

段落しを有する既設RC橋脚を対象とした
側面剛体補強工法の開発

山梨大学大学院
医学工学総合教育部
論文博士学位論文

2016年3月

渡部 太一郎

論文の概要

1978年に発生した宮城県沖地震以降、日本で発生した大きな地震において、既設 RC 橋脚の軸方向鉄筋が橋脚高さ方向の中間部で途中定着されている、いわゆる「段落し部」とよばれる部分において、損傷が多数発生している。1995年に発生した兵庫県南部地震では、高速道路橋の橋脚が何径間にもわたって横倒しになる被災を受けた。この高速道路橋の被災事例も段落し部が起点となって破壊したものであることがその後の調査で明らかになっている。

RC 橋脚では、地震時水平力により発生する曲げモーメントは、橋脚基部で最大となり橋脚天端に向うにしたがって減少する三角形の曲げモーメント分布となる。したがって、橋脚で必要となる軸方向鉄筋量は、橋脚基部の曲げモーメントに対して必要な断面積で決定される。そのため、既設の RC 橋脚においては、曲げモーメントが小さくなる橋脚高さ方向の中間部において、経済性や施工性の観点から軸方向鉄筋の一部を途中定着（段落し）している。

主鉄筋の段落し部では、地震時に水平力を受けたときにコンクリートの引張部となる部分に引張鉄筋が定着されることになるので、引張鉄筋のコンクリート引張部への定着長に関する規定が必要となる。しかしながら、1970年代までの日本の土木学会、鉄道、道路におけるコンクリートの設計基準では、段落し部で途中定着する引張主鉄筋の定着長に関する規定が定量的に定められていなかった。これらの基準でつくられた橋脚は、段落し部で途中定着された引張主鉄筋の定着長が不足しているものが多く、これが、地震による既設 RC 橋脚における段落し部の損傷の主な要因となっている。

兵庫県南部地震発生時には、震災後に運輸省から各鉄道事業者に向けて緊急耐震補強に関する通達が出され、各鉄道事業者において、ラーメン高架橋のせん断破壊先行型となる RC 柱の耐震補強が順次進められた。これにより、JR 東日本では 2008 年度までに、新幹線の全線、在来線の南関東地域及び仙台地域のせん断破壊先行型となる RC 柱の補強工事が完了している。既設 RC 橋脚は、2001 年に運輸省から出された通達により補強対象に加えられ、ラーメン高架橋柱と同様、せん断破壊先行型となる橋脚の耐震補強工事が 2008 年度までに完了している。

2011 年 3 月 11 日には、東北地方太平洋沖地震が発生した。この地震を受けた耐震補強済みの既設 RC 橋脚は無損傷であったが、一部の補強されていない既設 RC 橋脚において段落し部に損傷が発生した。南関東地域では、今後首都直下地震の発生も想定されている。そのため JR 東日本では、東北地方太平洋沖地震を踏まえた耐震補強対策及び首都直下地震に備えた耐震補強対策が新たに進められ、既設 RC 橋脚のうち未補強であった曲げ破壊先行型の橋脚の耐震補強工事に 2012 年に着手して、現在補強工事を行っている状況である。

段落しを有する RC 橋脚では、段落し部で損傷が発生すると最大耐力や変形性能が小さくなり、耐震性が低くなることがこれまで行われてきた既往の研究で判明している。そのた

め、既設 RC 橋脚の耐震補強では、基部のじん性補強やく体のせん断補強を行う以外に、段落し部の耐震性が基部に比べて低い橋脚においては、段落し部で損傷させないように段落し部を補強する方法がとられている。これにより、橋脚基部における変形性能を高めると同時に段落し部での損傷を防止することで、橋脚は、基部において安定した曲げ損傷を示し、地震時水平力に対して基部の塑性回転性能により地震のエネルギーを吸収できる構造となる。

ラーメン高架橋柱の耐震補強工事と同様に、橋脚の耐震補強工事においても高架下が店舗や事務所等で使用されている箇所の補強工事が困難となることが問題となっている。RC 橋脚における既往の耐震補強工法は、特に壁式橋脚の場合には断面が扁平となり、一般に引張鉄筋が段落しされていることから、橋脚 4 面を巻き立てて断面内の拘束効果を高めて補強する方法が標準となっている。そのため、高架下が利用されている箇所における橋脚の耐震補強工事では、高架下施設の移転復旧工事を補強工事の前後で行った上で、橋脚 4 面を鉄筋コンクリート等で巻き立てて補強する方法を採用しているのが現状である。高架下施設の移転復旧工事は、補強工事そのものよりも工事費や工期を要している場合も多い。

高架下の利用用途では、高架下を信号通信機器室として利用している場合もみられる。そのような橋脚において耐震補強工事を行う場合、信号機器の移設に莫大な工事費と工期を要することが大きな問題となっている。そこで著者は、そのような箇所でも高架下の機器室に支障することなく施工できるよう、橋脚側面となる 2 面のみから橋脚段落し部を補強する工法を提案し、提案した補強工法を模擬した試験体による模型載荷実験により段落し部の補強効果を確認したうえで、実橋脚に適用した。提案した補強工法は、側面剛体補強工法という。

本研究では、まず初めに、側面から橋脚段落し部を補強する耐震補強工法（側面剛体補強工法）の曲げ補強効果をはりの曲げ載荷実験で確認し、補強後の降伏曲げ耐力を定量的に評価する方法を提案した。次に、側面剛体補強工法の適用を予定している、段落し部の曲げに関する安全度が基部の曲げに関する安全度に比べて小さい諸元となっている実橋脚を模擬した縮小模型試験体による交番載荷実験を行い、側面剛体補強工法によって段落し部を曲げ補強することにより、段落し部での損傷を防止して基部での曲げ損傷とすることができ、損傷部位を補強により移行することができることを確認した。併せて、補強後の段落し部における発生曲げモーメントに対する降伏曲げ耐力の安全率と、基部における同安全率の比率で表される損傷形態判別係数と損傷部位との関係について考察を行い、段落し部の損傷を防止できる補強後の損傷形態判別係数の値 1.3 を提案した。これらの実験で得られた知見をもとに、補強後の降伏曲げ耐力と損傷形態判別係数により簡易に設計できる補強設計法を提案した。最後に、側面剛体補強工法の性能を発揮するために必要となる標準的な施工方法を定め、実橋脚に適用した。

次に、実橋脚に側面剛体補強工法を適用した結果をもとに、側面剛体補強工法と既往の RC 巻き立て補強工法について、経済性（工事費）と施工性（工期）の面から比較を行った。

その結果、補強工事単体の工事費と工期は両工法で概ね同等程度となった。すなわち、機器室の移転工事を不要とすることができる側面剛体補強工法は、RC巻き立て補強工法に比べて大幅に工事費と工期を縮減できることがわかった。

2015年現在、側面剛体補強工法は、高架下を信号通信機器室として使用している東北新幹線及び上越新幹線の2高架橋における橋脚6基に適用済みである。2016年には、道路に近接して既往の巻き立て補強工法を採用することができない橋脚等において、側面剛体補強工法の適用を予定している。今後も、本研究で開発した側面剛体補強工法は、高架下を移設が困難な施設に利用されている橋脚や、道路近傍や河川内に位置し巻き立て厚さに関する制約を大きく受ける橋脚への適用が期待されている。

このように、本研究において、既往の耐震補強工法では実現不可能であった、橋脚を巻き立てることなく既設RC橋脚の段落し部を補強できる工法を開発したことの意義は大きく、本研究は既設RC橋脚の耐震安全性の向上に少なからず寄与できた。今後も、側面剛体補強工法の適用範囲の拡大や更なる合理化を検討し、鉄道構造物の耐震安全性を更に向上していく必要がある。

目 次

1章 序論	11
1.1 はじめに	11
1.2 地震による既設RC橋脚段落し部の損傷事例	14
1.2.1 段落し部の損傷事例	14
1.2.2 段落し部における損傷事例のまとめ	17
1.3 橋脚段落し部の設計方法の変遷	17
1.4 橋脚の耐震補強施策の変遷と既往の耐震補強工法	19
1.4.1 鉄道構造物における橋脚の耐震補強施策について	19
1.4.2 橋脚における既往の耐震補強工法	20
1.5 研究の背景と目的及び方法	20
1.5.1 背景と目的	20
1.5.2 提案する耐震補強工法の概要	21
1.5.3 側面剛体補強工法の適用範囲と補強後の目標耐震性能	23
1.5.4 開発の手順と方法	23
1.6 本論文の構成	24
参考文献	26
2章 段落し部の損傷事例，設計法の変遷及び耐震補強について	29
2.1 はじめに	29
2.2 過去の大地震における橋脚段落し部の損傷事例	29
2.2.1 浦河沖地震(1982 M7.3)	29
2.2.2 兵庫県南部地震(1995 M7.3)	30
2.2.3 十勝沖地震(2003 M8.0)	35
2.2.4 新潟県中越地震(2004 M6.8)	35
2.2.5 既設RC橋脚の段落し部における損傷事例のまとめ	37
2.3 橋脚段落し部の設計方法の変遷と既往の研究	37
2.3.1 引張主鉄筋の定着についての設計方法	37
2.3.2 各設計基準における橋脚段落し部の設計方法の変遷	38

2.3.3	橋脚段落し部の設計法と損傷事例の関係	45
2.3.4	段落し部の損傷形態, 設計法に関する既往の研究	45
2.4	橋脚の耐震補強施策	47
2.4.1	耐震補強の変遷	48
2.4.2	J R東日本におけるRC橋脚の耐震補強施策とその実施状況	49
2.5	既往の耐震補強工法の概要と課題について	52
2.5.1	一般的な補強工法(巻き立て工法)	52
2.5.2	特殊な条件下でも適用可能な工法	53
2.5.3	耐震補強に関する既往の研究	53
2.5.4	既往の耐震補強工法における問題点	57
	参考文献	58
3章	橋脚段落し部で損傷した場合の破壊性状と変形特性に関する実験・解析的検討	62
3.1	はじめに	62
3.1.1	段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性に関する解析的検討	62
3.1.2	段落し部を補強した場合の段落し部の破壊性状と変形性能に関する実験的検討	62
3.2	段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性に関する解析的検討	63
3.2.1	動的応答解析の概要	63
3.2.2	解析結果	67
3.2.3	段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答解析のまとめ	70
3.3	段落しを有する既設橋脚を補強した場合の段落し部の破壊性状と変形性能に関する実験的検討	72
3.3.1	橋脚外周にPC鋼材を配置して補強した模型橋脚試験体の交番載荷実験	72
3.3.2	RC巻き立てによる段落し部の部分曲げ補強に関する実験的検討	80
3.3.3	RC巻き立てによる段落し部の部分せん断補強に関する実験的検討	88
3.3.4	PC鋼材を橋脚外周に配置する補強工法とRC巻き立て補強工法の比較	93
3.4	まとめ	96
	参考文献	98
4章	曲げ載荷実験による側面剛体補強工法の曲げ補強効果に関する評価方法の検討	99

4.1	はじめに	99
4.2	側面剛体補強工法の提案	99
4.2.1	構造と特徴	99
4.2.2	耐震補強の概念	100
4.2.3	補強設計の基本方針	102
4.3	側面剛体補強工法を模擬したはり試験体の曲げ載荷実験	102
4.3.1	試験体概要	102
4.3.2	補強はりの曲げ剛性及び補強範囲の評価方法	104
4.3.3	試験体の製作方法と材料強度	105
4.3.4	実験方法と計測項目	105
4.4	曲げ載荷実験結果	107
4.4.1	破壊性状	107
4.4.2	荷重-変位関係	110
4.4.3	載荷点断面内引張鉄筋の発生引張力分布	117
4.4.4	載荷点断面内の引張鉄筋ひずみ分布	119
4.5	補強はりが分担する曲げモーメントの評価方法の提案	123
4.5.1	既設はり及び補強はりの分担荷重の算定	123
4.5.2	既設はり及び補強はりの分担荷重に与える各実験要因の影響	124
4.6	アンカー鉄筋により補強はりに伝達される力の評価方法の提案	127
4.6.1	アンカー鉄筋のひずみ分布	127
4.6.2	既設はりから補強はりに伝達される力の評価方法の検討	132
4.7	まとめ	137
	参考文献	138

5章	交番載荷実験による側面剛体補強工法の実橋脚への適用性に関する検証	140
----	----------------------------------	-----

5.1	はじめに	140
5.2	段落し部における降伏曲げ耐力の評価方法の提案と縮小模型試験体の設計	140
5.2.1	実橋脚の概要	140
5.2.2	補強前の段落し部の曲げに関する耐力評価	141
5.2.3	実橋脚の損傷形態判別係数	142
5.2.4	補強後の段落し部の曲げに関する耐力評価	143
5.2.5	縮小模型試験体の損傷形態判別係数	143

5.2.6	縮小模型試験体の概要	143
5.3	縮小模型試験体を用いた交番載荷実験	144
5.3.1	実験概要	144
5.3.2	実験結果	145
5.4	段落し部の損傷を防止できる損傷形態判別係数の検討	148
5.4.1	補強部材荷重分担比の検討	148
5.4.2	補強後の損傷形態判別係数 S' と損傷部位の関係	150
5.5	まとめ	150
	参考文献	151
6章	段落しを有する既設RC橋脚を対象とした側面剛体補強工法の実用化	152
6.1	はじめに	152
6.2	側面剛体補強工法の設計方法	152
6.2.1	現地調査と補強部材設置の検討	152
6.2.2	設計の手順と照査方法	153
6.2.3	構造細目	159
6.3	側面剛体補強工法の施工方法	161
6.3.1	既設橋脚の配筋調査	161
6.3.2	既設橋脚の表面処理	163
6.3.3	アンカーの削孔および打設	164
6.3.4	鉄筋組立て	164
6.3.5	コンクリートの打込み	164
6.4	側面剛体補強工法の実橋脚への適用例	164
6.4.1	高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例1（東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋4P,5P）	164
6.4.2	高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例2（上越新幹線高崎・上毛高原間中大塚高架橋2P~5P）	177
6.5	東北地方太平洋沖地震における補強効果の検証	180
6.5.1	地震動の概要	180
6.5.2	地震後の第6小鶴沢高架橋の状況	183
6.6	側面剛体補強工法の施工性, 経済性の評価	185
6.6.1	実施工における施工性, 経済性の評価と既往の耐震補強工法との比較	185
6.6.2	今後の課題	187
6.7	まとめ	188

参考文献	190
------	-----

7章 結論	191
-------	-----

付属資料1 側面剛体補強工法の設計・施工マニュアル(案)	200
------------------------------	-----

1. 総則	200
1.1 目的	200
1.2 適用範囲	200
1.3 用語, 記号の意義	201
2. 設計	203
2.1 一般	203
2.2 補強部材の設計	204
2.2.1 曲げに関する段落し部の照査	204
2.2.2 補強部材の降伏曲げ耐力の照査	208
2.2.3 補強部材のせん断耐力の照査	210
2.2.4 アンカー鋼材の設計	212
2.3 構造細目	214
2.3.1 補強部材軸線方向のアンカー鋼材の配置	214
2.3.2 補強部材端部付近のアンカー鋼材の配置	215
2.3.3 既設橋脚断面高さ方向のアンカー鋼材配置	217
2.3.4 アンカー鋼材の定着長	218
2.3.5 補強部材の軸方向鉄筋の定着長	219
3. 施工	219
3.1 一般	219
3.2 既設橋脚の配筋調査	219
3.3 既設橋脚側面の表面処理	220
3.4 アンカーの削孔・打設	220
3.5 鉄筋組立て	221
3.6 コンクリートの打込み	221
4. 設計計算例(高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例)	222
4.1 適用理由	222
4.2 補強前の曲げに関する耐力評価	223

4.3 補強設計	224
4.3.1 5P橋脚 段落し(1)	225
4.3.2 5P橋脚 段落し(2)	229
4.3.3 補強設計のまとめ	233
参考文献	236

1章 序論

1.1 はじめに

1978年に発生した宮城県沖地震以降、日本で発生した主な地震において、既設 RC 橋脚の軸方向鉄筋が橋脚高さ方向の中間部で途中定着されている、いわゆる「段落し部」とよばれる部分で鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚という）の損傷が多数発生している。図-1.1は2011年に発生した東北地方太平洋沖地震において被災した新幹線の壁式橋脚における損傷状況を示している¹⁾。段落し部で軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剝落が発生している。

1995年に発生した兵庫県南部地震（阪神淡路大震災）では、鉄道のラーメン高架橋柱やラーメン橋台において柱のせん断破壊が発生し高架橋の崩壊や落橋により鉄道構造物が壊滅的な被害を受けたほか、高速道路橋の橋脚が何径間にもわたって横倒しになる被災を受けた²⁾。この高速道路橋の被災事例も段落し部が起点となって破壊したことが後の調査で明らかになっており、橋脚段落し部の耐震安全性が大きな問題として注目されるようになった。

RC 橋脚では図-1.2に示すように、地震時水平力を受けたときに発生する曲げモーメントは、橋脚基部で最大となり橋脚天端に向うにしたがって減少する三角形の曲げモーメン



図-1.1 既設 RC 橋脚における段落し部の損傷

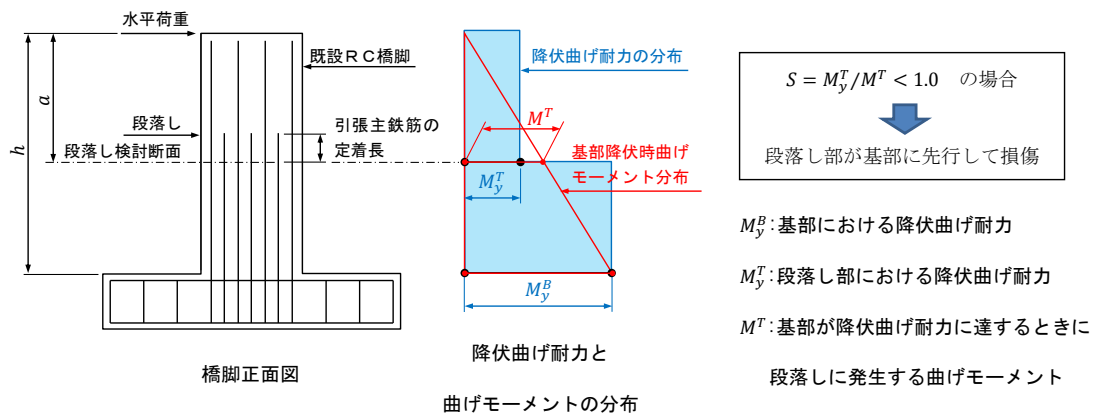


図-1.2 RC 橋脚段落し部の降伏曲げ耐力と曲げモーメント

ト分布となる。したがって、橋脚で必要となる軸方向鉄筋量は、橋脚基部で発生する曲げモーメントに対して必要な断面積として決定される。そのため、既設の RC 橋脚においては、曲げモーメントが小さくなる橋脚高さ方向の中間部において、経済性や施工性の観点から軸方向鉄筋の一部を途中定着しており、これを「段落し」と呼んでいる。

段落し部で途中定着された軸方向鉄筋が断面に対して有効に働くためには、所定の定着長が必要となる。そのため、図-1.2 に示すように、途中定着された軸方向鉄筋が断面に対して有効に働くようになる断面（以下、段落し検討断面という）までは、橋脚天端まで途中定着しないで連続的に配置された軸方向鉄筋（以下、連続鉄筋という）のみによる降伏曲げ耐力分しか断面耐力として考慮できないことになる。一般的に、既設 RC 橋脚では途中定着された軸方向鉄筋の定着長が不足しているものが多く、その場合、基部が降伏曲げ耐力に達するときに段落し検討断面において発生する曲げモーメントに比べて段落し検討断面における降伏曲げ耐力（連続鉄筋のみを考慮した降伏曲げ耐力）が小さい橋脚では、地震時に発生する曲げモーメントに対して、計算上、段落し部が基部に先行して降伏するため、これが段落し部で損傷する事例が多く発生している理由と考えられる。

すなわち、図-1.2 に示すように、式(1.1)の条件に合致する場合、段落し部が基部に先行して損傷すると考えられる。

$$M_y^T / M^T < 1.0 \quad (1.1)$$

$$M^T = (a/h) \cdot M_y^T \quad (1.2)$$

ここで、 M_y^T : 段落し部における降伏曲げ耐力で、軸方向鉄筋として連続鉄筋のみを考慮した降伏曲げ耐力 (kN・m)、 M^T : 基部が降伏曲げ耐力に達するときに段落し検討断面に発生する曲げモーメント (kN・m)、 a : 橋脚天端から段落し検討断面までの距離 (mm)、 h : 橋脚天端から基部（フーチング天端）までの距離 (mm)、 M_y^B : 基部における降伏曲げ耐力で、

