

R C ラーメン橋脚梁部の耐震性評価実験

Experimental Study of Capbeam to Evaluate Shear Strength Against Earthquake Load

田口 絢子*, 幸左 賢二**, 吉原 聡***, 田中 克典****

Jyunko TAGUCHI, Kenji KOSA, Satoshi YOSHIHARA, and Katunori TANAKA

*九州工業大学大学院 設計生産工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

** 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)

***工修 阪神高速道路公団 保全施設部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

****八千代エンジニアリング株式会社 大阪支店 (〒540-0001 大阪市中央区城見町 1-4-70)

Using the hoop tie ratio in the beam as the parameter, experiments were conducted on two specimens that model strengthened RC rigid frame piers. Both specimens caused shear damage at their beams after forming a plastic hinge at four positions. It was found that the hoop tie ratio in the beam does not effect the maximum bearing capacity, but has large effect on the deformation capacity. According to FEM analysis, strains of hoop ties were rapidly increased as deformation was increased. This is considered due to a decrease in shear resistance of concrete.

Key Words: RC frame pier, Shear failure of capbeam, Shear strength, FEM analysis

キーワード: RC ラーメン橋脚, 梁部せん断損傷, せん断耐力, FEM 解析

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の不静定次数が高く, 曲げタイプの損傷においては順次塑性ヒンジが形成されるために, 耐力が単柱式に比べて高くなることが一因として考えられる。

一方, せん断耐力に関しては, RC ラーメンが単柱式と異なることがないことから, 相対的にせん断耐力の不足による損傷が懸念され, せん断補強法やせん断耐力の評価法が重要となっている。

現在, 既設の RC 単柱橋脚, RC ラーメン橋脚には柱部のみ鋼板巻立て等による耐震補強が実施されている。したがって, 柱部が補強されることにより, 対策されていない RC 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。そこで, 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, せん断耐力の評価手法によっては, 梁のせん断先行となる場合がある。しかしながら, 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いることから, 補強が困難であるなどの問題を有しており, その対応が苦慮されている。

現在まで我が国では RC ラーメン橋脚の梁部損傷による致命的な被害は報告されていない。一方, 米国ではロ

マブリエータ地震により, 横梁や柱梁接合部のせん断損傷が生じており, 現在精力的にラーメン構造の耐震補強が進められている。

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たもの, および梁の帯鉄筋量を 1/2 としたものの 2 体に対して梁部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。

2. 実験概要

実験は実物の RC ラーメンを対象とした 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なった。表-1 に実橋と供試体の概要を示す。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。なお, 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による照査の結果, 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 としたものを No.2 供試体とした。

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。本実験の目的は、梁の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。また、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0.71%となる。

図-1に以上により決定されたNo.1供試体配筋図を示す。柱部では断面が31×31cm、主鉄筋比0.74%、帯鉄筋比0.71%となり、梁部では断面31×25cm、主鉄筋比0.54%、帯鉄筋比0.16% (D6@130mm, No.1), 0.08% (D4@105mm, No.2) となっている。なお、両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。

図-2に供試体載荷状況図を示す。両供試体とも完全に固定するために、フーチング、ベースプレート間をRC鉄筋15本で固定した。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。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なった。

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。

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としている。

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などである。図-3に変位計取付位置を示す。変形の測定は各部材の水平変位、柱の回転、各部材端部の変位について行なった。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変位関係

図-4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の変位計D1の測定値を用いた。計測した降伏変位(δ_y)は梁主鉄筋が降伏に達した時とし、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

