

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：橋梁構造研究 G，寒地構造 T

研究担当者：星隈順一，西弘明，堺淳一，

岡田慎哉，篠原聖二，澤松俊寿

【要旨】

効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路管理が求められている背景を踏まえて、橋の管理水準に応じて、性能目標に対応する限界状態を柔軟に設定することができるような技術が必要とされている。平成 24 年度は、破壊特性を考慮した耐震主部材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、柱部の鉄筋に丸鋼を用いた RC 橋脚の抵抗特性に関する実験的検討を行い、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の抵抗特性を明らかにした。また、両端に橋台を有し、径間数が少なく支間長も小さい小規模橋梁の耐震補強対策の合理化について検討するために、遠心模型実験を行い、背面盛土の影響を考慮した橋台の振動特性を評価した。さらに、破壊特性及び損傷レベルに応じて、緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う工法を開発することを目的として、壁式 RC 橋脚の橋座部を対象として、災害時でも比較的調達しやすい H 型鋼を用いた応急復旧工法を提案し、橋座部のせん断破壊を模擬した模型供試体を用いた静的漸増載荷試験を行い、提案した工法に機能回復効果があることを確認した。

キーワード：性能目標，地震時限界状態，鉄筋コンクリート橋脚，丸鋼鉄筋，橋台，応急復旧

1. はじめに

現行の道路橋示方書では、耐震性能に対する限界状態は弾性限界状態、速やかな機能の回復を可能とするための修復限界状態、終局限界状態として定められているが、効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路管理が求められている背景を踏まえると、橋の管理水準に応じて、性能目標に対応する限界状態を柔軟に設定することができるような技術が必要とされている。

このためには、主たる耐震部材が損傷し、部材としての機能を失うまで過程の挙動を含めた損傷過程を詳細に評価できる技術が必要である。この破壊特性を考慮した部材の抵抗特性の評価法の開発のためには、実験データの蓄積が必要であり、本研究では、道路橋で適用事例が多い RC 橋脚や橋台を対象に、様々な実験的な検討を行っている。

2. 研究課題

平成 24 年度においては、破壊特性を考慮した耐震主部材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、①柱部の鉄筋に丸鋼を用いた RC 橋脚の抵抗特性に関する実験的検討、②橋台の振動特性に関する遠心模型実験を行った。また、破壊特性及び損傷レベルに応じて、緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う工法を開発す

ることを目的として、③RC 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法の検証実験を行った。

3. 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の抵抗特性に関する実験的検討

3.1 目的および検討の流れ

昭和 40 年代中頃までは道路橋の RC 橋脚には異形鉄筋と比較して付着強度が小さいとされる丸鋼鉄筋が使用されていた実績がある。

既往の研究において、鉄筋とコンクリートに付着がない場合には、RC 構造の耐荷性状や破壊性状が異なることが明らかとなっている^{例えば1)}。しかしながら、丸鋼鉄筋が用いられた既設 RC 橋脚の抵抗特性や地震時限界状態を検討することを目的とした研究事例は少ない。このため、既設橋に対する効率的な耐震補強実施の観点から、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の抵抗特性を把握することは重要である。

本章では、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の保有性能を適切に評価する手法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、図-3.1 のとおり鉄筋定着部耐力に関する引抜実験、梁供試体の曲げ載荷実験、橋脚供試体の正負交番載荷実験を実施した。

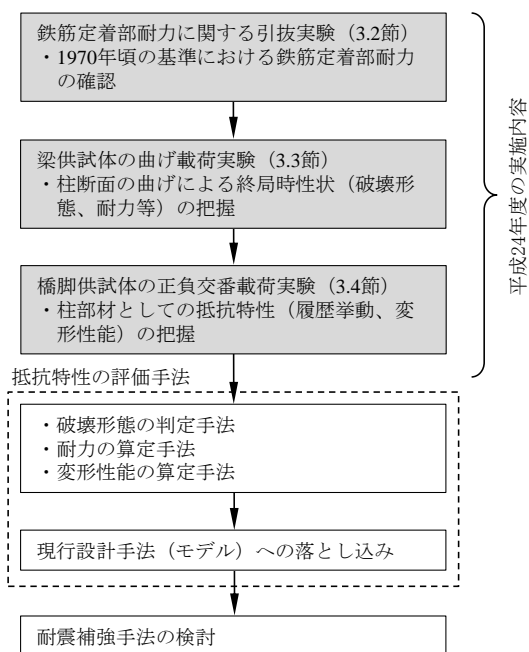


図-3.1 丸鋼を用いた既設 RC 橋脚の抵抗特性の検討

3.2 鉄筋定着部耐力に関する引抜実験

3.2.1 引抜実験の概要

本節では、丸鋼を用いた RC 橋脚の保有性能を適切に評価する手法を確立することを目的として、RC 断面の終局評価のために必要である丸鋼鉄筋の付着特性について実験的に検討を行った。ここでは、鉄筋コンクリート構造に丸鋼鉄筋が用いられていた 1970 年頃の技術基準の仕様を対象とした。

実験は丸鋼とコンクリートとの付着強度を確認することを目的として実施した鉄筋引抜試験（以降、付着強度確認試験）と、鉄筋端の定着部の強度を確認することを目的とした鉄筋引抜試験（以降、定着部強度確認試験）の 2 種類を実施した。

3.2.2 丸鋼鉄筋の定着形状に関する設計基準の変遷

表-3.1 には、丸鋼鉄筋の定着形状に関する設計基準の変遷を示す。丸鋼の定着部形状は昭和 24 年のコンクリート標準示方書により半円形フックと定められた以降、基本的な形状は変更されていない。しかしながら、フックの最小直径および直線部の長さについては変更を伴っている。最小直径については拡大、直線部については延長されており、これらはどちらも定着を強固にする方向への変更である。

本検討では定着性能を安全側で評価するため、最も定着性能が低いと考えられる基準に準ずるものとし、形状は半円形フック、その曲げ直径は 3ϕ 、直線部の長さを 3ϕ として検討するものとした。

3.2.3 引抜実験の方法

図-3.2 には、本検討において実施した実験の概要を示

表-3.1 丸鋼鉄筋定着部に関する基準の変遷

基準	年次	定着部		
		形状	最小直径	直線部長さ
コンクリート標準示方書	S24 ²⁾	半円形フック	3ϕ 以上	(記載なし)
	S31 ³⁾	↓	↓	3ϕ 以上
	S42 ⁴⁾	↓	SR235 : 4ϕ SR295 : 5ϕ	4ϕ or 60mm 以上
	S49 ⁵⁾	↓	↓	↓
道路橋示方書	H14 ⁶⁾⁷⁾	↓	SR235 : 4ϕ	III: 上記と同 IV: 8ϕ or 120mm 以上

ϕ は鉄筋の直径

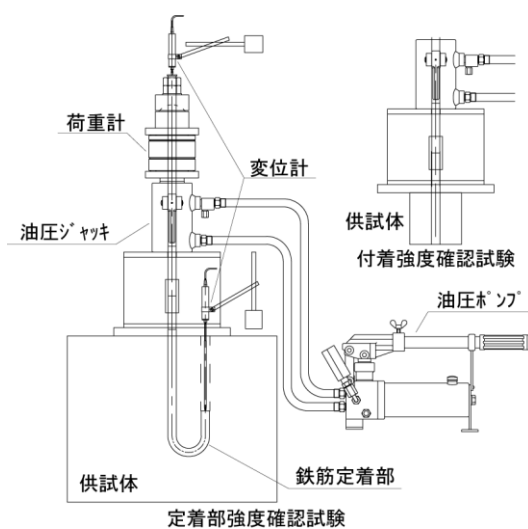


図-3.2 実験概要図

す。また、写真-3.1 には実験の実施状況を示す。実験は丸鋼鉄筋を用いた RC 構造物を模擬した要素試験体を製作し、その丸鋼に直接荷重を作用させることで実施した。

(1) 付着強度確認実験

付着強度確認試験は鉄筋定着・継手指針 8) に準拠し実施した。具体には、 $150 \times 150 \times 150\text{mm}$ のコンクリートブロック中央に $\phi 25$ の丸鋼が、片側が突出するように挿入された状態の試験体を作成し、この丸鋼を引き抜くように荷重を作用させることで実施した。なお、丸鋼の突出した側約 50mm についてはコンクリートとの付着をあらかじめ切った加工を施している。

また、過去の知見⁹⁾より、コンクリート打設時の鉄筋の向きにより、付着性状が異なることが明らかとなっているため、その場合の性能差も併せて明らかとするため、鉄筋向きを鉛直の場合に加え、水平とした場合についても実験を行った。

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究



写真-3.1 実験状況（付着強度確認試験）

(2) 定着部強度確認試験

定着部強度確認試験は、コンクリート標準示方書基準編¹⁰⁾を参考として試験方法を設定した。試験は実際のRC橋脚の設計事例に基づき、その使用実績から丸鋼のφ25およびφ13の2種について実施することとした。表-3.2に実験に用いた鉄筋の材料特性を示す。試験体は丸鋼が用いられた当時の基準に準拠した定着部を再現して作製している。具体には、前述のように曲げ直径3φ、直線部の長さ3φとした半円形フックを、引抜に伴うせん断破壊が生じないような十分な大きさのコンクリートブロックに埋め込み、引抜くことで試験を実施している。また、フックの部分のみの性能確認とするため、埋め込まれる丸鋼の直線部分については、付着の影響を排除するため、付着をあらかじめ切る加工を施している。

載荷日材齢でのコンクリートの圧縮強度は30.4N/mm²であった。表-3.3には、本検討において実施した実験ケースの一覧を示す。実験は、付着強度確認試験では鉄筋向きを、定着強度確認試験では丸鋼の径をそれぞれパラメータとし、また試験結果の精度を高めるため、それぞれ3体ずつ実施することとした。

3.2.4 引抜実験の結果

(1) 付着強度確認実験

図-3.2には、付着強度確認試験結果を示す。結果は、縦軸を引抜荷重とし、横軸を載荷点変位として整理しており、φ25を太線、φ13を細線で示している。図より、鉛直筋、水平筋に関わらず、引抜は荷重作用から最大荷重までは弾性的な応答を示している。また、最大荷重以降は急激な荷重の低下とともに変位が増大し、概ね一定の荷重に漸近する傾向を示している。

これは、荷重載荷から最大荷重までは、鉄筋がコンクリートとの付着により剛に支持されており、載荷点変位は主に鉄筋の弾性的な応答により生じているためと考えられる。最大荷重後に荷重が急激に低下する点について

表-3.2 丸鋼鉄筋の材料特性

鉄筋直径	材種	降伏荷重(kN)	破断荷重(kN)
φ25	SR235	153.2	220.9
φ13		43.1	59.2

表-3.3 実験ケース一覧

	ケース	実験数	鉄筋直径	定着長	曲げ内直径	方向
付着強度確認試験	C-25-V	3	φ25	100mm	-	鉛直
	C-25-H	3				水平
定着部強度確認試験	F-25	3	φ25	3φ*	3φ*	鉛直
	F-13	3	φ13			

* φは鉄筋の直径

は、鉄筋の付着の一部が切れたことにより、連鎖的に付着が切れて急激な荷重低下を招いたものと判断される。さらに変位が増大し、一定荷重に漸近しているのは、付着が完全に切れた後に鉄筋とコンクリート間の摩擦により鉄筋を支持しているためと考えられる。これより、漸近した荷重は引抜における終局荷重と考えられる。

次に鉛直筋と水平筋について比較すると、その荷重値に優位な差異が認められる。最大荷重については鉛直筋の場合が15~18 kN、鉄筋の降伏耐力の15%程度となっているのに対し、水平筋では鉛直筋より低い傾向を示し8~17 kN、降伏耐力の7~15%となっている。また、終局荷重についても同様の傾向であり、鉛直筋の場合は4~6 kN、降伏耐力の4%程度であるのに対し、水平筋では1~3 kN、降伏耐力の2%程度である。これは、コンクリートの打設において、鉛直筋は鉄筋の全周に均一にコンクリートが行き渡るのに対し、水平筋の場合には鉄筋の下側において打設後のブリージングの影響などにより、付着強度が低下したものと考えられる。

(2) 定着部強度確認試験

図-3.3には定着部強度試験実験の結果を示す。結果は、縦軸を引抜荷重とし、横軸を定着部端部の変位として整理しており、φ25を太線、φ13を細線で示している。なお、図中にはφ25、φ13の規格値に基づく降伏荷重を黄色の破線、許容応力となる荷重を緑の破線にて併せて示している。

図よりφ25、φ13のどちらにおいても荷重がある一定の値となるまでは定着部端部変位は発生しない。その後、荷重の増加とともに定着部端部変位が発生し始め、最大荷重となった後に、急激な徐荷および変位の増加が生じる。その後、変位をほとんど伴わない荷重の増加から大きな

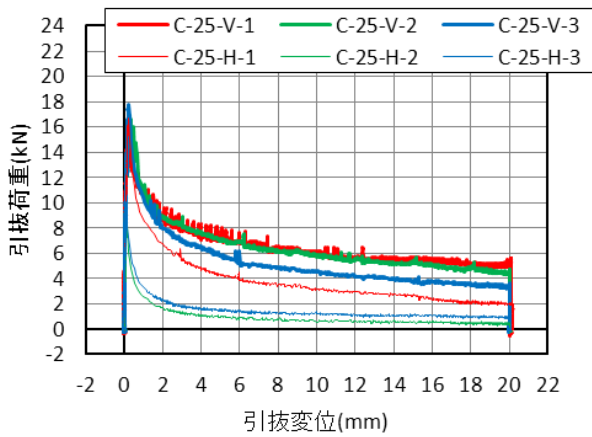


図-3.3 引抜荷重と引抜変位の関係（付着強度確認試験）

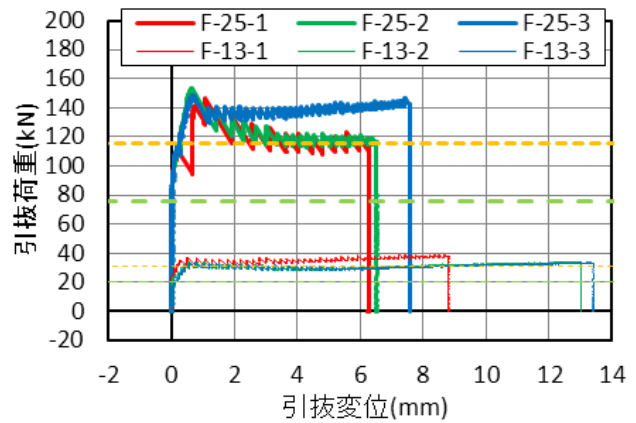


図-3.4 引抜荷重と引抜変位の関係（定着部強度確認試験）

変位の増大を伴う急激な徐荷を細かく繰り返し、概ね一定の荷重を保つ傾向が認められる。また、この際の荷重は降伏耐力とほぼ同等からやや大きい程度となっている。これは、定着部全域の付着が切れるまでは定着端部に変位は一切発生しないものと考えられる。また、付着が完全に切れた後においては、その形状に伴う抵抗性と摩擦により、引抜荷重に抵抗しているものと考えられる。最大荷重を迎えたのちの挙動については、付着が切れることにより引抜きに対する抗力が減少することで、鉄筋が滑り出てくるものと考えられる。一度滑り出た鉄筋は、その後摩擦により引抜に抵抗し、限度を超えた段階で再び滑る状態を繰り返しているものと推察される。

次にφ25とφ13の結果について比較すると、両者の傾向は概ね類似している。最大荷重と降伏荷重および許容応力との関係に着目すると、φ25の場合には最大荷重が降伏荷重を20～30%程度超過しているが、φ13の場合には両者は概ね同等からやや超過する程度である。また、どちらの場合においても許容応力に対しては十分な余裕を有している。このようなことから、定着部に関しては、鉄筋径により若干の差異がみられるものの、同様の引抜抵抗性能を有しているものと推察される。

これらの実験結果を基に、コンクリート中における丸鋼の挙動を考察することとする。まず、付着強度確認試験結果より、丸鋼は降伏荷重の15%程度の荷重で付着が切れることが分かる。また、付着が切れたのちは降伏荷重の数パーセントという非常に小さな荷重でコンクリート内を滑るものと推察される。これより、一度付着を失い、すべりを伴った鉄筋部分については、コンクリートとの一体性をほぼ消失すると考えられ、RC断面の平面保持が維持されないものと推察される。

さらに、定着部強度確認試験結果より、丸鋼鉄筋端部の半円形フック部では、許容応力度を十分に上回り、ほ

ぼ鉄筋の降伏強度程度まで定着が確保されていることが分かる。これより、許容応力度法で求められる耐力は十分に有しているものと判断され、鉄筋の降伏に至るような状態まで丸鋼は十分に対応可能であることが明らかとなった。

3.3 梁供試体の曲げ載荷実験

3.3.1 曲げ載荷実験の概要

本節では、丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート柱部材について、柱断面の曲げによる破壊形態や耐力等の終局時性状を把握することを目的に、鉄筋コンクリート梁供試体の曲げ載荷試験を実施した。実験は、丸鋼鉄筋のすべり長の影響を確認するためにせん断スパンをパラメータとした場合、破壊形態を確認するためにせん断余裕度をパラメータとした場合、丸鋼鉄筋との比較のために異型鉄筋を用いた場合について実施した。

3.3.2 曲げ載荷実験の方法

実験の実施状況を写真-3.2に示す。

(1) 供試体および実験ケース

表-3.4は実験ケース、図-3.4は供試体の形状および配筋図である。9ケースの供試体について実験を実施した。断面幅は0.3m、断面高さは0.6m、有効高さは0.56mで全ケースにおいて共通としている。表-3.4に示した供試体の耐力は道路橋示方書¹¹⁾に基づいて算出した。本実験は、以下のような着目において実施している。