軸方向鉄筋として連続鉄筋および段落し部で途中定着された軸方向鉄筋を考慮した降伏曲げ耐力 ($kN \cdot m$) である。

引張主鉄筋の段落しはコンクリートの引張部に定着される部分となるので、引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合の定着長に関する規定が必要となる。しかしながら、1970年代までの日本における土木学会（コンクリート標準示方書³⁾）、鉄道（建造物設計標準⁴⁾）、道路（道路橋示方書^{5),6)}）それぞれの分野におけるコンクリートの設計基準では、段落し部で途中定着する引張主鉄筋の定着長に関する規定が定量的に定められていなかった。したがって、1970年代までの古い設計基準でつくられた橋脚には段落し部で途中定着される引張主鉄筋の定着長が不足しているものが多く、これが地震による既設RC橋脚における段落し部の損傷の主要因となっている。なお、コンクリートの設計基準（土木学会コンクリート標準示方書、鉄道設計標準、道路橋示方書）は、宮城県沖地震による橋脚段落し部の被災事例を教訓に改訂され、1980年代以降の設計基準では、段落し部における引張主鉄筋の定着長の考え方が明示されるようになった^{7)~9)}。

橋脚の段落し部で損傷する場合、橋脚基部で損傷する場合に比べて、最大耐力や変形性能が小さくなるのが既往の研究において示されている¹⁰⁾。そのため、地震時に発生する曲げモーメントに対して、段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に小さい橋脚では、RC巻き立てや鋼板巻き立てによる耐震補強工事が行われている。

兵庫県南部地震発生時には、鉄道では運輸省（当時）からの通達¹¹⁾により、主にラーメン高架橋及びラーメン橋台のせん断破壊先行型のRC柱の耐震補強が各鉄道事業者によって地震発生以降急ピッチで進められた。その後、2001年には補強対象としてRC橋脚が加えられ、せん断破壊先行型の既設RC橋脚の耐震補強工事がRC柱同様に実施され、東日本旅客鉄道株式会社（以下、JR東日本という）では2008年度までに新幹線全線、在来線の主要線区（南関東地域、仙台地域）の耐震補強工事が終了している。なお、せん断破壊先行型のRC橋脚の耐震補強工事では、橋脚く体のせん断補強及び基部のじん性補強と併せて、段落し部の耐震性が低い橋脚において段落し部の曲げ補強やせん断補強を実施している。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）では、一部のRCラーメン高架橋柱やRC橋脚の段落し部において損傷が発生した。この地震を契機に、JR東日本では、東北地方太平洋沖地震を踏まえた耐震補強対策と今後発生が想定されている首都直下地震に備えた耐震補強対策として、曲げ破壊先行型のRC柱やRC橋脚についても、兵庫県南部地震クラスの大地震に対する耐震性が必ずしも十分とは言えないRCラーメン高架橋柱やRC橋脚を補強対象として、その耐震補強工事に2012年より着手している¹²⁾。

RC橋脚の耐震補強工事を進めるにあたって、高架下が店舗や事務所等として利用されている箇所では、これらの移設を行った上でRC巻き立てや鋼板巻き立てによる耐震補強工事が行われている。図-1.3は、高架下を配電機器室に利用している例を示している。このような箇所においてRC巻き立てによる耐震補強工事を行う場合、補強工事の前段で機器室の移転が必要となる。機器室の移転工事は、一般に機器の移設に多くの工事費と工期を要し、



図-1.3 高架下を機器室に使用している橋脚

補強工事そのものよりも支障移転工事にかかわる工事費が莫大となることが大きな問題となっていた。そこで著者は、高架下を機器室等の移設が困難な施設に利用している箇所においても、高架下施設への影響を最小限としながら既設RC橋脚の耐震補強工事を行うことが可能な補強工法の開発に取り組むこととした。

本章は、既設RC橋脚の耐震補強工事において、補強工事を合理的に進めていくために取り組んだ、高架下利用箇所でも高架下施設への影響を最小限としながら橋脚段落し部の曲げ補強を可能とした補強工法の開発にあたっての背景、開発の目的ならびに開発の方法について述べたものである。

1.2 地震による既設RC橋脚段落し部の損傷事例

ここでは、日本で近年発生した主な地震によって、鉄道橋及び道路橋の既設 RC 橋脚において引張主鉄筋の段落し部が被災した事例を示す。

1.2.1 段落し部の損傷事例

表-1.1 は、過去の主な地震で発生した既設 RC 橋脚段落し部の損傷事例を示したものである。

既設 RC 橋脚の段落し部において地震による損傷が報告されはじめたのは、1978 年に発生した宮城県沖地震からである。宮城県沖地震においては、鉄道では建設中の東北新幹線の 2 橋りょうの橋脚 4 基に段落し部の損傷が発生した^{13)~16)}。道路橋では国道 6 号阿武隈橋の橋脚 8 基において段落し部の損傷が報告されている¹⁷⁾。

1982 年に発生した浦河沖地震では、静内橋（道路橋）の橋脚 6 基にせん断破壊や段落し部での著しい破壊が報告されている^{18)~20)}。

1993 年 1 月に発生した釧路沖地震では道路橋 6 橋において^{10),21)~23)}、1993 年 7 月に発生した北海道南西沖地震では道路橋 3 橋において段落し部の損傷が報告されている^{10),24)}。

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震では、阪神高速 3 号において 18 径間のピル

ツ橋が全径間にわたって横倒しとなったことは記憶に新しいところである。橋脚の破壊は橋脚下部の段落し部において顕著に認められたと報告されている^{2),25)}。段落し部の被害は、その他の多くの橋脚でも確認されている。

2003年9月26日に発生した十勝沖地震では、鉄道橋と道路橋の既設RC橋脚において、段落し部の損傷が報告されている^{26),27)}。

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震では、上越新幹線の魚野川橋りょうの橋脚2基において、段落し部に鉄筋のはらみ出しおよびかぶりコンクリートの剥落等の損傷が見られた²⁸⁾。道路橋でもJR信越本線を跨ぐ国道8号新組跨線橋において、円形RC単柱の段落し部でのかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋のはらみ出しの損傷が報告されている^{29),30)}。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北新幹線の円形橋脚や矩形橋脚数基に軸方向鉄筋の途中定着部におけるかぶりコンクリートの剥落とひび割れが発生した^{1),31),32)}。道路橋でも段落し部の被災事例が報告されている^{31),33),34)}。

表-1.1 過去の地震における既設RC橋脚段落し部の主な損傷事例^{1),2),10),13)~34)}

発生年月日 地震名称 マグニチュード	被災した 構造物	断面形状	竣工 年	被災概要
1978.6.12 宮城県沖 地震 M7.4	東北新幹線 名取川橋梁 2基	小判形		<ul style="list-style-type: none"> ・段落し部コンクリート剥落，鉄筋はらみ出し ・段落し部水平ひび割れ，斜めひび割れ ・基部水平ひび割れ
	東北新幹線 七北田川橋 梁2基	小判形		<ul style="list-style-type: none"> ・段落し部コンクリート剥落，鉄筋はらみ出し ・段落し部水平ひび割れ，斜めひび割れ ・基部水平ひび割れ
	国道6号 阿武隈橋 8基	矩形 (門柱)	1932	<ul style="list-style-type: none"> ・段落し部コンクリート剥落，鉄筋はらみ出し (2基) ・段落し部ひび割れ (6基)
1982.3.21 浦河沖地震 M7.3	国道235号 静内橋 6基	円形	1972	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊，段落し部での著しい破壊 (3基) ・段落し部コンクリートの剥離を伴う引張及びせん断ひび割れ (3基)
1993.1.15 釧路沖地震 M7.8	一般道道 依田橋2基	円形	1968	<ul style="list-style-type: none"> ・段落し部コンクリート剥落，鉄筋はらみ出し，鉄筋破断 (1基) ・段落し部コンクリート剥落，水平・斜めひび割れ (1基)
	国道240号 松之恵橋	円形	1963	<ul style="list-style-type: none"> ・段落し部 X 状斜めひび割れ，コンクリート剥落，鉄筋はらみ出し (1基)

	3基			・段落し部水平ひび割れ (2基)
	一般道道 初音橋 5基	円形	1969	・水平・斜めひび割れ (1基) ・水平ひび割れ (4基)
	一般道道 新田和橋 2基	小判形	1974	・段落し部 (打継目) 水平ひび割れ (2基)
	国道 391号 五十国橋	円形		・僅かな水平ひび割れ
	一般道道 阿寒川橋	円形		・僅かな水平ひび割れ
1993.7.12 北海道南西 沖地震 M7.8	町道 基栄橋 3基	円形	1970	・X状斜めひび割れ, 段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し (1基)
	町道 新知内橋 4基	円形	1970	・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し (4基)
	町道 元瓜谷橋 1基	円形	1964	・段落し部 (重ね継手) コンクリート剥落, 鉄筋座屈
1995.1.17 兵庫県 南部地震 M7.3	阪神高速 3号線 他多数	ピルツ橋 単柱式 (円形, 矩形, 小判形, 壁式)		・段落し部曲げ・せん断破壊 (倒壊) 他
2003.9.26 十勝沖地震 M8.0	JR 根室線 浦幌川橋梁	円形		・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し, せん断亀裂
	国道 242号 千代田大橋	小判形	1966	・段落し部の損傷
2004.10.23 新潟県 中越地震 M6.8	上越新幹線 魚野川橋梁 2基	円形		・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し
	国道 8号 新組跨線橋 1基	円形	1989	・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し
2011.3.11	東北新幹線	矩形		・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し (2基)

東北地方太平洋沖地震 M9.0	菱田高架橋 4基 その他 矩形橋脚 合計5基			・段落し部曲げひび割れ(2基)
	東北新幹線 第1北上川 橋梁 その他 円形橋脚 合計:16基	円形		・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し
	岩手県 江崎大橋 4基	小判形	1982	・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し ・せん断破壊(1基)
	国道343号 藤橋2基	円形	1972	・段落し部コンクリート剥落, 鉄筋はらみ出し

1.2.2 段落し部における損傷事例のまとめ

段落し部での損傷事例を概観すると、段落し部の損傷は、段落し部の定着長に関する規定が設計基準において明確に定められていない1970年代以前の設計基準に準拠してつくられた構造物でほとんど発生していると言える。北海道南西沖地震では、震源から離れており被災した橋脚付近で観測された地震動が200gal程度とそれほど大きくない地震動しかうけていないと想定される橋脚において段落し部での損傷が発生していることから、段落し部の定着長が不足していることは耐震性がかなり小さいことを裏付けるものであると指摘されている²⁴⁾。

以上のことから、既設RC橋脚の段落し部を補強することにより、橋脚の耐震安全性を向上させていくことが必要であると考えられる。

なお、段落し部で損傷が発生した橋脚の断面形状は、円形断面が多いことが分かる。これは、円形断面では段落し部の降伏曲げ耐力が基部の降伏曲げ耐力に比べて相対的に矩形断面と同程度の降伏曲げ耐力を有していても、段落し部における最外縁に位置する引張主鉄筋は、矩形断面に比べて降伏しやすいことが原因の一つと推定される。

1.3 橋脚段落し部の設計方法の変遷

前節で述べたように、過去に日本で発生した大きな地震により、橋脚の段落し部におい

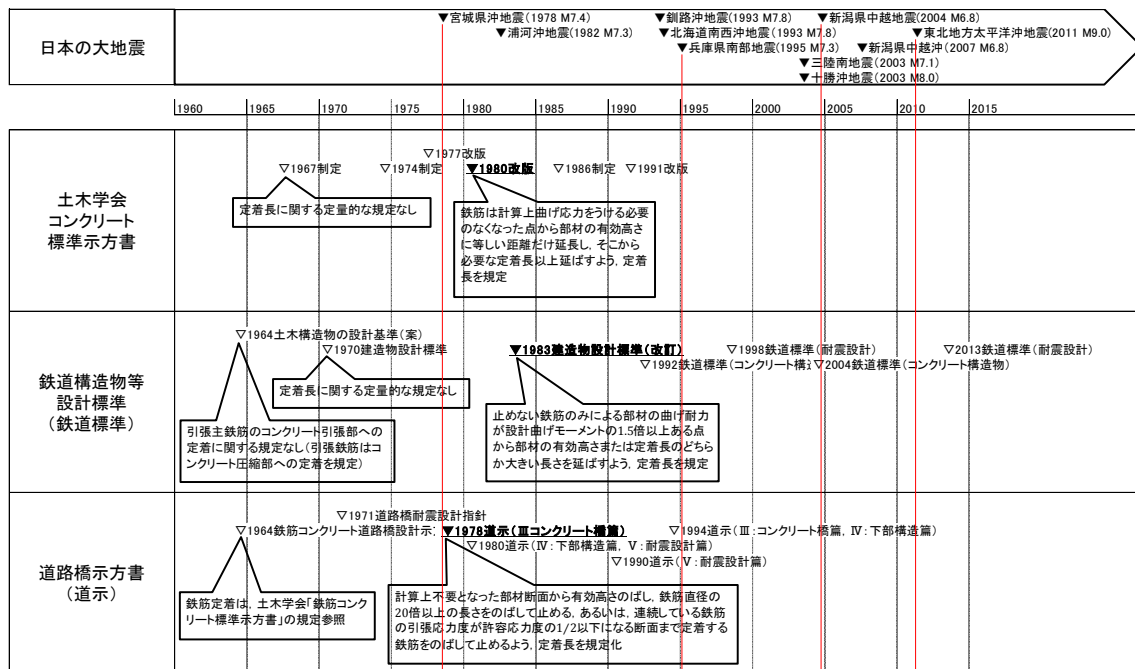


図-1.4 段落し部に関する設計規定の変遷

て多くの損傷事例が報告されている。橋脚段落し部で途中定着された軸方向鉄筋は、地震発生時にコンクリートの引張部に定着されることになる。コンクリートに関する設計基準は、地震時に段落し部において損傷が発生したことを教訓として、段落し部の設計方法、すなわち引張鉄筋の引張部への定着方法に関する規定がこれまで定められてきた。図-1.4に橋脚段落し部に関する設計規定の変遷を示す。1978年に宮城県沖地震が発生し、橋脚段落し部の損傷事例が報告されたあたりから、土木学会、鉄道、道路の各分野のコンクリートの設計基準において段落し部の規定が明確に定められたことが分かる。

土木学会コンクリート標準示方書では、1980年に改訂された示方書⁷⁾において、引張主鉄筋の定着に関して、計算上必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばすことが明記された。また、定着する位置では、値は示していないが、せん断抵抗に余裕がなければならないことも規定された。

鉄道では、1983(昭和58年2月)に改訂された建造物設計標準(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物)⁸⁾において、同一断面で定着する鉄筋断面積は全鉄筋断面積の1/2以下とすること、止めない鉄筋のみによる部材の曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍以上ある点から部材の有効高さまたは定着長のどちらか大きい長さを延ばすとともに止める点の前後それぞれ部材の有効高さの範囲のせん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上あることが定められた。

道路では、1978(昭和53年1月)に制定された、「道路橋示方書・同解説」Ⅲ:コンクリート橋篇⁹⁾において、定着する鉄筋を計算上不要となった部材断面から有効高さに等しい長さだけのばし、かぶりを大きくとるように適当な勾配で折り曲げ、そこから鉄筋直径の20

倍以上の長さをのばして止めるか、あるいは、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の1/2以下になる断面まで定着する鉄筋をのばして止めること、この場合、計算上不要になった断面から止める点までのせん断応力度は許容応力度の2/3以下とすることが定められた。

以上のように、1978～1983年に制定または改訂された土木学会、鉄道、道路の各設計基準において、段落し部における引張主鉄筋の定着長に関する規定が明確に定められた。したがって、これ以降につくられた既設RC橋脚段落し部の耐震安全性は、相当に高まったと考えられる。

1.4 橋脚の耐震補強施策の変遷と既往の耐震補強工法

1.4.1 鉄道構造物における橋脚の耐震補強施策について

図-1.5に兵庫県南部地震以降実施されてきた、JR東日本における既設RCラーメン高架橋柱及び既設RC橋脚の耐震補強工事の変遷を示す。

1995年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震では、地震発生後に運輸省（当時）からの通達により、各鉄道事業者では、主としてラーメン高架橋およびラーメン橋台におけるせん断破壊先行型のRC柱の耐震補強工事が進められた。併せて、2001年にはせん断破壊先行型のRC橋脚も補強対象に加えられ、耐震補強工事が進められている。

JR東日本では、2007年度までに新幹線全線、2008年度までに南関東地域及び仙台地域の在来線において、せん断破壊先行型のRC柱およびRC橋脚の耐震補強工事を完了している。

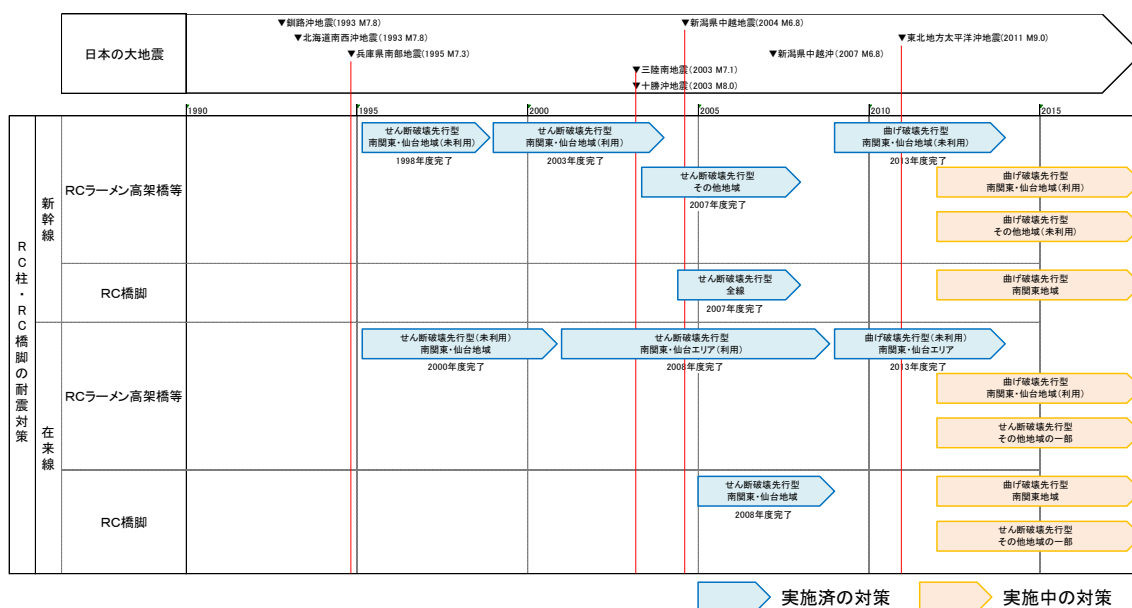


図-1.5 既設RC柱及び既設RC橋脚の耐震補強施策の変遷

南関東地域と仙台地域以外のその他地域の在来線におけるせん断破壊先行型の RC 橋脚については、東北地方太平洋沖地震の発生を踏まえた耐震補強対策として、山形・秋田新幹線及び特急線区等の補強工事に 2012 年に着手し、現在補強工事を進めているところである。

曲げ破壊先行型の RC 橋脚については、首都直下地震に備えた耐震補強対策として、南関東地域の耐震補強工事に 2012 に着手し、現在補強工事を鋭意進めているところである。

なお、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の RC 橋脚の耐震補強工事では、段落し部の耐震安全性を満足しない橋脚については、橋脚基部のじん性補強や橋脚く体のせん断補強と併せて、段落し部のせん断補強や曲げ補強も同時に行っている。

1.4.2 橋脚における既往の耐震補強工法

既設 RC 橋脚を対象とした既往の耐震補強工法は、図-1.6 に示すように、橋脚 4 面を巻き立てる工法が一般的に採用されている。橋脚 4 面を巻き立てる補強工法には、RC 巻き立て補強工法、鋼板巻き立て補強工法、繊維シート巻き立て補強工法及び PCM（ポリマーセメントモルタル）吹付工法があり、それぞれ施工性、経済性、耐久性、および、河川・道路の近傍で施工する場合は河川占有率や道路建築限界による制約条件等を考慮して補強方法を決定している。

1.5 研究の背景と目的及び方法

1.5.1 背景と目的

既設の RC ラーメン高架橋と同様に RC 橋脚においても、高架下を店舗や事務所等の施設として利用している場合は非常に多い。現在進めている既設 RC 橋脚の耐震補強工事においても、高架下を利用している橋脚を補強する場合、高架下利用者と協議を実施し、必要により休業補償や店舗・事務所等の移転復旧工事を補強工事の前後で行い、その上で RC 巻き立て工法や鋼板巻き立て工法等を用いた耐震補強工事を行っているのが現状であり、高架