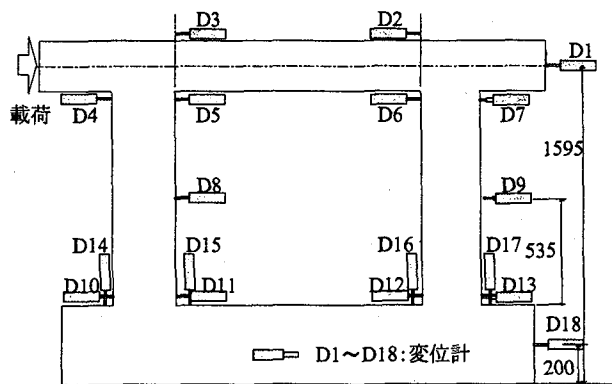


図-3 変位計取付位置

表-1 実物橋脚と供試体の概要

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

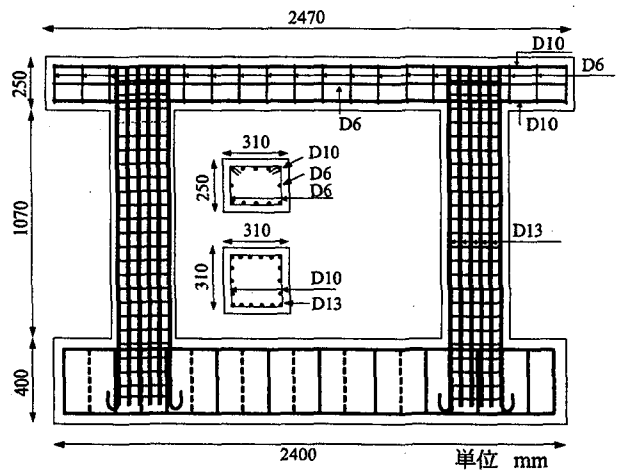


図-1 No.1 供試体配筋図

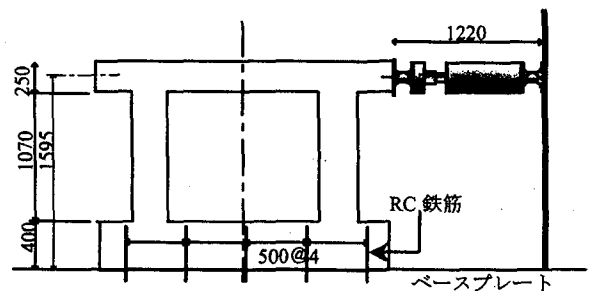


図-2 供試体載荷状況図

表-2 材料特性

項目	No.1	No.2
コンクリート 圧縮強度 N/mm ²	27.4	36.6
鉄筋D4 降伏点強度N/mm ²	342	1630
鉄筋D6 降伏点強度N/mm ²	380	357
鉄筋D10 降伏点強度N/mm ²	398	398
鉄筋D13 降伏点強度N/mm ²	399	375

ときの変位とした。また、実験時のじん性率(μ)は δ_u/δ_y として算出した。

じん性率を求めた結果、No.1 供試体では 6.7, No.2 では 3.6 となり、帯鉄筋量を 1/2 とした No.2 は No.1 に比べて 5 割程度じん性能が低下した。しかし、梁部は耐力的には最大荷重が No.1 で 322.0kN, No.2 で 316.5kN とあまり変わらず、今回の実験結果からは、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

(1) No.1 供試体

図-5 に供試体梁部のひび割れ進展図を、図-6 に最終損傷状況を示す。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せん断破壊した。

また、実験では柱および梁部の主鉄筋が降伏し、4 箇所 で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。このとき、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った。せん断ひび割れは変位 28mm 付近で発生したが、図-4 に示すように、最大変位 42mm 付近までは荷重の低下はみられず、梁帯鉄筋ひずみが徐々に増加し、降伏ひずみに達した後、せん断破壊が生じている。

(2) No.2 供試体

図-7 に供試体梁部のひび割れ進展図を、図-8 に最終損傷状況を示す。荷重 150kN (変位 3.0mm) で梁部側面にひび割れが発生した。荷重 251kN (7.1mm) で反載荷側の梁・柱接合部にひび割れが発生し、その位置の梁主鉄筋にとりつけたひずみゲージが降伏ひずみ近傍に達した。荷重 302kN (13.8mm) で梁帯鉄筋が降伏ひずみ近傍に達し、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、梁下面中心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。

