

RCラーメン橋脚梁部の耐震性評価実験

幸左賢二¹・吉原聡²・田中克典³・田口絢子⁴

¹正会員 Ph.D 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
²正会員 工修 阪神高速道路公団 保全施設部（〒541-0056 大阪府中央区久太郎町4-1-3）
³正会員 八千代エンジニアリング株式会社 大阪支店（〒540-0001 大阪府中央区城見町1-4-70）
⁴正会員 九州工業大学大学院 工学部設計生産工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

1. はじめに

兵庫県南部地震では、RC橋脚の被害は甚大であったが、その中でもRCラーメン橋脚の被害は比較的少なく、特に梁部の被害が卓越した橋脚はほとんど認められなかった。そのため、震災後柱部については単柱と同様の補強が行われたが、梁部の補強は実施されていない。従って、建設時より梁部が相対的に弱点になっている可能性がある。

そこでRCラーメン橋脚梁部の破壊メカニズムを明確にすることを目的として一方向水平単調載荷実験を実施し、梁部に着目した耐力、変形性能、損傷メカニズムの評価を行った。

2. 実験概要

(1) 供試体諸元

実験は、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1/8スケールでモデル化した供試体を対象として行った。表-1に実橋と供試体の概要を示す。

実橋では柱の主鉄筋比が0.40%となっており、設計上の柱の曲げ降伏、梁の曲げ降伏およびせん断耐力がほぼ一致している。しかし、本実験の目的は、梁の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にするために、供試体の柱主鉄筋には1ランク太径を用いた。また、実橋では柱部が9mmの鋼板で巻立て補強されているが、帯鉄筋として換算している。実験は梁部の帯鉄筋量をパラメータとして3体の供試体で行った。No.1供試体を標準とし、No.2を1/2、No.3を0とした。具体的には、No.1帯鉄筋比は0.16%、No.2供試体を0.08%、No.3供試

体を0%としている。図-1に以上により決定されたNo.1供試体の配筋図を示す。表-2にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。コンクリートの設計基準強度は27.0N/mm²とした。

(2) 実験方法

載荷荷重としては、地震力に相当する慣性力を梁

表-1 構造寸法と鉄筋比

		実橋	No.1	No.2	No.3
脚高(m)		10.60	1.32	1.32	1.32
柱断面 (cm)		250×250	31×31	31×31	31×31
梁断面 (cm)		250×200	31×25	31×25	31×25
鉄筋比	柱主鉄筋比 (橋軸方向)	0.49%	0.89%	0.89%	0.89%
	柱主鉄筋比 (直角方向)	0.40%	0.74%	0.74%	0.74%
	梁主鉄筋比 (支間部下側)	0.51%	0.54%	0.54%	0.54%
	柱帯鉄筋比	0.71% (鋼板分)	0.71%	0.71%	0.71%
	梁帯鉄筋比	0.16%	0.16%	0.08%	0%
	帯鉄筋量	標準	1/2	0	
総重量(tf)			2.7		

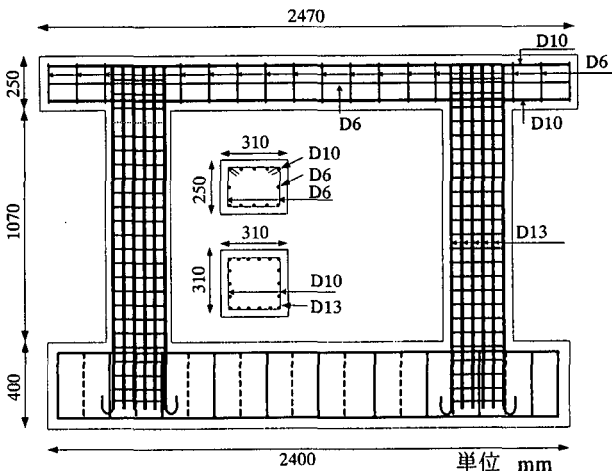


図-1 No.1 供試体配筋図

端部での水平単調荷重として載荷している。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、ひび割れ状況を確認した。また、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。

