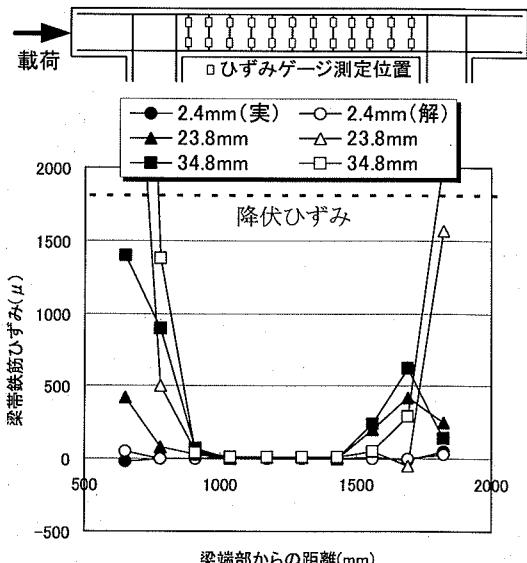


図-32 梁帯鉄筋ひずみ分布 (No. 1)

ただし、梁および柱の降伏荷重に対しては解析値も実験値もほぼ同一値であるのに対して、それぞれの降伏荷重に対応する変位においては解析値は実験値に比べて大幅に小さい値となっている。

図-31 に、梁天端変位の増加に伴う梁部上面主鉄筋ひずみ分布を示す。実験および解析値とも荷重の増加に伴い、梁右端部では下面引張、梁左端部では上面引張が増加し、主鉄筋の降伏に至る挙動となっている。以上より、曲げ挙動についての FEM 解析結果は、変形量の評価においては問題が残るもの、概ね実験の荷重挙動を再現できていると考えられる。

### (3) 梁帶鉄筋のひずみ進展分析

図-32 に、梁天端変位の増加に伴う梁帶鉄筋のひずみ分布状況を示す。ここで、解析のひずみは、実験におけるひずみ計測点近傍のトラス要素の値を用いている。実験では、水平変位の増加とともに、両端部の主鉄筋が降伏するにつれて、帯鉄筋ひずみも急激に増加している。解析においても、水平変位 6mm まではほとんどひずみは発生せず、水平変位 10mm では 1000  $\mu$  程度のひずみが、水平変位 26mm では降伏ひずみ(1800  $\mu$ )を超えるひずみが発生している。また、図-33 にせん断損傷が発生した位置における帯鉄筋ひずみの進展状況を示す。No.1 供試体の実験結果によると、天端変位 20mm 付近まではひずみが徐々に増加し、水平変位 27mm 付近で降伏ひずみに達するが、解析結果もほぼ同様の結果を示している。これに対して帯鉄筋量が No.1 と比べて 1/2 の No.2 供試体の実験および解析結果では、天端変位 10mm 付近から急激に帯鉄筋ひずみが増加する傾向となっている。

### (4) せん断耐力算出方法

ここでは、FEM 解析手法を用いて、せん断損傷断面に発生するコンクリートのせん断力を評価する<sup>5)</sup>。まず、梁主鉄筋降伏時までは、せん断損傷箇所において顕著な進展は見られなかった。これに対して、図-34 に梁主鉄筋降伏時における、載荷点側梁端部での最大主ひずみ分布の矢示図を示すが、梁帶鉄筋降伏時には 45 度方向のひずみの進展が認められ、実験においてせん断損傷を生じた箇所に、解析においても同一方向のひずみが発生している。この箇所の最大主ひずみは変位が増加しても、ほぼ同一方向であることから、この位置における鉛直方向の作用力を求める。図-35 にせん断損傷仮定断面における最大主ひずみを示す。図における縦軸は、梁下面を梁高 0mm、梁上面を梁高 250mm としている。図より最大主ひずみは、上面部 250mm 付近、中央部 80~