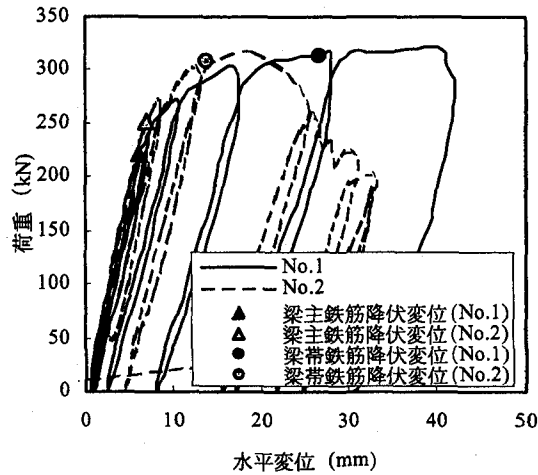


図-4 荷重-変位関係の履歴

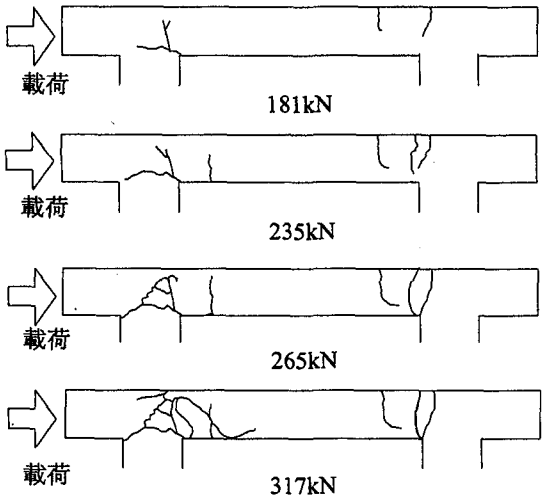


図-5 ひび割れ進展図 (No.1)

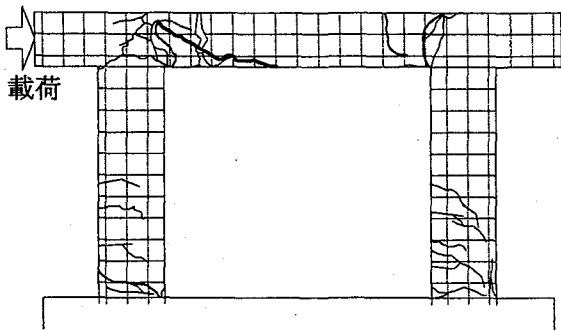


図-6 No.1 供試体最終損傷図

表-3 実験結果

供試体	No.1	No.2
降伏変位	$\delta_y(\text{mm})$	$\delta_y(\text{mm})$
終局変位	$\delta_u(\text{mm})$	$\delta_u(\text{mm})$
降伏荷重	$P_y(\text{kN})$	$P_y(\text{kN})$
最大荷重	$P_{\text{max}}(\text{kN})$	$P_{\text{max}}(\text{kN})$
じん性率	δ_u/δ_y	δ_u/δ_y
	P_{max}/P_y	P_{max}/P_y

供試体 No.1 と比較すると、No.2 は梁部に斜め方向のひび割れが変位 11mm 程度で生じた後、次の載荷で急激なせん断破壊に至った。両供試体ともに載荷側の柱基部ではなく、反載荷側の柱基部に多数のひび割れが見られた。

また、4 つ目の塑性ヒンジが、No.1 供試体では左側梁において変位 32.7mm で、No.2 供試体でも左側梁で変位 13.8mm において生じ、4 つの塑性ヒンジが形成されたことが確認できた。

また、No.2 供試体は No.1 に比べて最大荷重に達した後、急激に荷重の低下が起こっているが、梁帯鉄筋降伏後にせん断破壊が生じており、両供試体ともに、斜めひび割れの発生以降、ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大、および変形の増加に伴いコンクリートのせん断抵抗が低下し、せん断破壊に至ったと考えられる。

3.3 鉄筋降伏順序

図-9 に各部材の主鉄筋に取り付けたひずみゲージによって判断される、No.1 供試体と No.2 供試体の鉄筋降伏順序を示す。各鉄筋降伏は測定ひずみが表-2 に示す降伏ひずみに達したときとした。

No.1, No.2 供試体ともに右側梁が第一に降伏に達し、その後柱基部の降伏後左側梁の降伏に至り、4 つの塑性ヒン

ジが発生した。

4 つめの塑性ヒンジ発生である左側梁の主鉄筋降伏は、No.2 供試体では No.1 供試体の 1/2 程度の変位で起こっており、No.1 と No.2 供試体で大きな差が生じた。