・シリーズ① (BR-1～BR-3)

丸鋼鉄筋を用いた供試体においてせん断スパン長をパラメータとしたシリーズである。本シリーズでは、鉄筋とコンクリートがすべる範囲やその影響に着目している。せん断スパン比 a/d は2.5～4.5とした。また、3.4節で後述するとおり、引張主筋比は丸鋼鉄筋が用いられていた1970年代頃までのRC橋脚の配筋を想定した試設計に基づき0.16%とした。

表-3.4 実験ケース一覧

	パラメータ	断面幅 B(m)	断面高さ H(m)	有効高さ d(m)	主鉄筋の鉄筋種別	引張鉄筋比 p_t (%)	せん断補強鉄筋比 p_w (%)	せん断スパン比 a/d	せん断耐力 P_{s0} (kN)	曲げ耐力 P_u (kN)	せん断余裕度 P_{s0}/P_u
BR-1	鉄筋すべり長 (せん断スパン)	0.3	0.6	0.56	4- ϕ 13,SR235	0.16	0	2.5	47.3	28.4	2.99
BR-2								3.5	47.3	20.3	1.17
BR-3								4.5	47.3	15.8	0.99
BR-4	せん断余裕度 (丸鋼鉄筋)				4- ϕ 22,SR235	0.45		3.5	66.7	56.9	0.75
BR-5					4- ϕ 25,SR235	0.58			72.9	73.5	1.19
BR-6					6- ϕ 25,SR235	0.88			82.6	110.2	1.00
BD-1	せん断余裕度 (異形鉄筋)	4-D16,SD345	0.24	3.5	51.9	43.8	0.76				
BD-2		8-D13,SD345	0.30		55.5	55.8	2.99				
BD-3		4-D22,SD345	0.46		64.4	85.2	1.17				

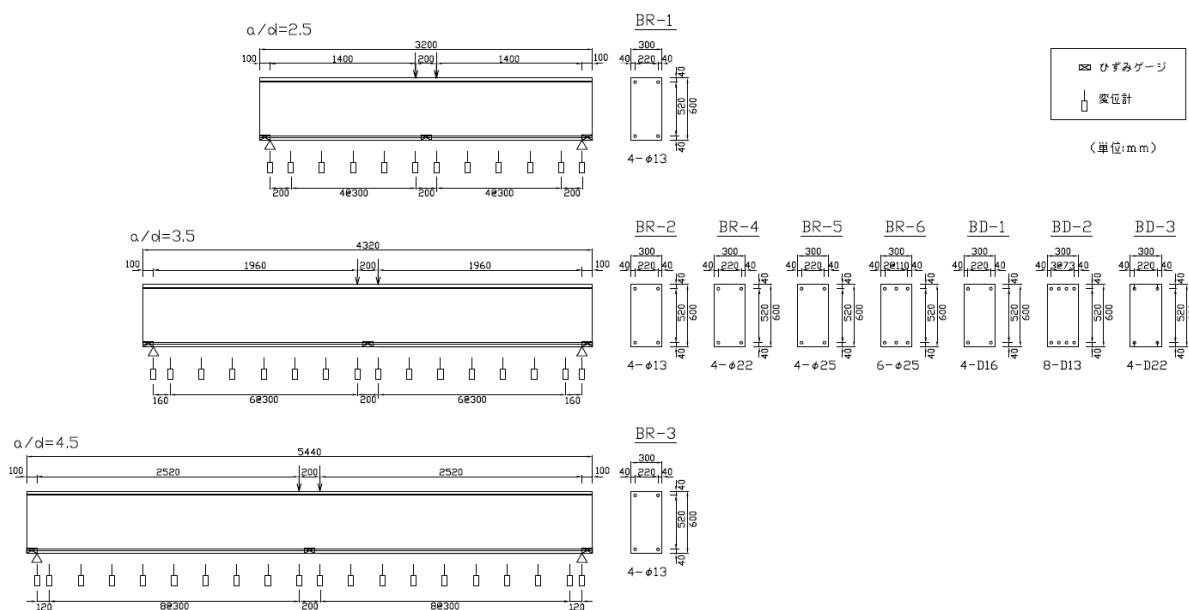


図-3.5 梁供試体形状・配筋および計測機設置位置

・シリーズ② (BR2, BR4~BR-6)

丸鋼鉄筋を用いた供試体においてせん断余裕度をパラメータとしたシリーズである。本シリーズでは、丸鋼鉄筋を用いた場合の柱部材の破壊形態に着目している。主鉄筋量によりせん断余裕度 P_{s0} / P_u を 0.75~2.33 に変化させた。

・シリーズ③ (BD-1~BD-3)

上記②のシリーズにおいて比較のために異形鉄筋を用いたシリーズである。シリーズ②とせん断余裕度を同様とした。

3.2 節の定着部強度確認試験より、丸鋼鉄筋が用いられていた当時の定着部仕様により鉄筋の降伏強度程度の定着性能が確保されることが確認された。このことから、

本節では鉄筋端部の境界条件を明瞭とするために、鉄筋の両端部は鋼板に溶接して定着した。

表-3.5、表-3.6には鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。

(2) 実験装置および載荷方法

実験には写真-3.2の載荷フレームを用いた。等曲げ区間を 200mm とした 4 点曲げとして、油圧ジャッキにより鉛直荷重を載荷した。鉛直荷重載荷点部および支点部には丸鋼を設置した。載荷プログラムは単調載荷として、供試体の破壊または載荷変位が油圧ジャッキストロークの上限に至るいずれかの状態になるまで載荷した。

(3) 計測方法

ロードセルにより載荷荷重を、変位計により載荷点変

表-3.5 鉄筋の特性

鉄筋 直径	材種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
φ13		334	467
φ22	SR235	317	461
φ25		312	451
D13		407	575
D16	SD345	401	583
D22		412	561

表-3.6 コンクリートの特性

粗骨材最大 寸法(mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	ポアソン比
25	25.1	2.15	0.19

位をそれぞれ測定した。鉄筋のひずみをひずみゲージにより測定した。本実験では、丸鋼鉄筋とコンクリートとの間のすべりが卓越することが想定される。このため、鉄筋に設置したひずみゲージが鉄筋のすべりを阻害しないように配慮して、ひずみゲージの数量および設置位置を計画した。具体的には、曲げモーメントが最大となる等曲げ区間の中央、また鉄筋の全長にわたる鉄筋とコンクリートのすべりの発生を検知するために、曲げモーメントが作用しない支点部の外側に設置した。300mm 間隔で変位計を設置して梁の鉛直変位を測定した。

コンクリート中を鉄筋がすべる範囲について検討することを目的に、等曲げ区間において大きく開口していくひび割れに対してひび割れ幅を測定した。測定位置は供試体側面における供試体下端から15mmおよび300mmとし、測定にはクラックスケールまたは定規を用いた。

3.3.3 曲げ載荷実験の結果

(1) 荷重-変位関係と損傷状況

図-3.6 に荷重-変位関係を、図-3.7 に実験終了後の損傷状況を示す。図-3.6 には、鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて、道路橋示方書に基づいて算出した設計曲げ終局耐力 P_u およびせん断耐力 P_{s0} を併記している。ここで曲げ終局耐力 P_u の算出においては、平面保持が仮定されている。

a) シリーズ① (BR-1~BR-3)

せん断スパン比 a/d をパラメータとしたシリーズ①においては、等曲げ区間とせん断スパンの片側にそれぞれ1本ずつのひび割れが発生した。等曲げ区間のひび割れのみが荷重変位の進展とともに大きく開口していった。この間、安定して荷重が保持されつつ、極めて変形性能に富む挙動を示した。このとき、当該ひび割れ位置の圧縮縁付近があたかもヒンジであるような挙動を示した。



写真-3.2 実験状況 (梁供試体の曲げ載荷試験)

載荷装置の最大ストロークの制約から終局状態に至る前に載荷を終了したものの、最終的な破壊形態は曲げ引張破壊と推測される。

b) シリーズ② (BR-2, BR-4~BR-6)

せん断余裕度 P_{s0} / P_u をパラメータとしたシリーズ②においては、せん断余裕度 P_{s0} / P_u が小さいほどひび割れの数が増える傾向にある。せん断余裕度 P_{s0} / P_u が1.06以上のBR-2, BR-4では、変位が大きくなるとともに等曲げ区間の曲げひび割れが大きく開口していき、変形性能に富む破壊形態を示した。せん断余裕度 P_{s0} / P_u が0.9のBR-5では、変位が大きくなるとともにせん断スパンに生じたひび割れが大きく開口していったが、変形性能に富む破壊形態であった。せん断余裕度 P_{s0} / P_u が0.69のBR-6では、斜め引張破壊により脆性的に破壊した。

c) シリーズ③ (BD-1~BD-3)

異形鉄筋を用いて、せん断余裕度 P_{s0} / P_u をパラメータとしたシリーズ②においては、丸鋼鉄筋を用いた場合BR-4~BR-6と比較してひび割れの数が増え、引張鉄筋位置に沿ってコンクリートが大きく損傷する傾向にある。これは、鉄筋の節とコンクリートのかみ合わせによりコンクリートのひび割れが分散して発生したものである。また、同程度のせん断余裕度 P_{s0} / P_u で丸鋼鉄筋を用いた場合と破壊形態は概ね類似しているが、変形性能は小さい傾向にある。

池田ら¹⁾によると、引張鉄筋に付着がないRC単純梁においては、せん断スパン比 a/d が2.5程度以上であれば、ウェブに斜めひび割れが発生せず、せん断によって破壊することはないとしている。この場合、破壊形態が曲げ引張型となって変形性能に富む挙動を示す。鉄筋とコンクリートの付着特性に関しては、丸鋼鉄筋は池田らの付着の無い鉄筋と異形鉄筋の間に位置するものと考えられる。丸鋼鉄筋の変位と付着応力の関係は図-3.3に示したような挙動を伴うことから、鉄筋がすべり始める前後で

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

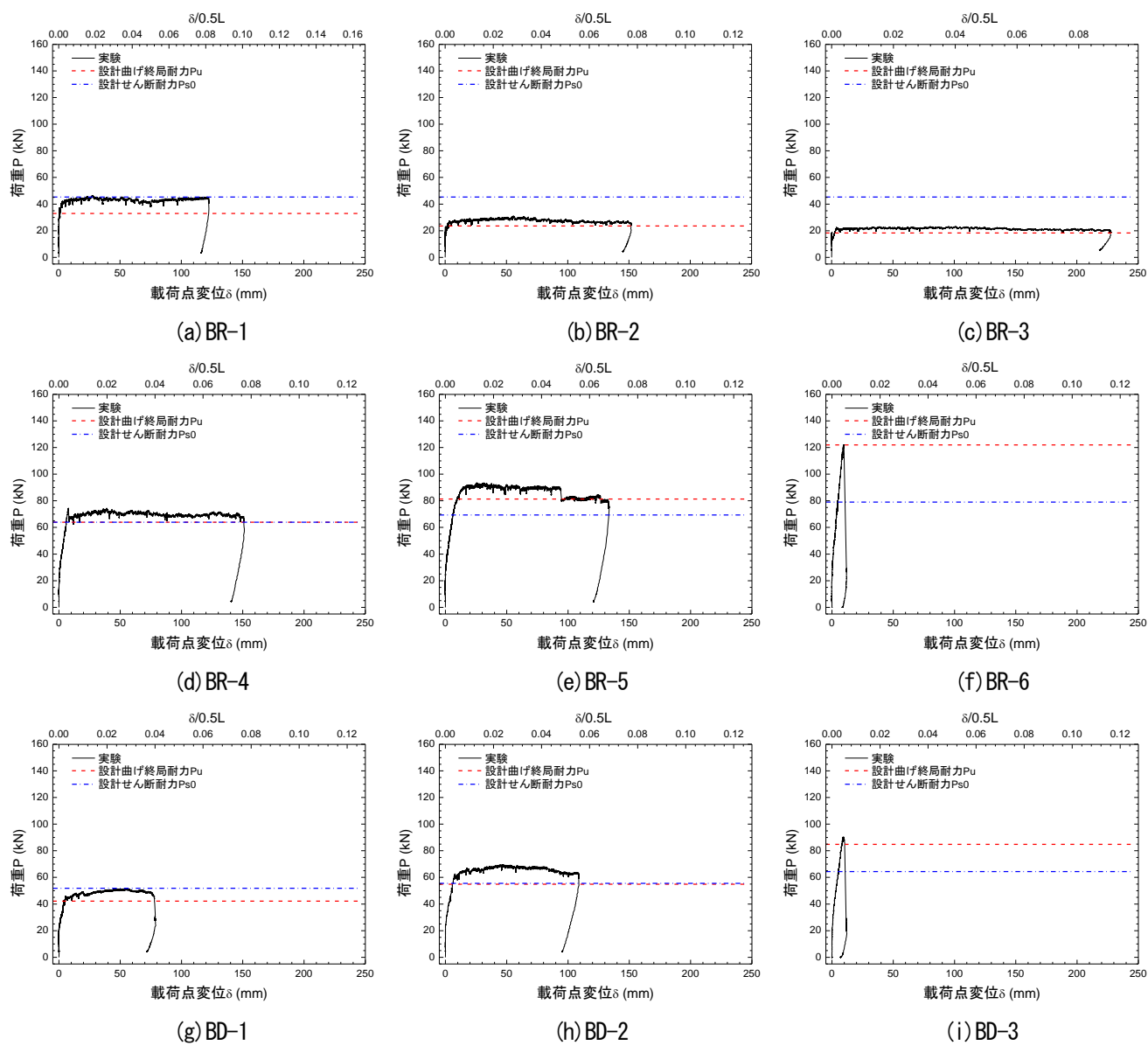


図-3.6 荷重-変位関係

— ひび割れ ■ 主なひび割れ開口部 ▨ コンクリート剥落部

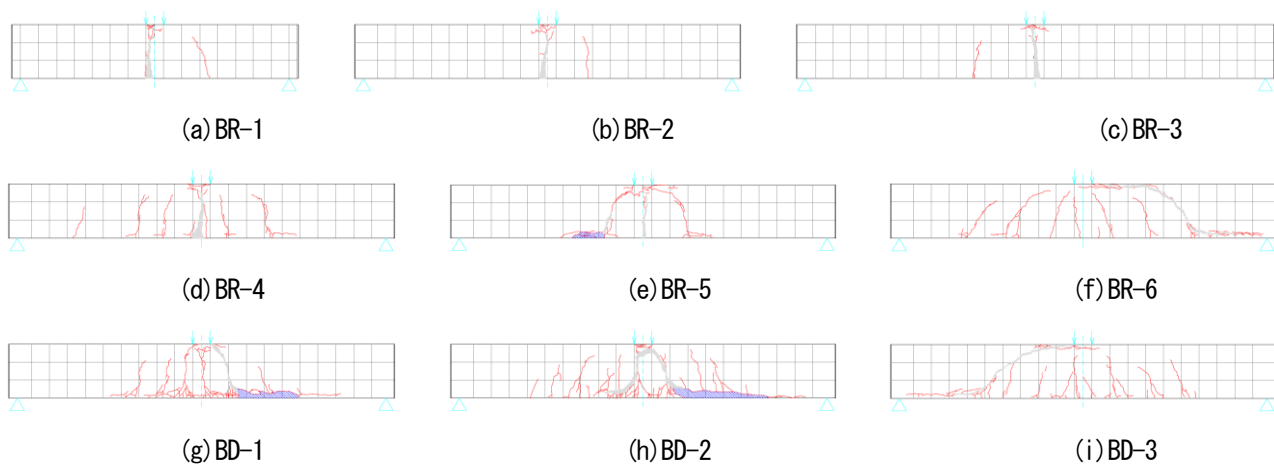


図-3.7 実験終了時の損傷状況

表-3.7 耐力, 破壊形態等に関する実験結果と設計値の比較

	主鉄筋の 鉄筋種別	せん断 スパン 比 a/d	設計値					実験結果				
			せん断 P_{s0} (kN)	曲げ 終局 P_u (kN)	P_a (kN)	せん断 余裕度 P_{s0}/P_u	破壊 形態	最大 荷重 P_{max} (kN)	破壊 形態	実験終了時 変位 $\delta/0.5L^*$	P_{max}/P_a	
BR-1	4-φ13,SR235	2.5	69.3	33.0	33.0	1.37	曲げ	46.5	曲げ引張	0.082 ↑	1.41	
BR-2		3.5	79.1	23.6	23.6	1.92	曲げ	31.0	曲げ引張	0.074 ↑	1.32	
BR-3		4.5	51.9	18.3	18.3	2.47	曲げ	23.3	曲げ引張	0.087 ↑	1.27	
BR-4	4-φ22,SR235	3.5	55.6	63.9	63.9	1.00	せん断	74.4	曲げ引張	0.073 ↑	1.16	
BR-5	4-φ25,SR235		64.4	81.3	69.3	0.85	せん断	93.4	曲げ引張	0.065 終局	1.35	
BR-6	6-φ25,SR235		69.3	121.9	79.1	0.65	せん断	126.5	斜め引張	0.006 終局	1.54	
BD-1	4-D16,SD345		79.1	42.1	42.1	1.23	曲げ	51.5	曲げ引張	0.038 終局	1.22	
BD-2	8-D13,SD345		51.9	54.9	54.9	1.01	曲げ	69.7	曲げ引張	0.053 終局	1.27	
BD-3	4-D22,SD345		55.6	84.8	64.4	0.76	せん断	94.8	斜め引張	0.006 終局	1.40	