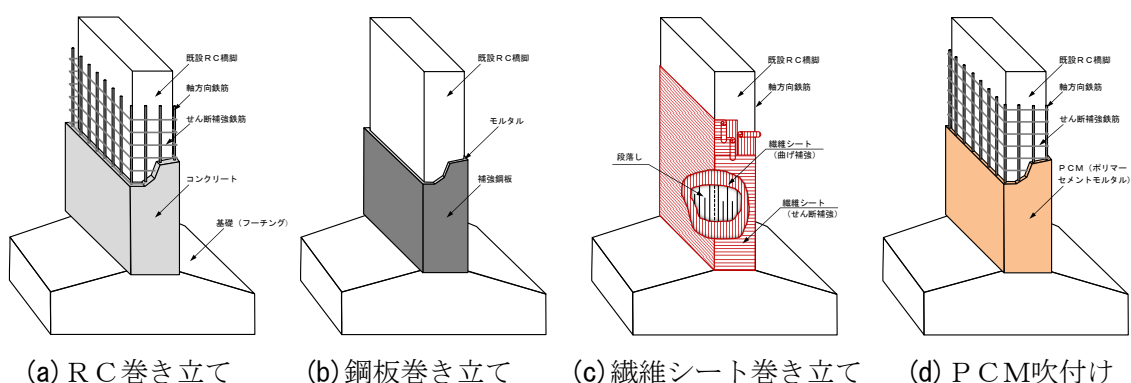


図-1.6 既設 RC 橋脚における既往の耐震補強工法の例



(a) 高架下利用状況



(b) 機器室内部の状況

図-1.7 高架下を機器室に使用している橋脚

下施設に支障しない耐震補強工法の開発が望まれている。

一方、図-1.7 は高架下を信号通信機器室に利用している例である。このような箇所では従来の巻き立て工法による橋脚の耐震補強工事を実施しようとする、耐震補強工事を行う前に機器室の移転工事を行う必要がある。一般に、信号機器の移転には莫大な費用が必要となり工期も増大することが大きな問題となっていた。そこで、著者は、信号通信機器室の移転を不要とすることができる耐震補強工法を検討することとした。高架下を機器室に使用している箇所を現地調査した結果、高架下を機器室に使用していても橋脚側面は露出しており機器室として利用されていない場合や、機器室として使用されていても主要な機器は橋脚側面付近には配置されていないため橋脚側面付近の施設については簡易な撤去・復旧工事で済ませることが可能であることが分かった。以上のことから、橋脚側面となる2面から補強できる工法を検討することとした。

1.5.2 提案する耐震補強工法の概要

図-1.8 は橋脚側面となる2面のみから補強可能となる、本研究で提案する耐震補強工法

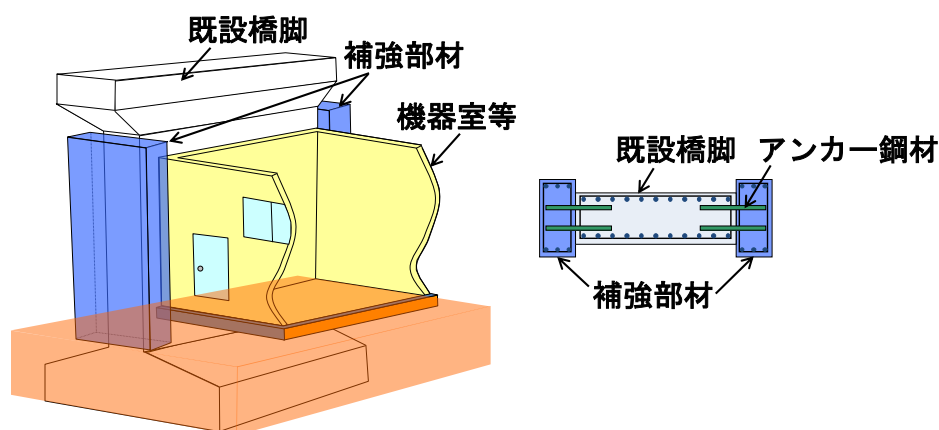


図-1.8 提案する耐震補強工法

の概要を示したものである。橋脚側面に既設橋脚と補強部材を接合するためのアンカー鋼材を設置した上で、補強部材を橋脚側面に設置する工法であり、著者はこの工法を側面剛体補強工法とよんでいる。一般的な材料や施工方法で補強部材を構築できるように、補強部材は RC 製を基本とすることとした。

実際の施工は以下の手順で行うことを想定している。

- ① 橋脚側面に補強部材を設置するにあたって支障する施設がある場合、その撤去工事を行う。その他、補強に必要な準備工事を行う。
- ② 橋脚が地中に埋まっている場合には、橋脚側面の前面側の掘削土留め工事を行う。
- ③ 橋脚側面の表面処理を行う。併せて、橋脚側面にはあと施工アンカーを設置する必要があるため、既設 RC 橋脚側面の配筋調査をはつり調査と非破壊調査を併用して行う。
- ④ 橋脚側面から RC 橋脚の既設配筋に支障しない位置を削孔し、あと施工アンカーを施工する。
- ⑤ 補強部材の鉄筋組立て、型枠組立て及びコンクリートの打込みを行う。
- ⑥ 掘削土留め工の埋戻しを行う。
- ⑦ 橋脚側面付近で撤去した高架下施設の復旧工事を行う。その他、後片付け作業を行い、耐震補強工事は完成となる。

RC 補強部材は既設 RC 橋脚側面にアンカー鋼材で固定し、設計上もアンカー鋼材のみで既設橋脚から補強部材へ応力伝達させることとしているが、既設 RC 橋脚と RC 補強部材との密着性を良くするために、補強部材を設置する橋脚側面を吸塵式ブラスト等によって表面処理を行うことを基本としている。また、あと施工アンカーは、既設 RC 橋脚の配筋を避けた位置で施工する必要があるが、一般的に RC 橋脚側面は軸方向鉄筋の配置が密ではないと想定されるため、施工は十分可能であると考えている。

以上のように、提案した耐震補強工法によれば、補強工事は橋脚側面付近に空間が確保できれば全ての作業を実施することが可能である。また、通常の鉄筋コンクリート工事で一般的に使用されている材料や施工方法を用いるため、補強工事は特段の困難もなく施工することが可能であり、既往の RC 巻き立て補強工法と補強工事そのものの施工性は変わら

ないという利点を有している。その上で、機器室等の高架下施設の移転工事をほぼ不要とすることが可能となるので、高架下施設の移転復旧にかかわる工事費が不要となり、補強工事費の大幅な低減につながるほか、高架下施設の移転工事にかかわる工程も省略できるので、耐震補強工事の工期短縮にも大いに寄与することが可能な工法となる。

1.5.3 側面剛体補強工法の適用範囲と補強後の目標耐震性能

(1) 適用範囲

橋脚が耐震性能を発揮するためには、①橋脚く体が基部・段落し部を含め全長にわたって所要のせん断耐力を有しており、地震時水平力によるせん断力に対してせん断破壊しないこと、②橋脚基部が所要の変形性能を有しており、大地震時に発生すると想定される大きな塑性変形をうけても耐力が低下しないこと、③段落し部が基部に比べて相対的に曲げ耐力が大きく、段落し部が基部に先行して曲げ損傷しないことの3つの条件を満足する必要がある。そのため、①～③の耐震性能がどれか一つでも不足している場合、不足している耐震性能を改善するために、既設RC橋脚が有している耐震性能に応じて①橋脚く体のせん断補強、②橋脚基部のじん性補強、③段落し部の曲げ補強を行うことが必要となる。

側面剛体補強工法を開発するにあたり、高架下を機器室等の移設が困難な施設に利用している橋脚の耐震性を調査したところ、③の段落し部の曲げ性能のみが不足している橋脚が数例存在していることが判明したため、高架下を移設が困難な施設に利用している箇所でも段落し部の曲げ補強を合理的に行うことで開発効果が十分に見込めることが分かった。そこで本研究では、段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に不足している橋脚を補強対象に選定することとし、側面剛体補強工法の適用対象を段落し部の曲げ補強が必要な既設RC橋脚とすることとした。

なお、側面剛体補強工法は既設の鉄道RC橋脚を対象として開発することとしたが、道路橋における既設RC橋脚においても、鉄道のRC橋脚と断面形状や鉄筋量等の諸元が概ね同じであれば、適用は可能であると考えている。

(2) 補強後の目標耐震性能

補強対象となる既設RC橋脚において、橋脚く体が所要のせん断耐力を有しているとともに、基部が所要の変形性能を有していれば、ただ一つ耐震安全性が不足している段落し部を曲げ補強することで、地震時に段落し部での損傷を防止でき、損傷形態を基部でのじん性に富んだ曲げ破壊性状とすることができる。そのため、本開発で目標とする補強後の耐震性能は「大地震時に段落し部で曲げ損傷しない」こととした。

1.5.4 開発の手順と方法

図-1.9は側面剛体補強工法の開発の手順を示したものである。開発は、以下の手順と内容で行うこととした。

① 既設 RC 橋脚を模擬した RC はり（以下、既設はりという）の側面にアンカー鉄筋で補

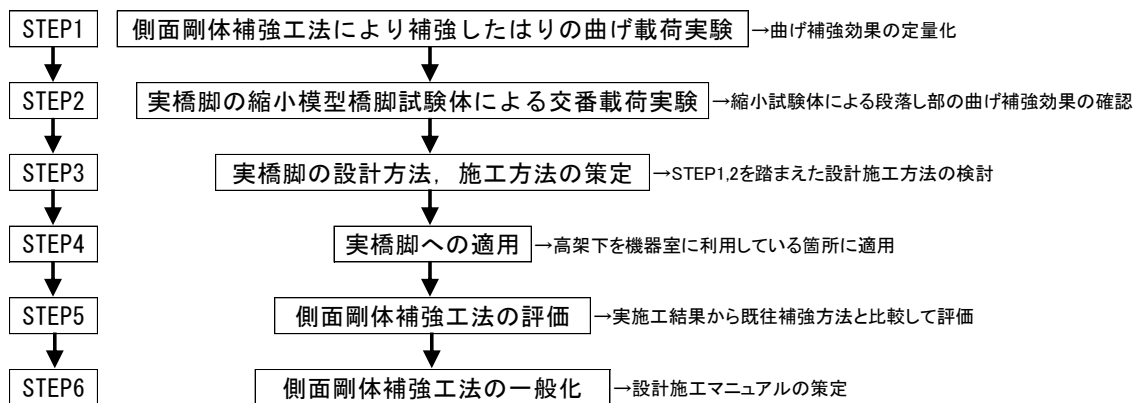


図-1.9 側面剛体補強工法の開発の手順

強部材を模擬した RC はり（以下、補強はりという）を固定して補強したはりの曲げ載荷実験を行い、補強はりの諸元（曲げ剛性、補強範囲、アンカー鉄筋量）と既設はりの諸元（既設はりの辺長比（既設はり断面高さ h_e に対する既設はり断面幅 b_e の比 b_e/h_e ））が既設はりの曲げ補強効果に及ぼす影響を定量的に検討する。

- ② 側面剛体補強工法の適用を予定している実橋脚への側面剛体補強工法の適用性を実橋脚を模擬した縮小模型試験体による交番載荷実験で確認する。このとき、補強部材諸元は、実橋脚で施工が可能な補強部材寸法を考慮した上で、はりの曲げ載荷実験で定量化した補強部材による曲げ補強効果の評価方法を用いて設定する。
- ③ はり部材の曲げ載荷実験結果と橋脚部材の交番載荷実験結果をもとに、補強設計方法を定める。また、施工性を検討した上で、標準的な施工方法を定める。
- ④ 側面剛体補強工法の補強設計と施工計画を策定し、高架下を機器室等に使用している実橋脚に適用する。
- ⑤ 既往の RC 巻き立て補強工法と側面剛体補強工法について、施工実績による比較を行い、側面剛体補強工法の評価を行う。
- ⑥ 側面剛体補強工法の設計施工マニュアルを作成し、既設 RC 橋脚の耐震補強工法として一般化する。

1.6 本論文の構成

図-1.10 は本論文の構成と流れを示したものである。本論文の構成と内容を以下に述べる。

第1章では、既設 RC 橋脚において一般的に用いられている軸方向鉄筋を橋脚高さ方向の中間部で定着している段落し部について説明し、過去の主な地震における段落し部の損傷事例、段落し部に関する設計規定の変遷、JR 東日本における既設 RC 橋脚の耐震補強施策

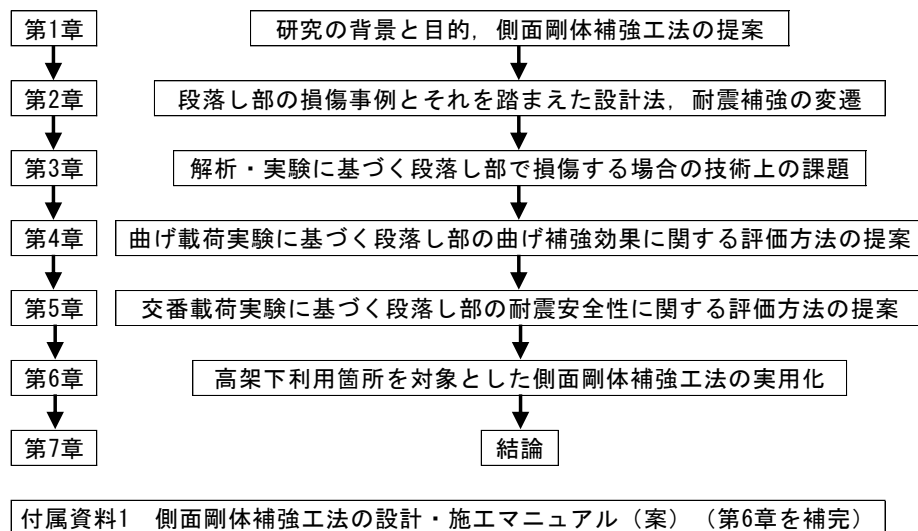


図-1.10 本論文の構成

の変遷と既往の耐震補強工法を簡潔に示し，研究の背景を述べた．また，高架下を移設が困難な施設に利用している箇所において，既往の巻き立てによる耐震補強工法を既設 RC 橋脚の耐震補強工事に適用するにあたっての問題点を示した．次に，現状の問題点を改善することが可能となる，本研究で提案する，既設 RC 橋脚側面から段落し部を曲げ補強する側面剛体補強工法の概要，適用範囲，目標耐震性能および研究の手順と内容について述べた．

第 2 章では，段落し部の損傷事例，段落し部に関する設計規定の変遷について詳しく述べるとともに，段落し部の損傷メカニズムと設計法に関する既往の研究について述べた．次に，鉄道及び JR 東日本において兵庫県南部地震以降実施してきた RC ラーメン高架橋柱及び RC 橋脚の耐震補強施策の変遷と，既設 RC 橋脚の既往の耐震補強工法について詳しく述べ，第 1 章を補完した．

第 3 章では，橋脚段落し部で損傷させた場合の地震応答解析を実施し，段落し部で損傷させた場合の降伏震度と応答塑性率の関係について述べた．次に，段落し部を RC 巻き立て補強により部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体と橋脚外周に PC 鋼材を配置してせん断補強した試験体による交番載荷実験結果について示し，段落し部で損傷した場合の耐力と変形性能について述べた．最後に，これらの解析結果と実験結果を踏まえて，段落し部を曲げ補強して段落し部での損傷を防止することの意義について述べた．

第 4 章では，本研究で提案している橋脚段落し部を側面から曲げ補強する耐震補強工法の概要と補強概念について述べた．次に，RC 製の既設はり側面に RC 製の補強はりを設置して補強したはりの曲げ載荷実験について述べ，補強はりの曲げ剛性及び補強範囲，既設はりと補強はりの境界面に設置するアンカー鉄筋量，及び既設はりの辺長比 b_e/h_e が曲げ補強効果に与える影響について定量的に検討し，曲げ補強効果の評価方法を提案した．

第5章では、高架下を移設が困難な信号通信機器室として使用している東北新幹線の実橋脚を対象に、側面剛体補強工法を実用化することを目的として行った実橋脚の縮小模型橋脚試験体による交番載荷実験について述べた。第4章で提案した曲げ補強効果の評価方法をもとに、橋脚段落し部において既設橋脚の引張主鉄筋が降伏に達する時点で補強部材が分担する曲げモーメントの算定方法を示し、段落し部における補強後の降伏曲げ耐力の算定方法を提案した。次に、既往の研究¹⁰⁾で提案されている橋脚段落し部における降伏曲げ耐力と橋脚基部が降伏曲げ耐力に達した時点で段落し部に発生する曲げモーメントの比率（損傷形態判別係数）を用いて段落し部の損傷の有無を検討し、交番載荷実験結果から、段落し部の損傷を防止できる補強後の損傷形態判別係数の値を提案した。

第6章では、実構造物への適用について述べた。まず最初に、第4章と第5章で提案した曲げ補強効果と段落し部の降伏曲げ耐力及び損傷部位の評価方法を踏まえて補強設計法を提案し、側面剛体補強工法の性能を発揮するために必要となる標準的な施工方法を定めた。次に、提案した設計施工方法に基づいた側面剛体補強工法の実橋脚への適用事例を示し、実橋脚における補強設計の概要と施工実績を示した。次に、東北地方太平洋沖地震の地震動を経験した側面剛体補強工法を適用した実橋脚における耐震補強効果の検証結果を述べた。最後に、既往のRC巻き立て補強工法を、高架下を機器室に使用している橋脚に適用した場合と経済性、施工性の観点から比較検討し、側面剛体補強工法の評価を行った。

第7章では、第3章から第6章までの結論を示し、それらを総括して本研究の結論と今後の課題を述べた。

付属資料1では、側面剛体補強工法の設計・施工マニュアル（案）と実橋脚における補強設計計算例を示し、今後、側面剛体補強工法を実橋脚に適用するにあたっての便に供した。

参考文献

- 1) 岩田道敏，小林將志，今井勉：東日本大震災報告－鉄道構造物の被災状況，コンクリート工学，Vol.49，No.9，2011.9.
- 2) 日本コンクリート工学協会：兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書，1997.4.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書，1967.5.
- 4) 日本国有鉄道：建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，1970.3.
- 5) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書，1964.
- 6) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書，1980.4.

- 8) 日本国有鉄道：建造物設計標準 鉄筋コンクリート建造物および無筋コンクリート建造物，1983.2.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ：コンクリート橋篇，1978.
- 10) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525，I-33，pp.83-95，1995.10.
- 11) 運輸省鉄道局：鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道建造物の耐震性能にかかわる当面の措置について，鉄技 113 号・鉄施 200 号，1995.
- 12) 安田武道，川寄淳：J R 東日本の耐震補強の取組み状況，土木施工，Vol.40，No.9，pp.45-48，2014.9.
- 13) 石橋忠良：地震被害の教訓ー土木，コンクリート工学，Vol.40，No.1，pp.98-101，2002.1.
- 14) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局：せんかんこう'78 宮城県沖地震特集号，pp.112-125，1979.12.
- 15) 北後征雄：宮城県沖地震により被害を受けた建造物の復旧と今後の対策について，日本国有鉄道新幹線建設局 第 46 回土木工事施工研究会記録 最近の主要工事，pp.73-106，1979.2.
- 16) 土木学会東北支部：1978 年宮城県沖地震調査報告書，pp.203-245，1980.
- 17) 納宏：道路および鉄道における被害状況 直轄国道の被害と復旧，橋梁と基礎，78-12，pp.6-13，1978.12.
- 18) 安江朝光，佐々木康，浅沼秀弥，中島威夫：浦河沖地震における土木関係被害調査速報，土木技術資料 24-7，pp.27-31，1982.
- 19) 北海道：昭和 57 年浦河沖地震災害記録，pp.169-170，1983.3.
- 20) 岩崎敏男：1982 年浦河沖地震で被災した静内橋鉄筋コンクリート橋脚の動的挙動調査，コンクリート工学，Vol.28，No.9，pp.146-149，1990.9.
- 21) 土木学会：1993 年釧路沖地震震害調査報告，pp.164-182，1994.12.
- 22) 土木研究所第一次調査団：平成 5 年釧路沖地震災害調査速報，土木技術資料，Vol.35-4，pp.60-65，1993.4.
- 23) 川島一彦，杉田秀樹，運上茂樹，中島燈：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎，93-6，pp.9-16，1993.6.
- 24) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹，中島燈：北海道南西沖地震による道路橋の被害とその特性，橋梁と基礎，94-3，pp.26-31，1994.3.
- 25) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式 [阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告]，コンクリート技術シリーズ No.12，1996.7.
- 26) 土木学会・地盤工学会合同十勝沖地震調査団：2003 年 9 月 26 日に発生した十勝沖の地震被害調査速報，土木学会誌，Vol.88，No.12，pp.39-44，2003.12.
- 27) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所合同緊急調査団：平成 15 年十勝沖地震の緊急調査速報，土木技術資料 Vol.45-11，pp.4-9，2003.11.