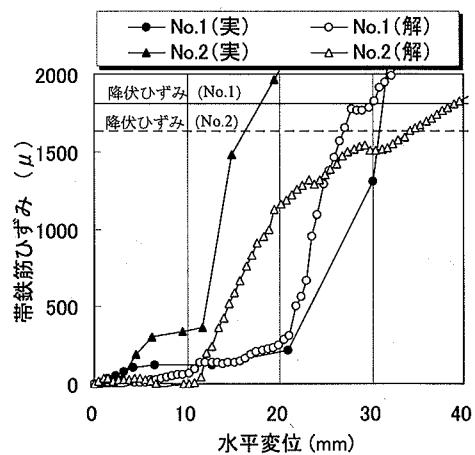


図-33 水平変位と帶鉄筋ひずみ関係

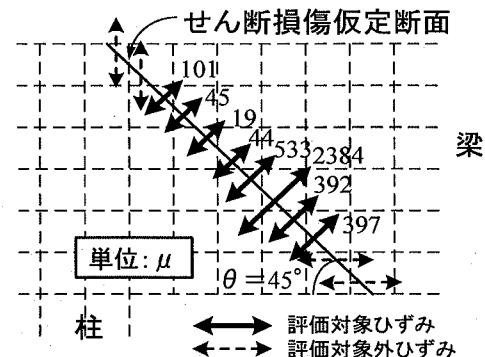


図-34 最大主ひずみ分布（梁主鉄筋降伏時）

180mm 付近、下面部 0mm 付近で大きく発生している。このうち、上面および下面は曲げによる水平方向のひずみと考えられる。そこで、せん断力の評価には梁中間部の最大主ひずみを用いた。

以上のように、本供試体においては、図-34 の同一方向のひずみの進展により、せん断損傷はせん断ひび割れ面にほぼ鉛直に作用する主引張応力により発生すると考えられる。そこで、せん断損傷断面に対して鉛直に働く引張応力を算出し、式(6)によりコンクリートの負担せん断応力を算出した。

$$Vc = f_1 \cdot b \cdot j \cdot d \cdot \cot \theta \quad (6)$$

ここに、

$f_1$  : 主引張応力

$b$  : 梁幅

$j$  : せん断損傷高さに対する係数

$d$  : せん断損傷高さ(ここでは、 $j d$  として主鉄筋間隔距離 180mm を採用)

$\theta$  : ひび割れ傾斜角で 45° を採用

また、せん断損傷仮定断面に対して、4本の帶鉄筋が交差しており、鉄筋の負担するせん断耐力( $V_s$ )は、仮定したせん断損傷断面と交わる帶鉄筋作用平均応力を求め、式(7)により算出した。

$$V_s = f_v \cdot A_v \cdot s \cdot j \cdot d \cdot \tan \theta \quad (7)$$

ここに、

$f_v$  : せん断鉄筋作用応力

$A_v$  : 帯鉄筋断面積

$s$  : 帯鉄筋の間隔

### (5) せん断耐力算出結果

各供試体ごとの発生せん断力とラーメン橋脚全体の応答塑性率の関係を図-36に示す。全供試体において、梁主鉄筋降伏以後に応答塑性率の増加に伴って、コンクリートのせん断耐力低下の現象が認められる。これは、せん断損傷断面におけるコンクリート要素が引張強度に達した後、引張力を負担できなくなるためであると考えられる。また、応答塑性率3程度からコンクリートせん断力の減少に伴って、帶鉄筋せん断力が増加している。帶鉄筋が負担するせん断力の増加傾向は、No.1,2試験体で異なる傾向を示しているが、これは帶鉄筋量の違いにより負担できるせん断力が異なっているためである。

このことから、実験より得られた、初期段階においては、コンクリートのみでせん断力を負担し、応答塑性率3程度からコンクリートのみではせん断力が負担できなくなり、帶鉄筋が効果を発揮し始める傾向が解析的にも再現できている。一方、解析値を実験結果と比較すると、解析結果は急激にせん断抵抗が低下するといった違いが認められる。

コンクリートのせん断抵抗は、仮定損傷断面、部材要素数、応力度ーひずみ関係により、大きく異なることが予想され、また本解析ではダウエル効果などが考慮できず、傾向の把握に留まっているが、定性的にはコンクリートのせん断耐力が応答塑性率2付近から、コンクリートせん断抵抗の低下傾向が解析的にも認められた。

## 7. まとめ

本論文では、標準的な柱部のみを補強したRCラーメン橋脚の面内方向を対象として、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、3体の模型供試体実験とフレーム解析およびFEM解析を実施し、梁部のせん断耐力を評価した。RCラーメン橋脚梁部の帶鉄筋量をパラメータとした実験および解析から得られた結果を以下にまとめる。

