

道路橋の耐震補修補強における性能評価手法に関する研究（1）

研究予算：運営費交付金

研究期間：平31～令3

担当チーム：橋梁構造研究グループ，寒地構造チーム

研究担当者：大住道生，澤田守，廣江亜紀子，中尾尚史

【要旨】

大規模地震発生の切迫性が指摘される中、これらの地震による道路橋の被害の防止・軽減対策は喫緊の課題となっている。道路橋の耐震補修補強が進められる一方で、補修補強された橋脚の耐震性能の評価方法の信頼性が明確となっていないという課題がある。本研究では、鋼板巻き立て及び炭素繊維巻き立てにより耐震補強を行った RC 橋脚を対象に、補強後の限界状態の評価手法について検討を行い、新設と同程度の信頼性で評価できる手法を提案した。また、耐震補強として橋座部や橋台前面に落橋防止構造等をアンカーボルトで取り付けるケースが多いが、アンカーボルトに作用する応力状態等を踏まえた取付部の評価手法を提案した。

キーワード：耐震補修補強、RC 橋脚、限界状態、落橋防止構造、アンカーボルト

1. はじめに

南海トラフの巨大地震、首都直下地震等、人口及び資産が集中する地域で大規模地震発生の切迫性が指摘され、これらの地震による道路橋の被害の防止・軽減対策は喫緊の課題となっている。大規模地震の想定や国土強靱化基本法の制定を受け、道路橋の耐震補修補強が進められる一方、特に地方自治体が管理する道路橋では耐震補強が完了していない橋も数多く残っている。

道路橋の耐震補強として、RC 橋脚を鋼板等で巻き立てる方法がとられることがある。このようなある材料で躯体を巻き立てることにより補強した RC 橋脚の耐荷機構を考慮した普遍的な耐震性能評価手法は確立されておらず、地震で被災した RC 橋脚に残存している性能や補修補強した後の性能の評価についても、その信頼性を明確にできていないのが現状である。そこで本研究では、鋼板巻き立て及び炭素繊維巻き立てを行った RC 橋脚を対象として、その限界状態を評価する手法について検討を行った。

また、目標とする耐震性能を確保するために支承部の補強が必要となる場合も多いが、橋座部が狭隘で施工上の制約条件も多い。既設道路橋において、そのような場所でも耐震性能を確保していることを評価する合理的な手法の開発が求められている。本研究では、落橋防止構造や横変位拘束構造を橋座部または橋台前面等に設置する場合を想定し、それらの構造を取り付

けるためのアンカーボルトについて、応力状態の確認や付着の評価を行い、実際の落橋防止構造および横変位拘束構造の取り付けを想定したアンカーボルトの照査方法の検討を行った。

2. 巻き立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する検討

2.1 研究背景

橋の設計基準である道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾（以下、道示 V）では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚）に対する塑性変形能の評価として、正負交番繰返し載荷実験に基づき限界状態を設定したうえで、損傷の進展メカニズムのうち軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した塑性ヒンジ長を推定²⁾し、軸方向鉄筋の引張りひずみを指標の一つとして算出する限界状態に相当する変位の推定する手法⁴⁾が用いられている。一方、既設道路橋の耐震補強に関する参考資料³⁾に基づく巻き立て補強した RC 橋脚の限界状態評価法では、最大水平耐力付近で安定していた水平力が低下し始める点を設計上の終局変位とみなし、これに安全係数(限界状態 2 : 1.5、限界状態 3 : 1.2)を考慮することによって限界状態とみなす変位を算出しているが、この変位は、直接橋脚の変位や損傷状況、抵抗特性の関係を評価した点ではないといった課題がある。

巻き立て補強した RC 橋脚の評価手法を道示 V¹⁾と同等のメカニズムに基づく設計手法とすることを目的に、

巻立て補強した RC 橋脚の損傷状態に応じた限界状態の評価や不確実性を考慮した部分係数の設定に向けて、巻立て補強した RC 橋脚の塑性ヒンジ長 L_p^6 や限界状態 7 の評価が行われているが、対象としている供試体数は、鋼板によって巻立て補強した RC 橋脚（以下、鋼板巻立て橋脚）は 4 供試体、炭素繊維シートによって巻立て補強した RC 橋脚（以下、炭素繊維補強橋脚）は 2 供試体と、検証数が少ないことが課題であった。そこで、過去に実施された鋼板巻立て橋脚および炭素繊維補強橋脚の正負交番載荷実験の結果を収集し、提案されている限界状態とみなす変位の評価式の推定精度を検証した。

2.2 補強橋脚の限界状態

図-1 に、新設 RC 橋脚 $^{1,2)}$ を参考に補強橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態を整理したものを示す $^8)$ 。限界状態 1 は、RC 橋脚の挙動が可逆性を有する限界の状態である。限界状態 2 は、水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態であり、限界状態 3 は、水平耐力を保持できる限界の状態である $^{1,2),8)}$ 。

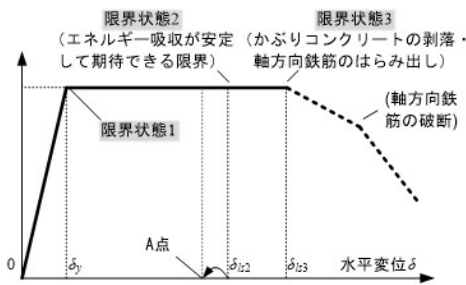


図-1 補強橋脚の水平力水平変位関係と限界状態

2.3 対象とする供試体

本研究で対象とした鋼板巻立て橋脚の供試体を表-1、炭素繊維補強橋脚の供試体を表-2 に示す。各載荷ステップにおける繰り返し回数が 3 回の正負交番載荷を行った実験を対象としている。

2.4 限界状態変位の推定

2.4.1 実験における限界状態に相当する変位の推定

実験における限界状態変位の評価手法は、星隈らが提案した新設 RC 橋脚の評価手法 $^2)$ と同様の観点で行った。具体的には、実験における限界状態 2 の指標は、繰り返し回数 3 回の載荷のうち 3 回目の載荷における水平耐力が 1 回目の載荷における水平耐力の 85% 程度を下回らず、かつ、3 回目の載荷における吸収エネルギーが 2 回目の載荷における吸収エネルギーの 90%

表-1 対象とする供試体（鋼板巻立て橋脚）

補強目的 分類	供試体 No.	断面 形状	断面 寸法 (mm)	載荷 高さ (mm)	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 体積比 (%)	軸方向鉄筋		アンカー筋		参考 文献
							径 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	径 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	
曲げ 耐力 補強	1	矩形	600 × 600	2950	1.59	0.13	D10	382	D13	345	9)
	2	矩形	600 × 600	3010	1.59	0.13	D10	381	M12	298	10)
	3	矩形	600 × 600	3010	1.59	0.13	D10	381	M12	298	10)
じん 性 補 強	4	矩形	500 × 500	2330	2.28	0.07	D10	362	-	-	11)
	5	矩形	500 × 500	2330	2.28	0.07	D10	362	-	-	11)
	6	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	345	-	-	12)
	7	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	350	-	-	12)
	8	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	350	-	-	12)
	9	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	346	-	-	13)
	10	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	346	-	-	13)
	11	矩形	500 × 500	2000	3.45	0.24	D13	359	-	-	14)
	12	矩形	500 × 500	2000	3.45	0.24	D13	359	-	-	14)

表-2 対象とする供試体（炭素繊維補強橋脚）

供試体 No.	断面 形状	断面寸法 (mm)	載荷 高さ (mm)	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 体積比 (%)	補強材料			参考 文献
						層数 (層)	降伏点 (N/mm ²)	体積比 (%)	
1	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	0.5	3481	0.056	15)
2	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.111	15)
3	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.167	15)
4	円形	φ 400	1200	1.02	0.240	1	3481	0.111	15)
5	矩形	600 × 600	2000	1.99	0.075	2	4227	0.223	16)
6	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	4	3834	0.445	17)
7	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	8	3834	0.891	17)
8	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	12	3834	3.336	17)
9	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	3	4312	0.190	18)
10	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	4312	0.317	18)
11	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	8	4312	0.507	18)
12	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	3814	0.317	18)

程度以上となる状態が指標とされている。また、実験における限界状態 3 の指標としては、水平耐力を保持している限界の状態とされている。なお、これらの指標より整理した結果、限界状態 2 に相当する変位と限界状態 3 に相当する変位が同じとなった場合には、限界状態 2 に相当する変位を一つ前の基準変位とした。これは、文献 2) において、前述した指標での評価を行った際に限界状態 2 と限界状態 3 が同一変位になった場合には、供試体の損傷状況等から、限界状態 2 は、その一つ前の基準変位と整理されており、限界状態 2 と限界状態 3 は同一変位としていないことを踏襲したためである。また、載荷実験の際に、補強部材の損傷等により補強の前提となる条件が崩れた場合には、前述の指標を満たしていたとしても、その直前の時点の水平耐力を保持できる限界の状態とみなし評価を行った。これらの指標を用いて、対象供試体の限界状態 2,3 に相当する塑性率と水平変位を整理した結果を、鋼板巻立て橋脚について表-3 に、炭素繊維補強橋脚について表-4 に示す。