- 28)石橋忠良：新潟県中越地震における土木構造物の被害（鉄道施設），平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告会梗概集，pp.67-71，2004.12.
- 29)国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所合同緊急調査団：平成 16 年新潟県中越地震の緊急調査速報，土木技術資料 Vol.46-12，pp.10-13，2004.12.
- 30)杉田秀樹：土木構造物の被害(1)道路施設，平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告会梗概集，pp.61-66，2004.12.
- 31)土木学会地震工学委員会 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会 最終報告書，2015.8.
- 32)小林將志，友竹幸治，大郷貴之，野澤伸一郎：東北地方太平洋沖地震により損傷した新幹線 RC 橋脚に関する被害分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第 34 巻），pp.630-640，2015.
- 33)睦好宏史，岡野素之，岩城一郎，内藤英樹：東北地方太平洋沖地震被害調査報告（土木構造物），コンクリート工学，Vol.50，No.1，pp.13-18，2012.1.
- 34)日本コンクリート工学会 東日本大震災に関する特別委員会：東日本大震災に関する特別委員会報告書，pp.128-139，2013.3.

2章 段落し部の損傷事例，設計法の変遷及び耐震補強について

2.1 はじめに

本章では，まず最初に，1978年に発生した宮城県沖地震以降，既設 RC 橋脚の段落し部において報告されている損傷事例を示して，段落し部の設計方法の変遷と，段落し部の損傷メカニズム及び設計法に関する既往の研究について述べる。

次に，兵庫県南部地震以降実施されてきた耐震補強施策を示し，既設 RC 橋脚の耐震補強施策の位置付けについて述べる。併せて，既設 RC 橋脚を対象とした既往の耐震補強工法の特徴と課題を示し，橋脚段落し部を対象とした耐震補強工法に関する既往の研究について述べる。

以上から第2章では，第1章で述べた内容を補完することを目的とする。

2.2 過去の大地震における橋脚段落し部の損傷事例

ここでは，日本で近年発生した大地震によって，鉄道橋及び道路橋における既設 RC 橋脚の主鉄筋段落し部が損傷を受けた代表的な事例について詳しく述べる。

2.2.1 浦河沖地震(1982 M7.3)^{1)~3)}

1982年3月21日午前11時32分頃，北海道浦河沖に地震が発生し，北海道南部太平洋沿岸地方に被害が生じた。浦河沖地震のマグニチュードは7.3で浦河では震度6の烈震を記録した。

橋梁の被害は，一般国道235号静内橋が橋脚に壊滅的な損害を受けたのを除けば，概ね軽微であった。静内橋は，被災地周辺の中では最も大規模な橋長406.5mの3径間連続鋼鈹桁橋で，二級河川静内川の河口に架る昭和47年完成の一等橋である。地震による被害は，



図-2.1 静内橋3P橋脚の損傷



図-2.2 静内橋2P橋脚の損傷

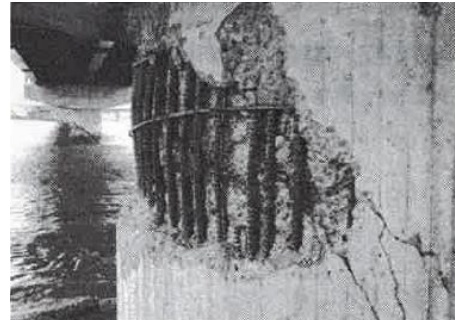


図-2.3 静内橋2P橋脚損傷部の拡大

8基の橋脚のうち2P,3P及び6Pがコンクリートの圧壊に至る著しい破壊を生じ,4P,5P,7Pは一部にコンクリートの剝離を伴う引張及びせん断ひび割れを生じたが,両端の1P,8P及び1A,2Aの両橋台には全く被害はなかった.最も大きな被害を受けた3P橋脚は,図-2.1に示すように,橋軸直角方向からの外力により完全にせん断破壊をして,橋面が約10cm沈下した.2P橋脚は,固定沓を支える橋脚で非常に複雑なひび割れが柱の全周にわたって生じた.図-2.2,3に示すように,柱頭部のコンクリートの剝離も著しく,鉄筋が露出した.6P橋脚は3Pと同様に,桁端の可動沓2基を支える橋脚で,鉄筋の段落し部で著しいコンクリートの圧壊,剝離,鉄筋の露出が生じるとともに,これから斜め方向にせん断ひび割れが発達していた.

被災橋脚のうちのいくつかは,わが国での過去のRC橋脚の地震被害例には見られなかった著しい破壊を示した.

静内橋は,震災後直ちに歩行者を除いて交通止めとされたが,損傷の著しい橋脚にコンクリート巻き立てによる応急復旧を施したのち,4月15日に軽交通(5トン以下)に限って,中央部の1車線を速度制限の条件付きで供用再開した.本復旧には6か月余りを要し,1982年10月1日に完全な供用を開始した.

地震後の調査により,静内橋の被災は,連続桁橋の橋軸直角方向の地震力の配分,地盤と橋梁の共振現象,急激な主鉄筋の段落し及び鉄筋コンクリート部材のせん断耐力不足等の多くの要素が複合して発生したものと推定された.

2.2.2 兵庫県南部地震(1995 M7.3)^{4),5)}

1995年1月17日,兵庫県淡路島の北端付近を震源とするマグニチュード7.3の地震が発生した.この地震は活断層による内陸型地震であり,計測された地表面最大加速度は881Gal(神戸海洋気象台)で,近畿圏を中心に広い範囲で強い揺れが観測された.全半壊家屋は20万戸以上に上り,多数のコンクリート系構造物にも大きな被害が生じた.

兵庫県南部地震は,1993年に北海道近海で発生した地震に比べても特に大規模な地震ではないが,震央が淡路島北端に近い海域であり,震源の深さが14kmと浅く,破壊面が震源

表-2.1 橋脚の準拠基準による分類

路線名	準拠した設計基準等			
	昭和39年もしくはそれ以前	昭和46年	昭和55年	平成2年
直轄国道	366	74	5	0
阪神3号神戸線	890	216	0	0
阪神5号湾岸線	0	0	289	56
高速国道	1500	0	0	0
合計 3396 (100%)	2756(81%)	290(9%)	294(9%)	56(2%)

表-2.2 橋脚の準拠基準別の損傷度（被災度B以上の百分率）

橋脚種別	準拠した設計基準等			
	昭和39年もしくはそれ以前	昭和46年	昭和55年	平成2年
鋼製橋脚	22%	13%	9%	13%
RC橋脚	14%	10%	1%	0%

から北東方向の人口密集地域に伸びたことが災いして、海岸線に近い沖積部の建築構造物、鉄道、道路の高架橋等の社会基盤施設に甚大な被害をもたらした。

(1) 道路橋の損傷

橋脚では、鋼製橋脚 355 基、RC 橋脚 3041 基のうち、被災度 B 以上（RC 橋脚では、鉄筋の一部の破断やはらみ出し及び部分的なかぶりコンクリートの剝離や亀裂が見られるもの、鋼製橋脚では、鋼材の座屈や部材の変形が部分的に見られるもの）の損傷を受けた橋脚はそれぞれ14%、13%であり、使用材料の差はほとんどない。しかし、橋脚の構造形状の違いに着目すると、単柱形式の橋脚が大きな被害を受けている。阪神高速 3 号線では、単柱式橋脚全体の28%が B 以上の損傷を受けており、全橋脚の被災率の約 2 倍の高率となっている。

調査を行った橋脚が設計された時に適用した基準類を特定したところ、表-2.1 のような集計結果となった。81%という大多数の橋脚が昭和 39 年版かそれ以前の基準に準拠して設計されていることが分かり、昭和 46 年版、昭和 55 年版、平成 2 年版の基準に準拠した橋脚は全体のそれぞれ9%、9%、2%という小さな割合となっている。表-2.2 は、準拠基準別に橋脚において B 以上の損傷度が発生した橋脚の百分率を示したものである。昭和 53 年の宮城県沖地震などにおける RC 橋脚の被災事例を教訓に、昭和 55 年版の道路橋示方書におい

ては、RC 橋脚の主鉄筋段落し部の位置を鉄筋応力度が許容応力度の半分以下に低下する断面まで伸ばしたことにより、RC 橋脚の耐震安全性は向上したと考えられる。このことは、昭和 39 年版もしくはそれ以前と、昭和 46 年版の基準類を適用した RC 橋脚のうち、B 以上の損傷を受けた橋脚の被災率がそれぞれ14%、10%であるのに対し、昭和 55 年版以降の示方を適用した RC 橋脚のうち、B 以上の損傷を受けた橋脚の被災率がわずかに1%であるという集計結果によって如実に示されている。

(2) 鉄道橋の損傷

鉄道橋の RC 橋脚では、山陽新幹線の武庫川橋梁の橋脚において、段落し部に曲げによる損傷が発生したものの、道路橋橋脚に見られた、倒壊に至るような甚大な被害は発生しなかった。

(3) 単柱式橋脚の被災概要

橋脚や柱部材が大きな被害を受けた原因として、今回の地震動が極めて大きかったことが第一に挙げられるが、被災した多くの橋脚は、昭和 46 年以前の古い基準で設計されていた。旧基準では、震災時点での基準に比べて設計震度は小さく、部材の設計では粘り（じん性率）に対する規定はない。また、許容せん断応力度、柱筋の段落し部の定着長及び最小帯鉄筋量に関してせん断耐力を過大に評価するものであった。そのため、部材被害にもこのような設計基準の相違による特徴が現れているように思われる。すなわち、観察された破壊モードの多くはせん断破壊、段落し部での曲げせん断破壊及び粘りの少ない曲げ破壊であった。この項では、各部材種別毎に段落し部の被災例を示し、最後に被害の特徴をまとめて述べる。

a) ピルツ橋脚

ピルツとはドイツ語で「きのこ」の意味であり、上部桁の一部と橋脚が一体構造で、その形がきのこに似ていることからこの種の橋梁をこう呼んでいる。隣接する橋脚間にはゲルバー桁が載っている。昭和 39 年の鋼道路橋示方書に準じて設計され、昭和 44 年度に竣工した。橋脚はフーチングの上面から2.4m位のところで途中定着（段落し）されている。

17 本の橋脚が概ね中間の高さで破壊し、倒壊した。そのうち特徴的な 1 本の橋脚の破壊状況を図-2.4 に示す。内側柱筋の段落し（途中定着）部付近から斜めに破壊していることが分かる。鉄筋の圧接継手部は破断し、また、帯鉄筋がばらけている。図-2.5 は別の橋脚の被災例で、倒壊時にかぶりコンクリートを柱筋が引き剥がした様子が伺える。段落し部の軸方向鉄筋が降伏したのち斜めひび割れが進行し、せん断破壊に至ったと考えられる。

b) 単柱式橋脚

ピルツ橋脚以外の橋脚の被害について述べる。矩形断面橋脚の被災例を図-2.6, 7 に示す。図-2.6 のように軽微な斜めひび割れのものから図-2.7 のような大きな被害のものまで広範囲に多数見受けられた。段落し部からのせん断によるものも含まれていた。斜めの損

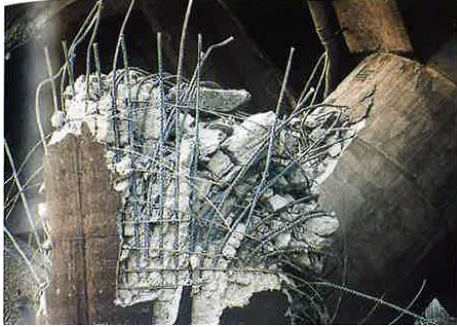


図-2.4 ピルツ橋の被災（その1）



図-2.5 ピルツ橋の被災（その2）



図-2.6 矩形 RC 橋脚の被災（その1）



図-2.7 矩形 RC 橋脚の被災（その2）

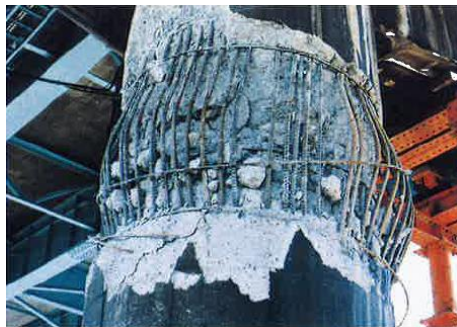


図-2.8 円形 RC 橋脚の被災（その1）



図-2.9 円形 RC 橋脚の被災（その2）

傷部が既にずれて橋脚上部が着地しているものや折損、倒壊したものもあった。

円形断面の被災例を図-2.8, 9に示す。図-2.8に示される損傷は、柱の中ほどや比較的上部に生じていた。柱筋の座屈が全周でなく橋側側だけに生じているものも多かった。この種の橋脚では、柱筋の段落しが行われているものが多く、段落しが引き金のひとつになっていると思われる。一般に、矩形断面の場合に比べて円形断面では断面の縁端のみならず周囲の比較的広範囲の鉄筋が座屈することが実験により知られているが、この種の損傷に関しては2軸曲げや応力波の伝播も含めそのメカニズムについて議論されているところである。図-2.9はせん断型の損傷例である。このように、せん断破壊により折損・倒壊した

橋脚が見られた。

c) 小判形橋脚

図-2.10, 11 に小判形橋脚の被害の例を示す。この橋梁は42年の基準で設計され、47年に供用が開始された。断面の長径は6m、短径は3m、橋脚高さはおよそ13mで基礎はケーソン基礎となっている。

損傷は橋脚く体の高さの中ほどで生じている。かぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋がばらけている。また、柱筋が座屈している。この損傷部位は柱筋の段落し付近であって、座屈しているのは連続鉄筋である。段落し位置から約300mm下のコンクリート打継ぎ目は水平にずれている。

柱筋は大きな引張塑性変形を受けたことが伺われる。コンクリートの断面が大きく、相対的に軸方向鉄筋量が少ないこともあって、曲げ破壊先行型となり崩壊には至っていない。

d) 壁式橋脚

図-2.12 は、5径間連続床版高架橋（2脚固定、4脚可動）の内の固定橋脚の損傷事例である。橋脚は、幅5.5m、厚さ1.15m、高さ6.7mの壁式橋脚である。この橋脚では高さ方向に2回段落しされている。横拘束鉄筋量は約0.035%であった。

段落し付近を中心に広い範囲でコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋（連続鉄筋）が座屈



図-2.10 小判形 RC 橋脚の被災



図-2.11 小判形 RC 橋脚の被災状況の拡大



図-2.12 壁式 RC 橋脚の被災

している。別の橋梁も含めてこの種の損傷を受けたものには、段落し部を起点としたひび割れが認められた。水平ひび割れのまま貫通しているものと、斜めひび割れの場合の 2 つのパターンがあった。曲げモーメントの作用により軸方向鉄筋は引張の塑性変形を受けたと思われ、その後の鉄筋の座屈に伴うコンクリートの割裂破壊または複合するせん断破壊を横拘束鉄筋が抑制できず、部材破壊に至っている。

e) まとめ

単柱式 RC 橋脚では、せん断型の損傷が生じた部材が多かった。その中には、柱筋の段落し部において曲げからせん断に損傷が進展したものも多く含まれていた。これは、兵庫県南部地震発生時における基準類の規定値に比べて、段落し鉄筋の定着長とせん断補強鉄筋量が少ないことが大きく影響していると考えられる。

2.2.3 十勝沖地震(2003 M8.0)^{6),7)}

2003年9月26日午前4時50分頃、北海道十勝沖を震源とする気象庁マグニチュードM8.0の地震が発生した。震源地は十勝沖(北緯41度47分, 東経144度05分, 深さ42km)である。「平成15(2003)年十勝沖地震」と命名されたこの地震は太平洋プレートと陸のプレートの境界で発生した逆断層型の地震で、1952年十勝沖地震(M8.2)の震源とほぼ同じところで発生したものである。最大震度は釧路町などで6弱であった。この地震による比較的顕著な被害としては、津波による浸水・遡上、臨海部の原油貯蔵タンクの火災、河川堤防及び下水道施設の被災があった。

十勝沖地震による加速度応答スペクトルによると、構造物への影響が大きい固有周期帯($T = 0.3 \sim 3$ 秒)において、1000galに近い、あるいはそれを超える加速度応答を示した。特に $T = 1 \sim 3$ 秒の範囲では兵庫県南部地震の応答スペクトルよりも大きな値を示し、プレート境界型巨大地震の特徴を有していた。

十勝沖地震では、鉄道橋及び道路橋において段落し部に損傷が生じた。鉄道橋の損傷事例を以下に示す。

JR 根室線浦幌川橋梁は、4径間単純支持(1スパン30m)、4主桁のコンクリート橋梁である。図-2.13に示すように、河川中央の最も高い橋脚(円形断面, 高さ9.5m)の段落し部に損傷が発生した。また、橋軸直角(上下流)方向にゆすられたと考えられる左右対称のせん断亀裂が生じていた。隣接する水位観測設備の鉄製ポール根元にS45Eの方角で5mmの開口が認められた。

2.2.4 新潟県中越地震(2004 M6.8)^{8)~10)}

2004年10月23日17時56分頃、新潟県中越地方を震源とするマグニチュードM6.8の地震が発生した。この地震による最大震度は7であった。本地震の後、18時11分頃にはM6.0、18時34分頃にはM6.5の地震が発生し、いずれも最大震度6強が観測された。今回の地震は、震源深さが10数kmと浅いこともあり、地震の規模の割に多大な被害を引き起こ



図-2.13 浦幌川橋梁 RC 橋脚の損傷



図-2.14 魚野川橋梁 RC 橋脚の損傷

した。

観測された地震動の中では、妙見堰管理支所（震央距離：7km）で 1529 cm/s^2 （EW 成分）の加速度が観測されており、重力加速度（ 980 cm/s^2 ）の1.5倍と極めて大きいものであった。兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で得られた記録（NS 成分）と加速度応答スペクトルで比べると、神戸海洋気象台の記録と同程度、固有周期の短い構造物に対してはそれ以上に構造物に影響の大きいものであることが確認された。

鉄道橋では、上越新幹線の大宮起点192k450m付近に位置する浦佐・長岡間の魚野川橋梁の2P,3P橋脚 2 基において、図-2.14 に示すように、高さ方向の中間部付近に鉄筋のはらみ

出し及びかぶりコンクリートの剥落等の損傷が見られた。魚野川橋梁は3径間連続PC桁で全長228m、最長90mスパンの橋梁である。

損傷が見られた位置は、橋脚く体の軸方向鉄筋が途中定着されている位置とほぼ一致していた。今回の地震力が設計時に考慮していた水平力を超え、途中定着部付近が弱点となり損傷が集中したものと考えられる。

復旧作業は、損傷を受けた橋脚2基ともに、損傷を受けた途中定着部付近にひび割れ注入及び断面修復を行い、さらにく体全体にRC巻き立て工法等による耐震補強を行った。

2.2.5 既設RC橋脚の段落し部における損傷事例のまとめ

1978年に発生した宮城県沖地震において橋脚段落し部の損傷が報告されて以来、その後日本において大きな地震が発生する都度、損傷の大きさは様々ではあるが、既設RC橋脚段落し部での被災が多数発生している。段落し部での被災事例を概観すると、段落し部の損傷は、段落し部で途中定着する軸方向鉄筋の定着長に関する規定が明確に定められていない、1970年代以前の設計基準に準拠してつくられた構造物で損傷のほとんどが発生していると考えられる。そのため、耐震補強を施すことにより、既設RC橋脚段落し部の耐震安全性を向上させていくことが重要であると言える。

2.3 橋脚段落し部の設計方法の変遷と既往の研究

橋脚段落し部で途中定着された軸方向鉄筋は、地震発生時にコンクリートの引張部に定着されることになる。地震による段落し部の損傷の発生に伴い、段落し部の設計方法、すなわち引張鉄筋の引張部への定着方法に関する設計基準が改訂されてきた。本節では、土木学会コンクリート標準示方書、鉄道構造物等設計標準（以下、鉄道標準という）及び道路橋示方書における引張主鉄筋の引張部への定着に関する設計法の変遷について示し、過去に発生した大地震における橋脚段落し部の損傷事例との関係について述べる。

2.3.1 引張主鉄筋の定着についての設計方法¹¹⁾

土木学会コンクリート標準示方書では、1931年以来、引張鉄筋を引張側に定着してはならないのを原則としていた。しかし、1956年には、引張鉄筋を引張部に定着しなければならないこともあることを認め、その例として擁壁を挙げている。1967年には、斜めひび割れの起点になるおそれがあるので、有害なひび割れが出ないように、かつ十分な定着長を有するように、計算上必要のなくなった点を越えて十分に延ばすことを明記している。しかし、その長さは具体的に示されていなかった。そのため、鉄道橋や道路橋などでは、その長さを過少に評価した橋脚がつくられることになり、過去の大きな地震によるその部分の被害が目立った。