* 上向きの矢印は終局状態に至っていないことを示す。

RC断面としての挙動が異なるものと考えられる。すなわち、①鉄筋がすべり始める前は断面内において平面保持が確保され、鉄筋とコンクリート間で力の伝達が行われる。これに対し、②鉄筋がすべった以降では平面保持が確保されず、鉄筋とコンクリート間で力の伝達が小さい。ここで、後述する引張鉄筋のひずみ履歴やMohd¹²⁾らの引張鉄筋に丸鋼を用いたRC単純梁の曲げ載荷試験結果によると、丸鋼鉄筋を配置したRC梁においてコンクリート中を鉄筋がすべる範囲は、曲げモーメントが最大となる位置から載荷変位の増大とともに外側に向かって進行的に拡大していく。これは、鉄筋に生じる引張力の大きさによって梁軸方向において上述の①と②の区間が同時に生じていることを示す。

これを踏まえると、載荷変位の小さい段階では鉄筋のすべりは発生していないか、またはわずかな範囲でのみ発生しており、梁軸方向の大部分で平面保持が確保されていることから、異形鉄筋を用いた場合と同様の挙動を示すと考えられる。一方で、載荷変位が大きくなり梁軸方向の大部分にわたって鉄筋がコンクリート中をすべった場合には、池田らの付着がないRC部材に近い挙動を示すものと考えられる。

BR-6はせん断スパン比a/dが3.5、せん断余裕度 P_{s0}/P_u が0.69であり、斜め引張破壊による脆性的な破壊を示した。これは載荷変位が小さく鉄筋がコンクリート中を滑った範囲が小さかったために、異形鉄筋を用いた場合と同様に振る舞いせん断破壊したものと考えられる。このことから、丸鋼鉄筋が用いられたRC梁部材で設計上の破壊形態がせん断破壊型の場合には、部材長が極端に短い場合を除いては、異形鉄筋と同様にせん断破壊するものと考えられる。

(2) 耐力および破壊形態

ここでは、耐力および破壊形態の評価手法について、丸鋼鉄筋を用いた実験結果と道路橋示方書に基づく設計計算結果の比較を実施する。表-3.7には耐力および破壊形態に関する実験結果と設計値の比較を一覧として示している。また、図-3.8にはせん断余裕度 P_{s0}/P_u と P_{max}/P_a の関係を示す。ここで、せん断余裕度 P_{s0}/P_u は設計上のせん断耐力 P_{s0} と曲げ終局耐力 P_u の比で、 $P_{s0}/P_u > 1$ で曲げ破壊型、 $P_{s0}/P_u < 1$ でせん断破壊型を意味する。また、 P_{max}/P_a は実験における最大荷重 P_{max} と設計耐力 $P_a = \text{Min}(P_{s0}, P_u)$ の比で、 $P_{max}/P_a > 1$ で実験における最大荷重が設計耐力を上回っていることを意味している。なお図-3.8には、表-8に示すMohdら¹²⁾および松岡ら¹³⁾による丸鋼鉄筋を用いたRC単純梁に関する既往の曲げ載荷実験についてもプロットを示している。

まず、図-3.8において破壊形態、すなわち横軸に着目すると、実験において曲げ破壊したものうち、最もせん断余裕度 P_{s0}/P_u が小さいものはBR-5の $P_{s0}/P_u = 0.85$ である。設計において脆性的な破壊であるせん断破壊を避ける観点からは、丸鋼鉄筋を用いたRC梁部材においても道路橋示方書の方法、すなわち異形鉄筋と同様の破壊判定手法を用いることで破壊形態を安全側に評価できると考えられる。

次に、図-3.8において耐力、すなわち縦軸に着目すると、丸鋼鉄筋を用いた供試体において実験で曲げ破壊したケースでは P_{max}/P_a は1.16~1.41、せん断破壊したBR-6では P_{max}/P_a は1.54である。また、異形鉄筋を用いた供試体において実験で曲げ破壊したケースでは P_{max}/P_a は1.22~1.27、せん断破壊したBD-3では P_{max}/P_a は1.40である。これより、丸鋼鉄筋を用いたRC梁部材においても

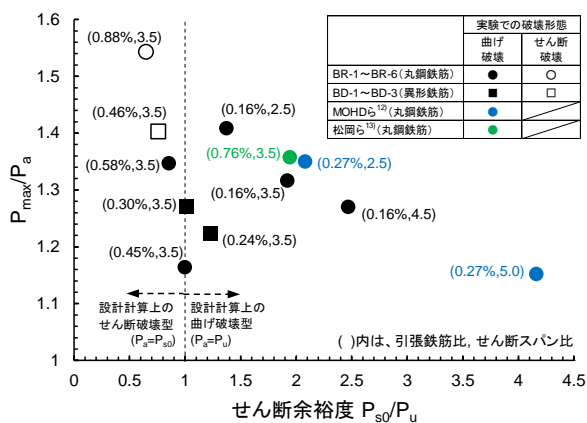


図-3.8 P_{s0}/P_u と P_{max}/P_a の関係

道路橋示方書の方法，すなわち異形鉄筋と同様の耐力の算定手法を用いることで耐力 P_a を安全側に評価できると考えられる。また，その安全余裕は異形鉄筋を用いた場合と同程度であると考えられる。

(3) 丸鋼鉄筋のひずみと鉄筋のすべり出し長さ

丸鋼鉄筋に特徴的なコンクリート中を鉄筋がすべる挙動について，鉄筋ひずみの測定結果を用いて検討する。ここでは，実験においてコンクリートに発生したひび割れの数少なく，鉄筋のすべりについて検討が容易であるBR-1, BR-2, BR-3を対象とする。本実験においては，コンクリート中での丸鋼鉄筋のすべりを阻害しないように配慮し，図-3.5に示したように等曲げ区間の中央および支点部の外側にひずみゲージを設置して鉄筋ひずみを測定した。梁理論に基づくと支点部の外側では鉄筋にひずみは発生しない。このことから，支点部の外側の位置で鉄筋のひずみが増加する挙動はコンクリート中の鉄筋のすべりによるものと解釈することができる。

図-3.9はBR-1, BR-2, BR-3における載荷点変位と鉄筋ひずみの関係を示したものであり，図中の・sは端部鉄筋のひずみが急増した時点の変位である。図より，BR-1, BR-2, BR-3ともに，まず，等曲げ区間のひずみが増加し降伏ひずみに達した。その後，BR-1およびBR-2では変位10~15mm程度まで降伏ひずみを維持している。これは，コンクリート中を鉄筋がすべることにより，鉄筋の降伏範囲が鉄筋長手方向に増大していることを意味している。その後，等曲げ区間のひずみが増大している。ひずみが増大直後に急減しているが，これは付着切れにより値が乱れているものと考えられる。

次に鉄筋ひずみの測定結果を用いて鉄筋のすべり出し長さ L_n について検討する。本実験においてはコンクリート中の丸鋼鉄筋のすべりを阻害しないためにせん断スパン内にひずみゲージを設置していない。そのため，次の仮定を設けて推定方法①および推定方法②に基づき鉄筋のすべり出し長さを検討した。ここで，図-3.10は本検討における鉄筋すべり出し長さの定義とひび割れ幅の測

表-3.8 丸鋼鉄筋を用いたRC単純梁の既往の曲げ載荷実験に関する供試体条件

	B (m)	H (m)	d (m)	p_t (%)	p_w (%)	a/d	f_y (N/mm ²)	f_c' (N/mm ²)
Mohdら ¹²⁾	0.4	0.3	0.25	0.27	0	2.5 5.0	319	17.8
松岡ら ¹³⁾	0.1	0.2	0.17	0.76	0	3.5	319	22.6

B: 断面幅, H: 断面高さ d: 有効高さ, p_t : 引張鉄筋比, p_w : せん断補強鉄筋比, a/d: せん断スパン比, f_y : 丸鋼鉄筋の降伏強度, f_c' : コンクリート圧縮強度

定位置を示したものである。

a) 仮定

- 供試体の等曲げ区間にひび割れが1本のみ生じたBR-1, BR-2, BR-3を対象とする。
- 上記の場合は，鉄筋の伸出量を下側鉄筋位置でのひび割れ幅とする。
- 鉄筋すべり出し長さの範囲では，丸鋼鉄筋が異形鉄筋と比べてコンクリートの付着特性に劣ること，引張力下においてポアソン効果で鉄筋断面が細ることから，コンクリートと鉄筋の間には摩擦力が生じないものと仮定し，鉄筋すべり出し区間における鉄筋引張ひずみは一定とする。
- 供試体において丸鋼鉄筋の端部は鋼板に溶接定着されているため，供試体から引き抜けることはない。
- ひずみゲージ位置での鉄筋のすべり出しに関する判定は，鉄筋ひずみが降伏以降急増した時点とする。

b) 推定方法①

鉄筋端部まですべり出した場合で，端部鉄筋のひずみが急増した時点の鉄筋位置でのひび割れ幅 ΔL_s とスパン長 L の関係から想定抜け出しひずみ ϵ' を算出する。

$$\epsilon' = \frac{\Delta L_s}{L} \quad (1)$$

その想定抜け出しひずみと各変位時の鉄筋位置ひび割れ幅から抜け出し長さ L_n を推定する。

$$L_n = \frac{\Delta L_s}{\epsilon'} \quad (2)$$

c) 推定方法②

等曲げ区間での鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した後に，ひずみが急増した後のひずみ ϵ'' とひび割れ幅 ΔL から鉄筋すべり出し長さ L_n を推定する。

$$L_n = \frac{\Delta L_s}{\epsilon''} \quad (3)$$

検討の結果，すべり出し長さは供試体長さに達する間

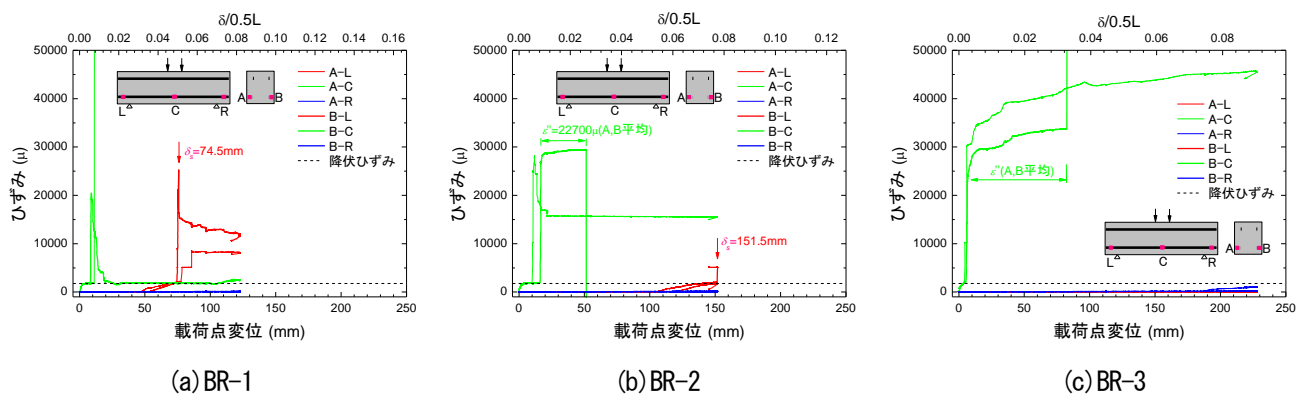


図-3.9 荷重点変位と鉄筋ひずみの関係 (BR-1, BR-2, BR-3)

で、いずれの供試体、推定手法においてもほぼ鉛直変位に比例して長くなっている。

推定方法①と②に基づき推定が可能であったBR-2は、推定方法によるすべり出し長さの差が2割程度であり、その差は少ない。すべり出し区間のひずみ(=ΔL/L_n)は、推定手法①では18,500μ程度で、推定手法2では23,000μから37,000μとなっており、推定手法①より推定手法②の方が大きくなっている。これは丸鋼とコンクリート間に摩擦力が作用しないと仮定したためと考えられ、実際にはすべり出し区間であっても梁中央部のひずみが大きく、端部に近くなるにしたがい摩擦力によりひずみが小さくなるようひずみが分布していると推定される。

ここで、BR-6はδ/0.5Lが0.005程度でせん断破壊が発生して脆性的に耐力が低下した。使用した鉄筋の直径と本数が異なるものの、BR-1, BR-2, BR-3を参考にするとBR-6における終局時の鉄筋のすべり出し範囲は250mm程度であり、せん断スパンのほぼ全長にわたって鉄筋のすべりが発生していない状態であった可能性がある。このため、せん断スパンでは鉄筋とコンクリート間で力の伝達が行われており、上述した池田らのような鉄筋とコンクリートに付着がない梁の挙動とは異なるものであったと考えられる。

3.4 橋脚供試体の正負交番載荷実験

3.4.1 正負交番載荷実験の概要

本節では、柱部に丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート橋脚について、柱部材としての履歴挙動および変形性能等の抵抗特性を把握することを主たる目的として、橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施した。柱部の鉄筋に丸鋼鉄筋を用いた供試体(以下、「丸鋼鉄筋供試体」という。)と、比較のための異形鉄筋を用いた供試体(以下、「異形鉄筋供試体」という。)の計2体について実験を実施した。

3.4.2 正負交番載荷実験の方法

(1) 供試体

供試体の設計に当たっては、丸鋼鉄筋が用いられてい

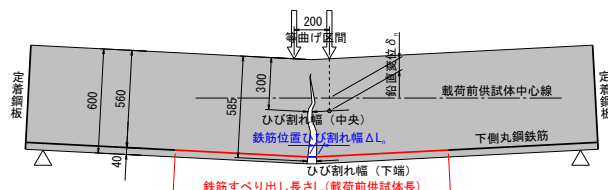


図-3.10 鉄筋すべり出し長さひび割れ幅測定位置

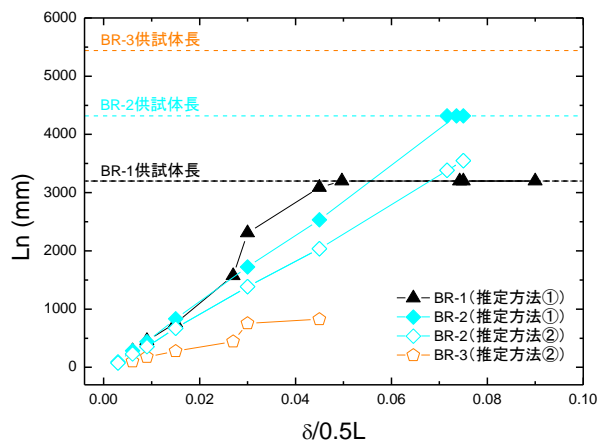
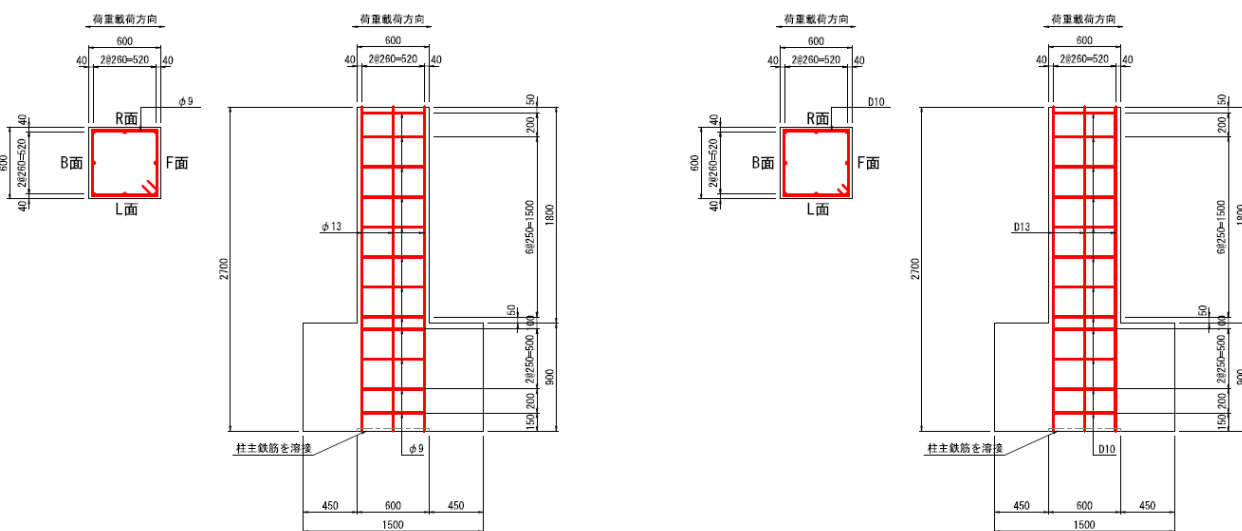


図-3.11 鉄筋すべり出し長さL_nと荷変位の関係

た1970年代頃までの配筋を想定することとした。まず、実物大スケールの鉄筋コンクリート橋脚について試設計を行い、その諸元を基に実験装置の能力を考慮して1/4のスケールに縮小することで供試体の諸元を設定した。試設計の結果に基づき、相似率に配慮しつつ1/4のスケールに縮小した実験用供試体の配筋仕様および配筋図を表-3.9、図-3.12にそれぞれ示す。供試体は、断面寸法が600×600mmであり、柱高さは1800mmである。丸鋼鉄筋供試体は、鉄筋の材質がSR235、軸方向鉄筋がφ13 ctc 260mm、帯鉄筋がφ9 ctc 250mmである。異形鉄筋供試体は鉄筋の入手性を踏まえつつ、丸鋼鉄筋供試体と鉄筋の直径および鉄筋量を合わせており、鉄筋の材質がSD295、軸方向鉄筋がD13 ctc 260mm、帯鉄筋がD10 ctc 250mmである。丸鋼鉄筋供試体、異形鉄筋供試体の軸方向鉄筋比はそれぞれ0.30%、0.28%であり現行の設計基準に基づいたRC橋脚と比較して軸方向鉄筋量が小さい条