2.4.1 計算における限界状態とみなす変位の推定手法

新設 RC 橋脚の計算による限界状態とみなす変位の評価式は、道示 V¹⁾ では、式(1)により算出することが規定されている。補正係数 k は、実験値が評価式を 1.3 倍程度上回ったことを考慮して設定されたものである $^{19)}$ 。

表-3 実験の限界状態変位と塑性率
(鋼板巻立て橋脚)

供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	基準変位	変位 (mm)	基準変位	変位 (mm)
1	5δy	83	6δy	99
2	6δy	81	7δy	95
3	5δy	67	6δy	81
4	6δy	73	7δy	85
5	3δy	44	5δy	74
6	6δy	103	8δy	138

表-4 実験の限界状態変位と塑性率
(炭素繊維補強橋脚)

供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	基準変位	変位 (mm)	基準変位	変位 (mm)
1	9δy	42	10δy	47
2	10δy	52	11δy	57
3	9δy	54	10δy	60
4	9δy	47	10δy	52
5	6δy	47	7δy	55
6	4δy	55	5δy	69

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_s - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (1)$$

ここで、 δ_{yE} は限界状態1に相当する水平変位(降伏変位)の特性値(mm)、 ϕ_y は限界状態1に相当する水平変位(降伏変位)の曲率(1/mm)、 L_p は塑性ヒンジ長(mm)、 h は慣性力作用位置までの距離(mm)、 ϕ_s は橋脚基部断面における限界状態2,3に達するとき生じる曲率(1/mm)で軸方向鉄筋ひずみが限界ひずみに達する際の曲率であり、軸方向鉄筋の限界ひずみ ϵ_{st} は、式(2)より算出される。

$$\epsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \quad (2)$$

ここで、 C は限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)、 β_s は横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm²)、 β_{co} はかぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数(N/mm²)で、炭素繊維補強橋脚の計算による限界状態とみなす変位は、提案手法⁶⁾に基づき、式(2)の β_{co} を、式(3)に示す β_{sc} と置き換え算出した。

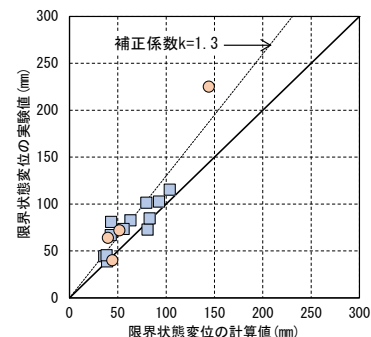
$$\beta_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3 s} \quad (3)$$

ここで、 E_c はコンクリートのヤング係数(N/mm²)、 I_{sc} はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面2次モーメント(mm⁴)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数(本)、 d は帯鉄筋の有

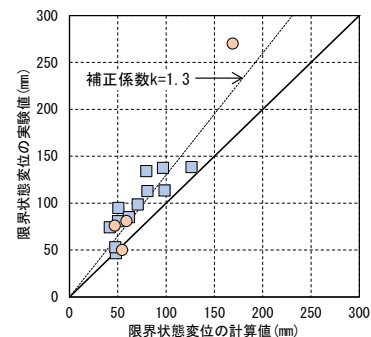
効長(mm)、 s は帯鉄筋間隔(mm)である。式(1)から(3)式を用いて、計算による限界状態2,3とみなす変位を算出した。

2.5 限界状態とみなす変位の算出結果及びその精度検証

図-2 および図-3 には、前述の提案手法による限界状態2,3とみなす変位の計算値と実験値における限界状態2,3に相当する変位の比較、表-5 および表-6 には、実験値と計算値の比率に対する統計値を整理した結果を示す。なお、提案手法の補正係数 k を検証する目的で、 $k=1.0$ として限界状態とみなす変位を算出した。なお、実験における限界状態に相当する変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、文献⁴⁾に示される手法を用いて伸び出し量を算出し、計算値に伸び出しによる変位を加算している。統計値の整理では、本研究で対象とした供試体に、文献⁷⁾にて検証済みの鋼板巻立て橋脚4供試体、炭素繊維補強橋脚2供試体をそれぞれ加えて検証した。また、表-5 および表-6 には新設橋を対象とした構造諸元でのRC橋脚の検証結果¹⁹⁾も示し、炭素繊維補強橋脚とRC橋脚の推定精度を比較した。



(a) 限界状態2

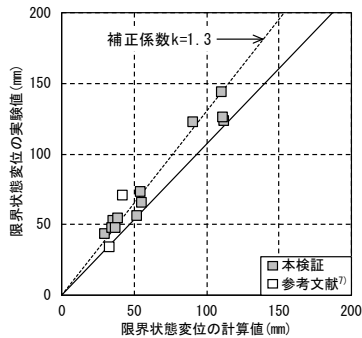


(b) 限界状態3

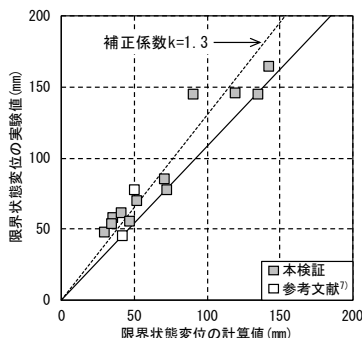
図-2 限界状態の変位の比較 (鋼板巻立て橋脚)

表-5 限界変位（実験値/計算値）の統計値
（鋼板巻立て橋脚）

(a) 限界状態 2		(b) 限界状態 3			
	本検証	新設RC ⁽¹²⁾		本検証	新設RC ⁽¹²⁾
データ数	16	34	データ数	16	34
平均値	1.27	1.22	平均値	1.40	1.32
標準偏差	0.28	0.24	標準偏差	0.29	0.31
変動係数	0.22	0.20	変動係数	0.21	0.24



(a) 限界状態 2



(b) 限界状態 3

図-3 限界状態の変位の比較（炭素繊維補強橋脚）

表-6 限界変位（実験値/計算値）の統計値
（炭素繊維補強橋脚）

(a) 限界状態 2		(b) 限界状態 3			
	本検証	新設RC ⁽¹⁵⁾		本検証	新設RC ⁽¹⁵⁾
データ数	14	34	データ数	14	34
平均値	1.27	1.22	平均値	1.31	1.32
標準偏差	0.18	0.24	標準偏差	0.22	0.31
変動係数	0.14	0.20	変動係数	0.16	0.24

表-5 および表-6 より比率の平均値及び変動係数は、新設 RC 橋脚と同様の傾向となった。実験値と式(1)による計算値の比率の平均値は 1.3 程度となっており、変動係数は 20%以下に収まっている。よって、提案した手法を用いて、炭素繊維補強橋脚の限界状態とみなす変位を算出する際の補正係数 k は、新設 RC 橋脚と同値である 1.3 とすることにより、今回検証を行った供試体と過年度検証済みである供試体をあわせた鋼板巻立て橋脚 16 供試体、炭素繊維補強橋脚 14 供試体では、新設 RC 橋脚と同等の精度となることが確認できた。

2.6 まとめ

本研究では、鋼板巻立て橋脚および炭素繊維補強橋脚について、限界状態の評価手法の構築に向け、提案している評価式のばらつきの検証を行った。その結果、鋼板巻立て橋脚の限界状態評価において、既往研究における提案式⁶⁾を用いることにより、新設 RC 橋脚の設計法と同様の信頼性を確保できることが確認できた。

3. 落橋防止構造および横変位拘束構造の取付部の性能確認実験

3.1 研究背景

地震による上部構造の変位を制限するために、橋座部や橋台前面等に落橋防止構造や横変位拘束構造を設ける場合がある。これらの部材は、作用する水平力に対して弾性域に留まるようにすることが現行の道示 V¹⁾に規定されているが、その具体的な照査方法は定められていない。

橋台前面等に取り付ける落橋防止構造は引張力が卓越する構造であり、取付部に複数本のアンカーボルトを用いる場合が多いが、群効果を見込む具体的方法は定められておらず、また縁端距離を考慮する方法も示されていない。そのため、複数本のアンカーボルトによる群効果や縁端距離の影響を考慮した上で、弾性域に留まるとみなせる耐力の評価式が必要となる。しかし、既往の研究は埋込長の短い小径のアンカーボルトによる検証²⁰⁾²¹⁾が多く、実際の落橋防止構造の取付に合致した条件での実験例が少ない。

横変位拘束構造として橋座面に設置する鋼棒はせん断力が卓越するため、せん断耐力のみを考慮して設計されるが、せん断耐力のみを考慮すればよいことの確認がなされていない。押し抜きせん断耐力とコンクリートの埋込長に関する検討²²⁾や縁端距離との関係を検証した実験²³⁾が報告されているものの、実際に発生する応力状態や定着部におけるコンクリートの圧壊の影響についての検証が十分されていない。