測定項目は、各部材の変位、梁部の主鉄筋および帯鉄筋ひずみ、柱の主鉄筋および帯鉄筋ひずみである。

3. 実験結果および考察

(1) 水平荷重－変位関係

表－3に実験結果を、図－2に水平荷重－変位関係を示す。ここで、示されている変位は、梁軸線上にある反載荷側の変位計の測定値である。降伏変位（ δ_y ）は梁主鉄筋が降伏ひずみに達した時とし、終局変位（ δ_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時の変位とした。また、実験時のじん性率（ μ ）は δ_u/δ_y として算出している。

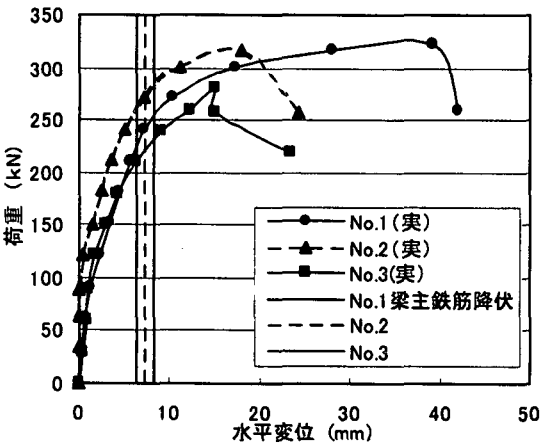
じん性率を求めた結果、No.1供試体では6.7、

表－2 材料特性

供試体	コンクリート 圧縮強度 N/mm ²	鉄筋径			
		降伏強度：N/mm ² （降伏ひずみ： μ			
		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)

表－3 実験結果

供試体	No.1	No.2	No.3
降伏変位 δ_y (mm)	6.3	7.1	8.2
終局変位 δ_u (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 δ_u/δ_y	6.6	3.6	2.9
P_{max}/P_y	1.5	1.3	1.2



図－2 荷重－変位関係

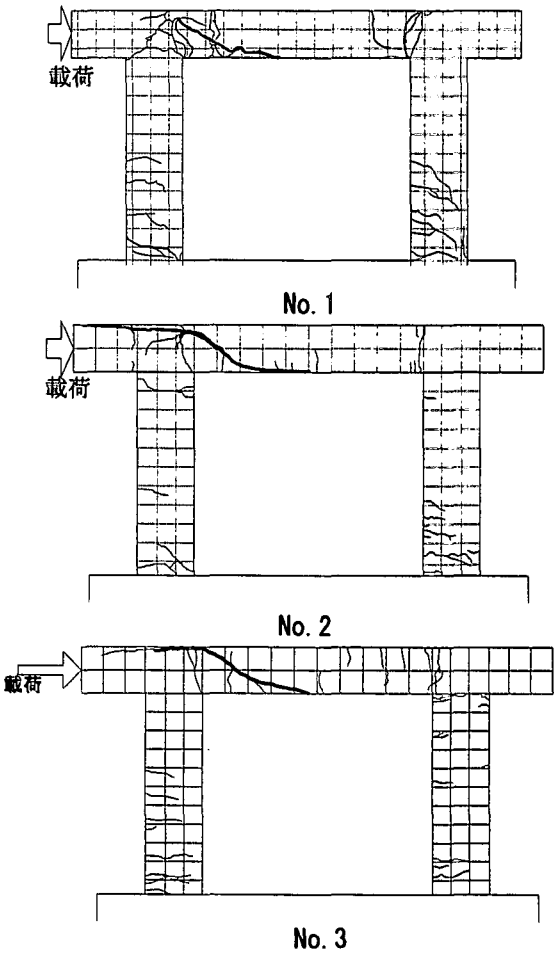
No.2では3.6、No.3では2.9となった。帯鉄筋量を1/2としたNo.2ではNo.1に比べて5割程度、No.3では6割程度、じん性能が低下した。しかし、耐力的には最大荷重は322.0kN(No.1)、316.5kN(No.2)、280.0kN(No.3)と大きな差は見られず、梁部の帯鉄筋量は、RCラーメン橋脚の最大耐力にはほとんど影響を与えず、変形性能およびじん性率に大きな影響を与えると考えられる。