3.4 ひずみ分布性状

図-10 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。

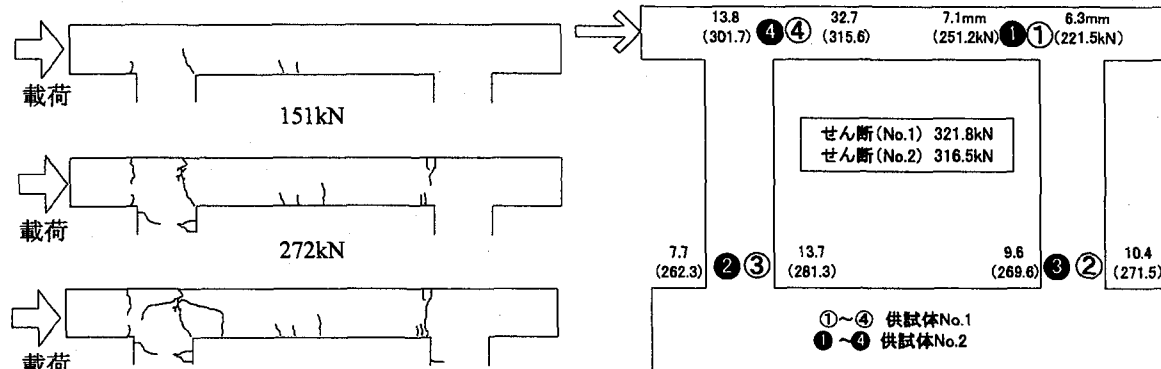


図-9 鉄筋降伏順序

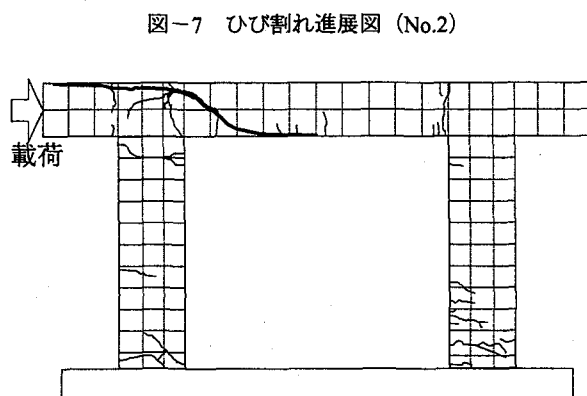


図-7 ひび割れ進展図 (No.2)

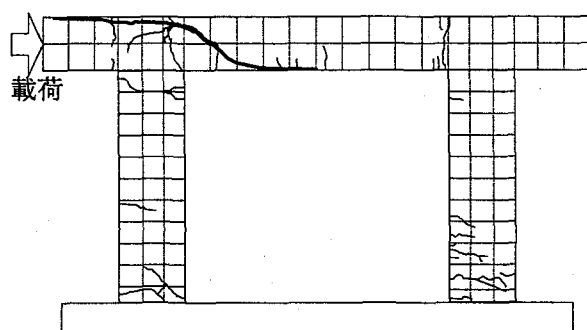


図-8 No.2 供試体最終損傷図

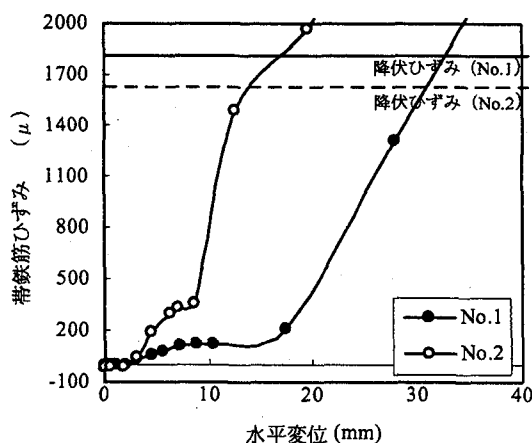


図-10 帯鉄筋ひずみ性状と変位の関係

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ない、破壊形態に応じた応答値と耐力の比較により行なうものである。

この手法により求めた値を設計値とし、表-4、5 に実験結果と設計値との比較、図-11 に荷重-変位関係の比較を示す。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 および No.2 供試体ともに 1.1~1.8 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耐力は、帯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

4.1 解析手法

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

図-12 に解析での要素分割図を示す。解析で適用した要素は、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、コンクリートのポアソン比は 0.2 とした。

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（粘着力 $c=9.9\text{MPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=10^\circ$ に設定）を採用し、塑性ひずみ増分の計算には関連流れ則を用いた。また、引張域では引張強度を、圧縮-引張領域は、引張強度を超えるとひび割れが発生するモデルを用いた。

鉄筋の降伏基準には Von-Mises の降伏基準を採用した。また、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。

図-13 にコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度までを 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 ($\epsilon_t = \sigma_{sy}/E_s \approx 2000\mu$) まですら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ニアモデルを用いた。

載荷条件としては、梁部におい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。

表-4 実験値と設計値の比較 (No.1)