本研究では、橋台前面等に取り付ける落橋防止構造に用いるアンカーボルト及び橋座面に設置する横変位拘束構造として用いる異形鋼棒に着目し、実験により応力状態の確認や付着の評価を行い、実際の落橋防止構造および横変位拘束構造の取付を想定したアンカーボルトの照査方法の検討を行った。

3.2 異形棒鋼の引き抜き試験

3.2.1 試験概要

(1) 試験ケース

実施した引き抜き試験の試験ケースを表-7に示す。

試験には一般に落橋防止構造の取り付けに使用されるD32の異形棒鋼を用いた。また、複数本の設置するケースでは、異形棒鋼間の距離は道路橋示方書Ⅲ編²⁴⁾を参考に、異形棒鋼の直径の3倍とした。埋込長は、道路橋示方書Ⅲ編²⁴⁾を参考とした10D、実際の設計で用いられる15D²⁵⁾を対象とした。縁端距離は、埋込長と同程度、または橋台等の鉄筋のかぶりの内側に設置することを想定した200mmとした。Case-1と2ではSD345を使用したが、後述の通りRCブロック部の破壊ではなく異形棒鋼が破断したことから、Case-3~5ではコーン破壊や付着破壊の挙動を確認するため、より強度の大きいSD490を採用している。

表-7 引き抜き試験の試験ケース

ケース	鉄筋種類	鉄筋径	本数	鋼棒間の距離	埋込長	縁端距離
Case1	SD345	D32	1本	-	10D	10D以上
Case2	SD345	D32	1本	-	15D	15D以上
Case3	SD490	D32	1本	-	15D	約200mm
Case4	SD490	D32	3本	96mm(3D)	15D	約200mm
Case5	SD490	D32	4本	96mm(3D)	15D	約200mm

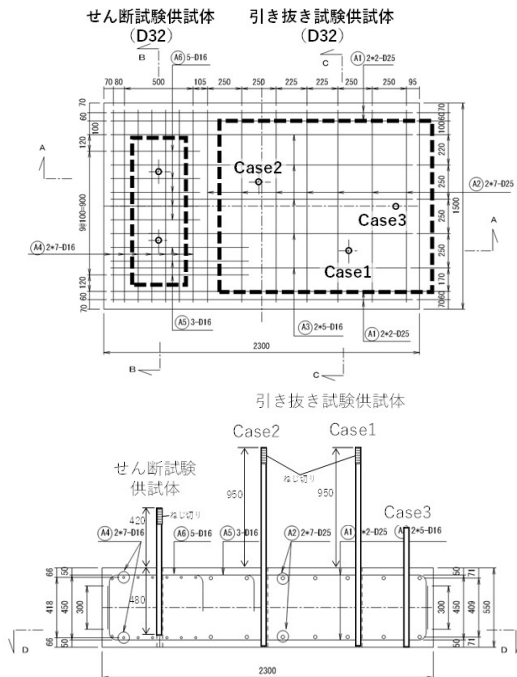


図-4 引き抜き試験供試体 (Case1~3)

(2) 供試体

Case-1~3については、図-4に示すような幅2300mm、奥行1500mm、高さ550mmのRCブロック（設計基準強度24N/mm²、材齢27日の圧縮強度30N/mm²）に異

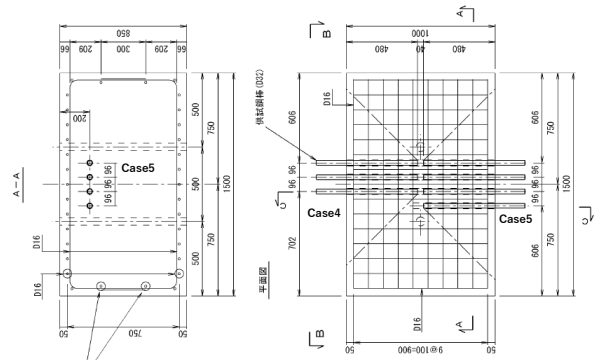
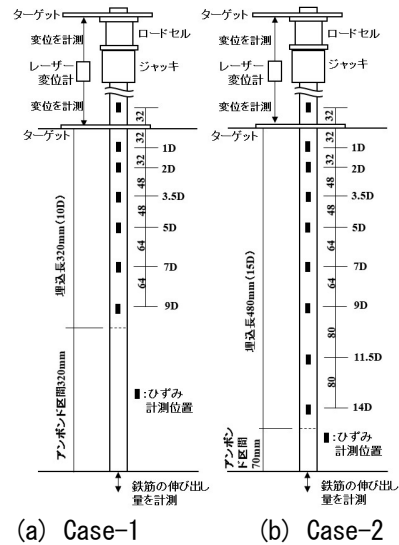
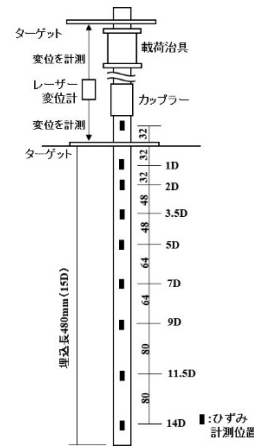


図-5 引き抜き試験供試体 (Case4、5)



(a) Case-1

(b) Case-2



(c) Case-3~5

図-6 ひずみおよび変位の計測位置

形棒鋼を設置した供試体を使用した。RCブロックは橋台前面を模した配筋を行い（図-4右側）、コンクリートを打設した後、φ40mmの削孔を行った。孔内に異形棒鋼を設置し、エポキシ樹脂で定着した。あと施工アンカーは、埋込長の下端から45°の角度をもって引き抜きによるコーン破壊が発生するとされていること

から²⁴⁾、Case-1 と Case-2 は異形棒鋼をそれぞれの埋込長に応じたコーン破壊の影響範囲が重ならない位置に配置した。

Case-4 と 5 は、後述する異形棒鋼のせん断試験に用いた幅 1400mm、奥行 900mm、高さ 850mm の RC ブロック（設計基準強度 24N/mm²、材齢 27 日の圧縮強度 30N/mm²）に異形棒鋼を設置した供試体を使用した。図-5 に配筋、異形棒鋼の設置位置を示す。φ40mm の削孔を行い、孔内に異形棒鋼を設置し、エポキシ樹脂で定着した。

異形棒鋼には、図-6 のようにあらかじめひずみゲージを設置した。Case1~3 については、異形棒鋼は埋込長以深のコンクリートと異形棒鋼の付着を切ったうえで下端を RC ブロックの底部と一致させ、下端の変位を変位計により計測できるようにした。Case-1 と 2 は異形棒鋼の頂部はボルトによる固定を行うため、M30 のねじ切りを行った。Case-3~5 は、カップラーを用いて異形棒鋼を継いで载荷治具に取り付け、载荷を行った。

(3) 試験装置

試験装置は、写真-1 に示すように、ジャッキにより異形棒鋼を引き抜く構造とした。Case3~5 はジャッキ 2 台の荷重が均等になるように調整しながら载荷した。異形棒鋼頂部および RC ブロックとの境界位置には、変位計測のターゲットを設置し、载荷試験中のそれぞれの点の変位を計測できるようにした（図-6）。試験装置の治具については、それぞれの埋込長に応じたコーン破壊の影響範囲外と考えられる位置に設置した。

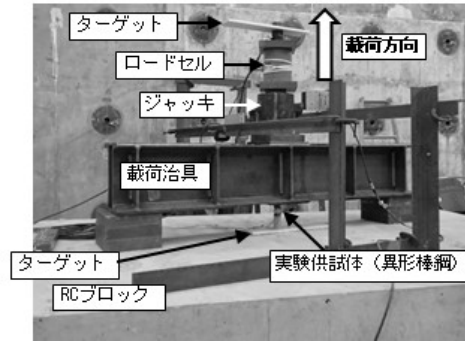
(4) 载荷方法

载荷はジャッキによる鉛直方向の一方向载荷とし、異形棒鋼の破断またはコーン破壊、付着破壊に至るまで载荷することとした。ただし、Case-4 については、Case-5 の試験に支障がないよう、ひび割れが発生したことを確認した後、破壊に至る前に载荷を停止した。また、ジャッキのストローク限界に達した場合、または明確に破壊に至らずとも荷重の低下が確認できた場合は、そこで载荷を停止することとした。载荷中に RC ブロック表面にひび割れが発生したときには、载荷を一時停止し、ひび割れ状況の確認を行った。