表-3.9 橋脚供試体の仕様

	軸方向鉄筋	帯鉄筋	軸方向鉄筋比 p_t (%)	せん断補強鉄筋比 p_w (%)	横拘束筋の体積比 ρ_s (%)	曲げ耐力 P_u (kN)	せん断耐力 P_s (kN)
丸鋼鉄筋供試体	8- ϕ 13 SR235	ϕ 9ctc250 SR235	0.30	0.085	0.20	67.2	153.0
異形鉄筋供試体	8-D13 SD295	D10ctc250 SD295	0.28	0.095	0.22	68.2	159.7



(a) 丸鋼鉄筋供試体

(b) 異形鉄筋供試体

図-3.12 橋脚供試体の配筋概略図 (単位:mm)

件となっている。

両供試体ともに、コンクリートは呼び強度 21N/mm^2 とした。軸方向鉄筋は鉄筋組立時に上下端を $600 \times 600\text{mm}$ の鋼板に溶接した。

(2) 実験装置および荷重方法

実験のセットアップを図-3.13 に示す。供試体のフーチング部を床に固定し、柱部天端にピン支承を設置した。上部工死荷重反力を想定した 180kN (応力換算で 0.5N/mm^2) の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に荷重し、交番荷重中において一定に保持した。水平方向の交番荷重は、橋脚基部から高さ 2105mm の位置のピン支承中心部に水平方向のジャッキにより荷重した。せん断スパン比は 3.8 である。

荷重は変位制御により実施した。設計計算上の曲げ降伏耐力の 50% の水平荷重を 1 サイクル荷重した後、水平力荷重点位置での基準変位 δ_y の整数倍ごとの各荷重ステップにおいて 3 サイクルの繰り返し荷重を実施した。基準変位 δ_y は次のとおり取り扱った。

① 異形鉄筋供試体

橋脚基部における鉄筋ひずみの測定結果が降伏ひずみに達した際の変位

② 丸鋼鉄筋供試体

丸鋼鉄筋供試体では荷重中に鉄筋とコンクリートの間のすべりにより軸方向鉄筋のひずみが柱軸方向に平均化され、鉄筋の降伏に大きな荷重変位を要することが懸念されたことから、以下の2つの変位のうち小さいほうの変位を基準変位として定義することとした。

- a) 橋脚基部における鉄筋ひずみの測定結果が降伏ひずみに達した際の変位
- b) 異形鉄筋供試体の基準変位 $\cdot y$ を基に、軸方向鉄筋の引張試験から求めた降伏ひずみを用いて次式で算出した変位

$$\delta_{yR} = \frac{\epsilon_{yR}}{\epsilon_{yD}} \delta_{yD} \quad (4)$$

ここに、 δ_{yR} :丸鋼鉄筋供試体の基準変位、 δ_{yD} :異形鉄筋供試体の基準変位、 ϵ_{yR} :丸鋼鉄筋の降伏ひずみ、 ϵ_{yD} :異形鉄筋の降伏ひずみである。

結果的に本実験においてはb)の方法を用いた。

(3) 計測方法

変位計およびロードセルによりそれぞれ荷重点における水平変位および水平荷重を、ひずみゲージにより軸方

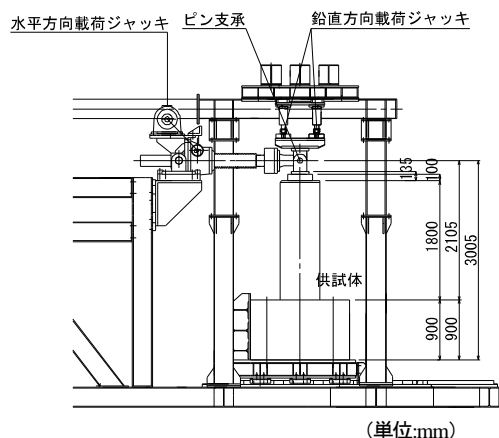


図-3.13 実験のセットアップ

向鉄筋および帯鉄筋のひずみを測定した。丸鋼鉄筋供試体では、鉄筋に設置したひずみゲージが鉄筋のすべりを阻害しないように配慮して測定の位置を計画した。軸方向鉄筋のひずみは、異形鉄筋供試体では基部に対して -750, -500, -250, 0, 300, 600, 900, 1200, 1500mm の 9 カ所で、丸鋼鉄筋供試体では基部に対して 0mm の位置で測定した。帯鉄筋のひずみは、異形鉄筋供試体では基部から高さ 800mm の範囲の帯鉄筋について、丸鋼鉄筋供試体では基部から高さ 300mm の帯鉄筋についてそれぞれ測定した。

また、図-3.14 のように設置した変位計により基部の回転角を測定した。

3.4.3 正負交番載荷実験の結果

(1) 載荷荷重-載荷点変位関係と損傷状況

図-3.15 は荷重-変位関係の履歴曲線である。図-3.15 には、鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて、道路橋示方書に基づいて算出した骨格曲線を示している。

図-3.16 に実験終了後の柱側面の損傷状況を示す。なお、図中のハッチングはコンクリートが剥落した部分を示す。また、図中の L, F, R, B は図-3.12 の定義のとおりであり、F 面と B 面が載荷方向に直交する面である。

丸鋼鉄筋供試体では、1 δ y の 1 サイクル目において柱基部に水平ひび割れが発生した。2 δ y から 13 δ y にかけて基部からの高さ 300mm および 800mm 程度の位置に水平方向のひび割れが発生した。載荷が進行するにつれて徐々に柱部のロッキング挙動が卓越した。14 δ y において F 面で基部のコンクリートが一部圧壊して剥落した。その後も 21 δ y にかけて F 面および B 面において基部のコンクリートの剥落が進行していき、26 δ y の 2 サイクル目において引張側となった F 面の軸方向鉄筋が破断して耐力が低下した。最終的には、かぶりコンクリートの剥落は基部から高さ 50mm 程度の範囲において発生した。26 δ y で軸方向鉄筋が破断するまでは安定した履歴曲線が得られている。

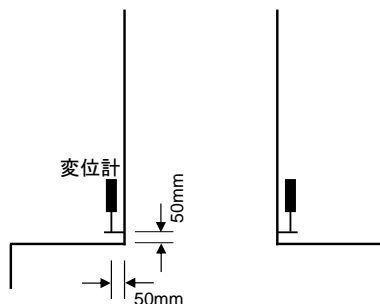


図-3.14 基部における回転角の測定方法

表-3.10 鉄筋の材料特性

適用	鉄筋 直径	材種	降伏点 (N/mm ²)	引張 強さ (N/mm ²)
丸鋼鉄筋	帯鉄筋	SR235	385	509
供試体	軸方向			
異形鉄筋	帯鉄筋	SD295	371	526
供試体	軸方向			
			364	515

表-3.11 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比
丸鋼鉄筋 供試体	24.8	1.75	0.18
異形鉄筋 供試体	24.6	1.96	0.20

異形鉄筋供試体では、1 δ y の 1 サイクル目において柱基部に水平ひび割れが発生した。その後、2 δ y から 9 δ y にかけて、基部からの高さ 800mm までの範囲において 260mm 程度の間隔で水平方向のひび割れが発生した。また、載荷が進行するにつれて徐々に柱部のロッキング挙動が卓越した。11 δ y において F 面の L 側で基部のコンクリートが圧壊した。その後も F 面および B 面において基部のコンクリートの剥落が進行していき、16 δ y の 2 サイクル目で F 面の引張側となる軸方向鉄筋が破断して耐力が低下した。最終的に、かぶりコンクリートの剥落は基部からの高さ 100mm 程度の範囲において発生した。

丸鋼鉄筋供試体と異形鉄筋供試体の挙動について比較する。まず、ひび割れの発生形態は両供試体とも類似しているものの、ひび割れの密度は異形鉄筋供試体のほうが多い。これは、異形鉄筋の節とコンクリートのかみ合わせにより、節の位置で局所的にコンクリートに引張力が作用してひび割れを誘発したものと考えられる。また最終的な破壊形態としては、両者とも基部周辺においてかぶりコンクリートが剥落し、引張側となる鉄筋が破断している。かぶりコンクリートが剥落した範囲は異形鉄

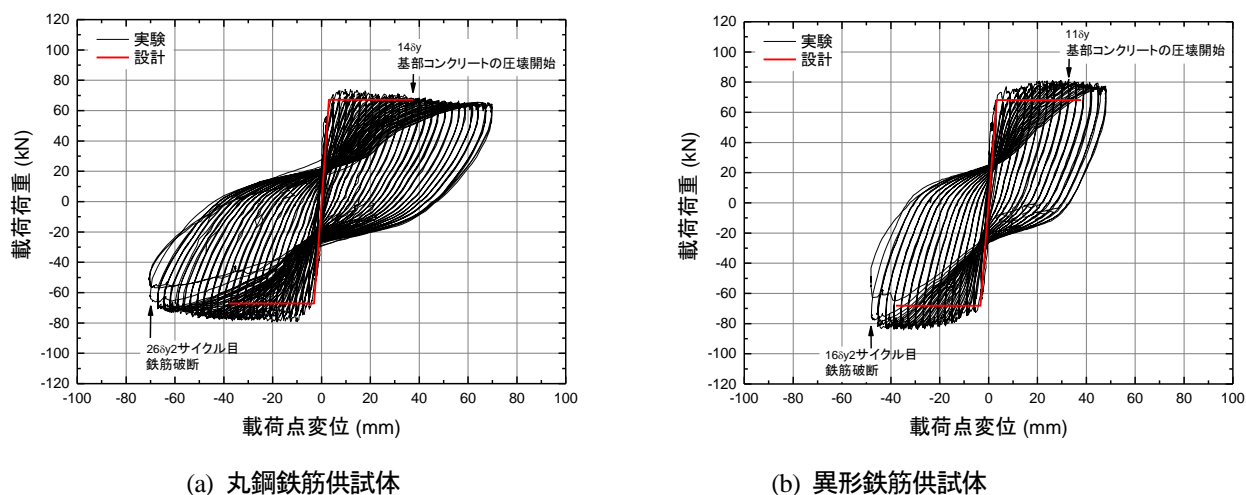


図-3.15 載荷荷重—載荷点変位関係

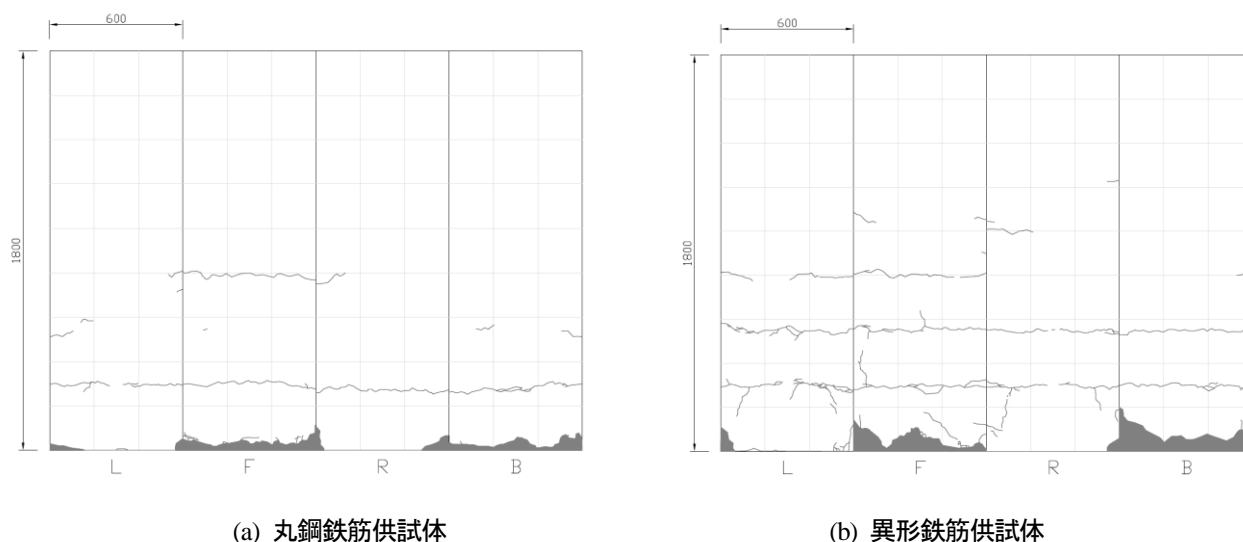


図-3.16 実験終了後の供試体側面の損傷状況（展開図）

筋供試体のほうが大きいですが、RC 橋脚供試体に関する既往の実験結果^{例えば 14)}に比べるとかなり小さいものである。また、かぶりコンクリートを撤去して目視観察した結果、両供試体ともに軸方向鉄筋は基部から高さ 50mm 程度の範囲で座屈していた。これは、図-3.12 に示したとおり基部から柱部の 1 段目の帯鉄筋までの高さである。

(2) 帯鉄筋のひずみの高さ方向分布

図-3.17 に各載荷ステップ 3 サイクル目、および最終となったサイクルの正側載荷の変位ピーク時において、圧縮フランジ側中心位置の帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向の分布を示す。なお、丸鋼鉄筋供試体の 16δy の 2 サイクル目以降、および異形鉄筋供試体の 15δy、16δy の 2 サイクル目において基部からの高さ 50mm を除く位置においてひずみゲージのリード線が破断して欠測となったため、図中に表示していない。

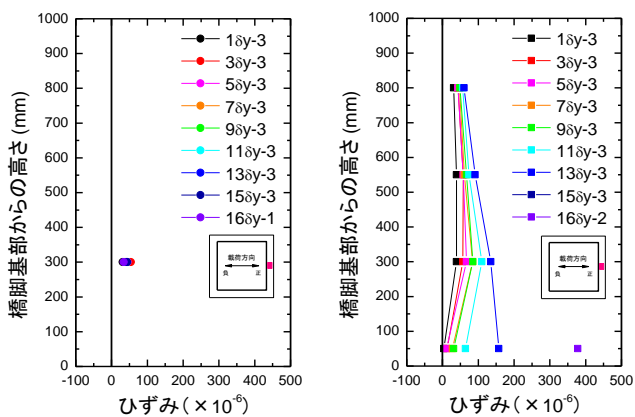
丸鋼鉄筋供試体では、基部から高さ 300mm の位置のみの計測結果であるが、1δy で帯鉄筋にわずかにひずみが

生じるものの、その後は水平変位が大きくなってひずみが増えるような傾向は認められない。これは、帯鉄筋に用いた丸鋼の付着の問題というよりも、後述のように軸方向鉄筋に丸鋼を用いたことでフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しが顕著となり、帯鉄筋が横拘束効果を発揮するような軸方向鉄筋の座屈変形がほとんど生じなかったことが要因であると考えられる。

異形鉄筋供試体では、11δy までは基部から高さ 300mm の位置がピークとなってひずみが増加している。13δy から高さ 50mm のひずみが卓越してくる傾向にある。軸方向鉄筋の座屈が基部から高さ 50mm 程度の範囲において発生していたことを踏まえても、基部から高さ 50mm の位置の帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈抑制に対して寄与していたものと考えられる。

(3) 軸方向鉄筋の伸出し量

図-3.18 に各載荷サイクルの水平変位ピーク時におけるフーチング内の軸方向鉄筋の伸出し量と水平荷重載荷



(a) 丸鋼鉄筋供試体 (b) 異形鉄筋供試体

図-3.17 帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布

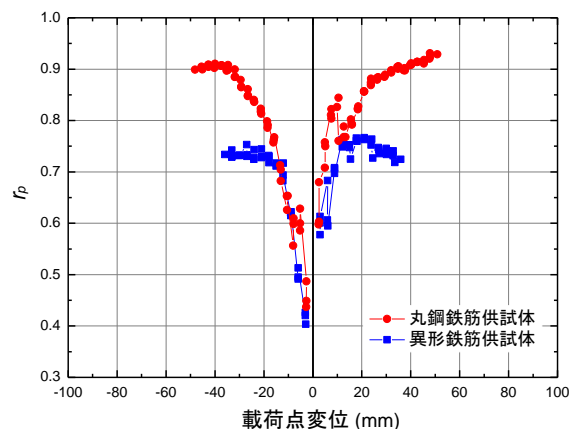


図-3.19 r_p と載荷点変位の関係

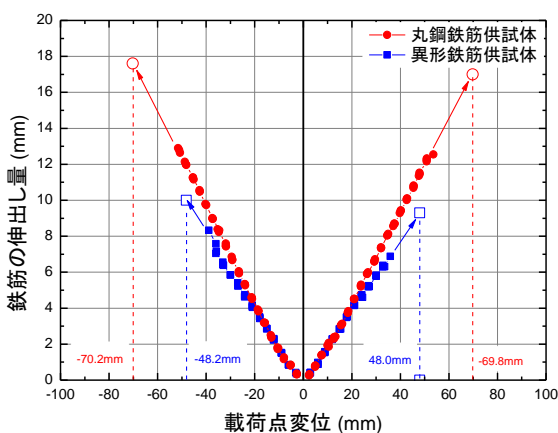


図-3.18 軸方向鉄筋の伸出量と載荷点変位の関係

点位置の水平変位の関係を示す。軸方向鉄筋の伸出量は、フーチングと橋脚基部の相対鉛直変位の測定結果から式(5)、(6)により算出した。

$$d_d = \theta \cdot \frac{W_s}{2} + \frac{d_t + d_c}{2} \quad (5)$$

$$\theta = \frac{d_t - d_c}{W_d} \quad (6)$$

ここに、 d_d は橋脚基部の鉛直変位から算出した軸方向鉄筋の伸び出し量、 θ は橋脚基部における回転角、 W_s は最外縁に位置する引張側と圧縮側の軸方向鉄筋の距離、 d_t および d_c はそれぞれ基部正面および背面に設置した変位計による鉛直変位、 W_d は基部正面および背面に設置した鉛直方向の変位計間の距離である。