設計値			実験値		
No.1	降伏発生箇所	水平力 P'1 (kN)	降伏順序	水平力 P1 (kN)	P1/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 実験値と設計値の比較 (No.2)

設計値			実験値		
No.2	降伏発生箇所	水平力 P'2 (kN)	降伏順序	水平力 P2 (kN)	P2/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

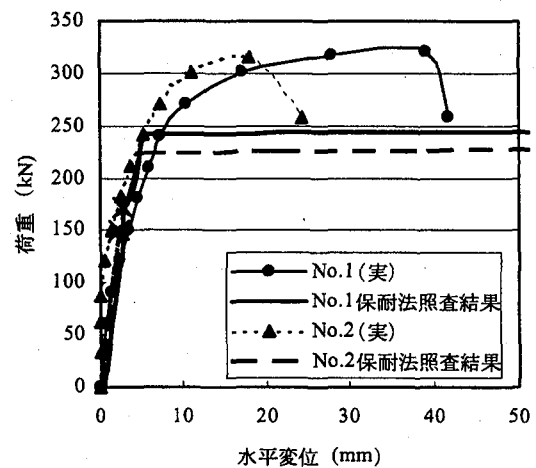


図-11 設計値との比較

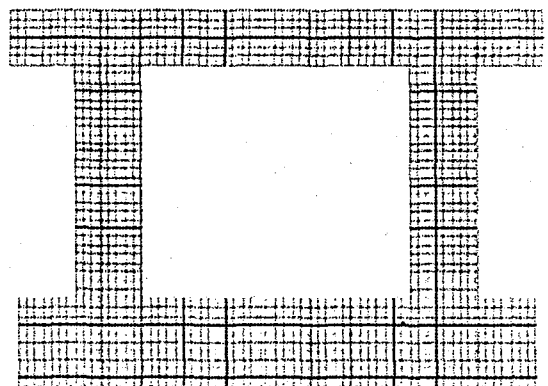


図-12 要素分割図

4.2 解析結果

(1) No.1 供試体結果

図-14 に No.1 供試体の荷重－水平変位関係を示す。ここで変位量は実験、解析ともに D1 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点の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 と同じく設計せん断耐力を 1.2 倍程度上回る傾向が得られている。

表-6 に主要点における荷重および変位量を示す。梁主鉄筋降伏変位を比較すると、実験では変位 6.3mm (荷重 221kN)，解析では 4.3mm (235kN)，柱主鉄筋降伏変位では、実験が変位 10.4mm (272 kN)，解析では 6.0mm (272kN) と実験、解析ともに 10mm 以下程度の小さな変位で主鉄筋の降伏が起こっているのに対し、梁帯鉄筋降伏変位は、測定箇所によってばらつきはあるものの、実験が変位 26.7mm (313kN)，解析が 23.5mm (321kN) と 20mm 以上の大きな変位で生じている。

図-15 に梁主鉄筋のひずみ分布を示す。変位 6mm で実験、解析ともに降伏ひずみに近いひずみが発生しており、変位 10mm では、端部点においては実験、解析ともに降伏ひずみを超えるひずみが発生している。

図-16 には梁の帯鉄筋ひずみ分布を示す。実験では、変形量の増加とともに、両端部の主鉄筋が降伏するにつれて帯鉄筋ひずみが増加している。解析においても、変位 6mm まではほとんどひずみは発生せず、変位 10mm では 1000 μ 程度のひずみが、変位 26mm では降伏ひずみを超えるひずみが発生している。また、図-17 にせん断ひび割れが生じた載荷側端部の帯鉄筋ひずみ要素と比較した、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 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わかる。

(2) No.2 供試体結果

図-18 に No.2 供試体の荷重－水平変位関係を示す。実験と解析との比較は No.1 と同様に D1 点における変位量を示している。荷重－変位関係を比較すると、No.2 も 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。そこで No.2 供試体の柱基部に取り付けた D14～D17 の変位計を用いて、水平変位増大に伴う柱下端の回転を補正した。測定値によると梁主鉄筋降伏までは、柱基部の鉄筋の抜出しによって 2mm 程度の変位が生じており、図-18 の実験時の荷重－水平関係に、柱基部の鉄筋の抜出しを補正すると、初期の傾きはほぼ一致した傾