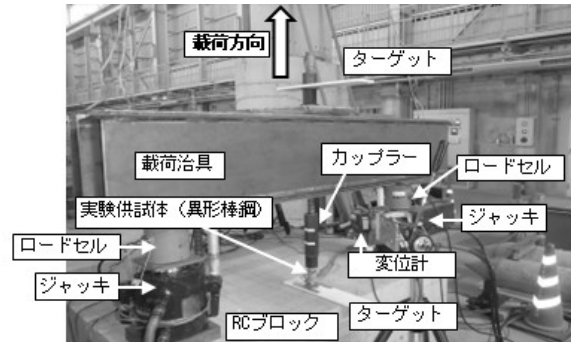
3.2.2 試験結果

(1) Case1~3

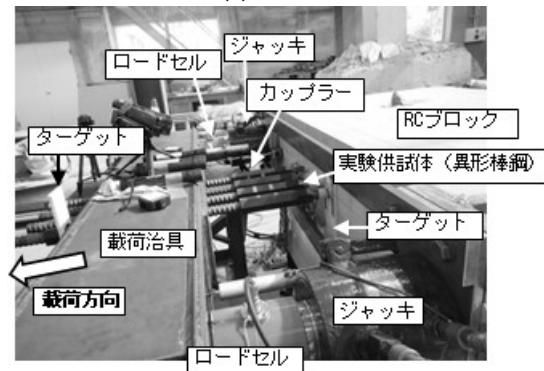
Case-1~3 の試験結果を表-8 に、荷重と変位の関係を図-7 に示す。なお、図-7(a)、(c) の Case-1、2 については異形棒鋼破断以降に計測値の電氣的なノイズが発生したと考えられる。



(a) Case-1、2



(b) Case-3



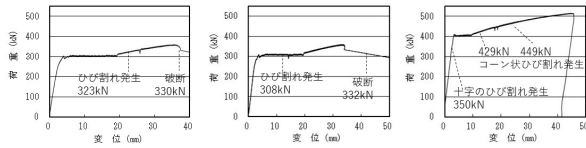
(c) Case-4、5

写真-1 引き抜き試験装置

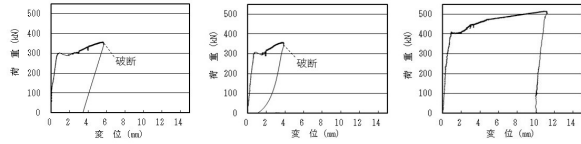
表-8 異形棒鋼の引き抜き試験結果

ケース	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm) 異形棒鋼 頂部	最大変位 (mm) RCブロック 界面位置	最大変位 (mm) 異形棒鋼 底部	破壊形状
Case-1	359	37.4	5.71	0.41	破断 (ねじ切り部)
Case-2	358	34.1	3.92	0.12	破断 (ねじ切り部)
Case-3	516	45.8	11.2	0.43	ストローク 限界

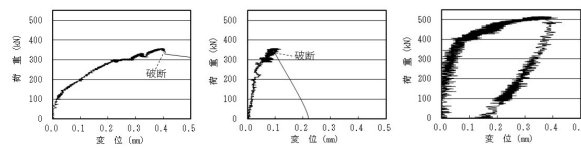
埋込長 10D の Case-1 と、15D の Case-2 はともに、最大荷重に達した後、異形棒鋼頂部のねじ切り部が破断した。図-7(a)、(b) は、载荷開始から異形棒鋼が破断するまで、ほぼ同様の荷重-変位関係にあることが分かる。本試験で用いた異形棒鋼と同種の鉄筋について引張試験体 3 体を作製し、別途材料試験を行ったところ



(a) 荷重と異形棒鋼頂部の変位の関係



(b) 荷重とRCブロック境界位置（載荷開始時）の異形棒鋼の変位の関係



(c) 荷重と異形棒鋼下端の変位の関係

図-7 荷重と変位の関係

(左からCase-1、Case-2、Case-3)

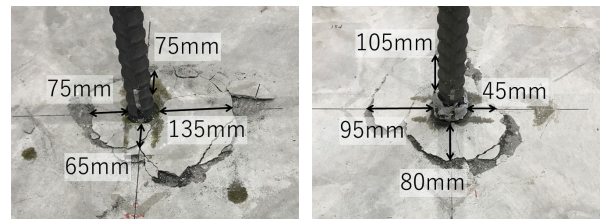
ろ、降伏強度および引張強度はそれぞれ3体の平均で 385N/mm^2 、 566N/mm^2 となった。降伏耐力をD32の公称断面積にて算出すると 306kN となり、図-7(a)、(b)における降伏点の荷重とよく一致した。しかし、破断は異形棒鋼のねじ切り部で発生したため、最大荷重は、D32の公称断面積により算出した引張耐力 (450kN) とは一致しなかった。Case-1と2で異形棒鋼が破断したため、鋼材の強度を変更して実施したCase-3においては 400kN でしばらく一定の荷重で推移した後、荷重が大きくなり、ストローク限界を向かえたために載荷を終了した。Case-3の試験に使用したSD490の鉄筋の材料試験では、降伏強度 522kN/mm^2 、D32の公称断面積にて算出した降伏耐力は 415kN であり、Case-3の試験結果における降伏点の荷重 (約 410kN) と凡そ一致した。

異形棒鋼下端の変位は、Case-2の試験の範囲においては、埋込深さが等しいCase-2とCase-3で、荷重と変位の関係に大きな差は見られなかった。

引き抜き試験におけるひび割れ発生を試験時に撮影した動画で確認し、試験開始からひび割れ発生までの時間をもとに、動的計測をした試験値からひび割れ発生荷重を推定した。Case-1 (埋込長10D) の場合、荷重が 323kN のときにコンクリート表面にひび割れが発生し、ひび割れは写真-2(a)のように円形に進展した。Case-2 (埋込長15D) では、荷重が 308kN のときにひび割れが発生し、同様に円状に進展した (写真-2(b))。

試験後に計測したところ、ひび割れはコーン状であり、最深部の深さはCase-1では 30mm 、Case-2では 26mm であった。

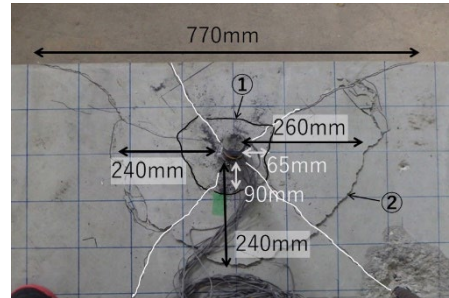
一方、埋込長15Dで縁端距離 200mm であるCase-3の場合は、荷重が 350kN のときに異形棒鋼を中心に十字にひび割れが発生し、縁端距離が短い側の側面では十字のひび割れの一本が側面に達した部分からひび割れが進展した (写真-3の白線部)。その後、荷重 429kN でコンクリート表面に異形棒鋼を中心とした小規模な円形のひび割れ (写真-3の①) が発生し、 449kN のときに更にその外側にもひび割れ (写真-3の②) が生じた。円形のひび割れは異形棒鋼の引き抜きに起因するひび割れと考えられる。このひび割れは縁端距離が十分ある側では円形にひび割れたのに対して、縁端距離が 200mm の側では、ひび割れによる剥離範囲が広がった。ひび割れはコーン状であり、最深部の深さは小規模な円形のひび割れは 38mm 、その外側の円形のひび割れは 101mm であった。



(a) Case-1

(b) Case-2

写真-2 コンクリート表面のひび割れ (Case-1、2)



※白線は最初に発生した十字のひび割れ

写真-3 コンクリート表面のひび割れ (Case-3)

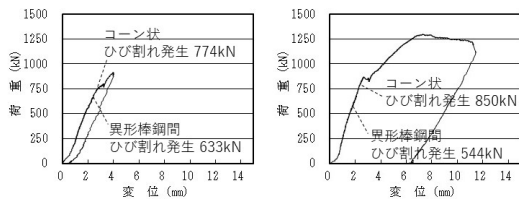
(2) Case4、5

Case-4とCase-5の試験結果を表-9に、荷重と変位の関係を図-8に示す。図-8(b)において、初期の変位が途切れている部分は計測値がマイナスの値を示していた。これは、ターゲットを片持ち式に保持して1点で変位を計測していたことによる、鋼棒の初期の傾きの影響と考えられる。また、複数の異形棒鋼をカップラーで接続しているため、載荷初期の荷重-変位関係はカップラーのかみ合わせにより挙動が安定していないと考えられる。

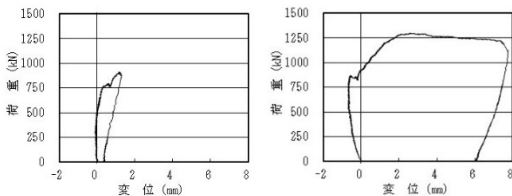
表-9 異形棒鋼の引き抜き試験結果

ケース	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm) 異形棒鋼 頂部	最大変位 (mm) RCブロック 界面位置	破壊形状
Case-4	913	4.02	1.32	荷重停止
Case-5	1298	11.0	7.78	荷重低下により 荷重停止

Case-4 はひび割れが発生した後、Case-5 の耐荷機構に影響を及ぼす範囲にひび割れが及ばないと考えられる範囲で荷重を止め、その後除荷している。除荷後の残留変位はわずかであった。Case-5 は最大荷重に達した後、荷重が低下したため荷重を終了した。除荷後は異形棒鋼頂部で 6mm 程度の残留変位が確認された。Case-5 の試験に使用した SD490 の降伏耐力は 415kN であり、本試験では異形棒鋼 4 本に同時に荷重していることから、降伏耐力を 4 倍すると 1660kN となる。1 本の引き抜き試験とは異なり、この値と最大荷重は一致しなかった。