なお、鉛直変位は橋脚柱部側面に設置したターゲットが、橋脚基部でのかぶりコンクリートのひび割れや剥落により不安定な状況となる影響を受けずに精度よく測定できた範囲までを図に示している。

伸出量は水平変位の増加とともに単調に増加しているが、その程度は異形鉄筋供試体と比較して丸鋼鉄筋供試体のほうが2割程度大きい。鉄筋の伸出量が水平変

位に対して線形関係にあると仮定すると、最大変位時の鉄筋の伸出量は、丸鋼鉄筋供試体が17mm程度で鉄筋直径の約1.3倍、異形鉄筋供試体が10mm程度で鉄筋直径の約0.8倍である。

(4) 柱のロッキング変位

載荷点位置での水平変位を軸方向鉄筋の伸出しによる水平変位と柱部の曲げ変形による水平変位に分離し、軸方向鉄筋の付着の影響について検討する。ここでは、橋脚基部の鉛直変位から求めた前述の θ を用いて式(7)、(8)により、水平荷重載荷点位置に生じる変位のうち軸方向鉄筋の拔出しによる水平変位が占める割合 r_p を算出した。

$$r_p = \frac{u_p}{u} \quad (7)$$

$$u_p = \theta \cdot h \quad (8)$$

ここに、 r_p は水平荷重載荷点位置に生じる変位のうち u_p が占める割合、 u は水平力載荷点位置の変位、 u_p は軸方向鉄筋の拔出しにより水平荷重載荷点位置に生じる変位、 h は橋脚基部から載荷点までの高さである。なお、厳密には柱部のせん断変形も考慮する必要があるが、本実験のせん断スパン比は3.8であり、せん断変形に比べて曲げ変形が卓越していると判断し、 r_p の算出にせん断変形は考慮していない。ここで、 r_p が大きいということは、柱部の曲げ変形よりフーチング内の軸方向鉄筋の拔出しにより柱部のロッキング挙動が卓越することを意味している。

図-3.19に各サイクルの水平変位ピーク時における r_p と水平荷重載荷点位置の変位 u の関係を示す。 r_p は異形鉄筋供試体と比較して丸鋼鉄筋供試体のほうが大きい傾向にある。水平変位が大きくなり水平変位に対して r_p が概ね定常となった段階での値は、丸鋼鉄筋供試体が0.9、異形鉄筋供試体が0.75程度である。これは、柱基部でのロッキングが大きく卓越していることを示してお

表-3.12 r_p に関する既往の荷重試験結果と本実験結果
(異形鉄筋供試体)の比較

	星隈ら ¹⁴⁾	幸左ら ¹⁵⁾	異形鉄筋 供試体
断面(mm)	600×600	350×300	600×600
軸方向鉄筋直径 D	D10	D19	D13
軸方向鉄筋比 p_t	1.2%	2.2%	0.28%
r_p	0.2	0.35-0.45	0.75
$4p_t/D$	5.0%	4.6%	0.88%

り、丸鋼鉄筋供試体では水平荷重載荷点位置での水平変位のほとんどがロッキングによるものである。

また、異形鉄筋供試体の r_p は既往の異形鉄筋を用いた RC 橋脚の正負交番荷重試験結果に比べると大きな値である。表-3.12 には既往の荷重試験および本実験の異形鉄筋供試体に関する供試体条件と r_p の値を示した。既往の荷重試験における r_p は 0.2~0.45 程度であり、本実験の異形鉄筋供試体の r_p は約 2~4 倍の値であることがわかる。ここで、供試体の条件に着目すると、異形鉄筋供試体は軸方向鉄筋比が既往実験に比べて 1/4~1/8 程度と少ない。表中には、断面内に配置された全ての軸方向鉄筋の周長、すなわち断面内の付着面積を表す指標として $4p_t/D$ を示した。異形鉄筋供試体の $4p_t/D$ は既往の実験の 1/5 以下であり鉄筋の付着面積が小さい条件にある。鉄筋の付着が劣るために、鉄筋とコンクリートのすべりが卓越したことで、既往の実験と比較して r_p が大きくなったものと考えられる。異形鉄筋とコンクリートの付着特性は、鉄筋の節の大きさやコンクリート強度にもよるところであるが、異形鉄筋を用いた場合においても軸方向鉄筋量が小さい場合には丸鋼鉄筋を用いた場合と類似した挙動を示すといえるであろう。

4. 杭基礎を有する橋台を対象とした遠心模型実験

4.1 目的

道路橋示方書における橋台の耐震設計については、液状化が想定される場合や橋台背面土に軽量盛土を用いた場合などを除いて、レベル1地震動に対する耐震性能1の照査を満たせば、レベル2地震動に対する耐震性能2又は耐震性能3の照査を省略してよいとされている¹⁶⁾。これは、過去の大震災に対して特殊な事例を除き橋台には大きな被災事例がないことに加え、橋台裏込め土の存在により振動の減衰効果が見込まれ橋脚のような振動応答がしにくいと考えられることや、仮に大きな変位が生じた場合においても前面に押し出される方向に移動すると考えられるため、桁の落下に直接つながりにくいことなどがその理由である。ここで考えられているように、大きな地震動に対しても、橋台が背面側に大きな応答変位を生じず前面側にのみ変位が累積するのであれば、レベル2地震動に対する既設橋の目標性能を落橋倒壊の防止とした場合には、橋長の短い両端橋台の橋梁における耐震補強法が合理化できる可能性がある。

そこで、本研究では橋台の地震時挙動を把握することを目的として、杭基礎を有する橋台を対象とし、上部構造の有無、背面盛土の有無をパラメータとした遠心模型実験を通じて橋台の地震時挙動のメカニズムについて検証を行った。

4.2 遠心模型実験

4.2.1 実験概要

図-4.1 に示すように、遠心模型実験は幅 1.5m×高さ 0.5m×奥行き 0.15m(内寸法)の鋼製剛土槽内に縮尺 1/50 でモデル化した模型を作製し、50G の遠心加速度場において圧密、加震を行った。写真-4.1 に模型のセットアップ

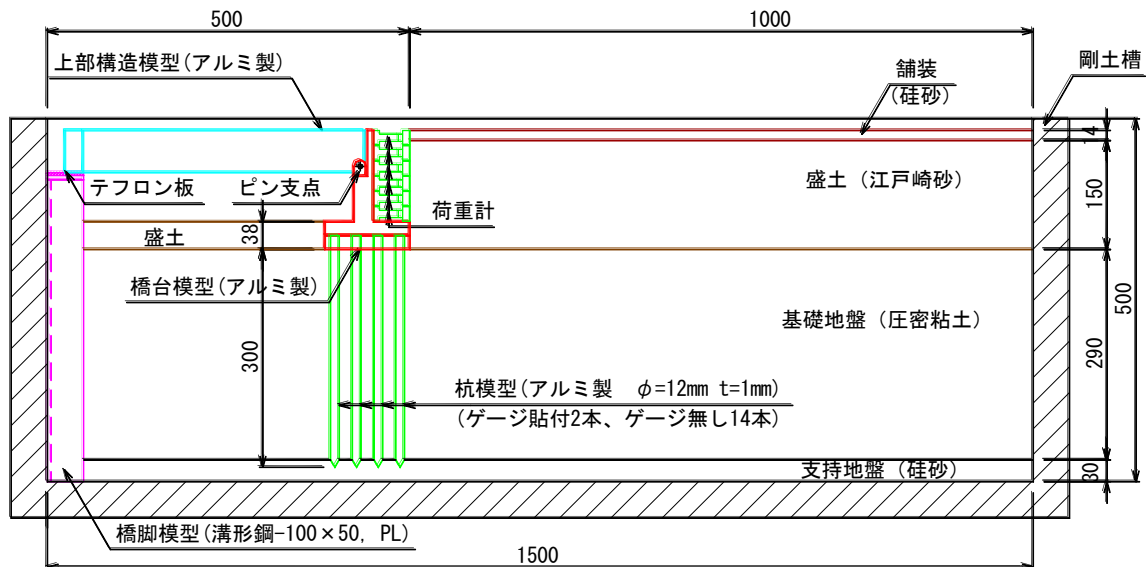


図-4.1 実験概要図 (Case-3, Case-4, 単位 : mm)

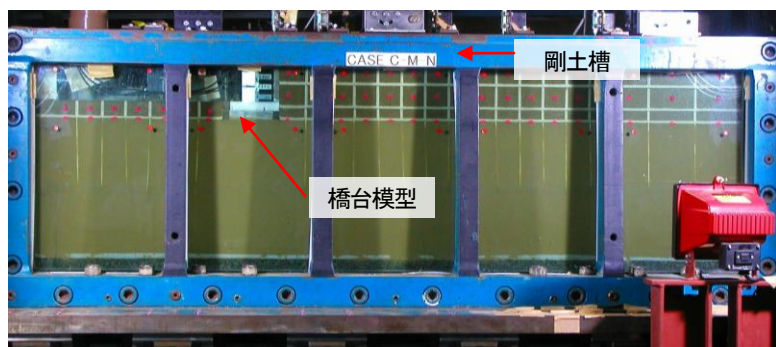


写真-4.1 セットアップ状況 (Case-1, Case-2)

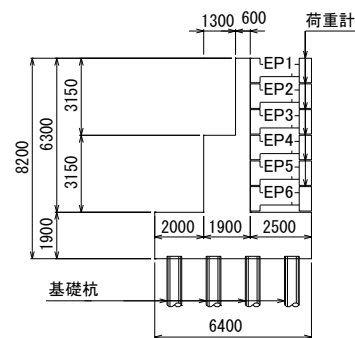


図-4.2 橋台形状 (実寸法, mm)

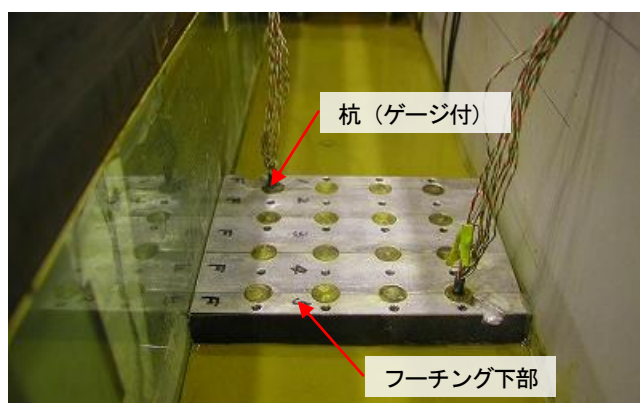


写真-4.2 模型杭取付け状況

表-4.1 地盤材料

地盤材料		江戸崎砂	スミクレー	3号珪砂
土構造物模型		盛土	粘性土基礎地盤	支持地盤
物理 粒度	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.709	2.746	2.654
	礫分含有量 (%)	0.5	0.0	1.8
	砂分含有量 (%)	90.3	7.8	98.2
	シルト分含有量 (%)	5.0	55.2	—
	粘土分含有量 (%)	4.2	37.0	—
	均等係数 U_c	3.64	—	1.49
安定化 締め	平均粒径 D_{50} (mm)	0.243	0.015	1.280
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.637	—	—
	最適含水比 ω_{opt} (%)	16.9	—	—
	試験方法	A-b法	—	—

ブ状況を示す。本実験では橋台、杭および上部構造をモデル化し、基礎地盤は軟弱粘性土を対象とした。

4.2.2 実験模型

橋台模型は橋台の施工事例を参考に図-4.2に示す高さ8.2mの逆T型橋台を想定し、躯体基部の曲げ剛性が想定した橋台と等価となるようアルミ材を成型し作製した。橋台の基礎は杭基礎とし、想定した鋼管杭と等価な曲げ剛性となるアルミパイプを16(4×4)本配置した。杭模型は分割した橋台フーチング下部の固定用孔に挟みこみ、ボルトで緊結することでしっかりと固定した。(写真-4.2)また、上部構造模型は支間長50mの単純鋼桁を想定し、橋台が分担する上部構造重量が等価となるようにアルミ材を加工し作製した。支点条件は上部構造模型と橋台模型をボルトで接合してピン支点とし、溝形鋼を用いた橋脚模型上はテフロン板を配置して可動条件とした。

実験に用いた地盤材料を表-1に示す。地盤模型の作製にあたっては、気乾状態の7号珪砂を所定の相対密度になるように突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤として遠心模型実験装置により圧密させた粘性土地盤を作製した。圧密は背面盛土重量に相当する荷重を載荷させるため、有孔載荷板上に錘を載せ、2回に分けて行った。背面盛土には江戸崎砂を用い、盛土と実験土槽ガラス面との摩擦を軽減するためにガラス面にグリース

を塗布した後、基礎地盤が変形しないよう慎重に所定の相対密度となるまで突き固めた。また、盛土部の表層にあたる舗装部は、単位体積重量がほぼ等しい4号珪砂を用いて模擬した。

図-4.3に各種計測センサー位置図を示す。橋台背面への作用力は、橋台背面側に設置した6基の荷重計により計測を行なった。荷重計は1基ずつ橋台背面にボルトで固定しているため、死荷重時には荷重計自重により橋台背面側へ回転するモーメントが橋台基部に作用することになる。また、荷重計には盛土との摩擦を確保するためサンドペーパーを表面に貼り付けた。橋台模型および模型杭にはひずみゲージを貼り付け、杭模型についてはひずみゲージを深度方向に5ヶ所、前後両面を中空の内面に貼り付けた。これは、ひずみゲージが多数となるとリード線が膨大な量となり、外側にゲージを貼ると地盤を大きく乱してしまう恐れがあることから、内面に貼り付けることとし、ひずみの出力確認は事前に確認を行なった。(写真-4.3)また、変位計、加速度計および土圧計を模型内に配置した。

4.2.3 実験ケース

表-4.2に実験ケースを示す。本実験では橋台の地震時挙動をメカニズムと併せて明らかにするため、完成系の橋では生じないケースであるが、上部構造が無いケースや

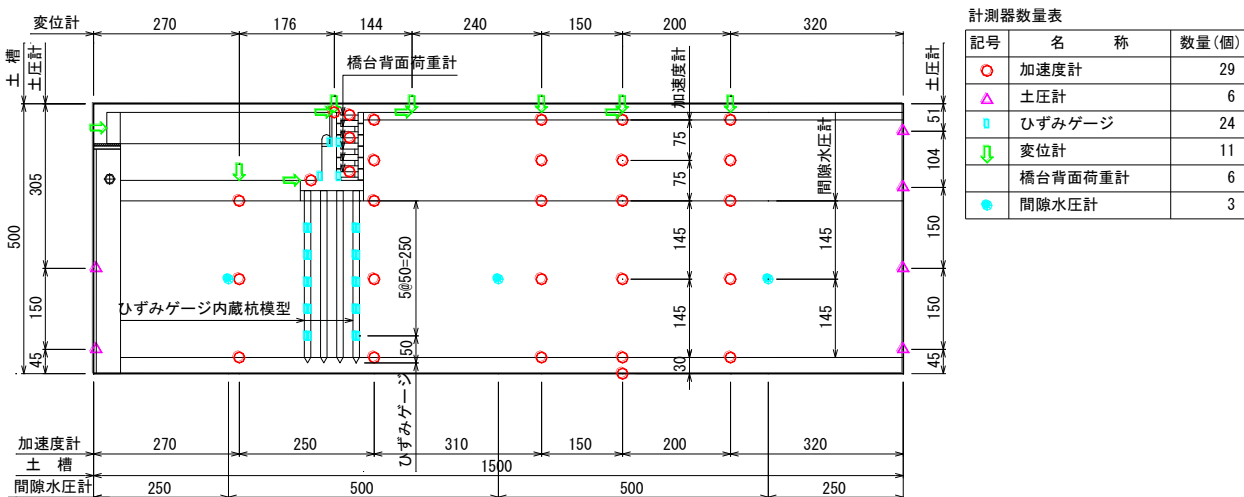


図-4.3 センサー位置図 (Case-3, Case-4, 単位 :

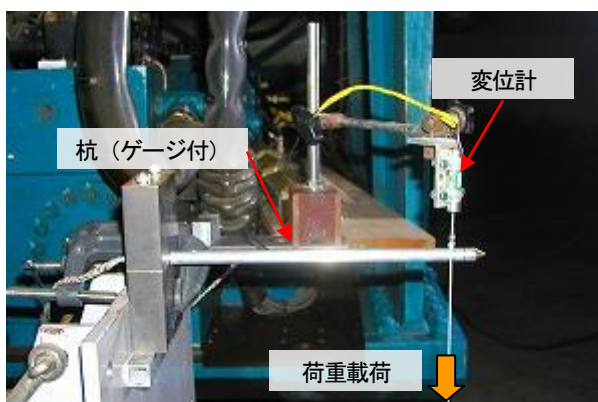


写真-4.3 杭ひずみ出力確認状況

背面盛土が無いケースについても実験を行った。実験は上部構造無しの場合、上部構造有りの場合の順序で行った。上部構造無しの場合のL2加震を実施し、遠心力を除荷した後、橋台の変状修正、背面および前面盛土の再成型、上部構造模型のセットを行い、再び50Gの遠心加速度場にて鉛直変位の収束を確認した後、上部構造有りの場合の加震を実施した。背面盛土の条件が異なる実験ケースを行う際には、土槽内の地盤模型を全て撤去し支持地盤の作製から行った。