(2) 供試体損傷状況

(a) No.1供試体

図－3に供試体の最終損傷状況を示し、以下に損傷状況を説明する。

- ①荷重181kN（変位4.5mm）で梁部側面にひび割れが発生した。
- 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。その後梁上面、梁下面にもひび割れが発生した。
- ③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。
- ④最大荷重322kN（39.2mm）では、斜めひび割れが



図－3 各供試体の最終破壊状況図

徐々に開き出し、梁下面中心に大きなずれが生じせん断破壊した。

また、柱および梁部の主鉄筋が降伏し、4箇所塑性ヒンジが形成された後、最終的にはせん断破壊に至った。この時、じん性率は6程度の値を示し、変形性能に富んだ損傷形態であると考えられる。

(b) No. 2供試体

図-3に供試体の最終損傷状況を示し、以下に損傷状況を説明する。

- ①荷重150kN（変位3.0mm）で梁部側面にひび割れが発生した。
- ②荷重251kN（7.1mm）で反載荷側の梁・柱接合部ひび割れが発生し、その位置の梁主鉄筋が降伏ひずみ近傍に達した。
- ③荷重302kN（13.8mm）で梁帯鉄筋が降伏ひずみ近傍に達した。
- ④最大荷重317kN（19.7mm）で載荷側の梁・柱接合部のせん断ひび割れが瞬時に広がり、梁下面にずれが生じてせん断破壊に至った。

その後、最大変位33mmまで変位制御で単調載荷を行った結果、耐力は徐々に低下し、梁下面のコンクリートが局所的に剥落し、せん断ひび割れが張出し部にまで及んだ。

(c) No. 3供試体

図-3に最終損傷状況を、図-4に供試体梁部のひび割れ進展図を示し、以下に損傷状況を説明する。

- ①荷重151kN（変位2.9mm）で梁部側面に、反載荷側においてもひび割れが多数発生した。
- ②最大荷重280.2kN（15.1mm）に近づくにつれて載荷点側のひび割れが梁中心に向かって斜め45度の角度で進展した。
- ③次の載荷ステップの途中、荷重258.4kN（15.1mm）において斜めひび割れが瞬時に広がり、梁下面中心に段差を生じてせん断破壊に至った。

その後、最大変位23.5mmまで変位制御で単調載荷

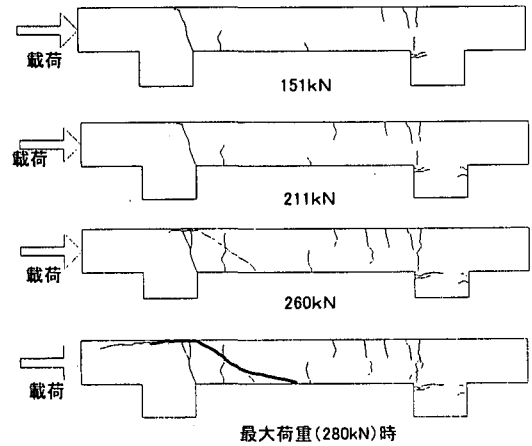


図-4 ひび割れ進展図 (No. 3)