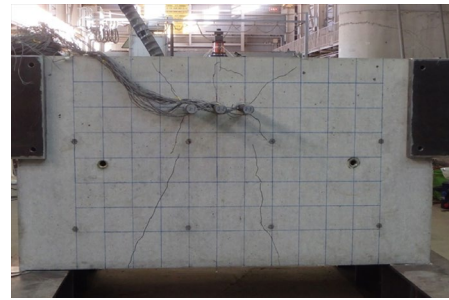
(a) 荷重と異形棒鋼頂部の変位の関係



(b) 荷重とRCブロック境界位置（荷重開始時）の異形棒鋼の変位の関係

図-8 荷重と変位の関係
(左からCase-4、Case-5)

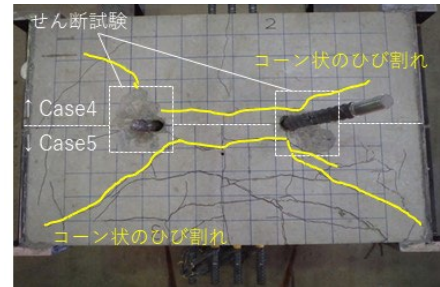
Case-4 と 5 のひび割れ発生状況を写真-4 に示す。写真のように、Case-4 と 5 では、Case1 や 2 とは異なり、異形棒鋼を中心したひび割れは発生しなかった。Case-4 と 5 ではともに、側面（荷重治具側）には異形棒鋼をつなぐようなひび割れ、異形棒鋼を中心とした放射状のひび割れが発生し、荷重を進めた Case-5 では放射状のひび割れの間にもひび割れが発生した。また、供試体の上面には、供試体中央付近にひび割れが 1 本発生した後、埋込んだ異形棒鋼の端部位置に、それぞれの異形棒鋼の端部をつなぐようにひび割れが発生、それがコーン状のひび割れを形成した。荷重が進むと、



(a) Case-4 側面



(b) Case-5 側面



(c) Case-4、5 上面

写真-4 コンクリート表面のひび割れ
(Case-4、5)

コーン状のひび割れの内側にさらに複数発生し、それらのひび割れの幅が広がっていった。

実験後に供試体を切断して内部の試験体を確認したところ、写真-5(a)のように、埋込長端部を中心に、コーン状にひび割れが進展していたことが確認できた。写真-5(b)より、異形棒鋼の埋込長端部には 5mm ほどの隙間が確認でき、付着切れと異形棒鋼の抜け出しが発生していたことが推察される。

3.2.3 考察

(1) 各文献による耐力との比較

コーン破壊に対する耐力、付着破壊に対する耐力について、道路橋示方書Ⅲ編²⁴⁾（以下、道示Ⅲ）の照査式（以下、道示式）と土木学会によるコンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）²⁶⁾による算定式（以下、土木学会式）のそれぞれから求めた耐力と、試験においてコーン状のひび割れが発生した荷重、試験での最大荷重を表-10 に示す。道示式、土木学会式による耐力の算出にあたっては、コンクリートの圧縮強度に材齢 27 日の強度 (30N/mm²) を用いた。



(a) Case-5 コーン状のひび割れ



(b) Case-5 埋込長端部の状況

写真-5 供試体切断による内部ひび割れの確認

表-10 各種耐力の比較

ケース	破壊形式	道示式 (計算値) kN	土木 学会式 (計算値) kN	ひび割れ 発生荷重 (実測値) kN	最大荷重 (実測値) kN
1	コーン破壊	29	228	323	359
	付着破壊	77	226		
2	コーン破壊	29	531	308	358
	付着破壊	125	336		
3	コーン破壊	29	407	350	516
	付着破壊	125	336		
4	コーン破壊	83	506	633	913
	付着破壊	376	1009		
5	コーン破壊	110	556	544	1298
	付着破壊	502	1346		

道示式におけるコーン破壊の特性値はコンクリートの表面からアンカーボルト径の2倍の深さを起点としたひび割れが発生し、表面のコンクリートが可逆性を有する限界の状態に至ることを想定して設定された値であり、付着破壊の特性値はコーン状の破壊が生じた後に付着破壊が発生することを想定して設定されている。そのため、付着破壊の照査式では、コーン状の破壊(2D)分を差し引いた有効埋込長を用いることとされている(図-9)。

一方、土木学会式では、アンカーボルトの下端から45°の角度をもって引き抜きによるコーン破壊が発生することを想定して式が作られている(図-10)。こ

のような式の成り立ちの違いにより、道示式と土木学会式では、コーン破壊の耐力が大きく異なる結果となっている。なお、道示式は先付けアンカーを対象とした式であるが、ここでは接着剤を用いてあと施工をした異形棒鋼に対して道示式を準用した。また、本試験で使用した異形棒鋼の径D32に対して、土木学会式は適用範囲がD25までであるため、土木学会式を外挿した計算結果を掲載している。

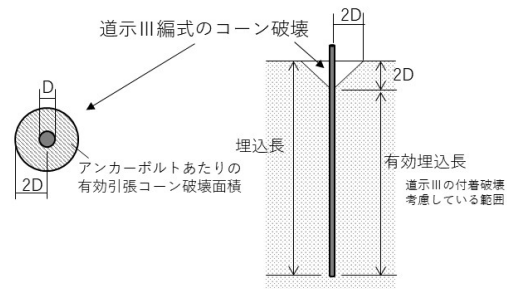


図-9 道示式によるコーン破壊、付着破壊の考え方

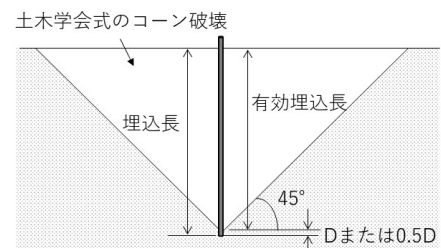


図-10 土木学会式によるコーン破壊の考え方²⁶⁾

今回の試験のひび割れ発生状態は、Case-1と2は道示式の考え方に近いが、実測したひび割れ発生荷重は道示式を大きく超過しており、また、今回の試験結果においては、RCブロック表面の破壊面の深さは、埋込長10Dでは30mm、埋込長15Dでは26mmであり、2Dには満たず、一方で半径2Dの円よりも大きい範囲でひび割れとコンクリートの剥離が発生していた。

Case-3では道示式で想定されるようなコンクリート表面の円形のひび割れが先行しなかった。Case4、5では、円形のひび割れは発生せず、土木学会式で想定するコーン破壊に近いひび割れが発生した。また、Case-3~5においては初期のひび割れが発生した荷重は道示式を大きく超過している。また、初期のひび割れの段階で、Case-3は土木学会式の付着耐力、Case-4、5は土木学会式のコーン破壊耐力の計算値を超過していた。

(2) 解析による検討

Case-1について、3次元有限要素法による解析を行った。解析ソフトはDiana10.3を用い、解析モデルは図-4に示した供試体をCase-1の異形棒鋼を中心に、4

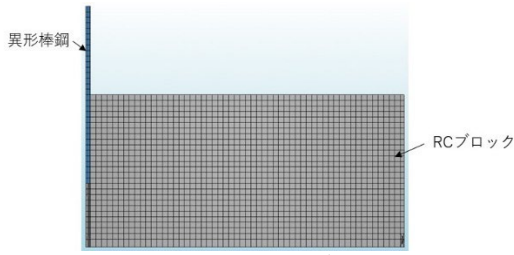
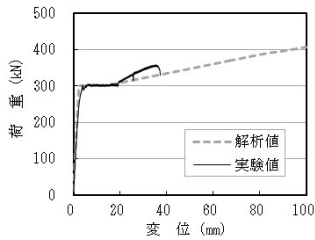
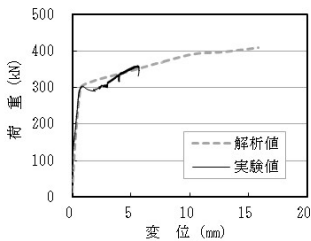


図-11 Case-1 モデル概要

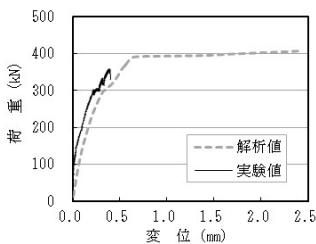
分割したモデルとした。モデルの概要を図-11に示す。RCブロックを、20mmを基準に分割し、コンクリートの引張側の応力ひずみ関係は Hordijk モデル、圧縮側は放物線モデルとした。異形棒鋼は Von Mises 塑性モデルを用い、ひずみ効果を考慮した。異形棒鋼の降伏強度及び引張強度、コンクリートの材料特性値は、材料試験のデータをもとに設定した。コンクリートと異形棒鋼間の付着特性はカタログ値から、せん断耐力 10N/mm^2 以上となるよう設定し、 $\pm 0.5\text{mm}$ で付着が切れるものとした。境界条件は供試体を4分割したときの切断面を拘束としている。荷重は、1ステップごとに 0.1mm 異形棒鋼が移動するように与え、1000step、