入力地震動は道路橋示方書V編で定義されるレベル1地震動およびレベル2地震動(以降、L1, L2と呼ぶ)に相当する地震波を土槽底面に与えた。L1についてはI種地盤(開北橋)、L2についてはType IIのI種地盤の地盤面で定義された地震波(II-I-2)を用いた。図-4.4に入力地震動波形を示す。地震動の入力については、全ての実験ケースにおいてL1, L2の順番で連続的に加震を行った。

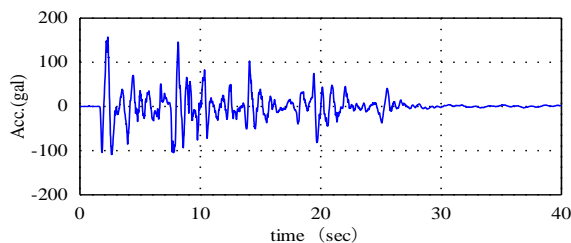
4.3 実験結果

4.3.1 橋台の変位状況

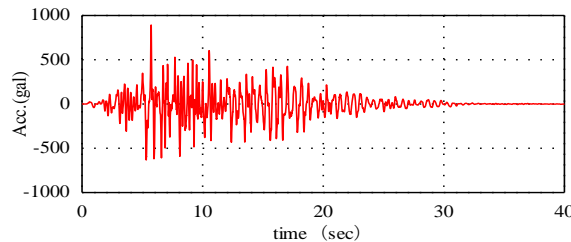
図-4.5に死荷重時およびL1加震時、L2加震時の変位

表-4.2 実験ケース

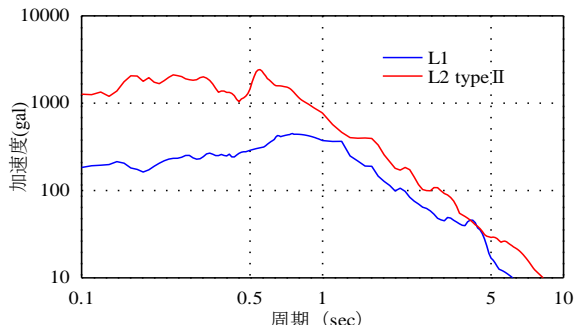
Case名	基礎地盤	背面盛土	上部構造	入力地震動
Case-1	粘性土	有り	無し	L1
Case-2				L2
Case-3			有り	L1
Case-4				L2
Case-5		無し	無し	L1
Case-6				L2
Case-7			有り	L1
Case-8				L2



(a) 時刻歴波形 (L1)



(b) 時刻歴波形 (L2)



(c) 加速度応答スペクトル

図-4.4 入力地震動

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

を、写真-4.4に加震終了後の変形状況を実験ケースごとに示す。背面盛土有りのケースの死荷重時の変位については、鉛直方向には背面盛土に橋台に近い位置で8.0mm程度、橋台から遠い位置で4.0mm程度の沈下が生じ、橋台前面地盤で4.5mm程度の隆起が生じた。また、水平方向には主働土圧の作用により橋台および橋台背面盛土が橋台前面側に2.0mm程度の変位が生じた。基礎地盤を作製する際には背面盛土質量相当の荷重を載荷して圧密を行っているが、遠心力を除荷することにより地盤の浮き上がりが生じる。従って、基礎地盤作製後に橋台模型や背面盛土のセットを行い、再度遠心力を載荷する際には、ある程度の沈下は生じるものと考えられる。また、橋台に近い位置で背面盛土の沈下量が大きくなり、橋台前面地盤で隆起し、橋台前面方向に水平方向の変位が生じたのは、橋台背面盛土による主働土圧の作用によるものと考えられる。上部構造の有無による変位の違いはあまり生じなかった。

背面盛土有りのケースのL1加震時の変位については、鉛直方向には橋台に近い位置で背面盛土に死荷重時の変異に加えさらに1.0mm程度沈下が生じ、水平方向には橋台および橋台背面盛土が前面側に死荷重時の変位に加えさらに1.0mm程度の変位が生じた。これは、背面盛土の地震時土圧の作用によるものと考えられる。上部構造の

有無による変位の違いはあまり生じなかった。

背面盛土有りのケースのL2加震時の変位については、鉛直方向には橋台に近い背面盛土で20mm程度と大きい沈下が生じ、前面側の盛土が9.0mm程度の隆起が生じた。水平方向には橋台天端で25mm程度と、前面側に非常に大きい変位が生じた。また、橋台フーチング部の変位に対し橋台天端部の変位が大きいことから、橋台が前面側に傾く変形が生じることがわかった。これについては写真-4.4, (a), (b)からも、橋台の前面側への傾きが確認できる。上部構造の有無による変位の違いは、鉛直方向については、背面盛土の沈下や前面地盤の隆起が上部構造の無いケースの方が2.0mm程度大きかった。水平方向については橋台フーチング部における橋台前面側の変位は上部構造無しの場合で19.2mm、上部構造有りのケースで16.8mmと上部構造無しの場合の方が大きかったが、橋台天端における変位は上部構造無しの場合で22.5mm、上部構造有りのケースで23.6mmと上部構造有りのケースの方が大きかった。これより、上部構造物が有ることで橋台のスウェイ挙動が抑えられ橋台全体の水平変位や周辺盛土の鉛直変位は小さくなるが、その一方で橋台のロッキング挙動が大きくなり橋台の傾きが大きくなることわかった。この要因として、橋台躯体の慣性力と土圧で構成される地震時水平力の合力の作用位置に

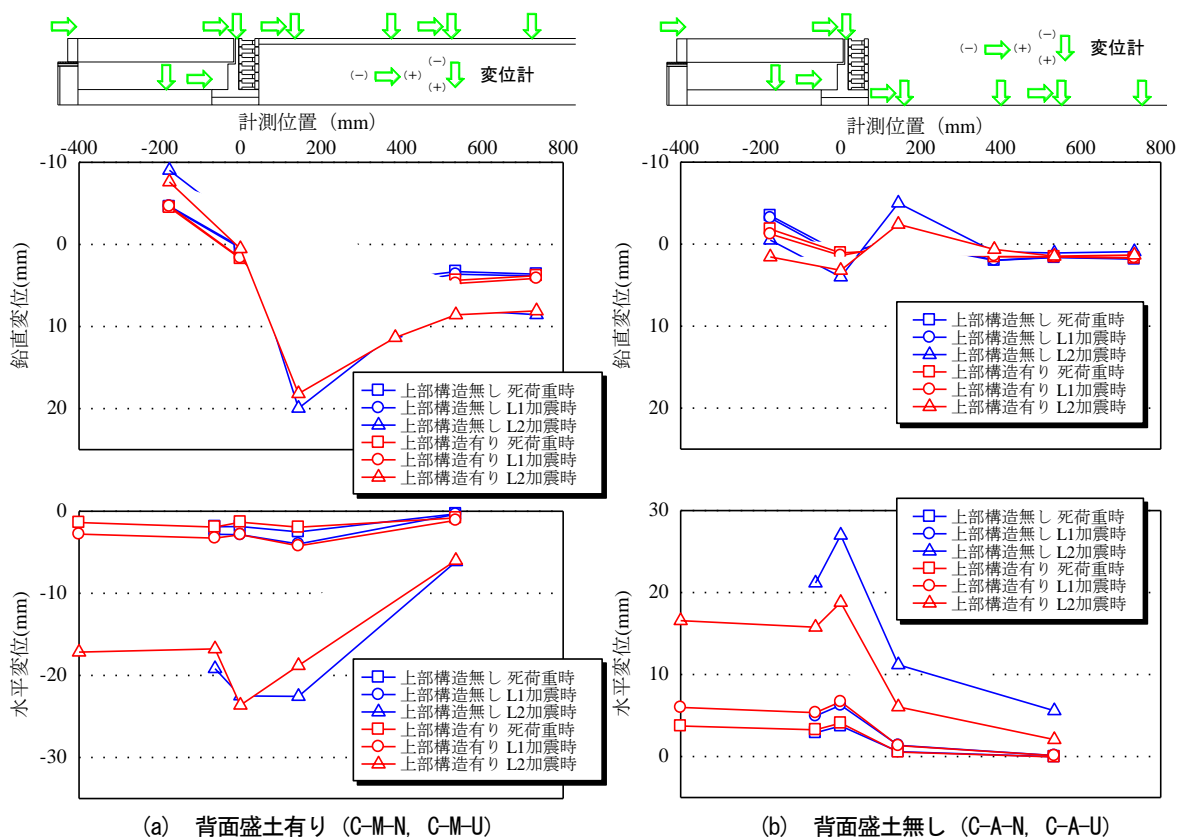


図-4.5 加振による鉛直変位および水平変位

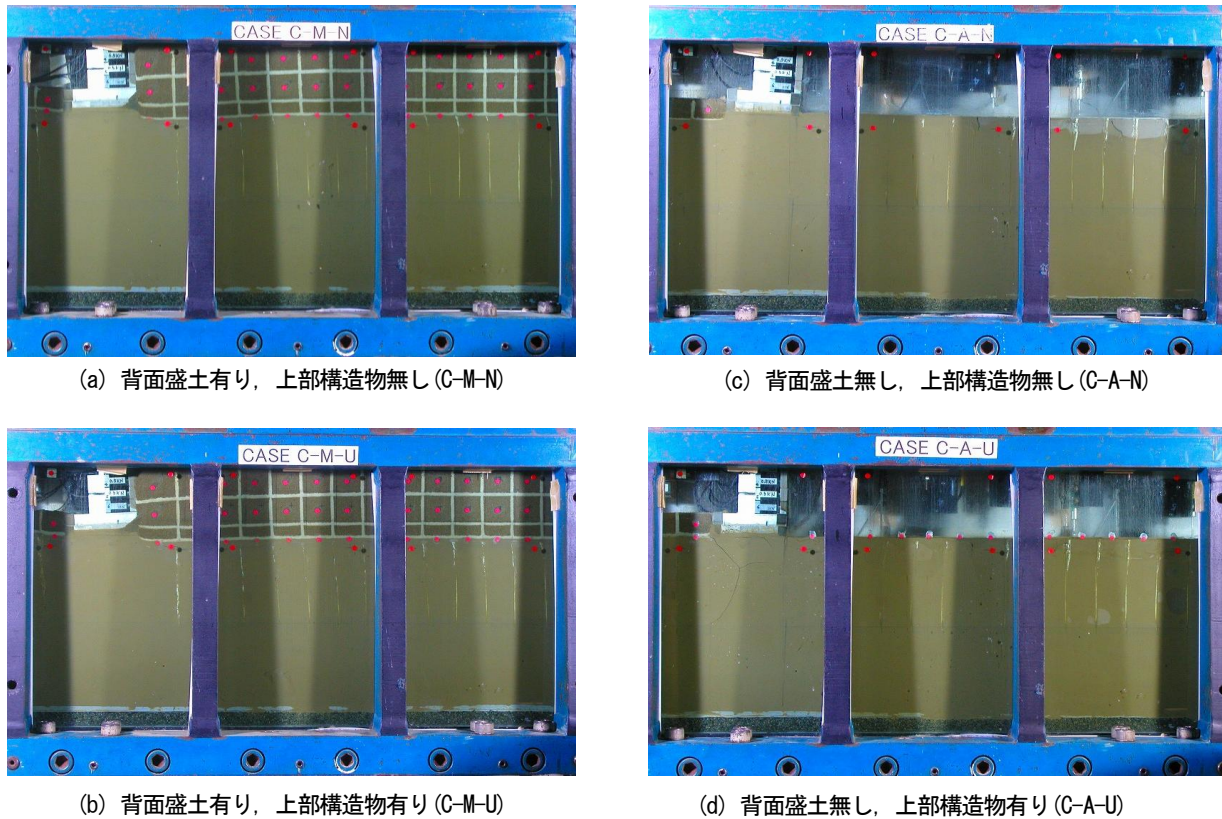


写真-4.4 加振終了後の橋台の変形状況

対し、上部構造の慣性力作用位置が高いことから、上部構造が有ることで地震時水平力の作用位置が上昇し、橋台のロッキング挙動が大きくなったものと考えられる。

背面盛土無しの場合の死荷重時の変位については、鉛直方向には橋台背面側地盤で 1.0～2.0mm 程度沈下が生じ、橋台前面側地盤で 2.0～3.5mm 程度の隆起が生じた。また、水平方向には橋台天端で橋台背面方向に 4.0mm 程度の変位を生じ、フーチングで橋台背面方向に 3.0mm 程度の変位を生じた。これは、橋台背面に取り付けた荷重計重量により、橋台背面方向に回転するモーメントが生じていることによるものと考えられ、橋台前面側地盤の隆起は基礎杭の変位によるものと考えられる。

背面盛土無しの場合の L1 加震時の変位については、鉛直方向には橋台背面側地盤で死荷重時の変位から隆起する方向に変位し、橋台前面側地盤で死荷重時の変位から沈下する方向に変位が生じた。水平方向については橋台背面側に変位が生じた。また、上部構造の有無による変位の違いはあまり生じなかった。

背面盛土無しの場合の L2 加震時の変位については、L1 加震後の変位と同様に橋台背面側の地盤で隆起、橋台前面側の地盤で沈下が生じた。水平変位についても、L1 加震後の変位と同様に橋台背面側へ大きく変位が生じた。橋台フーチング部の変位より橋台天端の変位の方が大き

いことから、橋台が背面側に傾く変形が生じており、写真-4.4, (c), (d)からも橋台背面側への回転変形による傾きが確認できる。上部構造の有無による変位違いは、鉛直方向、水平方向ともに、全ての計測位置において上部構造が無いケースの方が大きかった。これより、上部構造が有ることで、橋台全体の変位が抑えられることがわかった。

図-4.6 に橋台天端およびフーチング部の水平変位時刻歴を示す。水平変位の符号は、図-4.5 と同様橋台背面側方向の変位を正とした。L2 加震時の上部構造無しの場合における背面盛土有および背面盛土無しの両ケースで、天端変位の計測器に不具合が生じデータが欠損したため、実験終了後にメジャーにより計測した値を直線で示した。全てのケースにおいて、背面盛土の有無で水平変位の振幅の大きさに違いがあり、背面盛土無しの場合で大きな振幅を伴い橋台背面側に水平変位が生じているのに対して、背面盛土有りのケースでは変位振幅は小さく、橋台前面側に変位が累積していく様子が確認できた。これより、背面盛土のない場合に死荷重の偏心により橋台背面方向に変位するにも関わらず、背面盛土があることによって変位振幅が抑えられ、加震中においても橋台背面側への変位がほとんど生じないことがわかった。

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
RC橋脚には同様な被害が生じることになる.したがって,

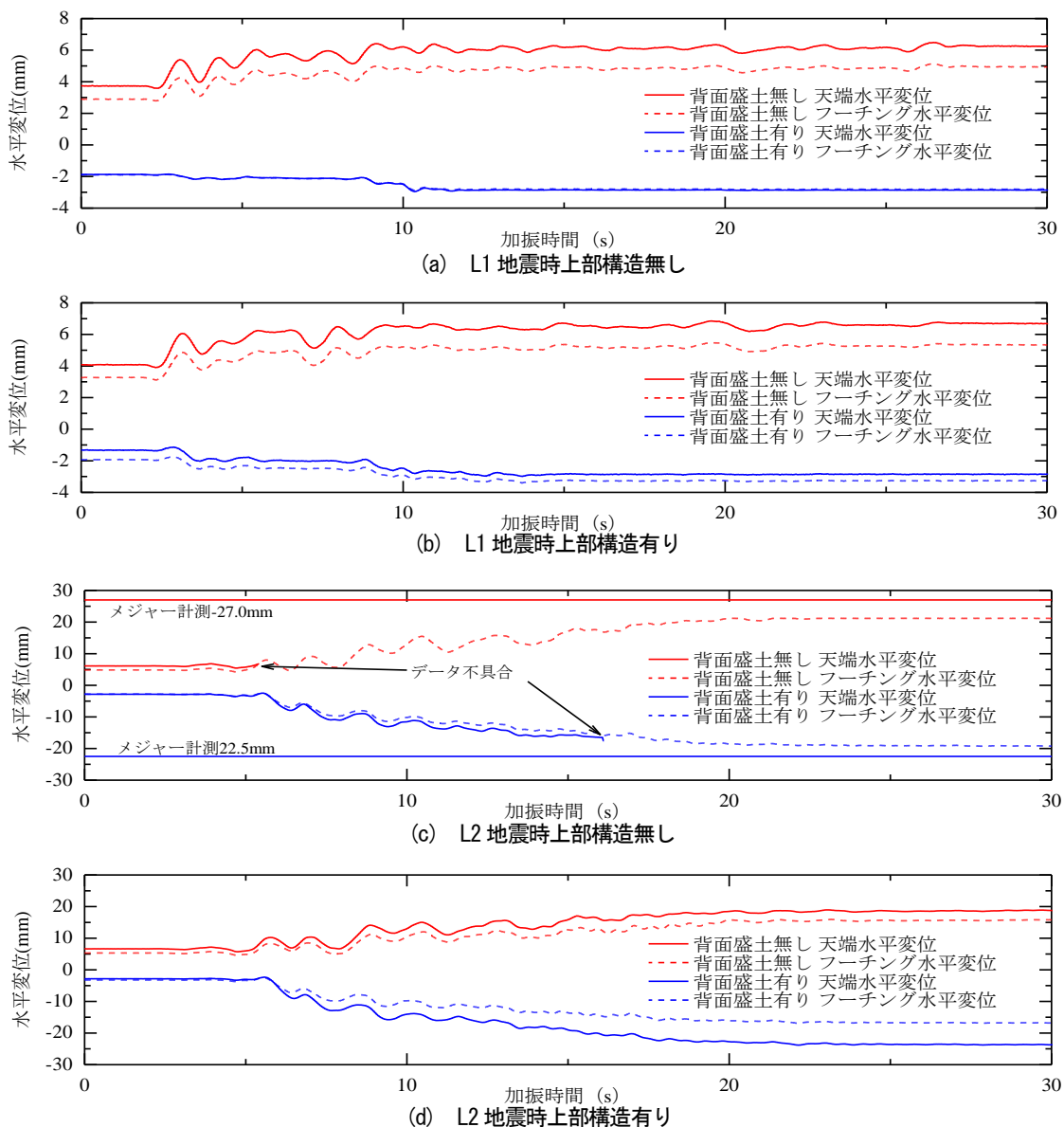


図-4.6 橋台天端およびフーチング部の水平変位時刻歴

5. RC 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法の検証実験

5.1 目的および実験概要

東北地方太平洋沖地震をはじめとした過去の地震において、鉄筋量の少ない未補強の壁式RC橋脚の橋座部において、支承から伝達された地震力の作用によりせん断ひび割れが発生した事例が報告されている(写真-5.1).この種の損傷は余震よりせん断破壊する可能性があり、当該支点が桁端部の場合だと落橋に至る危険性があることから、地震後全面通行止めとなることが多い. RC橋脚に対する耐震補強は必要なものから順次進められてきているものの、今後発生する大きな地震により、未補強の

機能回復を速やかに行うという視点からは、耐震補強技術とともに応急復旧技術についても事前に検討しておくことが重要である. これまで一般的なRC橋脚躯体部に対する応急復旧工法は文献(18)等で提案されているが、壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした応急復旧工法はこれまであまり検証されていない.