を行った結果、耐力は低下し、梁下面のコンクリートが剥落し、No. 2供試体と同様にせん断ひび割れが張出し部にまで及んだ。

(3) 梁・柱主鉄筋降伏順序

図-5にNo. 1～3供試体の鉄筋降伏順序を示す。No. 1～3供試体いずれも右側梁が第一に降伏に達した。No. 1, No. 2についてはその後、柱基部が降伏し、左側梁の降伏に至ったが、No. 3に限っては右側梁降伏後に、左側梁が降伏した。梁および柱の基部において4つの塑性ヒンジの形成が全供試体で確認できたが、降伏順序に統一性は見られなかった。

(4) 梁帯鉄筋ひずみ性状と荷重点変位の関係

図-6に変位と梁帯鉄筋ひずみの関係を示す。ここでは、梁せん断損傷が生じた位置に配筋した帯鉄筋と比較している。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。

一方、No. 2およびNo. 3では変位10mm程度まではひずみの増加が小さくその後急激にひずみの増加が起こり、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

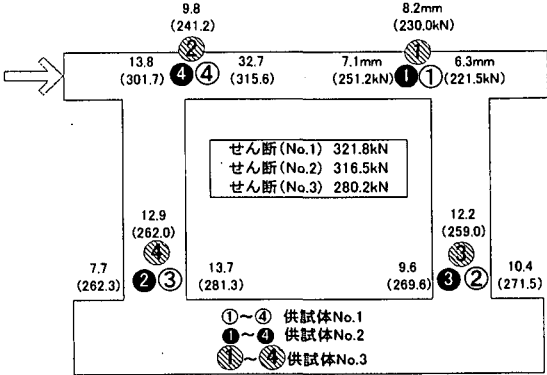


図-5 鉄筋降伏順序

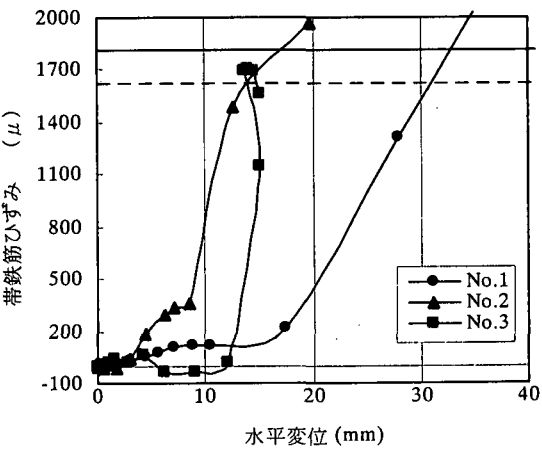


図-6 帯鉄筋ひずみ性状と変位の関係

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、No. 3供試体はひずみの急激な増加が見られるが、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。

(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。設計値と比較すると、曲げ降伏に対する水平力はNo. 1～3において1.1～2.0倍の耐力を有している。しかし、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供試体では2.3倍（実験316.5kN、設計値139.2kN）程度、No. 3供試体では3.6倍（実験280.2kN、設計値78.8kN）と実験値が大幅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耐力は、帯鉄筋量の違いによっては、実際の挙動に対して大きく安全側の値を持つことが分かった。

このことから、最終的に梁のせん断破壊に至るものの、じん性率が $\mu=2$ 程度では、作用力をコンクリートのせん断耐力のみで負担しており、設計ではコンクリートの負担せん断耐力を過小評価している傾向があると考えられる。

4. FEM解析による評価

(1) 解析手法

RCラーメン実験供試体No. 1～3を対象として2次元弾塑性FEM解析を実施し、実験結果の再現性、荷重-変位関係、鉄筋のひずみ性状、破壊メカニズムの検討を行った。

解析で適用した要素特性としては、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完全付着とした。コンクリートおよび鉄筋の材料特性は表-2に示す実験時の値を用いた。

各材料の降伏基準は、コンクリートは圧縮域においては、Drucker-Pragerの降伏基準を採用し、引張域では最大主応力基準を用いた。

コンクリートの応力-ひずみモデルは、圧縮上昇域では圧縮強度までは2次放物線とし、その後は応力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した後、 ε_t ($\varepsilon_t = \sigma_{sy}/E_s \approx 2000\mu$) まで直線的に応力が減少するモデルを用いた。また、鉄筋は鉄筋降伏強度に達した後の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力を20%と一定の値として採用した。