(a) 荷重と異形棒鋼頂部の変位の関係



(b) 荷重とRCブロック境界位置（荷重開始時）の異形棒鋼の変位の関係



(c) 荷重と異形棒鋼下端の変位の関係

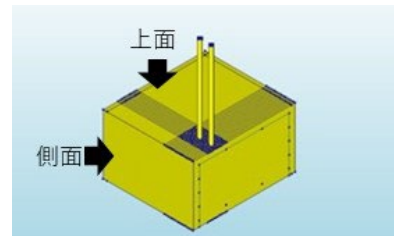
図-12 荷重と変位の関係の比較

100 mm まで荷重を行った。図-12に解析値と実験値の比較として、異形棒鋼頂部の変位、RCブロック境界位置（荷重開始時）の異形棒鋼の変位、荷重と異形棒鋼下端の変位と荷重の関係を示す。なお、図-7で確認されていた異形棒鋼破断以降に計測値の電氣的なノイズはここでは無視している。

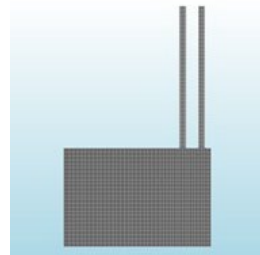
図-12より、荷重と各位置での変位との関係について、解析値と実験値がよく一致することが確認された。そこで、この解析手法を Case-5 に適用し、埋込長や縁端距離、異形棒鋼の本数が異なる場合における再現性の確認を行った。

Case-5 のモデルは、図-5 に示した供試体を 1/4 にしたモデルとした。モデルの概要を図-13 に示す。コンクリートの材料特性値は、材料試験のデータをもとに設定した。境界条件は図-13(a)の底面、切断面を拘束としている。荷重方法は、変位で制御するものとし、1ステップごとに 0.1mm 異形棒鋼が移動するように設定した。510step、51 mm まで荷重を行った。

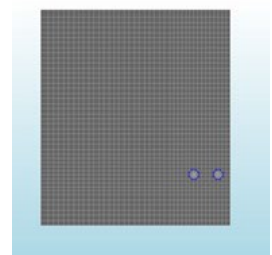
解析値と実測値における異形棒鋼頂部の荷重とひずみの関係を図-14 に示す。図-14 から、最大荷重付近で変位の増加率が解析値の方が小さくなるものの、概ね解析値が実験値とよく一致することが分かる。



(a) モデルの全体像



(b) 側面



(c) 上面

図-13 Case-5 モデル概要

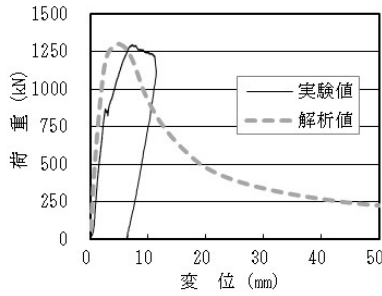


図-14 荷重と異形棒鋼頂部の変位の関係 (Case-5)

(3) 試験における異形棒鋼のひずみ分布の変化

Case-1 と Case-2 の載荷試験の進捗によるコンクリート表面から深さ方向のひずみ分布の変化を、図-15 および図-16 に示す。図には降伏ひずみ (1923 μ) も図示する。ここで、降伏ひずみは異形棒鋼の材料試験による降伏強度を道示Ⅲにおける鋼のヤング率で除した値とした。

深さ方向のひずみ分布をみると、Case-1、2ともに、ひび割れ発生以降、表面からの深さ 64mm (2D) までは 10000 μ を超えるひずみが発生しており、それ以降のひずみは小さいことが分かる。埋込長 10D の場合は深さ 160mm (5D) 以深、埋込長 15D のときは 112mm (3.5D) 以深において、異形棒鋼破断後に除荷した後は、ひずみが減少し 0 に近い値となった。図-3(c)においても、異形棒鋼底部の変位は小さいことが確認できる。これらのことから、RC ブロックの深部においては本試験終了後も異形棒鋼はコンクリートに定着していると考えられる。今回の試験結果において、RC ブロックの深部では発生するひずみは小さく、引き抜きによりひずみが発生しても除荷後には 0 に戻っており、大きな変位も発生しなかった。

Case-3 の異形棒鋼のひずみ分布を図-17 に示す。図-17 において 1D と 3.5D 位置のひずみゲージは円形のひび割れ発生時点、5D-9D の位置のひずみゲージは最大荷重に達した時点で計測不能になっていたため、図示していない。また、2D 位置のひずみは 20000 μ を超える値であったため、図外となっている。図-17 から、Case-1、2 のように表面近くで局所的に大きなひずみが発生した一方で、Case-2 では 14D の位置ではひずみがわずかだったのに対して、Case-3 ではひずみの増加が確認された。

Case-4 の 3 本のうち中央の異形棒鋼のひずみ分布の変化を図-18 に示す。降伏ひずみを超えるようなひずみは発生しておらず、Case-1、2 のように表面近くで局所的に大きなひずみが発生することもなかった。一方

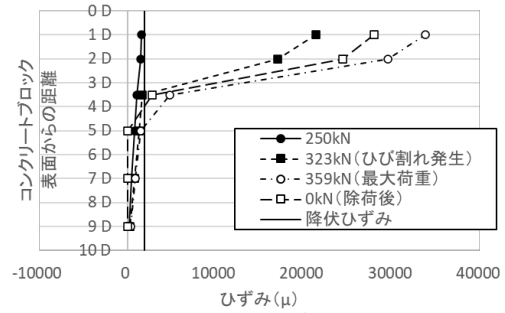


図-15 深さ方向のひずみ分布 (Case-1)

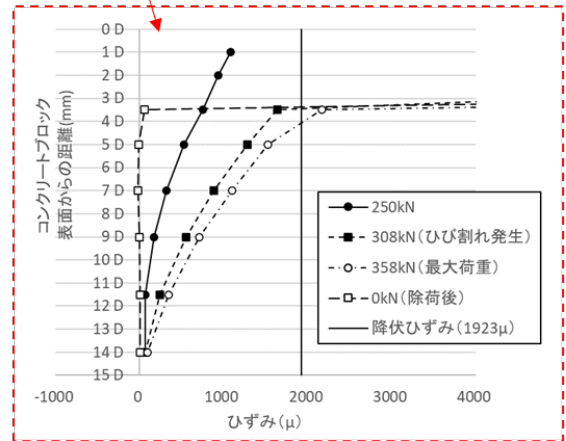
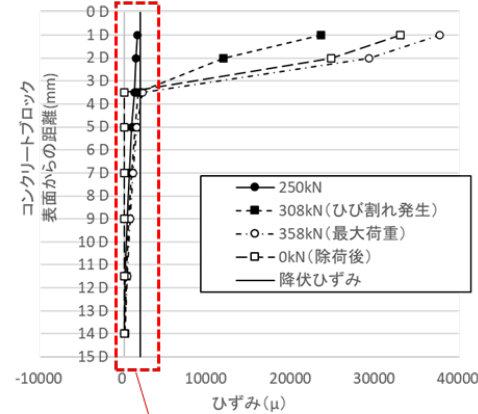


図-16 深さ方向のひずみ分布 (Case-2)
(下はひずみ 4000 μ までを拡大した図)

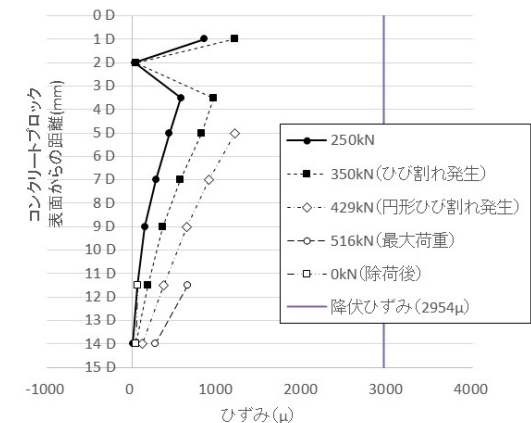


図-17 深さ方向のひずみ分布 (Case-3)

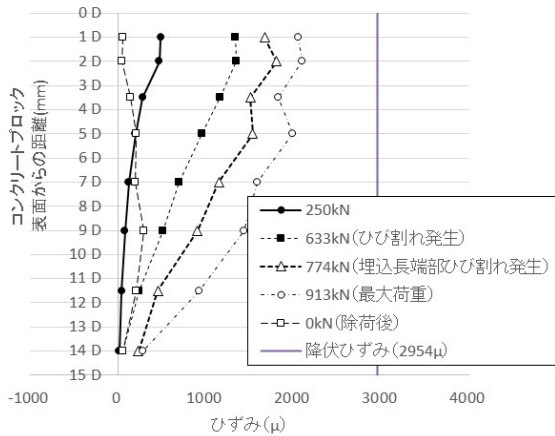


図-18 深さ方向のひずみ分布
(Case-4、中央の異形棒鋼)