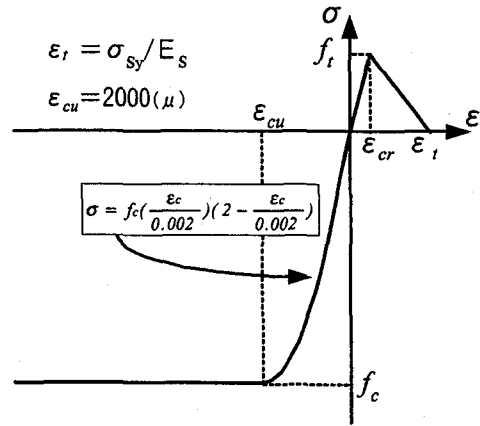


図-13 コンクリートの応力－ひずみモデル

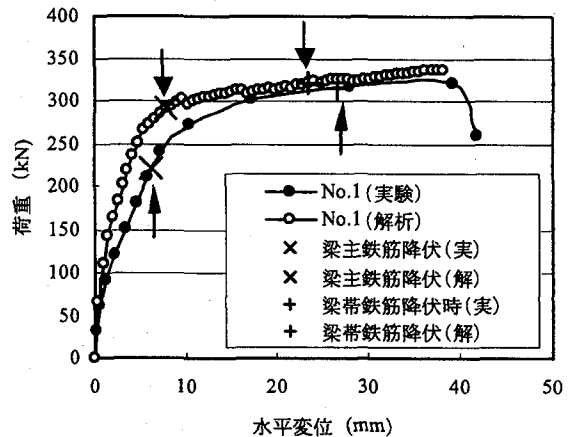


図-14 荷重－変位関係 (No.1)

表-6 実験値と FEM 解析値 (No.1)

項目 (mm)	供試体No.1	
	実験値	解析値
梁主鉄筋降伏変位	6.3 (221)	4.3 (235)
梁帯鉄筋降伏変位	26.7 (313)	23.5 (321)
柱主鉄筋降伏変位	10.4 (272)	6.0 (272)

() 内は荷重 : kN

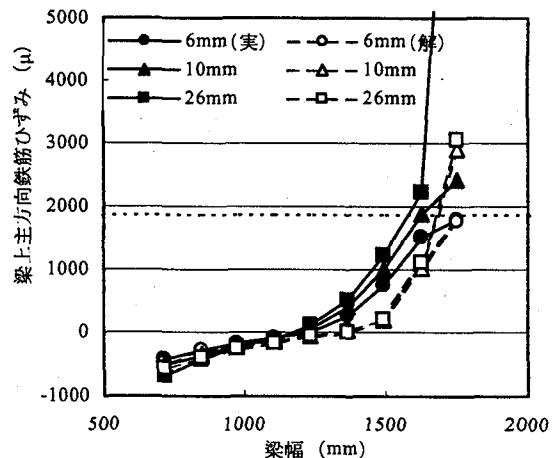


図-15 No.1 供試体梁主鉄筋ひずみ分布

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。

表-7に主要点の荷重・変位量を示す。ここでの実験での変位量は柱基部の鉄筋の拔出しを補正した値を示している。No.2供試体においても、梁主鉄筋降伏は実験が変位5.2mm(251kN)、解析が4.3mm(254kN)、柱主鉄筋降伏は実験が5.6mm(262kN)、解析が6.0mm(287kN)と小さい変位で降伏ひずみに達しているのに対し、梁帯鉄筋降伏を比較すると、実験で変位10.6mm(302kN)、解析が13.3mm(310kN)と変位10mm以上の大きめの変位で降伏している。

図-19は梁主鉄筋のひずみ分布を示す。実験では測定値によって分布にばらつきが生じているものの、変位12mmで比較すると実験、解析ともに反載荷側の端部点において降伏ひずみに達するひずみが生じている。

図-20に梁の帯鉄筋ひずみ分布を示す。実験では載荷側端部の帯鉄筋ひずみが変位10mmでは1000 μ 以下のひずみであるのに、変位24mmには降伏ひずみを超過しており、変位の増加と共に急激に帯鉄筋ひずみが増加している。解析においても、変位10mmでは1000 μ 程度のひずみが、変位26mmでは降伏ひずみを超過するひずみが発生しており、変形の増加に伴う帯鉄筋ひずみの増加がみられる。図-21には梁帯鉄筋ひずみと変位の関係を示す。解析と実験はせん断ひび割れが生じた載荷側端部の帯鉄筋ひずみ要素で比較している。実験、解析ともに変位10mmをすぎたあたりからひずみの増加傾向があることがわかる。