そこで本研究では、既往の震災で橋座部での損傷事例があり、橋としての機能に影響をもたらしたせん断損傷に対して、災害復旧の現場という様々な制約条件がある中で実施可能な応急復旧工法を提案する. また、壁式RC橋脚の供試体に対して橋座部のせん断破壊を再現し、提案する応急復旧工法を施した上で再度漸増载荷することでその復旧効果を検証した.



写真-5.1 壁式橋脚における橋座部のせん断破壊¹⁷⁾

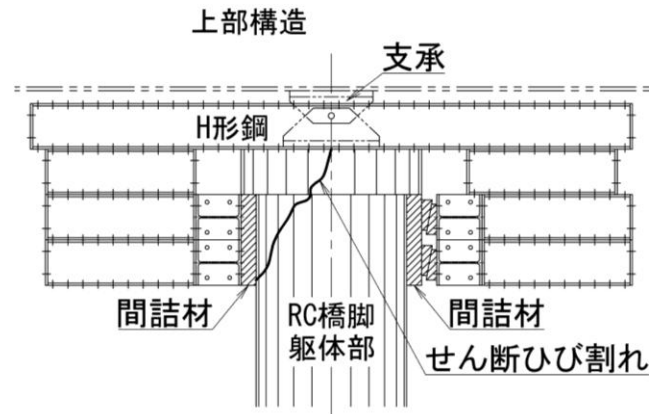


図-5.1 提案する応急復旧工法の概要図

5.2 応急復旧工法

5.2.1 応急復旧工法の提案

応急復旧工法を検討するにあたって、大地震後の災害復旧という中で施工を行うという制約があることを踏まえ、以下の条件を設定した。

- (1) 余震に対する応急的な安全性確保のため、脆性的な破壊を防止すること
- (2) 施工管理が容易であること
- (3) 1～2日程度で応急復旧作業が完了すること
- (4) 使用資機材は一般に市場において在庫量が確保されているもので、速やかに入手可能なこと

上記の(1)、(2)は耐震性能の観点からの目標である。

(1)の脆性的な破壊を防止するという目標は、支承の取り付く橋座部周辺のせん断破壊を防止することにより達成される。また、(2)は応急復旧後の性能を確保するという観点から重要である。これについては、作業に特殊な技術を要しないことも含まれる。(3)は応急復旧の作業が迅速にでき、かつ簡便であることを求めるものである。(4)は震災後にすぐに応急復旧の作業に取り掛かれるようにするための条件である。

本研究では、特に(3)、(4)の条件に着目して、各種の断面を入手しやすいH形鋼を主部材とした鋼製山留材(以下、「H形鋼」という。)を用いた橋座部周囲への応急復旧工法を提案することとする。

5.2.2 H形鋼を用いた橋座部の応急復旧工法

上述の条件を踏まえ、本研究では図-5.1に示すような応急復旧工法を提案する。すなわち本工法は、橋脚躯体をH形鋼で挟み込むことで橋脚の破壊していない部位に力を伝達させる考え方に基づいており、これにより低下したせん断耐力の復旧効果を期待するものである。ただし、H形鋼と橋脚躯体の間に使用した間詰材(角材)は、くさび状に加工した角材を叩き込んで密着させるため、品質管理が難しいという課題もある。

本工法の作業は、一般の鋼製山留材を構築する作業と

変わらないため、特殊な技術は要さない。また、H形鋼および角材は、一般に市場において豊富な在庫量が確保されており、応急復旧の作業に速やかに着手できると考えられる。

5.3 壁式橋脚のせん断破壊実験および応急復旧後の載荷実験の方法

5.3.1 供試体

実験に用いたRC橋脚の供試体は、既往の地震で実際に橋座部に損傷が生じた壁式橋脚を対象とし、復旧効果に加えて応急復旧作業の手順についても検証するため、橋座部を含んだ橋脚実寸モデルを採用した。供試体の形状、配筋図を図-5.2に示す。供試体は、柱部が4500×1000mmで、橋座部が柱断面から周囲100mmを拡張させた小判型断面で、高さ1200mmの柱式である。表-5.1に柱部に用いた鉄筋の仕様を示す。本実験においては、水平荷重載荷時における供試体の滑動および転倒を防止するため、橋脚の中心位置をフーチングの中心から圧縮側に100mm偏心させて、引張側のフーチングを6本のPC鋼棒で固定できるようにした。また、橋座部でのせん断損傷を再現できるようにするため、すなわち橋脚基部の曲げ破壊が先行して起こらないようにするため、引張側の軸方向鉄筋にはD19ctc125(SD345)を使用した。さらに、橋座部においてせん断破壊型の破壊形態を確実に誘発させるために、橋脚部の帯鉄筋はあえて省略した。道路橋示方書IV下部構造編⁶⁾に基づき算出した橋座部における設計計算上の耐力を表-5.1に示す。

5.3.2 支承部

支承部は、鉛直および水平荷重がRC橋脚供試体に伝達できる構造とし、鋼板で模型を製作した(図-5.3)。下査寸法は現況下部工の計測図から、下査下面のリブ断面は道路橋支承標準設計を参考にして決定した。鉛直反力は、上部構造断面図から算出した死荷重反力相当とした。実際に被災した支承にはアンカーボルトが設置されていなかったが、本実験では支承の抜け出しに対する安全性を

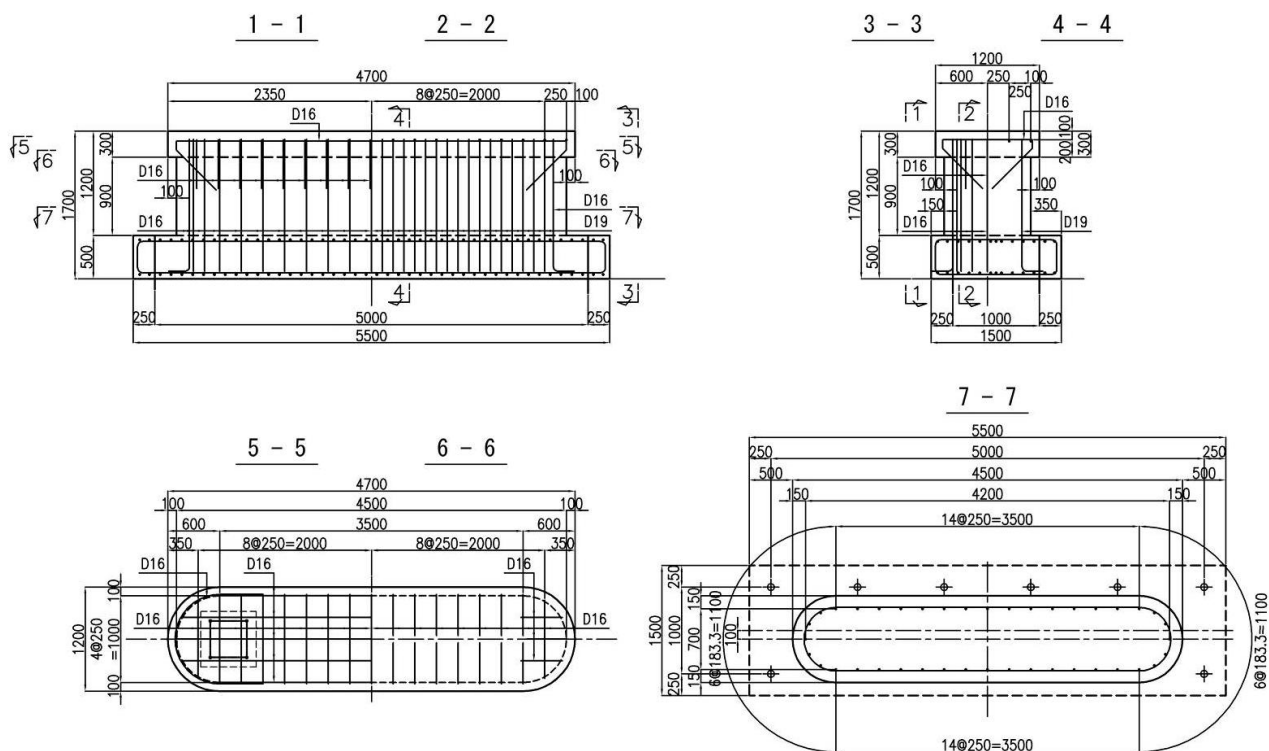


図-5.2 供試体配筋図

表-5.1 供試体の諸元

軸方向鉄筋			橋座部補強鉄筋			コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	無収縮モルタル 圧縮強度 (N/mm ²)	橋座部における 計算上の耐力 (kN)
種類	径	降伏強度 (N/mm ²)	種類	径	降伏強度 (N/mm ²)			
SD295	D16	338	SD295	D16	355	18.8	52.8	865
SD345	D19	403						

考慮し、アンカーボルトを設置した。アンカーボルトの断面は、下査下面のリブ断面と同様に、道路橋支承標準設計を参考にして決定した。水平荷重作用時にアンカーボルトが先行して抵抗しないようにするため、下査のアンカーボルトの取付孔径はボルト径 + 10mm とし、支承はあらかじめ箱抜きした位置に水平荷重載荷側に片寄せさせた状態で、無収縮モルタルにより固定した。

5.3.3 載荷および計測の方法

せん断破壊実験の載荷装置および供試体の設置状況を図-5.4 に示す。載荷方法については既往の実験(19)を参考とした。供試体はPC鋼棒でフーチング部を床に固定した。柱部天端に据え付けた支承には、上部構造の死荷重反力に相当する荷重(560kN)を鉛直載荷した状態で、橋座部天端から高さ210mmの位置に水平に漸増載荷した。水平載荷では、支承1および支承2に対して同時に同じ荷重が載荷できる連動型のジャッキを用い、荷重制御により実施した。橋座部にひび割れが確認されるまで水平載荷を継続し、ひび割れ状況を観察しながら20kNずつ漸増載荷した。計測においては、荷重計により載荷点における鉛直・水平荷重を、変位計により橋座部および支承の水平

変位を、ひずみゲージにより軸方向鉄筋および橋座部補強筋のひずみを測定した。

応急復旧後の載荷装置および供試体の設置状況を図-5.5 に示す。作業工程は以下のとおりである。

- (1) 支承両側にH形鋼①を橋軸方向に設置する。
- (2) 橋脚の両側を挟むようにして、H形鋼①にH形鋼②を3本ずつ取り付ける。
- (3) H形鋼③を下面から吊り上げて、H形鋼②の端部に固定する。
- (4) H形鋼③と橋脚躯体の間に、間詰材として角材(木材)を鉛直方向に挿入する。
- (5) 鉛直方向に挿入した角材と橋脚躯体の間には、くさび状に加工した角材を叩き込んで密着させる。

本実験においては、せん断破壊実験終了後に残留した変位を残した状態で、せん断破壊実験と同様に漸増載荷を実施した。計測においては、せん断破壊実験での測定項目に加えて、変位計によりH形鋼の鉛直変位およびせん断破壊が生じた斜め方向のひび割れ幅を、ひずみゲージによりH形鋼のフランジ・ウェブのひずみを測定した。

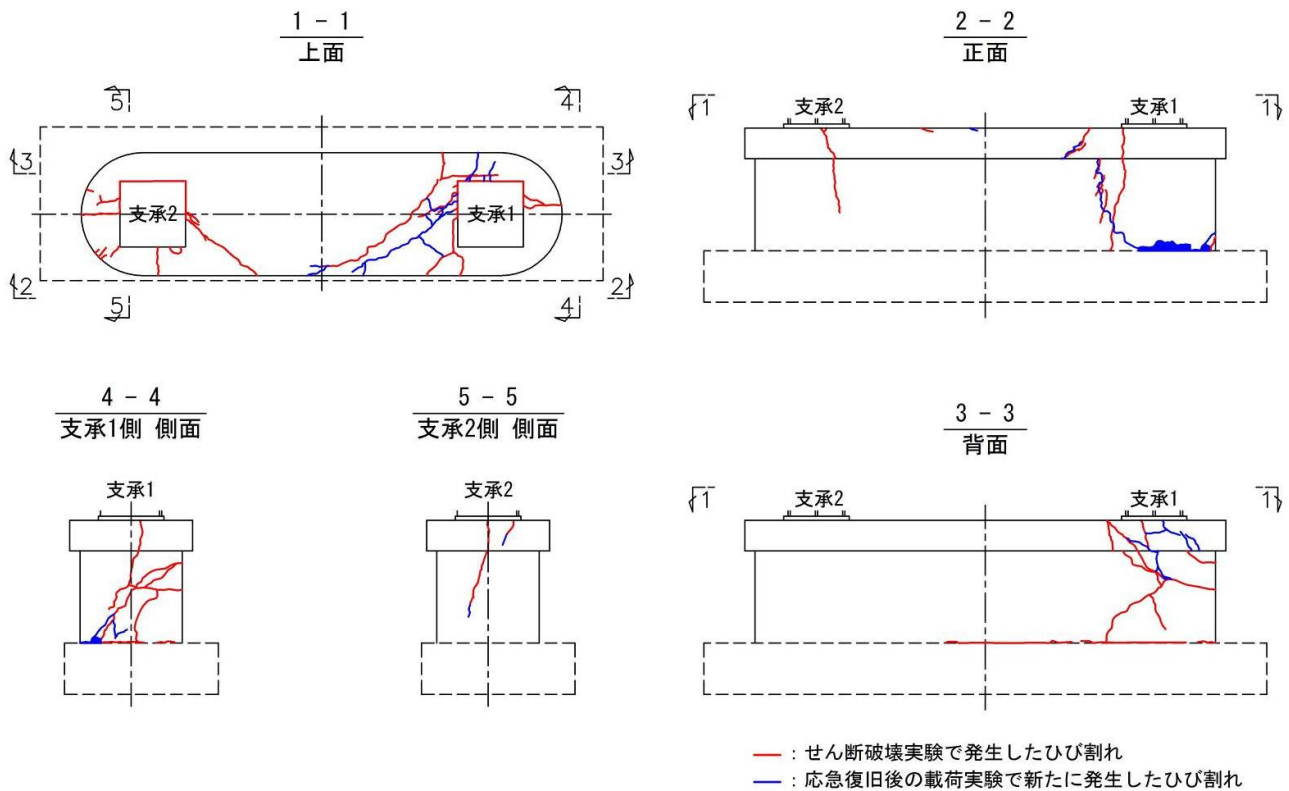


図-5.6 実験終了後の損傷状況のスケッチ図

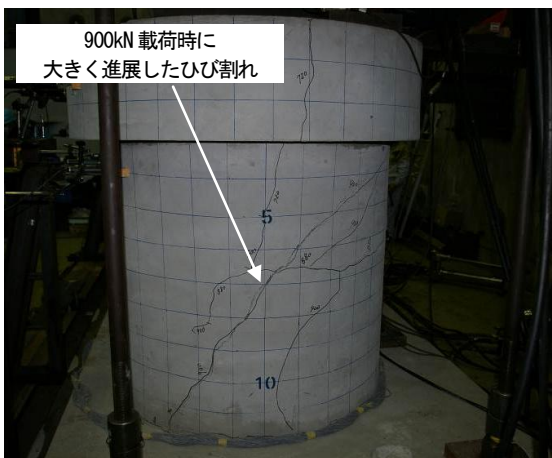


写真-5.2 せん断破壊実験の状況(支承1側)



写真-5.3 応急復旧後の载荷実験の状況(支承1側)

5.4 実験の結果と考察

5.4.1 損傷状況

図-5.6 に実験終了後の損傷状況を示す。せん断破壊実験においては、水平荷重が600kNに到達すると、支承1および支承2の側面および引張側橋脚基部に最初のひび割れが生じた。720kNに到達すると、支承1では、支承側面から橋座部の前面の橋軸方向にひび割れが生じ、橋座頂部から橋脚下端方向に800mmまでひび割れが進展した。橋座部の前面の斜め方向にもひび割れが生じ、橋座頂部

から橋脚下端方向に100mmまでひび割れが進展した。さらに、橋座部の側面方向にもひび割れが生じ、橋座頂部から橋脚下端方向に500mmまで鉛直方向にひび割れが進展した。支承2では、支承側面から橋座部の斜め方向にひび割れが生じていたが、橋座部の前面までは到達していなかった。また、橋座部の前面においては、橋座頂部から橋脚下端方向に300mmまで鉛直方向にひび割れが生じていたが、橋脚部までは到達していなかった。その後20kNずつ漸増载荷していくと、新たなひび割れや既に生じた