1980年の示方書¹²⁾では、これを具体的に初めて示した。すなわち、計算上必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばすことが明記されたのである。また、定着する位置では、値は示していないが、せん断抵抗に余裕がなければならないことも規定された。1986年には、定着して良い鉄筋は、全鉄筋の1/2以下とすることが付け加えられるとともに、せん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上であることが明記された¹³⁾。さらに、1991年には、曲げ耐力が2倍以上あり、かつせん断耐力が4/3倍以上ある場合が付け加わって、完全なものになった¹⁴⁾。鉄道及び道路においても、現在はほぼ同様の規定となっている。

2.3.2 各設計基準における橋脚段落し部の設計方法の変遷

以下に土木学会、鉄道および道路における橋脚段落し部の設計方法の変遷を示す。

(1) 土木学会コンクリート標準示方書

表-2.3に、土木学会コンクリート標準示方書における橋脚段落し部の引張主鉄筋の定着、もしくは一般的な引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷を示す。

表-2.3 引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷（土木学会コンクリート標準示方書）^{12)~14)}

設計基準の名称	種類	条文
昭和6年9月制定 (1931年)	設計細目	<u>※昭和6~33年は、引張主鉄筋の引張部定着の規定なし（引張鉄筋はコンクリート圧縮部への定着を規定）</u> <ul style="list-style-type: none"> 引張鉄筋はその端に半円形または鋭角の鉤を付し、コンクリート圧縮部に定着する。
昭和11年10月改版 (1936年)	設計細目	<ul style="list-style-type: none"> 昭和6年と同じ。
昭和15年3月改版 (1940年)	設計細目	<ul style="list-style-type: none"> 昭和6年と同じ。
昭和24年7月制定 (1949年)	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> 引張鉄筋はその端に半円形フックをつけ、コンクリートの圧縮部に定着しなければならない。
昭和26年6月改版 (1951年)	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> 昭和24年と同じ。
昭和31年11月制定 (1956年)	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> 一般に、引張鉄筋はその端にフックをつけて、コンクリートの圧縮部に定着しなければならない。しかし、異形丸鋼を引張鉄筋として用いる場合には、部材の固定端の引張鉄筋、フーチングの引張鉄筋の両端等特に十分な定着が必要な鉄筋があるような重要な構造物を除きフックをつけなくてもよい。
昭和33年11月改版	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> 昭和31年と同じ。

(1958年)		
昭和42年5月制定 (1967年)	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> やむをえず引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力をうける必要のなくなった点をこえてコンクリート中に十分延ばさなければならない。延ばす長さは、定着した鉄筋の端部付近のコンクリートに有害なひび割れがでないよう、かつ十分な定着長を有するよう、これを定める。
昭和49年9月制定 (1974年)	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> 昭和42年と同じ。
昭和52年3月改版 (1977年)	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> 昭和42年と同じ。
昭和55年4月改版 (1980年)	鉄筋の定着	<ul style="list-style-type: none"> やむをえず引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力をうける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばさなければならない。また、定着する位置では部材のせん断抵抗に余裕がなければならない。
昭和61年10月制定 (1986年) 平成3年9月改版 (1991年)	鉄筋の定着 長	<ul style="list-style-type: none"> 引張鉄筋は、引張応力を受けないコンクリートに定着するのを原則とする。ただし、次の(a)あるいは(b)のいずれかを満足する場合には、引張応力を受けるコンクリートに定着してもよいが、この場合の引張鉄筋定着部は、計算上不要となる断面から($l_d + l_s$)だけ余分に延ばさなければならない。ここに、l_dは基本定着長、l_sは一般に部材断面の有効高さとしてよい。 (a) 鉄筋切断点から計算上不要となる断面までの区間では、設計せん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上あること。 (b) 鉄筋切断部での連続鉄筋による設計曲げ耐力が設計曲げモーメントの2倍以上有り、かつ、切断点から計算上不要となる断面までの区間で、設計せん断耐力が設計せん断力の4/3倍以上あること。
	耐震構造細目；引張主鉄筋の引張部定着	<ul style="list-style-type: none"> 引張主鉄筋を部材中間の引張応力を受けるコンクリートに定着する場合は、以下の(a)、(b)の条件を満足しなければならない。 (a) 同一断面で定着する鉄筋の断面積は、全引張鉄筋の断面積の1/2以下としなければならない。 (b) 計算上不要となる点から部材の有効高さを延長し、そこから必要な定着長以上延ばさなければならない。また、その間の設計せん断耐力は、設計せん断力の1.5倍以上としなければならない。

表-2.3 より、土木学会コンクリート標準示方書においては、昭和 55 年（1980 年）に改訂された示方書において、段落し部で途中定着された鉄筋の定着長に関する規定が初めて明確に示され、それにより段落し部の曲げ・せん断に関する設計の安全性が高まったと言える。

(2) 鉄道設計標準

表-2.4 に、鉄道設計標準における橋脚段落し部の引張主鉄筋の定着、もしくは一般的な引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷を示す。

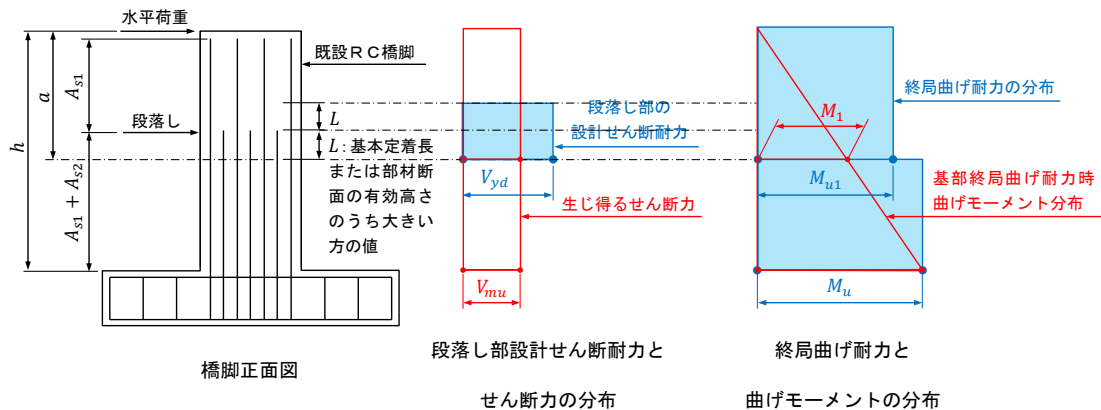
表-2.4 引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷（鉄道設計標準）^{15)~17)}

設計基準の名称	種類	条文
1964（昭和 39 年） 土木構造物の設計 基準（案）	3 条 鉄筋 の定着	<p>※大正 3 年～昭和 39 年は、引張主鉄筋の引張部定着の規定なし（引張鉄筋はコンクリート圧縮部への定着を規定）</p> <p>(1) 一般 一般に、引張鉄筋はその端にフックをつけて、これをコンクリートの圧縮部に定着しなければならない。異形丸鋼を引張鉄筋として用いる場合には、フックをつけなくてもよい。ただし、部材の固定端の引張鉄筋、フーチングの引張鉄筋の両端、等で特に十分な定着が必要な場合には、フックをつけるものとする。</p>
1970（昭和 45 年 3 月）建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物）	51 鉄筋の 定着	<p>(1) 一般 鉄筋は、その端をなるべくコンクリートの圧縮部に定着しなければならない。</p> <p>(3) スパンの中央部における鉄筋の定着</p> <p>b) やむを得ず引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、つぎの条件のいずれか一つが満たされるようにしなければならない。</p> <p>i) 斜引張鉄筋のある場合は、斜引張鉄筋の影響も計算に考慮して 39(2)から定まる部材のせん断強度にたいして、実際のせん断力がその1/2以下であること。 斜引張鉄筋のない場合は、39(1)から定まる部材のせん断強度にたいして、実際のせん断力がその1/2以下であること。</p> <p>ii) 39(2)により必要とされるスターラップのほかに、定着しようとする引張鉄筋の端から両端にはりの高さの区間にスターラップを追加する。この場合追加するスターラップは、本項(3)b)i)の条件を考慮して定める。</p>

		iii) とめない鉄筋の断面積が、曲げにたいして必要な断面積の2倍以上であること。または、とめない鉄筋の周長が、付着にたいして必要な値の2倍以上であること。
1983（昭和58年2月）建造物設計標準改訂 （鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物）	52 鉄筋の定着	(1) 一般 (a) 鉄筋は、その端をなるべくコンクリートの圧縮部に定着することを原則とする。 (2) 鉄筋の定着 (c) コンクリートの引張部での定着 i) やむをえず引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力をうける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばさなければならない。また、定着する位置では部材のせん断抵抗に余裕がなければならない。 ii) 地震の影響を大きくうける部材については63(4)による。
	63 耐震に関する一般構造細目	(4) 引張鉄筋を部材中間引張部において定着する場合、次の条件を満足しなければならない。 (a) 同一断面で定着する鉄筋断面積は全鉄筋断面積の1/2以下とする。 (b) 止めない鉄筋のみによる部材の曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍以上ある点から部材の有効高さまたは式(52.1)で求めた定着長のどちらか大きい長さを延ばすととも止める点の前後それぞれ部材の有効高さの範囲のせん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上あること。
	152 構造細目	(5) 軸方向鉄筋をく体中間部に定着する場合は、鉄筋を止める点の前後それぞれ部材の有効高さの範囲にコンクリートの打継目を設けてはならない。
1992（平成4年10月）鉄道構造物等設計標準 （コンクリート構造物）	14.8 鉄筋の定着	14.8.1 一般 (1) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法により定着しなければならない。 (a) コンクリートの中に埋め込み、コンクリートとの付着により定着する。 (b) コンクリートの中に埋め込み、標準フックを設けて定着する。 (c) 定着板などを取り付けて、機械的に定着する。

		<p>14.8.3 引張鉄筋の定着</p> <p>引張鉄筋の定着は、次によることを原則とする。以下において l_s は、一般に、有効高さ d と同値としてよい。</p> <p>ただし、地震の影響を大きく受ける部材の軸方向鉄筋の定着は、「14.11.3 軸方向鉄筋の継手および定着」によるものとする。</p> <p>(2) 計算上の鉄筋の一部が不要となる断面の場合</p> <p>(b) 途中定着する場合</p> <p>引張鉄筋は、引張応力を受けないコンクリートに定着することを原則とする。ただし、次の i), ii) のいずれかの条件を満足する場合には、計算上不要となる断面から $(l_s + l_d)$ 以上延ばして定着してよい (l_d : 鉄筋の基本定着長)。</p> <p>i) 鉄筋切断点から計算上不要となる断面までの区間において、設計せん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上あること。</p> <p>ii) 鉄筋切断点における連続鉄筋による設計曲げ耐力が設計曲げモーメントの2倍以上あり、かつ切断点から計算上不要となる断面までの区間において設計せん断耐力が設計せん断力の4/3以上あること。</p> <p>14.11 耐震に関する一般構造細目</p> <p>14.11.3 軸方向鉄筋の継手および定着</p> <p>(3) 軸方向鉄筋を途中定着する場合には、次の条件をすべて満足しなければならない。</p> <p>(a) 同一断面で途中定着する軸方向鉄筋の断面積は、全体の1/2以下としなければならない。</p> <p>(b) 止めない鉄筋のみによる設計曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍以上ある断面を起点として、有効高さ d と式(14.8.1)により算定した基本定着長 l_d のうち大きい方の長さまで延ばさなければならない。</p> <p>(c) 止める点の前後のそれぞれ有効高さに等しい区間の設計せん断耐力は、設計せん断力の1.5倍以上としなければならない。</p> <p>12.11.4 橋脚の構造細目</p> <p>(3) 軸方向鉄筋を躯体中間部に定着する場合は、鉄筋を止める点の前後それぞれ有効高さの範囲内に、コンクリートの打継ぎ目を設けてはならない。</p>
--	--	---

表-2.4 より、鉄道の設計標準では、宮城県沖地震での RC 橋脚段落し部の被災事例を踏まえて昭和 58 年（1983 年）に改訂された建造物設計標準（鉄筋コンクリート建造物および



- 軸方向鉄筋の途中定着の条件 1)～4)
- 1) $A_{s1} \geq A_{s2}$
 - 2) $M_{u1} \geq 1.5M_u$
 - 3) $V_{yd} \geq 1.5V_{mu}$
 - 4) $L =$ 基本定着長または部材断面の有効高さのうち大きい方の値。
- ここに、 A_{s1} : 連続して延ばす鉄筋量、 A_{s2} : 途中定着する鉄筋量、 M_{u1} : A_{s1} のみによる曲げ耐力、 M_u : $(A_{s1} + A_{s2})$ による曲げ耐力、 M_1 : 止める点より下方に L だけ離れた点での生じ得る曲げモーメント
 V_{yd} : 止める点前後のそれぞれ有効高さに等しい区間の設計せん断耐力
 V_{mu} : 一般に橋脚下端で曲げモーメントが M_u に達するときの止める点前後のそれぞれ有効高さに等しい区間での生じ得るせん断力

図-2.15 軸方向鉄筋における途中定着の条件（鉄道設計標準）

無筋コンクリート構造物)において、土木学会コンクリート標準示方書と同様に、段落し部で途中定着された鉄筋の定着長に関する規定が初めて明確に示された。これにより、橋脚段落し部の設計の安全性が向上し、この設計標準以降に設計されたRC橋脚においては、主鉄筋段落し部の耐震安全性が高まったと言える。

図-2.15に鉄道設計標準^{16),17)}で定められている引張主鉄筋を途中定着する条件を示す。これは、基部で損傷させた場合に設計塑性率 μ が4程度確保できることから、既往の研究で示されている段落し部で損傷させた交番載荷実験結果²²⁾を参考に、段落し部で損傷させた場合の変形性能として設計塑性率 μ が2程度となることを考慮し、荷重-変位包絡線上で段落し部の耐震性能が基部の耐震性能とエネルギー一定則が成り立つとして等価となる場合の段落し部の終局曲げ耐力 M_{u1} の値として、基部の終局曲げ耐力 M_u の1.5倍に定めたものである。その結果、段落し部の終局曲げ耐力は基部の終局曲げ耐力の1.5倍となっているので、段落し部の損傷を許容しない設計法となっている。

また、せん断耐力についても、既往の同じ交番載荷実験結果²²⁾を参考に、段落し部で必要な曲げせん断耐力比 ($V_{yd} \cdot a / M_{u1}$) の値として1.0に定めたものである。

(3) 道路橋示方書

表-2.5 に、道路橋示方書における橋脚段落し部の引張主鉄筋の定着、もしくは一般的な引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷を示す。

表-2.5 より、道路橋示方書では、昭和46年以前の示方書には、引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合の定着長に関する明確な規定はなく、コンクリート標準示方書に準拠する旨の記載がなされている。1978（昭和53年）「道路橋示方書・同解説」Ⅲ：コンクリート橋篇において、段落し部で途中定着された鉄筋の定着長に関する規定が初めて明確に示された。これにより橋脚段落し部の設計の安全性が向上し、この示方書以降に設計されたRC橋脚においては主鉄筋段落し部の耐震安全性は高まったと考えられる。川島ら²¹⁾も道路橋におけるRC橋脚の主鉄筋段落し部の被災事例のほとんどは、昭和46年以前の道路橋示方書で設計されたものであり、昭和53年以降に設計されたRC橋脚の段落し部における被災事例は無いことを示している。

表-2.5 引張主鉄筋の定着に関する規定の変遷（道路橋示方書）^{18)~20)}

設計基準の名称	種類	条文
		※昭和6～46年は、引張主鉄筋の引張部定着の規定なし（コンクリート標準示方書に準拠）
1978（昭和53年） 「道路橋示方書・同解説」 Ⅲ：コンクリート橋篇	構造細目／ 引張鉄筋の 途中定着	<ul style="list-style-type: none"> 定着する鉄筋を計算上不要となった部材断面から有効高さに等しい長さだけのばし、かぶりを大きくとるように適当な勾配で折り曲げ、そこから鉄筋直径の20倍以上の長さをのばして止める。あるいは、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の1/2以下になる断面まで定着する鉄筋をのばして止める。ただし、この場合、計算上不要になった断面から止める点までのせん断応力度は許容応力度の2/3以下とする。また、計算上不要となった断面から止める点までの長さは所要の定着長以上。
1994（平成6年） 「道路橋示方書・同解説」 Ⅳ：下部構造篇	鉄筋段落し 部の設計	<ul style="list-style-type: none"> 柱部材の軸方向鉄筋を部材中間部において途中定着する場合には帯鉄筋により十分補強しなければならない。

(4) 海外の基準（AASHTO）

海外の基準では、AASHTO²¹⁾に引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合の規定が定められている。規定の概要は次の通りである。

（以下、「5.11－鉄筋の定着と継手」より抜粋）

途中定着する引張鉄筋は、曲げモーメントに対して計算上不要となった断面から次に示す長さ以上伸ばさなければならない。

- ・ 部材の有効高さ
- ・ 鉄筋径の15倍
- ・ スパンの1/20

また、同一断面で途中定着する鉄筋は断面の全鉄筋量の1/2以下とし、連続して隣り合う鉄筋を同一断面で途中定着してはならない。

次に示すいずれか 1 つの条件を満足しない場合、引張鉄筋をコンクリートの引張部に途中定着してはならない。

- ・ カットオフ点におけるせん断力がせん断耐力の2/3乗を超えていない。
- ・ カットオフ点から部材の有効高さの3/4乗以上の範囲において、せん断力やねじりモーメントに対して計算上必要なせん断補強鉄筋量を超えて、 $0.06 b_w s / f_y$ 以上のせん断補強鉄筋量が配置されている。
- ・ No.11鉄筋とそれより細径の鉄筋では、連続鉄筋は、カットオフ点における曲げモーメントに対して計算上必要な鉄筋量の2倍以上の鉄筋量が配置されている。

AASHTO の規定においては、橋脚段落し部で引張鉄筋を途中定着する場合の規定は定められていない。

2.3.3 橋脚段落し部の設計法と損傷事例の関係

既設 RC 橋脚における段落し部の損傷は、鉄道では 1983 年の建造物設計標準より前、道路では 1978 年の道路橋示方書より前にそれぞれ設計された橋脚において、そのほとんどが発生している。橋脚段落し部の設計法は、1978 年に発生した宮城県沖地震による橋脚段落し部の被災事例を教訓に、引張主鉄筋のコンクリート引張部への定着長に関する規定が明確に定められ、これにより、橋脚段落し部の耐震安全性は向上したと考えられる。

2.3.4 段落し部の損傷形態，設計法に関する既往の研究^{21)~23)}

宮城県沖地震以降、RC橋脚段落し部の損傷形態，設計法及び耐震安全性の判定法に関する研究が行われてきた。ここでは、本研究で参考にした既往の研究3つについて、その概要を示す。

(1) 山本，石橋，大坪，小林：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第 348 号，V-1，pp.61-70，1984.8.

山本らは、主鉄筋途中定着部を有する模型柱試験体による交番載荷実験を行い、カットオフ比，せん断補強鉄筋比，軸圧縮応力度，せん断スパン比及び引張鉄筋比が段落し部の破壊性状と変形性能に与える影響を検討した。次に、交番載荷実験結果をもとに、主鉄筋途中定着部で損傷する場合の変形性能を算定する方法を示し、変形性能から導き出した段落し部の簡易な設計法を提案した。

段落し部が基部よりも先行して降伏する諸元の試験体を用いた交番載荷実験では、試験体はカットオフ点で降伏するとして求めた荷重の計算値よりも小さい荷重で降伏することを示した。これをモーメントシフトと途中定着する鉄筋の定着長による影響と考え、[モーメントシフト+定着長]によるカットオフ点からカットオフ鉄筋が有効となる断面（以下、段落し検討断面という）までの距離を、最大荷重 P による曲げモーメントとカットオフしない鉄筋のみによる降伏曲げモーメントとがつり合う点からカットオフ点までの距離として求めた。その結果、[モーメントシフト+定着長]は、 $0\sim 0.8d$ (又は D) (d :矩形断面橋脚の有効高さ、 D :円形断面橋脚の断面高さ)となることを示した。これより、段落し検討断面をカットオフ点から橋脚の有効高さ d または鉄筋の定着長のどちらか大きい値だけ下がった断面とし、じん性率 μ' を、荷重 P が段落し検討断面における降伏荷重の計算値(S'_y)と等しくなる時の水平変位を降伏変位として整理した。その結果、せん断補強鉄筋比が大きくなると、段落し部で損傷した場合の変形性能が大きくなり、じん性率 μ' は、 $1.4V_y/S'_y + 0.6$ で評価できることを明らかにした。基部で損傷する場合には、所要の帯鉄筋を配置すると、一般にじん性率4の変形性能を有することから、主鉄筋途中定着部の設計は、 V_y/S'_y を1.0以上とし、鉄筋の途中定着部のじん性率を2として、エネルギー一定則により段落し部が必要となる曲げ耐力を算定した。その結果、止めない鉄筋のみによる部材の曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍あれば、段落し部で損傷させた場合と基部で損傷させた場合の吸収エネルギーが等価であることを示した。最後に、止めない鉄筋のみによる部材の曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍ある断面から部材の有効高さまたは鉄筋の定着長のどちらか大きい長さだけ延ばすとともに、止める点の前後、それぞれ部材の有効高さの範囲のせん断耐力が設計せん断力の1.5倍以上とする、段落し部の簡易な設計法を提案した。

(2) 川島，星隈，運上：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，
土木学会論文集，No. 525，I-33，pp. 83-95，1995. 10.