このようにFEM解析結果は、No.1供試体、No.2供試体において、最大荷重、4つの塑性ヒンジの形成、変位の増加に伴う帯鉄筋ひずみの増加を傾向よく捉えており、解析により供試体の挙動がある程度評価できていると考えられる。

さらに、今回の実験および解析結果によると、No.1およびNo.2供試体ともに解析からも4つの塑性ヒンジの形成が確認された。実験から最終的な梁部のせん断破壊に至ったものの、梁主鉄筋のひずみ分布は実験・解析で荷重の増加に伴い大きなひずみを生じる点や分布状況が一致しており、解析的に定量的な傾向が再現できていると考えられる。

また、帯鉄筋ひずみは変位10～15mm程度まではひず

表-7 実験値とFEM解析値 (No.2)

項目 (mm)	供試体No.2	
	実験値	解析値
梁主鉄筋降伏変位	5.2(251)	4.3(254)
梁帯鉄筋降伏変位	10.6(302)	13.3(310)
柱主鉄筋降伏変位	5.6(262)	6.0(287)

() 内は荷重: kN

みの増加が認められず、変位量の小さい段階においてはせん断耐力に対して、梁部コンクリートのみで抵抗していると考えられる。これに対して道路橋示方書に基づく保有水平耐力照査結果によると、No.1供試体では曲げ降伏荷重とせん断抵抗荷重が拮抗しているが、No.2供試体ではせん断耐力が曲げ耐力の1/2程度しかなく、せん断損傷に至る結果となっている。

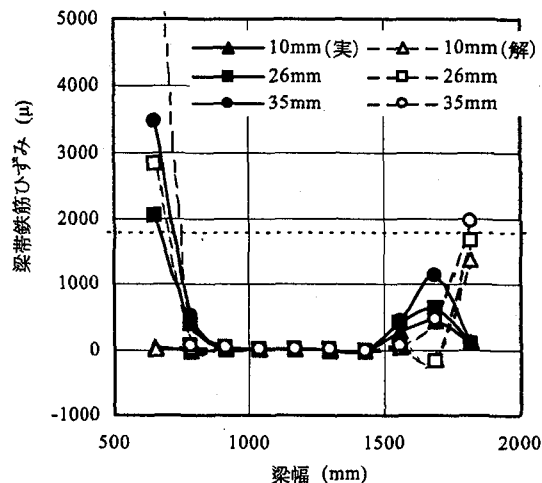


図-16 No.1供試体梁帯鉄筋ひずみ分布

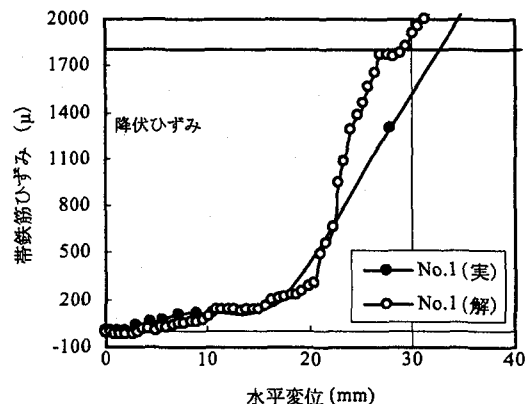


図-17 変位と帯鉄筋ひずみの関係

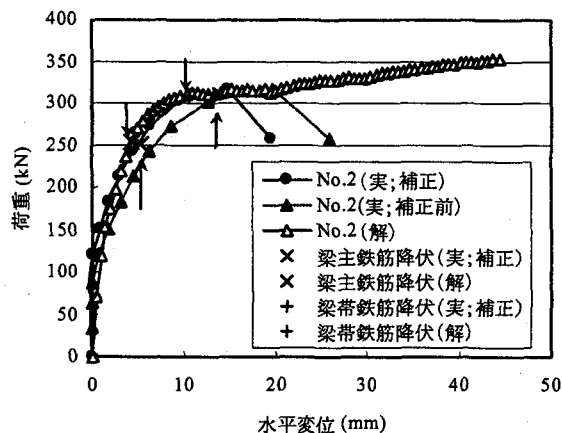


図-18 荷重-変位関係 (No.2)

以上のことから RC ラーメンの破壊メカニズムは、1.5～2 δ_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。しかしながら、1.5～2 δ_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し、帯鉄筋の負担する抵抗力が増加し始め降伏を経て、梁部のせん断破壊に至ると考えられる。