③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

ひび割れの伸長およびひび割れ幅の拡大が認められた。880kNに到達すると、支承1では、橋座部から橋脚部側面の中間高さ位置まで進展していたひび割れから、水平荷重の載荷方向への水平ひび割れが新たに生じた。さらに900kNに到達すると、橋脚部の斜め方向にも大きなひび割れが新たに生じるとともにせん断破壊が生じ、この時点で支承1の水平載荷を終了した(写真-5.2)。一方、支承2では、支承1のようなせん断破壊が生じなかった。そのため、単独で漸増載荷を実施したが、大きな変状が認められないままジャッキの最大能力である1000kNに達したため、この時点で支承2の水平載荷を終了した。

応急復旧後の載荷実験においては、新たなひび割れの進展が確認されたのは、水平荷重が900kNに到達した時であった。さらに漸増載荷すると、支承1では、せん断破壊が生じた斜め方向のひび割れがさらに大きく広がり、橋座部が載荷方向に回転するとともに補強部材も追随し、間詰材が抜け落ちる箇所が発生した(写真-5.3)。これにより、水平荷重は980kN以上増加しなかった。一方、支承2では、せん断破壊実験と同様に、大きな変状が認められなかった。

5.4.2 水平荷重-水平変位の関係

図-5.7に載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係を示す。せん断破壊実験においては、支承1では、水平荷重が900kNで最大荷重に達し、水平変位が7mmから16mmまで増加した。支承2では、水平荷重が900kNで水平変位が6mmとなり、これ以上変位が増加しなかった。

応急復旧後の載荷実験においては、支承1では、水平荷重が900kNで水平変位が20mmとなり、その後980kNまで漸増載荷すると水平変位が34mmまで増加した。これは、補強部材が橋軸方向に回転し、水平変位が抑制できなかったためと考えられる。支承2では、水平荷重が900kNで水平変位が7mmとなり、せん断破壊実験で生じた水平変位とほぼ同じ変位であった。その後980kNまで漸増載荷したが、ほとんど変位が増加しなかった。これは、降伏していない軸方向鉄筋が、水平荷重に抵抗しているためと考えられる。

5.4.3 軸方向鉄筋に生じたひずみ

図-5.8に載荷点位置における水平荷重と橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。せん断破壊実験においては、支承1では、水平荷重が900kNで軸方向鉄筋のひずみが2000 μ 程度となり、降伏ひずみである1725 μ を上回ったため、軸方向鉄筋は降伏に達しているものと考えられる。一方、支承2では、水平荷重が900kNで1300 μ 程度となり、降伏ひずみである1725 μ を下回ったため、軸方向鉄筋は降伏に達していないものと考えられる。

応急復旧後の載荷実験においては、支承1では、水平荷

重が900kNで1700 μ 程度、980kNで1800 μ 程度となった。700kNに到達した後は、徐々にひずみの増加が抑制されており、せん断破壊実験で生じたひずみよりも300 μ 程度減少した。これは、補強部材が水平荷重を負担したことにより、ひずみが減少したためと考えられる。一方、支承2では、水平荷重が900kNで1300 μ 程度、980kNで1400 μ 程度となり、せん断破壊実験で生じたひずみとほぼ同じ値となった。これは、降伏していない軸方向鉄筋が、水平荷重を負担したためと考えられる。

5.4.4 橋座部補強鉄筋に生じたひずみ

図-5.9に載荷点位置における水平荷重と橋座部補強鉄筋のひずみの関係を示す。せん断破壊実験においては、支承1および支承2では、水平荷重が900kNにおいて、橋座部補強鉄筋に生じたひずみがそれぞれ2100 μ および1600 μ 程度となり、降伏ひずみである1475 μ を上回った。いずれの橋座部補強鉄筋においても降伏に達しているものと考えられる。

応急復旧後の載荷実験においては、支承1では、水平荷重が900kNで2300 μ 程度、980kNでもほぼ同じ値となり、せん断破壊実験で生じたひずみより200 μ 程度増加した。支承2では、水平荷重が900kNで1800 μ 程度、980kNで1900 μ 程度となった。支承1と同様に、せん断破壊実験で生じたひずみより200 μ 程度増加した。これは、橋座部補強鉄筋は支承直下に配置されており、水平荷重が下沓下面のリップを介して直接伝達されるためと考えられる。

5.4.5 補強部材に生じたひずみ

図-5.10に載荷点位置における水平荷重と前述のH形鋼①のフランジに生じたひずみの関係を示す。応急復旧後の載荷実験においては、支承1では、水平荷重が900kNで右側H形鋼が40 μ 程度、左側H形鋼が70 μ 程度のひずみが生じた。その後、水平荷重を漸増載荷すると徐々にひずみが増加し、980kNでは右側H形鋼が180 μ 程度、左側H形鋼が150 μ 程度のひずみが生じた。これは、補強部材が水平荷重を負担したことにより、ひずみが増加したためと考えられる。支承2では、水平荷重が900kNでは右側H形鋼が30 μ 程度、左側H形鋼が20 μ 程度のひずみが生じた。その後、980kNでは右側H形鋼が60 μ 程度、左側H形鋼が20 μ 程度であり、ほとんどひずみが増加しなかった。これは、降伏していない軸方向鉄筋が、水平荷重を負担したためと考えられる。

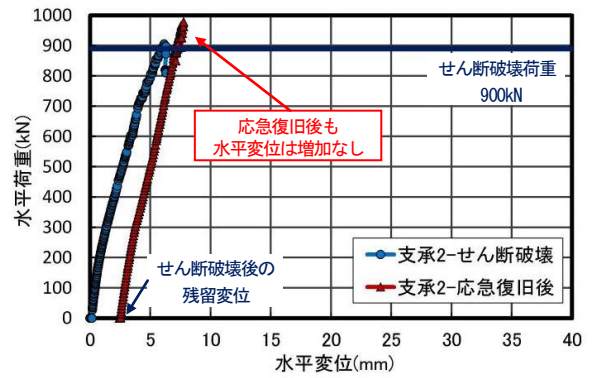
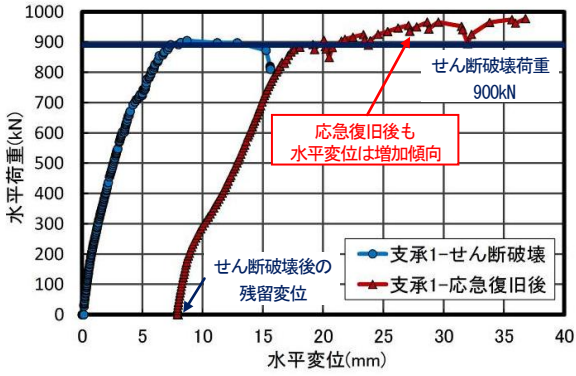


図-5.7 載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係

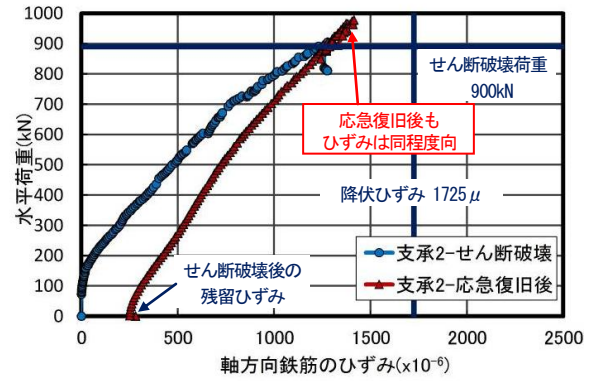
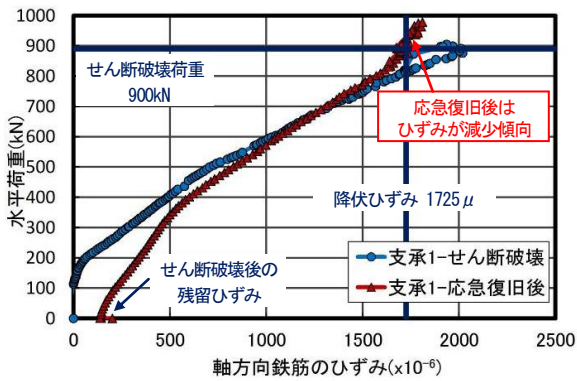


図-5.8 載荷点位置における水平荷重と軸方向鉄筋のひずみの関係

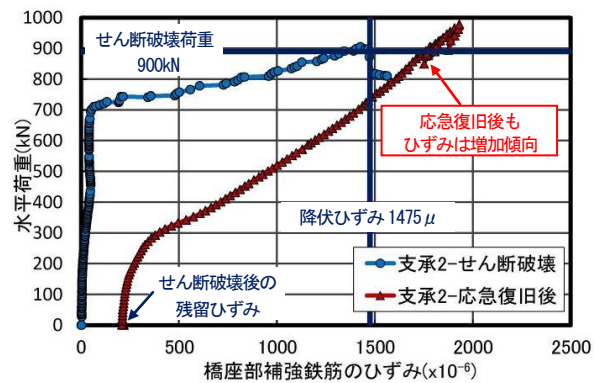
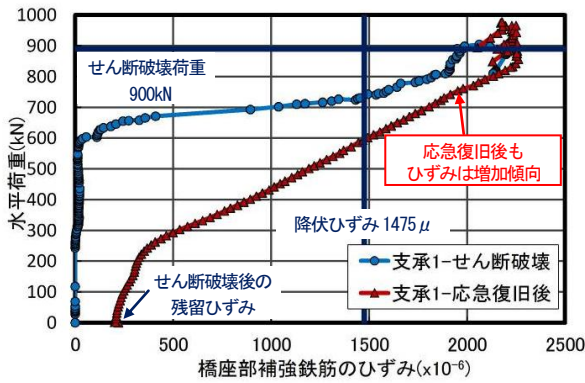


図-5.9 載荷点位置における水平荷重と橋座部補強鉄筋のひずみの関係

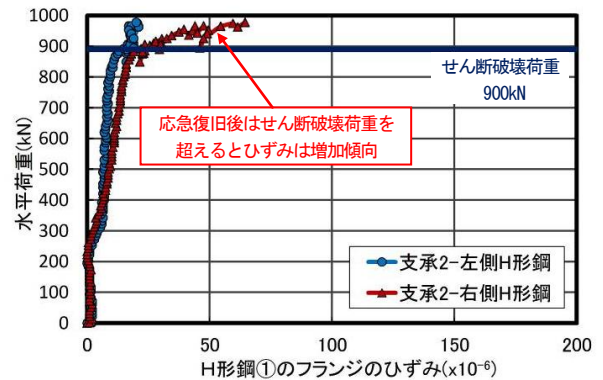
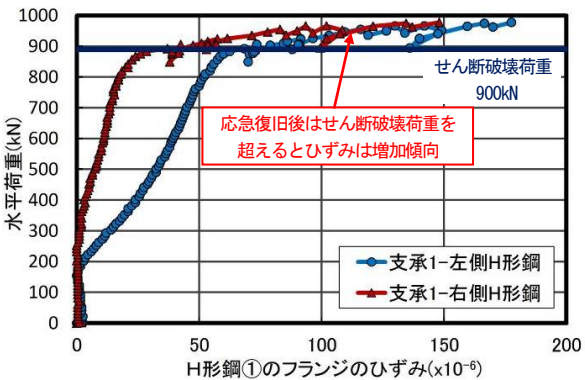


図-5.10 載荷点位置における水平荷重とH形鋼①のひずみの関係

- ③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究が抑えられ、加震中においても橋台背面側への変位がほとんど生じず、橋台前面側に変位が累積していくことがわかった。

6. まとめ

平成 24 年度においては、破壊特性を考慮した耐震主部材の抵抗特性の評価法の開発の一環として、①柱部の鉄筋に丸鋼を用いた RC 橋脚の抵抗特性に関する実験的検討、②橋台の振動特性に関する遠心模型実験を行った。また、破壊特性及び損傷レベルに応じて、緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う工法を開発することを目的として、③壁式 RC 橋脚の橋座部を対象とした応急復旧工法に関する実験的検討を行った。得られた主な知見を以下に示す。

丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚に対する実験

- (1) 鉄筋定着部の引抜実験によると、丸鋼鉄筋の定着部は、鉄筋の許容応力度を十分に上回り、降伏強度程度の定着性能が確保される。許容応力度法に基づく設計の範囲においては、丸鋼は十分な性能を期待できると考えられる。
- (2) RC 梁供試体の曲げ荷重試験によると、丸鋼鉄筋を用いた RC 梁部材における耐力および破壊形態は道路橋示方書の手法を適用しても妥当に評価することができる。この場合には異形鉄筋と同程度の安全余裕を確保できるものと考えられる。
- (3) RC 橋脚供試体の正負交番荷重試験によると、丸鋼鉄筋を用いた供試体では鉄筋の伸出により柱のロッキングが卓越する。最終的な破壊形態は基部における座屈を伴う軸方向鉄筋の破断であるが、この時の座屈長は極めて小さい。
- (4) 丸鋼鉄筋を用いた場合には異形鉄筋を用いた場合と比較して、耐力が大きく低下するまでに大きな変位が得られる。
- (5) 異形鉄筋が用いられた RC 橋脚においても軸方向鉄筋量が少ない場合には、丸鋼鉄筋を用いた場合と類似した挙動を示す可能性がある。

杭基礎を有する橋台を対象にした遠心模型実験

- (1) L1加震時においては、橋台には水平方向に前面側の変位が生じ、これに伴い背面盛土で沈下が生じた。
- (2) L2加震時においては、橋台には水平方向に前面側の非常に大きな変位が生じ、これに伴い周辺地盤では背面盛土で沈下方向、前面地盤で隆起方向の鉛直変位が生じた。
- (3) L2加震時において、上部構造の有無により橋台の変位に若干の違いが生じ、上部構造が有ることでスウェイ挙動が抑えられる反面、ロッキング挙動が大きくなることがわかった。
- (4) 背面盛土の有無により加震中の橋台の変位振幅の違いが生じ、背面盛土があることによって変位振幅

RC橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法の検証実験

- (1) 機能回復を速やかに行うという視点と大地震後の災害復旧という施工に関する様々な制約条件を踏まえて、橋座部せん断損傷に対する応急的な復旧工法を提案した。
- (2) 応急復旧後の荷重実験において、支承1では、橋脚部にせん断破壊が生じた水平荷重以降も耐力の向上がみられたことから、H形鋼を補強部材とした応急復旧工法は、せん断耐力を回復させることができると示した。
- (3) ただし、水平荷重の漸増荷重を継続すると、最終的には補強部材の回転とともに間詰材が脱落した。RC 橋脚供試体と補強部材との固定方法において、さらに改善策の検討が必要であり、引き続き検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 池田尚治, 宇治公隆: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文報告集, Vol.293, pp.101-109, 1980
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1949
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1956
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1960
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1967
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, 2002
- 8) 土木学会: 鉄筋定着・継手指針, pp.65-68, 2007
- 9) 荒木秀夫, 吉田俊太郎, 洪成, 加川順一: 低強度コンクリートと丸鋼の付着強度とその補強効果, コンクリート工学年次論文集 Vol.32 No.2, 2010
- 10) 土木学会: コンクリート標準示方書 基準編 土木学会基準および関連基準, pp.279-282, 2010
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002
- 12) Mohd Wildan, 中村光, 国枝稔, Phamavanh Kongkeo, 河村精一: 丸鋼を用いた低鉄筋比 RC 梁の挙動の評価, 土木学会中部支部研究発表会, pp.453-454, 2009
- 13) 松岡由高, 中村光, 国枝稔, 河村精一: 有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- 14) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会

- 論文集 No.669/V-50, pp. 215-232, 2001.
- ③-1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/houkoku/happyou/2-7.pdf>
- 15) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八洲雄, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.538/V-31, pp. 47-56, 1996.5
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2012.
- 17) 国総研 HP: 東日本大震災調査報告会, 道路橋の被災状況とその特徴について, 2011.
- 18) 堺淳一, 運上茂樹: 地震により曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚に対する緊急復旧工法の提案, 地震工学論文集, Vol.30, pp.306-316, 2009.
- 19) 中野正則, 福井次郎, 七澤利明, 大野了: 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 土木研究所資料, 第 3497 号, 1997.

STUDY ON DETERMINATION OF SEISMIC LIMIT STATE DEPENDING ON SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGES

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2011-2014

Research Team : Bridge and Structural Engineering
Research Group, Cold-Region Construction Engineering
Research Group (Structure Research Team)

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi, NISHI Hiroaki, SAKAI
Junichi, OKADA Shinya, SHINOHARA Masatsugu and
SAWAMATSU Toshikazu

Abstract : Limit states of existing bridges for the seismic effect are required to be evaluated based on the maintenance service level so as to conduct the seismic retrofit project efficiently under the severe financial condition for highway projects. In the FY 2012, the seismic performance of existing reinforced concrete columns with round steel bars was studied through the cyclic loading tests. Also, seismic response of the abutment supporting short-length superstructure was examined based on the centrifugal test for scaled models, so that the efficient seismic retrofit for such short-length bridges supported by abutments would be discussed. Furthermore, a temporary repair technique for the shear crack developed at the seat of bearing support in the top of pier wall was proposed so that the serviceability for the emergency vehicle could be recovered as soon as possible. It is noted that easy-to-get H-shape steels with various sections are employed for the temporary repair technique. The effectiveness of the technique was verified through the loading test and experimental results showed that the shear strength could be restored by the proposed method.

Key words : target seismic performance, limit state, reinforced concrete bridge column, round steel bars, abutment, temporary repair technique