川島らは、段落し位置を変化させた模型試験体による交番載荷実験と1978年の宮城県沖地震における新江合橋3P及び1982年の浦河沖地震における静内橋3Pの段落し部での損傷事例をもとに、既設橋脚の段落し部で耐震性に劣る橋脚を判定する方法を提案した。次に、1993年に発生した釧路沖地震及び北海道南西沖地震において、段落し部で損傷が発生したかもしくは無損傷であった橋脚を対象に提案した判定法を適用し、その妥当性を検証した。

研究では、最初に、段落し位置を変化させた模型柱試験体による交番載荷実験を行い、計算上段落して良い位置で主鉄筋量を基部の1/2とした定着長の全くない試験体では段落し部で損傷すること、これより断面高さの1/2だけ高い位置で段落した場合は、段落し部の損傷が先行するものの最終的に基部で破壊すること、断面高さ分高い位置で段落した試験体は基部のみで損傷することを示した。また、段落し部で損傷した場合、基部で損傷する場合に比べて早い段階でコンクリートが剝離する損傷が発生し、基部で損傷する場合に比べて最大耐力が小さくなり、その後の耐力低下度も大きくなることを示した。こ

れと過去の大地震において段落し部で被災した 2 つの橋脚の構造諸元をもとに、段落し部の耐震性の判定法を提案した。具体的には、段落し位置をカットオフ点より道路橋示方書下部構造編による鉄筋定着長分下がった断面で定義し、段落しの降伏曲げに対する安全率の基部の降伏曲げに対する安全率に対する比率を損傷形態判別係数 S と定義し、この値が1.1以下の場合に段落し部で損傷が発生すると判定することで、段落し部で損傷が発生する橋脚を抽出できることを示している。更に、損傷形態判別係数 S が1.1以下となる橋脚では、段落しにおける設計曲げモーメントに対する降伏曲げ耐力の比率を段落し位置における耐震安全率 F_y^T と定義し、この値が1.2以下となる場合、段落し部で著しい損傷が発生する可能性があるかと判定できることを示している。次に、橋脚段落し部において、 $S \leq 1.1$ かつ $F_y^T \leq 1.2$ となる場合、段落し部で著しい損傷が発生する可能性があるかと判定できることを、北海道南西沖地震及び釧路沖地震において段落し部に著しい損傷が発生した橋脚の諸元を用いた検討結果から明らかにした。また、耐震性に劣る 2 段の段落しを有する橋脚の損傷事例をもとに、2 段で段落しされている橋脚の場合には、一般的に損傷形態判別係数 S が小さい方の段落し部で損傷すると判定できるものの、 S の差が0.05と小さい場合は、損傷断面を 1 断面に限定できないことを明らかにした。

- (3) 佐々木, 川島 : E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 65, No. 1 (地震工学論文集第 30 巻), pp. 434-441, 2009.

佐々木らは、実物大試験体を用いたE-ディフェンス震動実験を行い、実施した実験の範囲内では、段落しから引張主鉄筋の付着切れが発生する長さが最大で38φとなることを示した。

山本らの研究で提案された段落し部の設計法は、1983年（昭和58年）に改訂された国鉄の建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物）に適用されている。また、現在JR東日本で実施しているRC巻き立て補強工法等による橋脚段落し部の耐震補強の設計においても、提案された設計法を準用して補強設計を行っている。

2.4 橋脚の耐震補強施策

本節では、兵庫県南部地震の発生後に国（運輸省）が主導して各鉄道事業者において実施してきた鉄道構造物の緊急耐震補強とその後に追加された耐震補強施策についてその概要を述べる。併せて、過去の大地震におけるRCラーメン高架橋柱及びRC橋脚の損傷事例を踏まえてJR東日本で実施してきた耐震補強施策の内容とその実施状況について述べる。

次に、既設RC橋脚の耐震補強工事において適用されてきた既往の耐震補強工法について

その概要と問題点を述べる。

以上より本節では、既設RC橋脚の耐震補強工事のこれまでの実施状況と橋脚の耐震補強工事を進めるにあたっての現状の問題点について考察する。

2.4.1 耐震補強の変遷

(1) 緊急耐震補強

1995年に発生した兵庫県南部地震により、多くの鉄道高架橋に被害が生じたことから、運輸省（現国土交通省）は、「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について（平成7年8月1日）」²⁴⁾（以下、緊急耐震補強という）により、新幹線及び輸送量の多い在来線の線区を対象に、既存の高架橋、開削トンネル等について、新幹線については概ね3年、その他の鉄道については概ね5年を目途に緊急耐震補強を実施することを各鉄道事業者に指示した。

緊急耐震補強では、兵庫県南部地震においてせん断破壊による倒壊や落橋といった甚大な被害が生じたラーメン高架橋及びラーメン橋台（RC柱）を対象に、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいRC柱について、柱のせん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えうるように緊急に補強することとしている。兵庫県南部地震では、道路橋ではRC橋脚の倒壊といった甚大な被害が発生したものの、鉄道構造物のRC造の単柱橋脚においては大きな被害は発生せず、主な被害はRC柱のせん断破壊に起因するラーメン高架橋やラーメン橋台の崩壊であった。そのため、緊急耐震補強ではRC橋脚は補強対象に含まれていない。

(2) 既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針・同解説

その後、鉄道構造物の耐震設計については、平成10年12月に「鉄道構造物等設計標準 耐震設計」（以下、耐震標準という）²⁵⁾が通達されている。平成13年6月18日には、既存構造物の耐震補強に関して国土交通省から各鉄道事業者へ「既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針・同解説」²⁶⁾が通達されている。この通達により、橋梁（RC単柱形式等）の柱であって、大規模な地震の発生時に著しい損傷が想定される構造物についても耐震補強の対象に加えられている。この通達の中で、単柱形式のRC橋脚を補強対象に含めた理由として、兵庫県南部地震において、鉄道構造物では、大きな被害は発生しなかったものの、阪神高速道の崩壊に見られるように、RC造の単柱橋脚の一部には、同様にせん断破壊の危険性を持っているものも想定されるため、このような大きな被害に繋がる著しい損傷が想定される橋梁の柱部を補強の対象構造物に追加したものである、と述べられている。

(3) 三陸南地震による対策

2003年に発生した三陸南地震では、上記の耐震補強対象線区外における東北新幹線高架橋が被害を受けた。このため、三陸南地震発生直後の平成15年6月3日に国土交通省鉄道

局より「新幹線の構造物の耐震補強について」により、国土交通省は新幹線を保有する JR3 社に対し上記耐震補強対象線区外も含めて新幹線高架橋の耐震補強とその計画の策定を指示した²⁷⁾。

(4) 新潟県中越地震による対策

2004 年に発生した新潟県中越地震では、高架橋上での新幹線の脱線や高架橋柱のせん断破壊などが生じた。ただし、せん断破壊は補強予定であったものの未補強の柱で発生したものであり、補強済みのものは被害を受けなかった。そのため、新潟県中越地震発生直後の平成 16 年 11 月 1 日には、国土交通省鉄道局より「新幹線における高架橋柱の耐震性確保について」が通達され²⁸⁾、耐震補強計画の前倒しと高架橋柱の耐震性の総点検が鉄道事業者に通達された。

以上が兵庫県南部地震以降実施されてきた鉄道構造物の耐震補強施策の主な概要である。

JR 東日本では、新幹線全線の高架橋柱 82,100 本のうち、せん断破壊先行型 18,500 本に関して、2007 年度までに耐震補強を終わらせている²⁹⁾。また、在来線に関しても、緊急耐震補強対策エリアのせん断破壊先行型の高架橋柱 12,600 本に関して、2008 年度までに耐震補強を終わらせている。2009 年度からは、第 2 次耐震補強対策として、新幹線高架橋柱約 6,700 本を 5 年間かけて耐震補強する計画を発表している³⁰⁾。

2.4.2 JR 東日本における RC 橋脚の耐震補強施策とその実施状況

兵庫県南部地震発生以降、国からの通達に基づき各鉄道事業者において既設構造物の耐震補強工事が進められてきた。本節では、JR 東日本で実施してきた耐震補強施策のうち、

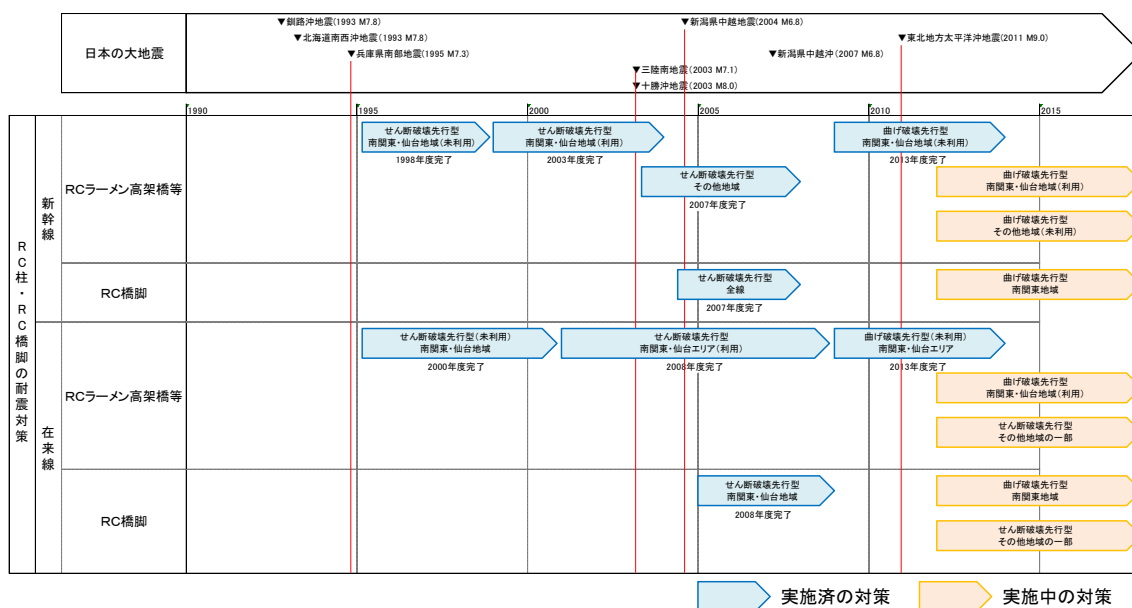


図-2.16 既設 RC 柱及び既設 RC 橋脚の耐震補強施策の変遷 (再掲)

RC ラーメン高架橋柱及び RC 橋脚の耐震補強工事について述べる。

図-2.16 は、兵庫県南部地震以降、構造物の耐震性能に応じて実施されてきたラーメン高架橋柱及び橋脚の耐震補強工事の変遷を示している。また、表-2.6 はラーメン高架橋柱及び橋脚の耐震補強の実施状況³¹⁾を示している。

(1) せん断破壊先行型の補強（RC ラーメン高架橋柱）

兵庫県南部地震発生以降、「緊急耐震補強」に基づいてせん断破壊先行型のラーメン高架橋柱の耐震補強工事が実施され、新幹線については、南関東地域及び仙台地域について 2003 年度に補強が完了している。在来線については、南関東地域及び仙台地域について 2008 年度に補強が完了している。

2003 年に発生した三陸南地震により新幹線高架橋が被害を受けたことから、新幹線につ

表-2.6 ラーメン高架橋柱及び橋脚の耐震補強の実施状況

			南関東地域	仙台等地域	その他地域	
新幹線	せん断破壊先行型	高架橋	約1,900本	約16,600本		
		橋脚	約310基	約2,030基		
	曲げ破壊先行型	高架橋	店舗等未利用	約3,800本	約2,900本	約7,130本
			店舗等利用	約1,100本	約410本	
		橋脚	約680基			
在来線	せん断破壊先行型	高架橋	約12,500本	約100本	約940本	
		橋脚	約530基	約10基	約820基	
	曲げ破壊先行型	高架橋	店舗等未利用	約5,460本	約40本	
			店舗等利用	約5,630本	約30本	
		橋脚	約1,090基			

※在来線の南関東地域、仙台等地域は、ピーク時1時間当り片道10本以上の線区
在来線のその他地域は、特急線区またはピーク時1時間当り片道5本以上の線区

これまで取り組んできた耐震補強

: 2008年度末までに完了
 : 2013年度末までに完了

現在実施している耐震補強

: 2012年度から着手・現在施工中(首都直下地震に備えた耐震補強対策)
 : 2012年度から着手・現在施工中(東日本大震災を踏まえた耐震補強対策)

いては南関東地域及び仙台地域以外のその他地域についても耐震補強工事に着手し、新潟県中越地震の発生を受けて1年補強工事を前倒しで実施し、2007年度に補強が完了している。以上により、新幹線については全線でせん断破壊先行型のRCラーメン高架橋柱の耐震補強工事が完了している。

在来線のその他地域のRCラーメン高架橋柱については、2011年の東日本大震災の発生を踏まえた耐震補強対策として、山形・秋田新幹線及び特急線区等について、現在、補強工事が進められているところである。

(2) 曲げ破壊先行型の補強（RCラーメン高架橋柱）

曲げ破壊先行型のRCラーメン高架橋柱の補強工事は、高架下が店舗等に未利用の高架橋（以下、未利用高架橋という）において、南関東地域及び仙台地域の耐震補強工事を2009年に着手し、新幹線、在来線ともに2013年度までに補強工事を完了している。

2011年の東日本大震災発生後、東日本大震災を踏まえた耐震補強対策として2012年からは、仙台地域の高架下を店舗等に利用している高架橋（以下、利用高架橋という）、及び首都直下地震に備えた耐震補強対策として南関東地域の利用高架橋の耐震補強工事に新幹線、在来線ともに着手し、現在補強工事を進めているところである。また、新幹線は、その他地域の未利用高架橋についても、東日本大震災を踏まえた耐震補強対策として2012年に補強に着手し、現在補強工事を実施している。

(3) せん断破壊先行型の補強（RC橋脚）

RC橋脚については、新潟県中越地震発生後にせん断破壊先行型の耐震補強工事が進められ、2007年度に新幹線全線において、2008年度に在来線の南関東地域及び仙台地域において、それぞれ補強が完了している。

在来線のその他地域のRC橋脚については、RCラーメン高架橋柱と同様に、東日本大震災の発生を踏まえた耐震補強対策として、山形・秋田新幹線及び特急線区等について2012年に着手し、現在補強工事が進められているところである。

なお、RC橋脚では、橋脚基部のじん性補強、基部と段落し部のせん断補強、及び段落し部の曲げ補強が必要とされる橋脚が存在している。そのため、RC橋脚の耐震補強工事では、個々の橋脚において耐震安全性を満足していない項目を全て満足するように補強を行っており、せん断破壊先行型のRC橋脚の補強工事を行う際には、段落し部の曲げ補強及びせん断補強も必要に応じて同時に実施している。

(4) 曲げ破壊先行型の補強（RC橋脚）

曲げ破壊先行型のRC橋脚については、首都直下地震に備えた耐震補強対策として、南関東地域の新幹線及び在来線の補強工事に2012年に着手し、現在補強工事を実施している。曲げ破壊先行型のRC橋脚の耐震補強工事においても、せん断破壊先行型のRC橋脚の補強

工事と同様に、橋脚基部のじん性補強とともに、段落し部の補強についても個々の構造物の耐震性能に応じて同時に実施している。

以上に示したように、段落し部で耐震安全性が低い既設 RC 橋脚は依然として多数存在しており、本研究で提案する橋脚段落し部の補強工法を適用することで、鉄道橋脚の耐震安全性の向上に寄与することができると考えられる。

2.5 既往の耐震補強工法の概要と課題について

2.5.1 一般的な補強工法（巻き立て工法）

既設 RC 橋脚を対象とした既往の耐震補強工法では、一般的に、橋脚 4 面を巻き立てる補強工法が適用されている。巻き立て補強工法としては、図-2.17 に示すように、RC 巻き立て補強工法、鋼板巻き立て補強工法、繊維シート巻き立て補強工法、PCM（ポリマーセメントモルタル）吹付補強工法が挙げられる。海外においても、既設 RC 橋脚の耐震補強工法としては、RC や鋼板による巻き立て補強工法が一般に適用されている。以下に各工法の概要と特徴を示す。

(1) RC 巻き立て補強工法

最も一般的に用いられている補強工法である。既設 RC 橋脚にジベル鉄筋を設置して軸方向鉄筋を配置することにより、段落し部の曲げ補強にも適用可能である。経済性に優れているという利点を有する。一般に巻き立て厚さが200mm程度となり、河川内橋脚では河川占有率に、道路近接箇所では道路の建築限界に支障することが懸念され、その場合には河川管理者や道路管理者との協議が必要となり、適用が難しい場合が出てくる。

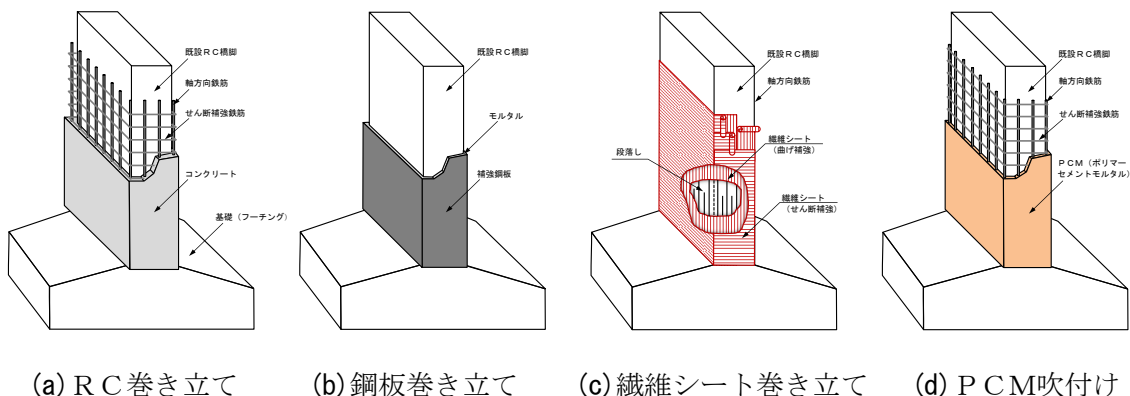


図-2.17 既設 RC 橋脚における既往の耐震補強工法の例（再掲）

(2) 鋼板巻き立て補強工法

RC 巻き立て補強工法と並んで一般的に適用されている工法である。補強厚さを小さくできる利点を有する。河川内橋脚への適用では、鋼板の耐久性と維持管理が課題となる。

(3) 繊維シート巻き立て補強工法

巻き立てる繊維シートの種類により、炭素繊維シート (CFRP) 巻き立て工法やアラミド繊維シート (AFRP) 巻き立て工法がある。巻き立て厚さを薄くでき、人力で施工できる利点を有している工法であるが、経済性や繊維シートの耐久性、維持管理が課題となる。段落し部の曲げ補強に適用する場合、既設 RC 橋脚に接着する長さ (定着長) が長くなる場合があるので、適用に際しては注意が必要である。

(4) PCM (ポリマーセメントモルタル) 吹付補強工法

高強度のポリマーセメントモルタルを吹き付けて巻き立てる補強工法である。巻き立て厚さが50mm程度となり、RC 巻き立て補強工法に比べて大幅に巻き立て厚さを小さくできる利点を有しており、耐久性も高いことから、河川内橋脚で耐震補強により河川占有率の制限値を超える箇所への適用で優位性を発揮する。材料費が高価であるため、河川内橋脚など制約条件がある場合に適用を検討する工法である。

2.5.2 特殊な条件下でも適用可能な工法

表-2.7~9 に JR 東日本で適用している特殊な条件下でも適用可能な橋脚の耐震補強工法の一覧とその概要を示す。それぞれ水中、土中、高所などの厳しい施工条件下にある橋脚の補強工事を行う際、通常の RC 巻き立て補強工法等の既往の耐震補強工法を適用すると経済性や施工性の面で問題となる場合に適用することで効果を発揮する工法である。

2.5.3 耐震補強に関する既往の研究^{32),33)}

近年実施されてきた、橋脚段落し部の耐震補強工法に関する既往の研究のうち、主なものを以下に示す。

(1) 緒方, 安藤, 松田, 小嶋, 大野: 炭素繊維による段落し部を有する既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集, No. 540, VI-31, pp. 85-104, 1996. 6.