載荷条件としては、梁部において水平方向におい

表-4 No. 1 供試体

設計値			実験値		
No. 1	発生箇所	水平力 P'_1 (kN)	順序	水平力 P_1 (kN)	P_1/P'_1
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 No. 2 供試体

設計値			実験値		
No. 2	発生箇所	水平力 P'_2 (kN)	順序	水平力 P_2 (kN)	P_2/P'_2
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 No. 3 供試体

設計値			実験値		
No. 3	発生箇所	水平力 P'_3 (kN)	順序	水平力 P_3 (kN)	P_3/P'_3
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

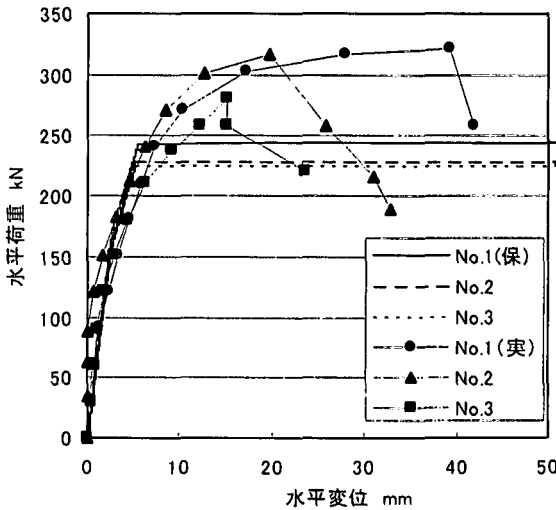


図-7 荷重-変位関係

て水平方向の強制荷重を単調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た。

(2) 解析結果

(a) No. 1供試体結果

図-8にNo. 1供試体の荷重-変位関係を示す。ここで変位量は実験、解析ともに反載荷点における変位量を示している。なお、収束不能直前の荷重を解析での最大荷重とした。また、図における降伏点とは各計測点および解析によるひずみが最初に降伏ひずみに達した変位量で評価している。

荷重-変位関係を比較すると、実験は解析に比較して初期の傾きが小さくなっているものの、最大荷重付近までは、実験、解析ともに同じような挙動が得られていることがわかる。解析における最大荷重は337kNであり、実験最大荷重322kNと同様に設計せん断耐力269.7kNを1.2倍程度上回る結果が得られている。

図-9にせん断ひび割れが生じた载荷側端部の帯鉄筋のひずみと変位の関係を示す。実験、解析ともに変位15mm程度まではほとんどひずみが発生せず、それ以降は変位の増加につれて帯鉄筋ひずみが急激に増加する傾向にあることが分かる。

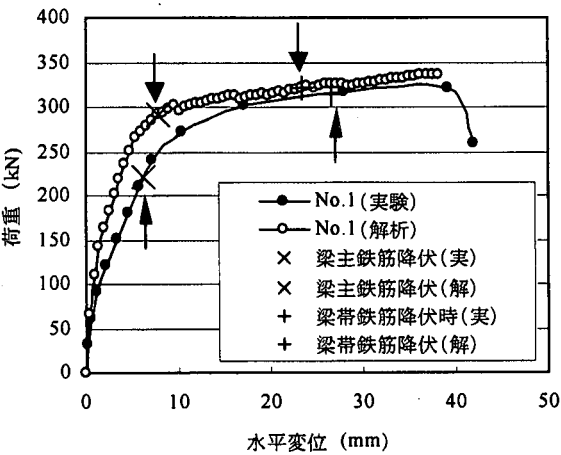


図-8 荷重-変位関係 (No. 1)