5. まとめ

標準的な柱補強済みの RC ラーメン橋脚の、1/8 スケールにおける梁部の帯鉄筋量に着目した水平方向単調載荷実験を実施し、帯鉄筋量標準の供試体 No.1 と帯鉄筋量 1/2 の供試体 No.2 の比較を行い、得られた結果を以下に示す。

1. 帯鉄筋量をパラメータとした実験を2体実施したが、梁の帯鉄筋量に関わらず、4つの塑性ヒンジの形成箇所に変化はなく、損傷メカニズムに対して帯鉄筋量はあまり影響を与えない結果となった。
2. No.1 供試体と No.2 供試体を比較すると、No.1 が最大荷重 322.0kN、No.2 が 316.5kN、と大きな差は生じなかった。しかし、じん性能で評価すると No.1 供試体でじん性率 6.7 であったものが、No.2 ではじん性率 3.6 と5割程度に低下した。このこと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ると考えられる。
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、せん断耐力に関しては No.1 供試体では1.2倍程度、No.2 供試体では2.3倍程度の耐力を有していた。
4. FEM 解析結果によると、No.1、No.2 供試体ともに曲げ降伏後のせん断破壊であったことが再現され、最大荷重の傾向や4つの塑性ヒンジ形成が評価できた。
5. 実験および解析から変形量の増加に伴い帯鉄筋ひずみが増加する現象が生じ、変形に伴うコンクリートのせん断抵抗の減少によりせん断損傷が発生したと考えられる結果が得られた。このことから、1.5～2 δ_y まで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、道路橋示方書による保有耐力の2倍程度のせん断抵抗を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, コンクリート工学論年次文集, 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

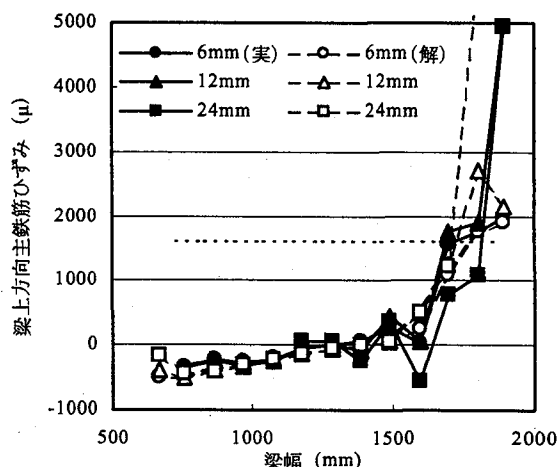


図-19 No.2 供試体梁主鉄筋ひずみ分布

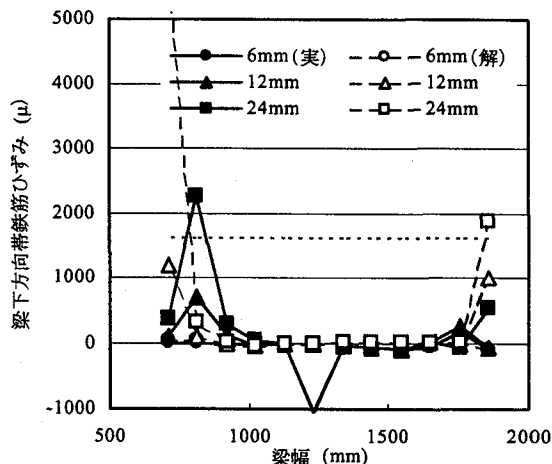


図-20 No.2 帯鉄筋ひずみ分布

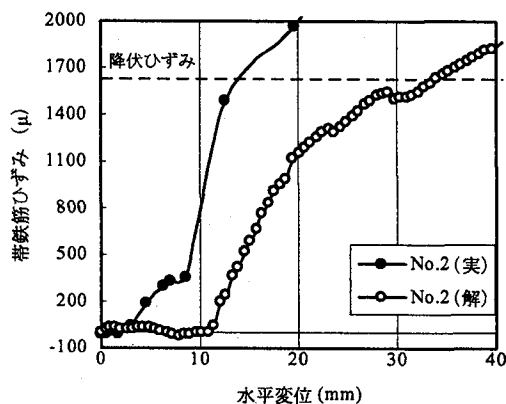


図-21 変位と帯鉄筋ひずみの関係

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

(2001年9月14日受付)