で、14D の位置ではひずみの増加が確認された。
 これらのことから、縁端距離 200mm の位置に設置した場合、埋込長と同程度の縁端距離を確保して異形棒鋼 1 本を引き抜く場合とは異なる挙動となることが確認された。異形棒鋼 1 本を縁端距離 200mm の位置に設置した Case-3 の場合、図-9 のようなコンクリート表面がコーン状に破壊するモードとなるものの、RC ブロックの深部でもひずみが確認されたことから、図-10 のような埋込長端部からのコーン破壊の傾向も示したといえる。さらに、異形棒鋼複数本を縁端距離 200mm の位置に設置した場合には、図-9 のようにコンクリート表面がコーン状に破壊するモードは見られず、図-10 のような埋込長端部からのコーン破壊に変わることがひずみの変化からも明らかとなった。

3.3 異形棒鋼のせん断試験

3.3.1 試験概要

(1) 供試体

D32 および D51 のそれぞれについて、荷重高さを 300mm とした場合と異形棒鋼の直径の 1/2 とした場合の試験を行った。各条件の試験体数は 1 体とした。また、埋込長はすべて 15D とした。橋座部を模した RC ブロックに、D32 については $\phi 40\text{mm}$ 、D51 については $\phi 65\text{mm}$ の削孔を行ったうえで、異形棒鋼を設置し、エポキシ樹脂で定着した。使用した異形棒鋼は SD345 とした。頂部にはナットを取り付けられるよう、D32 の異形棒鋼は M30、D51 の異形棒鋼は M48 でねじ切りを行った。

D32 の異形棒鋼による試験については、図-4 の供試体を用いた。D51 の異形棒鋼による試験の供試体は図-19 に示す。異形棒鋼には、図-20 に示す位置にひずみゲージを設置した。

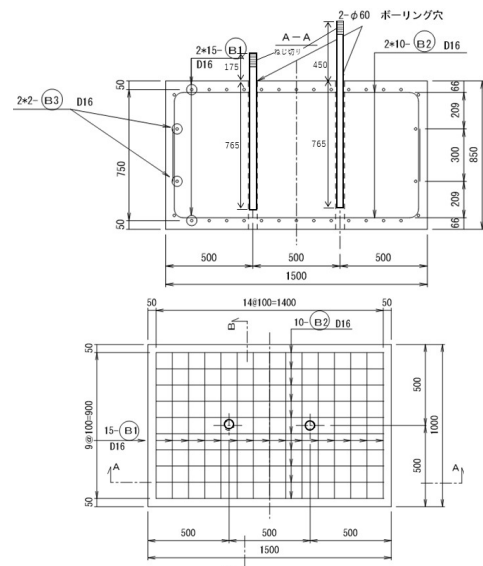


図-19 せん断試験供試体 (D51)

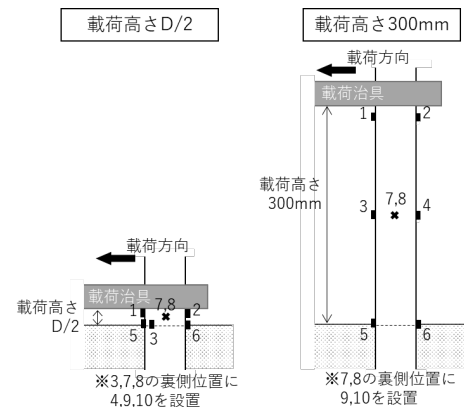


図-20 ひずみゲージの設置位置

(2) 試験装置

試験装置は、写真-6、7 に示すように、厚さ 32mm、幅 132mm の SM490 材で作製した板状の荷重治具に空けた $\phi 35\text{mm}$ (D32 供試体用) または $\phi 62\text{mm}$ (D51 供試体用) の孔に異形棒鋼を通し、荷重治具をジャッキにより水平方向に引くことで異形棒鋼を荷重する構造とした。荷重治具および異形棒鋼の荷重治具と RC ブロック表面との中間位置の変位を変位計にて計測した。

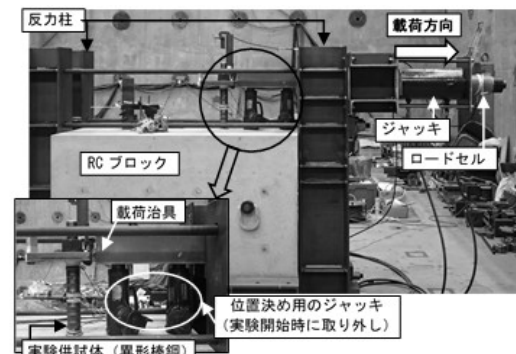


写真-6 せん断試験装置 (D51 荷重高さ 300mm)

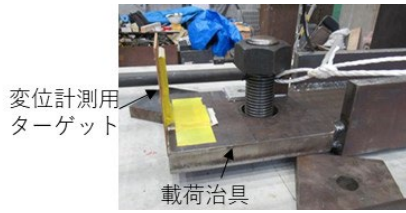


写真-7 載荷治具

(3) 載荷方法

載荷はジャッキによる水平方向の一方載荷とし、異形棒鋼が破断するまで載荷することとした。ジャッキのストローク限界まで異形棒鋼が破断しなかった場合は、そこで試験を終了することとした。

3.3.2 試験結果

表-11 に試験結果を示す。異形棒鋼の引張試験の結果 (D32 の降伏強度 $\sigma_y=385\text{N/mm}^2$ 、D51 の降伏強度 $\sigma_y=381\text{N/mm}^2$) をもとに算出したせん断耐力 ($\sigma_y/\sqrt{3}$ として算出) も示した。図-21 には荷重と載荷位置における変位の関係を示す。

載荷高さが 300mm の場合は、D32、D51 の異形棒鋼ともに破壊には至らずジャッキのストロークが限界に達したため、そこで試験を中止した。載荷高さが D/2 の場合は、D32、D51 の異形棒鋼ともに、載荷位置付近にて、異形棒鋼のねじ切り部が破断した。試験後の異形棒鋼の形状を写真-8 に示す。

表-11 異形棒鋼のせん断試験結果

異形棒鋼直径	載荷高さ (mm)	せん断耐力 (計算値) (kN)	最大荷重 (kN)	載荷位置の最大変位 (mm)	破壊形状
D32	300	176	39.2	192	破断せず (曲げ変形)
	16 (D/2)		139	55.8	せん断+引張
D51	300	446	85.3	197	破断せず (曲げ変形)
	25.5 (D/2)		428	105	せん断+引張

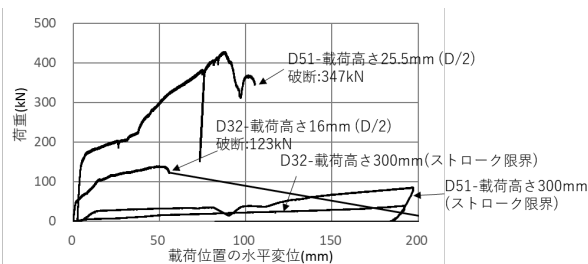
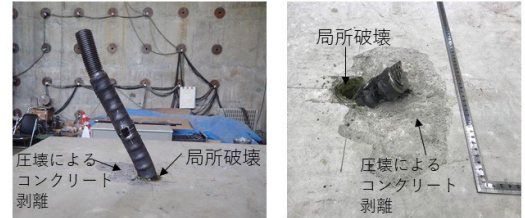


図-21 荷重と変位の関係



(a) D32-載荷高さ300mm (b) D32-載荷高さ16mm (D/2)



(c) D51-載荷高さ300mm (d) D51-載荷高さ25.5mm(D/2)

写真-8 試験後の異形棒鋼の形状

D51 載荷高さ 25.5mm の試験において、水平変位 75mm 程度で一度荷重が大幅に低下しているのは、ナットの位置の変更に際し、一旦除荷を行ったためである。また、D51 載荷高さ 300mm の試験において、水平変位 90mm 程度で荷重が一時低下したのは、載荷治具と異形棒鋼のねじ切り部のかみ合わせがずれたために、一時的に荷重が抜けたものと考えられる。すべての試験において、異形棒鋼の定着部付近に、コンクリートの圧壊に伴い、写真-8 に示した位置に局所破壊が発生している。局所破壊の深さは、D32 載荷高さ 300mm のとき 26mm、D32 載荷高さ 16mm のとき 61mm、D51 載荷高さ 300mm のとき 54mm、D51 載荷高さ 25.5mm のとき 86mm であった。