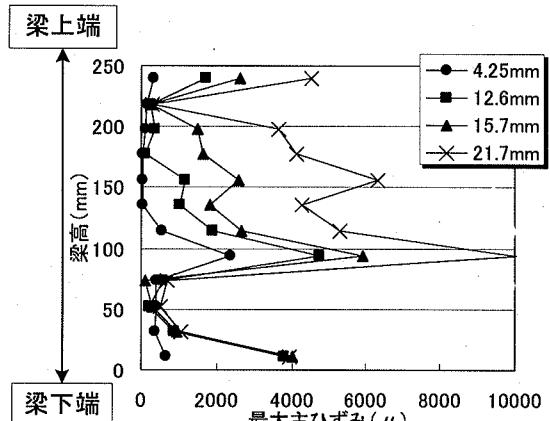


図-35 せん断損傷仮定断面における最大主ひずみ

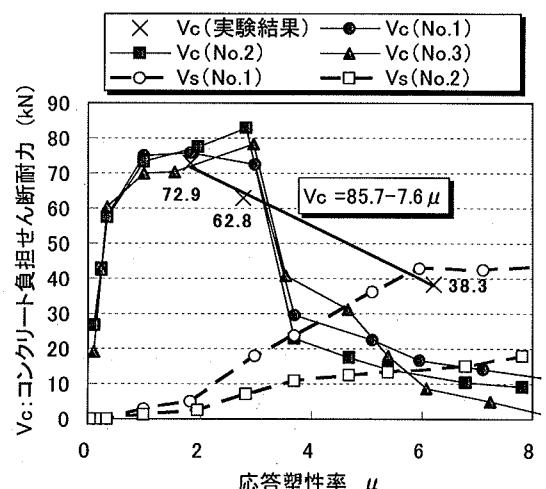


図-36 発生せん断力とじん性の関係

- ①まずRCラーメン橋脚の面内方向を対象として、非線形時刻歴応答解析を実施した結果、対象とするラーメン橋脚の梁に発生するせん断力の応答振幅は一方に向かうことが確認された。
  - ②3体の供試体は、いずれも梁主鉄筋の曲げ降伏先行のせん断破壊であったが、梁部の帶鉄筋量が減少するにつれて、じん性率の低下が認められた。
  - ③これらの実験結果を評価するために、フレームモデルを用いてコンクリートの負担するせん断力を求め、じん性率との関係について評価式の提案を行った。
  - ④FEM 解析手法を用いて、コンクリートのせん断耐力評価した結果、応答塑性率2付近からコンクリートのせん断抵抗の低下が解析的にも認められた。
- なお、本研究で対象とした供試体は何れも曲げ破

壊先行型であり、梁が曲げ降伏した以降のせん断耐力の評価とラーメン橋脚全体の変形性能の評価を行っている。したがって、純粹にせん断破壊先行型に対しては対象範囲外となる。

また、FEM 解析におけるコンクリートのせん断抵抗は、仮定損傷断面、部材要素数、応力度一ひずみ関係により大きく異なることが予想される。本解析ではダウエル効果などが考慮できず、傾向の把握に留まっているが、今後の課題として、せん断ひび割れ後のせん断耐力の算出精度の向上と、ラーメン橋脚の載荷実験における梁部材のせん断耐力を直接評価できる手法の開発が望まれる。

#### 参考文献

- 1) 高野光司, 瞳好宏史, 桜井順, 藤田亮一 : RC 1 層ラーメン橋脚のせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.1603-1608, Vol.22, No.3, 2000.6.

- 2) 足立幸郎, 運上茂樹, 長屋和宏 : RC ラーメン橋脚はり部の耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, pp.1621-1626, Vol.22, No.3, 2000.6.
- 3) 日本道路協会 : 道路橋示方書V耐震設計編, 1996.
- 4) 日本道路協会 : 道路橋の耐震設計に関する資料, 1996.
- 5) Collins M. P. et.al. : PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, pp.338-359, Prentice-Hall, 1991.
- 6) W.F.Chen (色部, 河角, 安達:訳) : コンクリート構造物の塑性解析, 丸善株式会社, 1885.
- 7) Jan G. Rots: Computational modeling of concrete fracture, Dissertation Delft Univ. of Technology, 1988.

(2003.12.8 受付)

## SHEAR STRENGTH OF CAP BEAM OF RC RIGID FRAME AGAINST HORIZONTAL LOAD

Kenji KOSA, Kenji TASAKI, Satoshi YOSHIWARA and Katunori TANAKA

Using the hoop tie ratio in the beam as the parameter, experiments were conducted on three specimens that model RC rigid piers. All specimens caused shear damage at their beams after forming a plastic hinge at four locations. It was found that the hoop tie ratio in the beam did not affect the maximum bearing capacity, but had large effect on the deformation capacity. FEM analysis also showed the decrease of shear resistance of concrete due to the increase of deformation.