緒方らは、炭素繊維シート (CFRP) による段落し部を有する RC 橋脚の耐震補強工法について、材料実験から部材実験まで CFRP 補強工法を実構造物に適用するにあたって必要と考えられる一連の実験を行い、補強設計方法を示した。

CFRP の力学的特性や耐久性に関する材料実験では、引張強度は CFRP 層数によらず一定であること、屋内促進試験及び屋外暴露試験の結果から CFRP 接着面の耐久性が良好であることを示した。また、CFRP 補強した円柱供試験体の圧縮試験を実施し、CFRP は圧縮強度の

表-2.7 既設 RC 橋脚の耐震補強工法一覧 (その1)



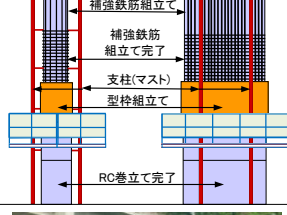

大分類	橋脚補強工法		
	河川内	河川内	高橋脚
中分類	全面巻立て		
小分類	せん断補強・じん性補強		施工方法
工法名	コンクリート巻立て工法		昇降式足場
工法名	橋脚のPCa耐震補強工法 (PRISM工法)	RCユニット(RC-U)耐震補強工法	高構造物の耐震補強急速施工法
概要	<p>帯鉄筋を内包したプレキャストパネルを柱部材の周囲に取り付け、継手により閉合した後、柱とプレキャストパネルの間にグラウト材を注入することによって耐震性能を向上させる工法。</p>  <p>パネル設置用ホイス、曲げ補強鉄筋、パネル間継手、プレキャストパネル、水面</p> 	<p>水中部に位置する橋脚に、補強鉄筋と型枠からなるユニットを気中部で組立て閉合し、事前に浚渫した補強範囲にユニットを沈設させコンクリート等を充填する。主にせん断補強およびじん性補強を行う工法。</p>  <p>RC巻立て、RCユニット、▽水面、▽河床</p> 	<p>橋脚を取り囲むように配置した昇降式足場が支柱に沿って橋脚を上下することで、コンクリート巻立て耐震補強工事における各種作業工程を連続的に施工可能とする施工法。</p>  <p>補強鉄筋組立て、補強鉄筋組立て完了、支柱(マスト)、型枠組立て、RC巻立て完了</p> 
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 水中橋脚では仮締め切りおよびドライアップせずに施工することが可能。 主要部材が既製2次製品のため品質管理が容易で、初期欠陥が生じにくい。 グラウト部に鉄筋を建て込み、フーチングに定着させることで曲げ補強にも対応できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 水中部に位置する橋脚において、一般の鉄筋コンクリート巻立て工法に比べ、以下の特徴を有する。 大規模な仮締め切り工が不要。 ユニット化による現地作業工程の短縮。 仮設物(仮締め切り工・栈橋等)が小規模。 施工スペースが小規模。 	<ul style="list-style-type: none"> 高さが30mを超えるRC橋脚、大型クレーンが入れない山間部谷あい等の高橋脚、河川の高水敷き等工期の制約を受ける高橋脚等の耐震補強において以下の特徴を有する。 作業ヤード、工事用通路は小規模である。 大型クレーンを必要としない。 枠組足場は不要であり本体工事着手が早い。 作業床(昇降式足場)は任意の位置で作業できる。 専用の鉄筋吊治具の併用により軸方向鉄筋の圧接作業が効率的に行える。
適用範囲	<ul style="list-style-type: none"> 原則として死荷重時の圧縮応力度$8\text{N}/\text{mm}^2$以下 	<ul style="list-style-type: none"> 断面の長短辺比が3.0以下 段落し部の曲げ補強に対しては一般に不可 死荷重時の軸方向圧縮応力度$3.0\text{N}/\text{mm}^2$程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート巻立て耐震補強工法に適用
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 柱周囲に1.0m程度の作業用スペースが必要。 水中施工の場合、その周囲にさらに4.0m程度の作業構台が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ユニットを気中部で組立て、沈設するための仮受け設備および吊り込み設備が必要。 充填するコンクリート等による型枠材のはらみ防止として外部拘束材が必要。 潜水士による水中作業が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設RC橋脚の形状寸法および角度に合わせた昇降式足場および支柱本数が計画できる。 昇降式足場は、地上で設置したのち作業床を昇降させて順次支柱の継ぎ足しを行い昇降する。 昇降式足場は、任意の位置で作業ができるため、常に安定した作業床からの作業が可能であることから施工性・安全性が向上する。
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 通常のRC構造物と同じく定期的に外観の目視検査を行う。 PCaパネルは水セメント比30%のコンクリートまたはモルタルを使用するので塩害・中性化への抵抗性が確保される。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート巻立てと同じ。 	<ul style="list-style-type: none"> 本工法は、耐震補強を行うときの施工方法であるため維持管理はない。
補強による増厚	200~300mm	200mm程度	コンクリート巻立て厚200mm~300mm程度
施工速度	<ul style="list-style-type: none"> 水中部: $6.5\text{m}^2/\text{日}$ 気中部: $10.6\text{m}^2/\text{日}$ 	<ul style="list-style-type: none"> 水中部の施工: 14日 	<ul style="list-style-type: none"> 昇降式足場の設置: 12日 昇降式足場の撤去: 5日
(算定条件)	<ul style="list-style-type: none"> 施工環境: 港湾内 既設構造: 水中橋脚 柱断面形状: 小判型7500×4500 柱高さ: 22.1m ※パネル設置工、はらみ止めアンカー工、グラウト工のサイクル工程の速度を示した。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋脚断面形状: 小判形$8.0\text{m} \times 4.0\text{m}$ 水中部補強高さ: 7.2m ユニット1段あたり: 直線2ピース、円形4ピース ユニット段数: 3段(1段2.4m) ユニット総数: 直線6ピース、円形12ピース ※準備工、仮設工、浚渫作業を除く ※ユニット気中部組立、沈設、コンクリート打設作業 	<ul style="list-style-type: none"> 橋脚断面形状: 長辺$8.0\text{m} \times$短辺$4.8\text{m} \sim 2.5\text{m}$ 橋脚高さ35.0m 支柱(マスト): 1本形式 1口(5.4m)あたり撤去: 1日 日数の内訳作業: 昇降式足場組立、支柱継ぎ足し、壁つなぎ

表-2.8 既設 RC 橋脚の耐震補強工法一覧 (その2)

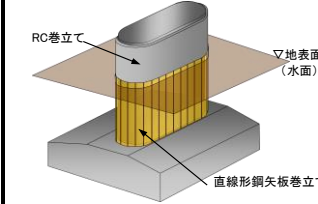
大分類	橋脚補強工法	
	河川内、地中部	地中部
中分類	全面巻立て	く体内部挿入
	せん断補強・じん性補強	
小分類	鋼材巻立て工法	鋼材挿入工法
工法名	直線形鋼矢板巻立て耐震補強工法	斜め鋼材あと挿入耐震補強工法
概要	<p>水中部に位置するRC橋脚や地中に埋まるRC橋脚のように地中部掘削が困難なRC橋脚に対し、直線形鋼矢板を巻き立てることにより、せん断補強およびじん性補強を行う工法。</p>  	<p>地中に深く埋まる掘削が困難な橋脚に対し、く体内部に斜め方向に鋼材を配置することにより、橋脚く体のせん断補強および段落し部の曲げ補強を行う工法。</p>  
特徴	<p>水中部や地中に埋まる橋脚において、一般の鉄筋コンクリート巻立て工法に比べ、以下の特徴を有する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・仮締切り工、浪浪の低減。 ・仮土留め工、掘削の低減。 ・掘削に伴う近接構造物への影響の低減。 ・地下水位の影響が少ない。 	<p>地中に深く埋まる橋脚の地上部から斜め方向に鋼材(以下、斜め鋼材という)を挿入することで、掘削量の低減や、近接構造物への影響を縮減することが可能。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・仮土留め工などの仮設構造物の低減が可能。
適用範囲	<ul style="list-style-type: none"> ・断面の長短辺比が3.0以下 ・段落し部の曲げ補強に対しては一般に不可 ・死荷重時の軸方向圧縮応力度$3.0\text{N}/\text{mm}^2$程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> ・く体のせん断補強 ・段落し部の曲げ補強
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・圧入機械の選定は、地質、空頭高さ、圧入高さ、作業ヤード等を考慮して選定する。 ・直線形鋼矢板の内部を掘削する際は、土圧等により直線形鋼矢板が橋脚側にたわむことがあるので、たわみ対策の検討が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・既設橋脚く体の形状に合せた削孔が必要。 ・削孔時に既設く体鉄筋を切断するため復旧が必要。 ・地上部は一般的なRC巻立て補強となる。
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> ・直線型鋼矢板の腐食については、設計時に腐食しるを考慮しているため維持管理は不要。 	<p>一般的に不要。</p>
補強による増厚	200mm程度	200mm (RC巻立て部)
施工速度	<ul style="list-style-type: none"> ・地中部の施工: 10日 	40日 (1基)
(算定条件)	<ul style="list-style-type: none"> ・橋脚断面形状: 小判形$8.0\text{m} \times 4.0\text{m}$ ・地中部補強高さ: 5.0m ・直線型鋼矢板打設: 4日 (打設長$4.5\text{m} \times 44$枚) ・掘削・吸引: 5日 (17.8m^3) ・充填(コンクリート打設): 1日 ※地上部の補強は含まない 	<ul style="list-style-type: none"> ・掘削: 3日 (H=3.5m) ・削孔: 12日 ($\phi 160.5.6\text{m} \times 6$本) ・斜め鋼材組立: 3日 ($\phi 21.8\text{PC}$より線) ・斜め鋼材挿入・充填: 2日 ・RC巻立て: 13日 ・埋め戻し: 6日

表-2.9 既設 RC 橋脚の耐震補強工法一覧 (その3)

大分類	橋脚横梁補強工法	橋脚/高架橋柱共通工法
中分類	U型/全面巻立て せん断補強	全面巻立て 接合方法
小分類	アラミドシート巻立て工法	鋼材巻立て工法
工法名	部分プレキャストアラミドシート工法	かみ合わせ継手を用いた 鋼板巻立て補強工法
概要	<p>上面に支承や落橋防止装置などの付属物が設置されている橋脚横梁をU型および全面にアラミド繊維シートで巻き立ててせん断補強する工法。</p>  <p>上部工 支承 付帯物等 橋脚 U型巻立て 全面巻立て</p> 	<p>ノコ歯状のかみ合わせ継手を用いることで、従来の現場溶接を不要としたプレハブタイプの鋼板巻立て補強工法。</p>  <p>かみ合わせ継手 既設コンクリート 補強鋼板 かみ合わせ継手</p>    <p>従来工法 輪切り工法</p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 全面巻立てには部分プレキャストシートを用いるので上面の施工空間が制限されていても施工可能。 補強材は軽量かつ錆びないため、重機を必要とせず、耐久性が高い。 コンクリート片の剥落も防止可能。 U型巻立てのみに比べて最大2倍のせん断耐力が期待できる。 横梁の断面形状に合わせた補強が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 現場溶接が不要となり、接合部の安定した品質を確保できるほか、現場での品質管理が軽減される。 天候、乾湿や足場などに影響されず特殊技能が不要である。 機械化施工により人力作業が軽減され、作業効率が向上する。 鋼板を鉛直方向に分割した輪切り鋼板を使用すれば、重機が入れないなどの狭い部でも人力による施工が可能である。
適用範囲	<ul style="list-style-type: none"> 高いエネルギー吸収を必要とする場合は適用範囲外。 U型/全面巻立てが同じシート厚さの場合、梁高さ以下のピッチで30%以上の梁面積を全面巻立てできる場合に適用可能。 	<p>橋脚/高架橋</p> <ul style="list-style-type: none"> 死荷重時の圧縮応力$5\text{N}/\text{mm}^2$以下
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 人力のみでの施工が可能。 梁上部の施工空間が10cm程度以下でも施工可能。 施工には横梁周囲に足場および資機材置場が必要。 樹脂が完全硬化するまで数日~1週間程度の養生が必要。 プレキャストシートは樹脂含浸が不要で、工程短縮が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ■通常の場合 対面する2面側にそれぞれ揚重装置の稼働スペースが必要。他の2面側の最小スペースは0.30m程度必要。(ただし、鋼板の水平溶接を行う場合は0.75m程度) ■輪切り鋼板を使用する場合 柱周囲に最小スペースが0.30m程度必要。
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 施工後の維持管理は仕上塗装面の変状目視確認のみ。 既設構造物にシートを巻立てるため、表面の目視確認は不能。 打音検査で浮きや剥がれは容易に検知可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 一般的には、塗装のメンテナンスが必要。 亜鉛めっき塗装の場合、メンテナンスは基本的に不要。
補強による増厚	数mm~10mm程度	一般部 40mm程度 かみ合わせ部 75mm程度
施工速度	6日/本	鋼板取付け 5~6本/日
(算定条件)	<ul style="list-style-type: none"> 横梁高さ×幅×長さ(2×3×6m)程度の場合。 足場や資機材の置き場が横梁周囲に配置できる場合。 部分プレキャストシートが製作済みの場合。 シートの引張耐力が1170kN/m程度の場合。 	<p>ラーメン高架橋 □1000×1000、高さ5m程度 ※鋼板取付け以外の工種は一般の鋼板巻立て補強工法と同等</p>

向上には寄与しないものの、終局ひずみを大きくする効果があることを示した。

部材実験では、補強したはり部材の曲げ載荷実験を行い、曲げ耐力、せん断耐力及び付着強度の算定方法を示した。曲げ耐力については、CFRPの引張強度で曲げ耐力を算定すると実験値は計算値を僅かに下回るため、CFRPの引張強度を材料試験値の3/4と仮定することで、安全側に曲げ耐力を算定できることを示した。CFRPの引張強度を材料試験値とすると曲げ耐力を過大評価する原因として、ひび割れ部のせん断応力や応力集中の影響を挙げている。

せん断耐力は、道路橋示方書の設計式を準用することで計算値は実験値を安全側に評価できることを示しており、この理由として設計式ではコンクリートによるせん断耐力 V_c が安全側に計算されるためであるとしている。また、CFRPが脆性的に破断する特性があることから、現状では、せん断耐力の算定においてもCFRPの引張強度を材料試験値の3/4に設定することを推奨している。

付着強度の算定では、試験体の付着応力分布はCFRPの定着長内で変化しているものの、平均付着強度を0.45MPaと評価することで安全側に定着長を評価できることを示した。

最後に、CFRPで補強した柱試験体による交番載荷実験を行い、段落しを有するCFRP補強柱試験体の実験結果から、CFRP補強により段落し部の損傷を防止できることを示した。また、CFRPで耐震補強された橋脚の設計方法を基部の曲げ補強以外について示している。

段落し部の曲げ補強の設計方法としては、道路橋示方書の重ね継手長だけ下がった断面を照査段落し断面として、終局曲げ耐力に達する時点で照査段落し断面に発生する曲げモーメントに対する既設橋脚の降伏曲げ耐力の不足分をCFRPによる曲げ補強で補う段落し部の曲げ補強に関する設計法を示した。また補強範囲は、段落し照査断面から付着強度を0.45MPaと仮定し、付着強度を確保できる断面まで定着することで設計できることを示した。

橋脚く体のせん断補強と橋脚基部のじん性補強に関しては、前述したせん断耐力の算定方法を用いた設計法を提示している。

(2) 中村, 日野, 山口, 佐藤 : PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし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. 30, No. 3, pp. 1171-1176, 2008.

中村らは、巻き立て厚をRC巻き立ての1/5程度に縮小できるPCM吹付け工法の交番載荷実験を行い、無補強だと段落し部で損傷する試験体をPCM吹付け工法で補強することにより十分な変形性能（無補強の試験体に比べて4.5倍の変形性能となる塑性率8.32）が得られること、無補強の試験体における段落し部で途中定着された鉄筋の定着長は10φ程度であること、及び補強部材の軸方向鉄筋の補強部材端部からの定着長は20φ程度であることを示している。

2.5.4 既往の耐震補強工法における問題点

以上述べてきたように、既往の耐震補強工法は橋脚4面を巻き立てることを特徴とする

ものがほとんどである。斜め鋼材あと挿入耐震補強工法のみ、土中では橋脚内部に補強部材を挿入することで補強可能であるが、この工法も地上部は通常の RC 巻き立て補強を行っている。

RCラーメン高架橋柱の場合、高架下を店舗等で利用している箇所を対象として、柱4面のうち1面のみから補強が可能となる一面耐震補強工法を適用しているが、橋脚では補強面を限定して施工できる補強工法が無いのが現状である。

これは橋脚の場合、柱に比べて断面形状や配筋方法が異なることが理由と考えられる。すなわち、高架橋柱では柱形状は正方形に近いものが一般的であるのに対して、壁式のRC橋脚では、断面の長辺 b_e と短辺 h_e の比率で表される辺長比 b_e/h_e が最大で6.0程度のものが一般的に存在し、橋脚側面となる一面のみから補強した場合、既設橋脚断面のうち補強部材から離れた部分において補強効果が不足するためであると考えられる。

また、一般的に既設RC橋脚は、引張主鉄筋を橋脚高さ方向の中間部で定着している段落し部を有しているため、段落し部の補強効果の面でも一面にのみ補強部材を設置する補強工法では、補強効果が十分発揮できないことが理由として考えられる。

そのため、高架下を店舗等に利用している箇所においても、高架下利用者との協議を行い、店舗の移転・復旧工事を耐震補強工事の前後の工程で行い、橋脚4面を巻き立てる工法を一般的に適用しているのが現状である。よって、高架下利用箇所においても高架下施設に支障しないで施工が可能となる新しい耐震補強工法の開発が望まれている。

参考文献

- 1) 安江朝光, 佐々木康, 浅沼秀弥, 中島威夫: 浦河沖地震における土木関係被害調査速報, 土木技術資料 24-7, pp.27-31, 1982.
- 2) 北海道: 昭和 57 年浦河沖地震災害記録, pp.169-170, 1983.3.
- 3) 岩崎敏男: 1982 年浦河沖地震で被災した静内橋鉄筋コンクリート橋脚の動的挙動調査, コンクリート工学, Vol.28, No.9, pp.146-149, 1990.9.
- 4) 日本コンクリート工学協会: 兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書, 1997.4.
- 5) 土木学会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式 [阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告], コンクリート技術シリーズ No.12, 1996.7.
- 6) 土木学会・地盤工学会合同十勝沖地震調査団: 2003 年 9 月 26 日に発生した十勝沖の地震被害調査速報, 土木学会誌, Vol.88, No.12, pp.39-44, 2003.12.
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所合同緊急調査団: 平成 15 年十勝沖地震の緊急調査速報, 土木技術資料 Vol.45-11, pp.4-9, 2003.11.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所合同緊急調査団: 平成 16 年新潟県中越地震の緊急調査速報, 土木技術資料 Vol.46-12, pp.10-13, 2004.12.