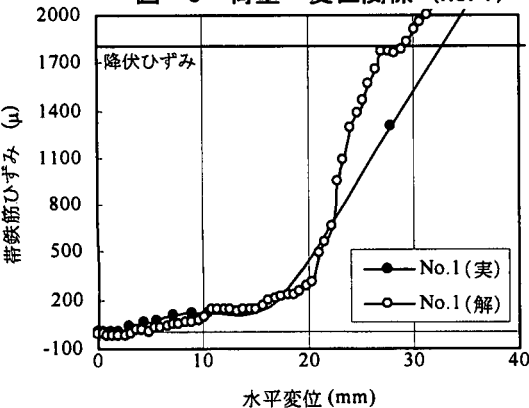


図-9 変位と帯鉄筋ひずみの関係

(b) No. 2供試体

図-10にNo. 2供試体の荷重-変位関係を示す。荷重-変位関係を比較するとNo. 1と同様に実験値は解析に比べて初期の傾きが小さくなっている。No. 2実験供試体では、柱基部の鉄筋の抜け出しに伴い水平変位を過分に評価していると考えられる。そこで、柱基部に取り付けた変位計を用いて、水平変位の増加に伴う柱下端の回転の補正を行っている。具体的には、柱基部の変位と梁部の水平変位により、柱の回転角を算出し、その結果をもとに、鉄筋の抜け出しにより生じた変位を考慮して水平変位から差し引いている。梁主鉄筋降伏までは、柱基部の鉄筋の抜け出しによって2mm程度の変位が生じており、柱基部の鉄筋の抜け出しを補正すると、初期の傾きは概ね一致した傾向が得られた。

解析における最大荷重は353kN、実験最大荷重は317kNと解析値が若干大きめの値であるが実験、解析ともに設計せん断耐力139.4kNを上回り、2.3～2.5倍程度の余裕を有していることがわかる。

図-11にはせん断破壊部分における梁帯鉄筋ひずみと変位の関係を示す。実験、解析ともに変位10mmを過ぎたあたりからひずみが増加傾向にあることが分かる。

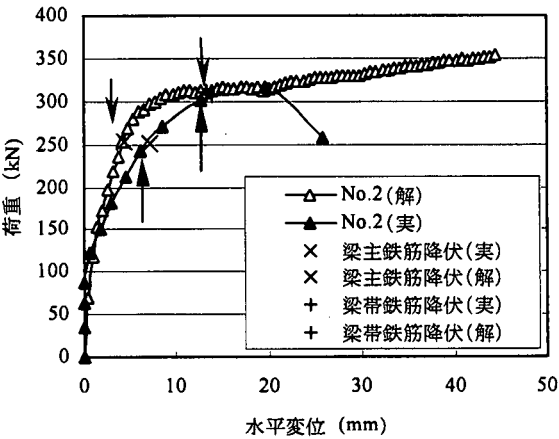


図-10 荷重-変位関係 (No. 2)

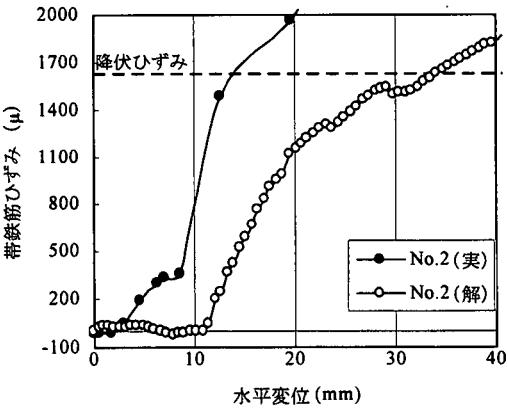


図-11 変位と帯鉄筋ひずみの関係

(c) No. 3供試体

図-12にNo. 3供試体の荷重-変位関係を示す。No. 2と同様に水平変位の増加に伴う柱下端の回転の補正を行った。荷重-変位関係を比較すると、解析における最大荷重は334.8kN、実験最大荷重は280.2kNとなっており、解析値は2割程度大きめの値となった。設計値78.8kNとの比較においては実験、解析ともに3.5~4倍程度の耐力を持つことが明らかとなった。