3.3.3 考察

(1) 耐力の比較

表-11 より $\sigma_y/\sqrt{3}$ として求めたせん断耐力と比較すると載荷高さD/2のときの最大荷重の方が小さい。これは、局所破壊に伴う曲げモーメントの発生が耐力に影響している可能性が考えられる。ただし今回の試験で破断したのはねじ切り部である。ねじ切り部の実測径を考慮するとせん断耐力はD32 (M30) で103kN、D51 (M48) で284kNとなり、載荷高さD/2のときの最大荷重よりも小さい値となる。今回の試験においては、最大荷重に影響を与える要因として、局所破壊とねじ切りが考えられるため、要因の特定のためには解析による検討が必要となる。

(2) 異形棒鋼に発生したひずみ

載荷高さ D/2 の試験について、異形棒鋼の RC ブロック表面位置 (図-20 におけるひずみゲージ 5、6) に発生したひずみと載荷位置の水平変位の関係を図-22 に示す。図中には降伏ひずみも併せて併記するが、降伏

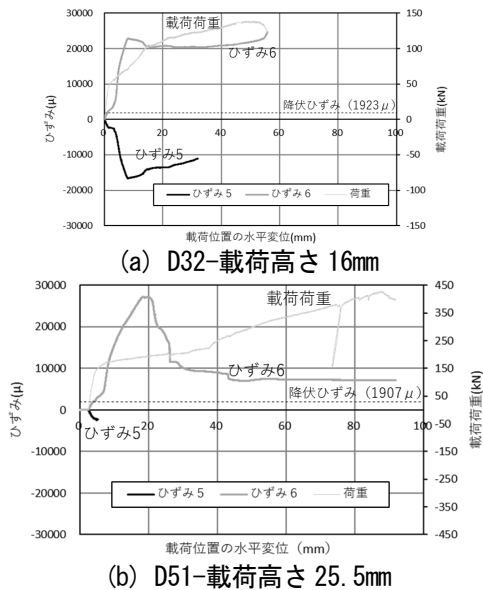


図-22 異形棒鋼のひずみと載荷位置の水平変位の関係

ひずみの算出にあたっては、道示Ⅲにおける鋼のヤング率を用いた。

図-22 からひずみゲージ 5 では圧縮ひずみが、ひずみゲージ 6 では引張ひずみが発生していることが分る。このことから、載荷高さ $D/2$ の場合でも、せん断のみでなく、曲げが影響しているといえる。

3.4 まとめ

本研究では、D32・SD345 の異形棒鋼 1 本を対象に埋込長 $10D$ または $15D$ ・縁端距離を埋込長以上とした場合の引き抜き試験 2 ケースと、D32・SD490 の異形棒鋼を対象に埋込長 $15D$ ・縁端距離 200mm とした場合の異形棒鋼 1 本または複数本 (3 本または 4 本、異形棒鋼間の距離は $3D$) の引き抜き試験 3 ケース、合計 5 ケースの引き抜き試験を行った。また、D32 または D51 の異形棒鋼について載荷高さを 300mm とした場合と異形棒鋼の直径の $1/2$ とした場合の計 4 ケースのせん断試験を行った。これらの試験により、以下のことが明らかとなった。

- 1) 引き抜き試験結果と道示式、土木学会式とでは、耐力の値に差異があること、および道示式で想定しているひび割れ範囲と試験において発生したひび割れ範囲が異なることを確認した。道示式が先付けアンカーの検討に基づいた式であるのに対し、本検討ではあと施工アンカーを対象としたことから、付着方法の違いにより破壊モードの違いが現れたと考えられる。
- 2) 複数本の異形棒鋼の引き抜き試験で発生したひび割れは、土木学会式が想定している埋込長端部から発生するコーン破壊と形状が類似していた。

D25 までを対象としている土木学会式を外挿して算出したコーン破壊耐力または付着破壊耐力の計算値は、SD490 を用いた Case3~5 の試験で確認された初期ひび割れ発生荷重よりも小さいことが確認された。

- 3) 異形棒鋼の引き抜き試験により、異形棒鋼 1 本の場合、コンクリート内部では引き抜きによるひずみが小さく、発生しても除荷後にひずみが 0 に戻ることを確認した。一方、複数本の異形棒鋼について縁端距離を 200mm として引き抜き試験を行った場合は、RC ブロックの深部でもひずみの発生が確認された。
- 4) ひび割れ形状やひずみから、縁端距離 200mm の場合にコンクリート表面のコーン状の破壊と埋込長の端部からの破壊の両方の傾向を示し、複数本の異形棒鋼を縁端距離 200mm の位置に設置した場合は、コンクリート表面のコーン状の破壊から埋込長の端部からの破壊に完全に移行することが確認された。
- 5) 3次元有限要素法による解析により、実験を精度よく再現することができることを確認した。
- 6) 異形棒鋼のせん断試験において、当初の目的であった載荷高さによる破壊モードの違いを確認することができた。また、載荷高さ $D/2$ であっても、曲げが影響していることを確認した。今回の実験において破断部であるねじ切り部の実測径を考慮した場合にせん断耐力の計算値が載荷高さ $D/2$ のときの最大荷重以下であったことから、載荷高さ $D/2$ の場合はせん断耐力を考慮すればよい可能性が示唆されたが、最大荷重に影響を与える要因の特定のためには解析等による検討が必要となる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017。
- 2) 星隈順一，堺淳一，小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究，土木研究所資料No.4257，2013。
- 3) 堺淳一，星隈順一：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.782-795，2014。
- 4) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土

木研究所資料No.4262, 2013.

- 5) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997
- 6) 宮田秀太, 澤田守, 中尾尚史, 大住道生:巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.250-263, 2019.
- 7) 宮田秀太, 石崎覚史, 澤田守, 大住道生:巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討, 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.123-130, 2019.
- 8) 石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生:巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析, 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.115-122, 2019
- 9) 幸左ら:RC橋脚の変形性能向上に関する実験的研究,土木学会論文集No.578/V-37,pp.43-56,1997.
- 10) 川島ら:鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法とその設計, 橋梁と基礎,pp.27-34,1996.1.
- 11) 中野ら:鋼板補強したRC橋脚の基部に着目した静的交番載荷試験,土木学会第52回年次学術講演会,V-323,pp.646-647,1997.
- 12) 谷村ら:RC柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究,土木学会第51回年次学術講演会,V-530,pp.1058-1059,1996.
- 13) 西川ら:鋼板巻き補強柱部材の変形性能,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.18,No.2,pp.1505-1510,1996.
- 14) 金子ら:既設RC橋脚の耐震性向上に関する実験検討,土木学会第51回年次学術講演会,V-528,pp.1054-1055,1996
- 15) 細谷学, 川島一彦, 宇治公隆:炭素繊維シートで横拘束した鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位の算定法, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.137-154, 2000.
- 16) 金海鉦, 袴田文雄, 井上晋, 小林和夫:耐力補強に着目した炭素繊維シートによるRC橋脚補強の実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.243-246, 1997.
- 17) 舟川勲, 下野一行, 浅井肇, 牛島栄:MMA樹脂を用いた炭素繊維シート補強による柱部材の耐震補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1177-1182, 1998.
- 18) 森山智明, 松本信之, 涌井一, 岡野素之, 大内一:炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, Vol.2, pp.323-328, 1997.
- 19) 大住道生, 岡田太賀雄: V耐震設計編の改定と関連する調査研究、土木技術資料、第60巻、第2号、pp.30-33、2018
- 20) 三倉寛明, 田所敏弥, 岡本大, 笠裕一郎:耐荷機構に基づくあと施工アンカーの引抜耐力に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp. 505-510, 2015.
- 21) 三倉寛明, 田所敏弥, 岡本大, 笠裕一郎:あと施工アンカーの引抜耐力におよぼすへりあき寸法とアンカー間隔の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp. 463-468, 2017.
- 22) 森北一光・皆川聡一・石崎茂・福富眞:アンカーボルトの埋込長とせん断耐荷力の関係について, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp. 1489-1494, 2009.
- 23) 安藤祐太郎, 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭:接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼすへりあき効果の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp. 679-684, 2009.
- 24) 日本道路協会:道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編)・同解説, 丸善出版, 2017.
- 25) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社:設計要領第二集橋梁保全編, 2019
- 26) 土木学会コンクリート委員会あと施工アンカー小委員会編:コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー141号, 2014

Study about performance evaluation for seismic reinforcement and repairment of bridges (1)

Research Period: FY2019-2021

Research Team: Bridge and Structural Engineering Research Group,
Structures Research Team

Author: OSUMI Michio, SAWADA Mamoru, HIROE Akiko,
NAKAO Hisashi

Abstract: While reinforcement and repairment of bridges against earthquake are advanced, there is problems that there is no appropriate method to evaluate seismic performance of reinforced piers. In this study, we investigated the evaluation method for critical states of piers reinforced by steel plates or carbon fibers and propose the method which performed as same reliability as newly constructed piers.. Another topic of this study is evaluation of anchor bolts which are used to install unseating prevention system. Experiments were done to evaluate the stress or strain of anchor bolts during unseating prevention system is working. Through these experiments, evaluation method for anchor bolts used to install unseating prevention system was proposed.

Keywords: Seismic reinforcement, Reinforcement concrete piers, critical states, unseating prevention system, anchor bolts