以上のことから、RCラーメン橋脚梁部のせん断抵抗は、 $1.5 \sim 2\delta_y$ の範囲ではコンクリートのせん断抵抗力のみで作用力を負担していると考えられることから、道路橋示方書の2倍程度のせん断抵抗を有していると考えられる。また、 $1.5 \sim 2\delta_y$ 以降では、変形量の増加に伴い、コンクリートのせん断抵抗力が減少すると、帯鉄筋の負担する抵抗力が増加し、梁部のせん断破壊に至ると考えられる。

5. まとめ

梁部の帯鉄筋量をパラメータとした実験を実施し、得られた結果を以下に示す。

- ①全ての供試体において、4つの塑性ヒンジ形成後、梁部のせん断破壊に至った。
- ②最大荷重は、No. 1 供試体では 322.0kN、No. 2 供試体では 316.5kN、供試体 No. 3 では 280.0kN と梁部の帯鉄筋量によって大きな差は生じなかった。一方、じん性率で評価すると No. 1 では 6.6、No. 2 では 3.6、No. 3 では 2.9 と梁部の帯鉄筋量によるじん性能の低下が認められた。
- 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すると、せん断耐力に関しては 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地震時における RC ラーメン橋脚梁部のせん断抵抗は、変形の増加に伴うコンクリートのせん断抵抗が減少し、その後梁帯鉄筋が効果を発揮すると思われる。

⑤FEM 解析では、4つの塑性ヒンジ形成が確認され、実験と同様に、コンクリートのせん断抵抗が減少し、帯鉄筋がせん断抵抗を発揮する結果が得られた。せん断耐力に関しても、設計値との比較すると、1.2 倍 (No. 1)、2.5 倍 (No. 2)、4 倍 (No. 3) 受け持つことが明らかになった。

⑥実験および解析からじん性率 $\mu = 2$ の範囲では、コンクリートのせん断耐力のみで作用力を負担しており、道示式はコンクリートのせん断抵抗力を過小評価しており、現行の道示式の 2 倍程度のせん断抵抗を実際には有していると考えられる。

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講演論文集
- 2) 高野光司、睦好宏史、桜井順、藤田亮一：RC1 層ラーメン橋脚梁部の補強に関する研究、コンクリート工学年次文集, Vol. 22, No. 3, 2000. 6
- 3) 小泉秀之、睦好宏史、小西由人、藤田亮一：RC1 層ラーメン橋脚梁部の耐震補強に関する研究、コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 1, 2001. 6
- 4) 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 Vol. 22, No. 3, 2000. 6

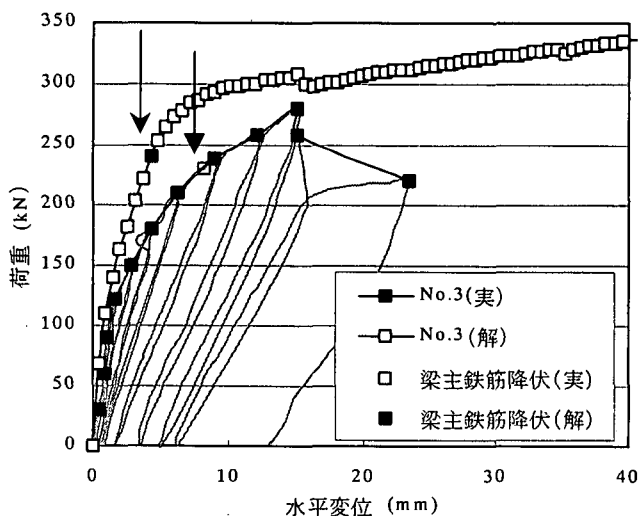


図-12 荷重-変位関係 (No. 3)