- 9) 杉田秀樹：土木構造物の被害(1)道路施設，平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告会梗概集，pp.61-66，2004.12.
- 10) 石橋忠良：新潟県中越地震における土木構造物の被害（鉄道施設），平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告会梗概集，pp.67-71，2004.12.
- 11) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改訂資料，コンクリートライブラリー第 87 号，丸善，1996.7.
- 12) 土木学会：コンクリート標準示方書，1980.4.
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書，1986.10.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書，1991.9.
- 15) 日本国有鉄道：建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，1970.3.
- 16) 日本国有鉄道：建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，1983.2.
- 17) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，1992.10.
- 18) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書，1964.
- 19) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ：コンクリート橋篇，1978.
- 21) AASHTO LRFD：BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS.
- 22) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525，I-33，pp.83-95，1995.10.
- 23) 山本強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第 348 号，V-1，pp.61-70，1984.8.
- 24) 佐々木智大，川島一彦：E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.65，No.1（地震工学論文集第 30 巻），pp.434-441，2009.
- 25) 運輸省鉄道局：鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能にかかわる当面の措置について，鉄技 113 号・鉄施 200 号，1995.
- 26) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.
- 27) 国土交通省鉄道局：既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針・同解説，2001.6.
- 28) 国土交通省鉄道局：新幹線の構造物の耐震補強について，国鉄技第 51 号・国鉄施第 20 号，2003.
- 29) 国土交通省鉄道局：新幹線における高架橋柱の耐震性確保について，国鉄技第 64 号・国鉄施第 98-2 号，2004.
- 30) 東日本旅客鉄道：ラーメン高架橋・橋脚の耐震補強対策の進捗状況について（プレスリ

- リース), 2008.5.13.
- 31)東日本旅客鉄道：ラーメン高架橋・橋脚の耐震補強対策（せん断破壊先行型）の完了と第2次耐震補強対策の着手について（プレスリリース），2009.4.7.
 - 32)安田武道，川寄淳：J R 東日本の耐震補強の取組み状況，土木施工，Vol.40，No.9，pp.45-48，2014.9.
 - 33)緒方紀夫，安藤博文，松田哲夫，小嶋克朗，大野了：炭素繊維による段落し部を有する既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究，土木学会論文集，No.540，VI-31，pp.85-104，1996.6.
 - 34)中村智，日野伸一，山口浩平，佐藤貢一：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし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.30，No.3，pp.1171-1176，2008.
 - 35)土田大輔，鈴木裕隆，菅野貴浩：鉄筋コンクリート橋脚耐震補強設計施工マニュアルの制定と段落し部の部分補強に関する実験的検討について，東日本旅客鉄道株式会社，SED－STRUCTURAL ENGINEERING DATA－ No.26，pp.96-109，2006.5.
 - 36)井口重信，河西龍治，中村等，幸田和明，松本浩一，菅野貴浩：上越新幹線堀之内沢 B 耐震補強の設計施工－斜め鋼材あと挿入耐震補強工法－，東日本旅客鉄道株式会社，SED－STRUCTURAL ENGINEERING DATA－ No.30，pp.174-183，2008.5.
 - 37)杵山功樹，山口浩平，中村智，日野伸一：CFRP グリッドを用いた PCM 吹付け工法による補強部界面の応力伝達機構および既設 RC 橋脚の耐震補強，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1042-1051，2011.3.
 - 38)浅井洋，三上浩，三加崇，井之上賢一：段落し部を2方向アラミド繊維シートで補強した RC 橋脚の正負交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1525-1530，2007.
 - 39)畑山朗，池田憲二，今野久志：AFRP シートを用いた壁式 RC 橋脚の段落し部曲げ補強に関する設計手法の提案，北海道開発土木研究所月報，No.596，pp.12-18，2003.1.
 - 40)池田憲二，三田村浩，長谷川正，岸徳光：主鉄筋段落しを有する壁式 RC 橋脚の効果的な補強法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.949-954，2001.
 - 41)上半文昭，目黒公郎：RC 橋脚段落し部の損傷挙動と補強効果に関する非線形構造解析，応用力学論文集，Vol.4，pp.433-443，2001.8.
 - 42)張広鋒，星隈順一，堺淳一：段落し部の補強が実施された RC 橋脚の曲げ耐力・変形能補強に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.58A，pp.343-352，2012.3.
 - 43)日本コンクリート工学協会：耐震補強の評価に関する研究委員会報告書・論文集，2000.6.
 - 44)佐々木智大，栗田裕樹，川島一彦，右近大道，梶原浩一：2カ所で主鉄筋段落しされた RC 橋脚の破壊特性に及ぼす載荷特性の影響，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.37-55，2010.1.
 - 45)佐々木智大，川島一彦：主鉄筋段落とし部を有する RC 橋脚のファイバー要素解析，土木学会地震工学論文集，pp.981-988，2007.8.

- 46)白子将則, 古屋知真, 貞松昌憲, 藤田亮一: 鉄筋コンクリート単柱破壊実験の各種解析法によるシミュレーション, 土木学会地震工学論文集, pp.1439-1444, 2007.8.
- 47)黒田雅裕, 幸左賢二, 二井伸一, 西岡勉: 段落しを有する橋脚の損傷形態に関する研究, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, pp.1-7.
- 48)幸左賢二, 曾根英樹, 中田恒和, 田坂幹雄: 詳細調査に基づく被災 RC 橋脚損傷度の定量的評価, 土木学会論文集, 第648号, V-47, pp.179-190, 2000.5.
- 49)米田大樹, 原夏生, 三島徹也, 島弘: 段落しによって曲げ耐力分布を作用モーメントに一致させた柱部材の変形性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.919-924, 2007.

3章 橋脚段落し部で損傷した場合の破壊性状と変形特性に関する実験・解析的検討

3.1 はじめに

1章及び2章において、過去の大地震における橋脚段落し部の損傷事例とそれを踏まえて定められてきた段落し部の設計方法の変遷及び段落し部の耐震補強について概要を述べた。これまで実施されてきた段落し部の耐震補強は、地震時に段落し部での損傷を防止することを目的としたものである。

一方、基部で損傷する場合に比べて、段落し部で損傷させた方が地震後の復旧が容易になると考えられるが、地震時に段落し部で損傷した場合の変形特性については、現状では明らかとなっていない。そこで本章では、まず最初に、地震時に橋脚段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性を解析的に検討した。次に、従来から適用されてきたRC巻き立て補強工法により段落し部を曲げ補強及びせん断補強を行った場合と、せん断補強鋼材を橋脚外周に配置する簡易な方法でせん断補強した場合について、それぞれ柱試験体を用いた交番載荷実験を行い、段落し部の破壊性状と変形特性について検討した。最後に、以上の解析及び実験による検討結果から、地震時における段落し部の変形特性について考察を行い、段落し部を補強して損傷を防止することの意義について述べた。

3.1.1 段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性に関する解析的検討¹⁾

現状のコンクリートの設計基準では、RC橋脚の段落し部では損傷させない設計方法を採用しているが、段落し部に变形性能を付与して段落し部で塑性ヒンジを形成させることができれば、橋脚基部で損傷させた場合に比べて、地震発生後に地上部での復旧工事が可能となり、震災後の復旧性の観点から有利になると考えられる。しかしながら、主鉄筋段落し部に十分な変形性能を付与したとして、段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性は、現状では明らかとなっていない。そこで3.2節では、橋脚段落し部で曲げ損傷する場合を橋脚中間部に塑性ヒンジが形成されると考えてモデル化し、橋脚中間部の塑性ヒンジ位置を変化させた地震応答解析を行った。地震応答解析の結果から、橋脚の塑性ヒンジ位置（段落し位置）が塑性ヒンジ部の地震応答特性に与える影響について検討を行った。

3.1.2 段落し部を補強した場合の段落し部の破壊性状と変形性能に関する実験的検討

既設RC橋脚の段落し部の耐震補強工法では、RC柱と同様に、一般的にRC巻き立て補強工法や鋼板巻き立て補強工法が広く適用されている。しかし、大断面であるRC橋脚の耐震補強工事は、補強工事費が割高になるのに加え、重機や資材搬入用の仮通路等の設備も必要となるため、工事費が高くなるといった問題点がある。

そこで、運搬、組立てが容易となるように、軽量の補強鋼材や隅角部補強鋼材を橋脚外周

に配置する簡易な耐震補強工法を考案した。本工法は、補強鋼材を橋脚断面外周に配置し、橋脚断面の隅角部において、補強鋼材に発生する引張力を橋脚く体断面内に横拘束力として伝達するための隅角部補強鋼材（L型鋼材を加工したもの）を配置して、これに補強鋼材を定着するものである。隅角部補強鋼材を介して補強鋼材の引張力を橋脚断面内に横拘束力として与えることができるので、段落し部に損傷が発生した場合でも、せん断破壊の防止と変形性能の向上による耐震補強効果が期待できるものである。ここで、一般的に大断面となる橋脚の耐震補強に適用することを想定して、補強鋼材にはPC鋼材を用いることとした。

3.3節では、補強鋼材にPC鋼材を用いて、これを橋脚外周に配置する耐震補強工法で補強した、主鉄筋段落し部を有するRC橋脚模型試験体を用いた交番載荷実験を行い、段落し部で損傷させた場合の段落し部の破壊性状や変形性能について検討を行った²⁾。

次に、段落し部を従来から適用されているRC巻き立て補強工法により曲げ補強又はせん断補強した試験体を用いた交番載荷実験結果³⁾をもとに、段落し部をRC巻き立て補強した橋脚部材の破壊性状と変形性能について検討した。

最後に、橋脚外周にPC鋼材を配置して補強した試験体とRC巻き立てにより補強した試験体の破壊性状と変形特性について比較検討を行い、段落し部の損傷の有無が耐震性に与える影響について考察した。

3.2 段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答特性に関する解析的検討¹⁾

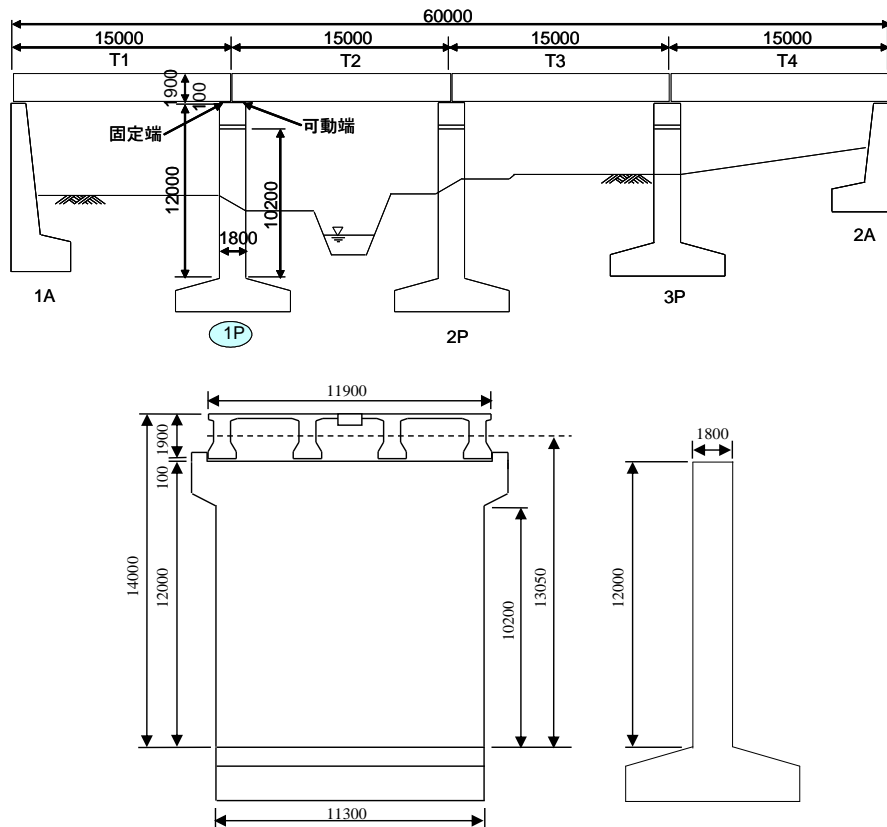
3.2.1 動的応答解析の概要

(1) 解析モデル

一般的な寸法を有する橋脚をモデルとして、橋脚く体の塑性ヒンジ位置（フーチング天端からの鉛直距離）、塑性ヒンジの応答塑性率、地盤条件及び橋脚の固有周期を変化させて動的応答解析を行った。

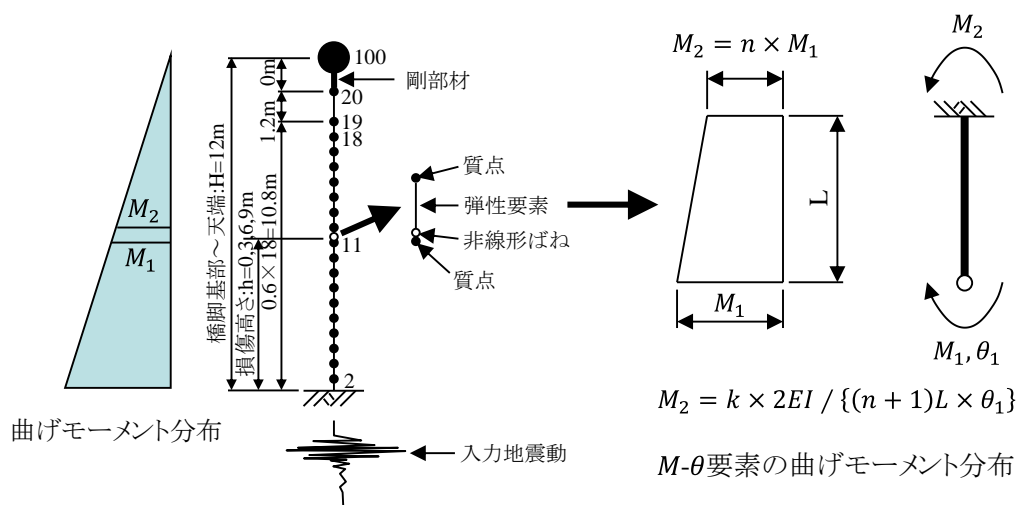
解析の対象とした橋脚及びその解析モデルを図-3.1に示す。対象とした橋脚は、フーチング天端から橋脚天端までの高さ12m、断面高さ1.8mのRC橋脚である。解析モデルは、橋脚躯体を19質点で表現し、桁の死荷重及び地震時列車荷重を最上端の質点に集中した多質点系モデルを用いた。橋脚ははり要素でモデル化し、塑性ヒンジ位置には、 $M-\theta$ 関係となる材端剛塑性の非線形ばねを設定した。

非線形ばねの骨格曲線と履歴モデルは、図-3.2に示すように、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁴⁾（以下、耐震標準という）において所要降伏震度スペクトルを算定するときに適用されたモデルを用いた。逸散減衰の効果は、運動方程式を解く際の初期の減衰定数 h に考慮した。耐震標準と同様に、周期依存型として、G0~G3地盤では $h = 0.04/T$ （ T ：固有周期、 $0.10 \leq h \leq 0.20$ ）、G4~G7地盤では $h = 0.04/T$ （ $0.15 \leq h \leq 0.20$ ）に設定した。また、非線形剛塑性ばねの塑性変形時に考慮する初期剛性は、図-3.1に示すように、水平



(a) 解析対象橋脚

質点番号	質点重量(kN)
100	8100
20	369
19	528
2~18	299



(b) 解析モデル

図-3.1 解析対象橋脚と解析モデル

力による曲げモーメント分布と要素長及び塑性化後の要素材端条件を考慮して設定した。図中の式に示した係数 k の値として、今回の解析では、橋脚基部の塑性ヒンジで回転変形した場合について予備解析を行い、耐震標準の所要降伏震度スペクトルと一致する値として、便宜的に $k = 1.7$ として全ての解析を行った。非線形ばね ($M - \theta$ 要素の下端に設定) を設定

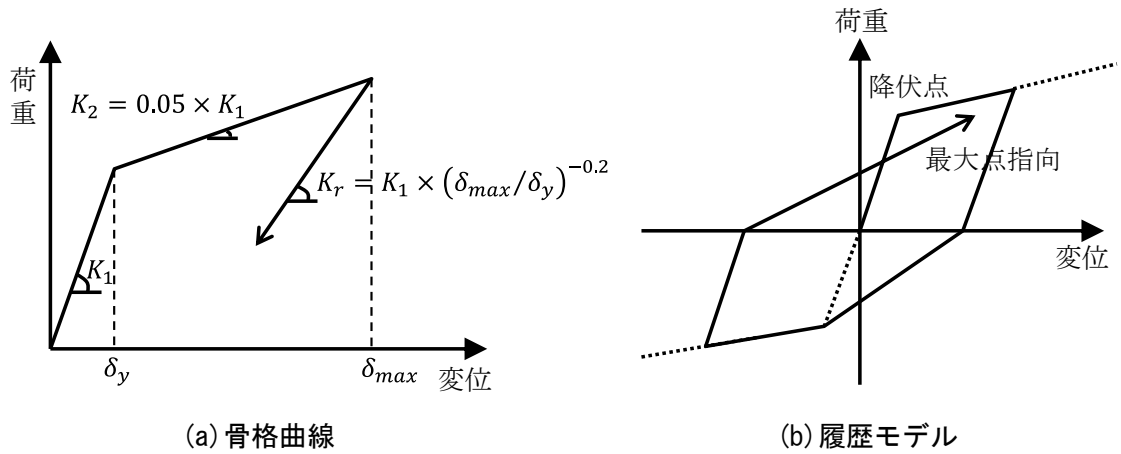


図-3.2 非線形回転ばねの骨格曲線と履歴モデル

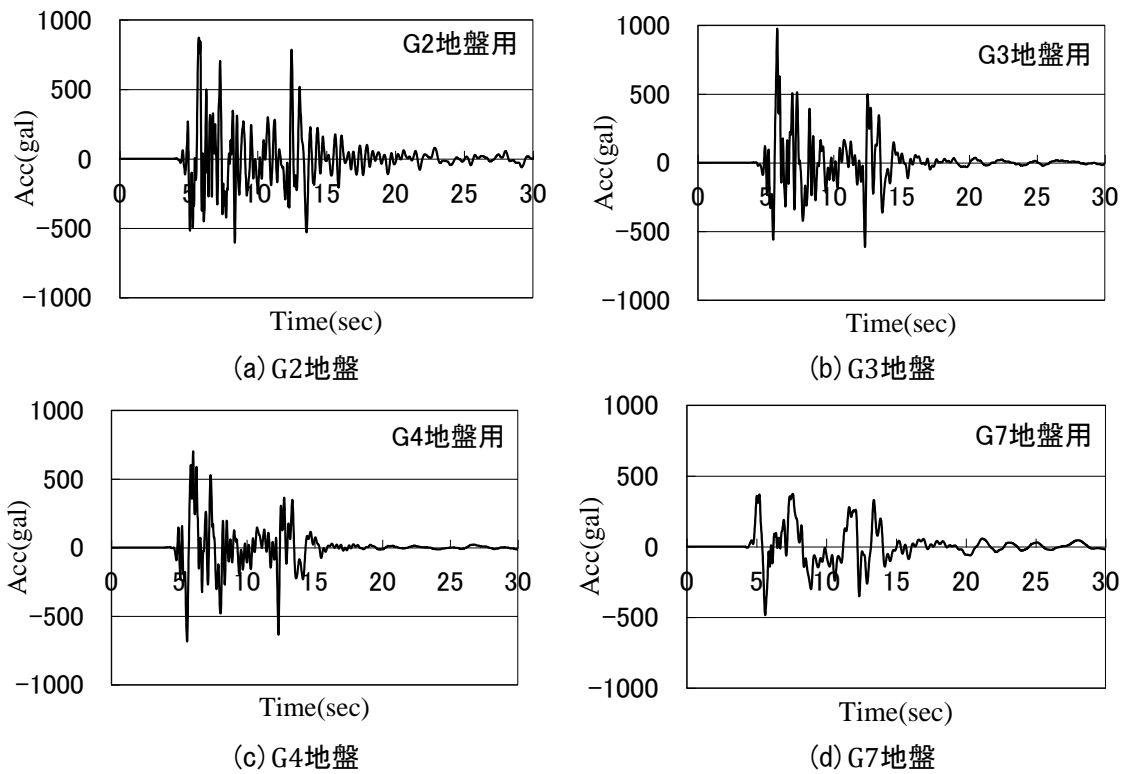


図-3.3 入力地震動波形⁴⁾

した要素の他端と他の要素は全て線形とした。また、橋脚天端の質点と桁・列車荷重の質点とは剛な部材で結合した。橋脚下端の境界条件は、フーチング上端の位置で固定とし、この位置に地震動を入力した。

(2) 入力地震波

地盤種別として、耐震標準では地盤構成及び表層地盤の固有周期に応じてG0~G7の8種類の地盤区分としている。今回の解析では、耐震標準の内陸型大規模地震を対象としたL2地震動（スペクトルⅡ）の弾性加速度応答スペクトルに適合させた地盤種別毎の地表面設計地震動波形を使用した。解析では、全地盤中最大の地表面加速度を示すG3地盤用の地表面設計地震動、G3地盤に次いで大きな最大加速度を示すG2地盤用設計地震動、やや長周期成分が卓越するG4地盤用設計地震動及び全地盤中最も長周期成分が卓越するG7地盤用の設計地震動を用い、地震波の周波数特性を変化させた場合に塑性ヒンジの地震応答に及ぼす影響に関する検討を行った。解析で用いた入力地震動を図-3.3に示す。

(3) 解析パラメータ

解析パラメータとしては、第一に、橋脚の塑性ヒンジ位置 h （フーチング天端からの高さ）の橋脚高さ H に対する比率 h/H を0.25,0.50,0.75の4通りに変化させ、その上で各塑性ヒンジ位置に対して、塑性ヒンジの応答塑性率及び固有周期を変化させた。実際の橋脚の損傷位置は、基部と段落し部の断面耐力の大小関係で決まるが、今回の解析では、段落し部が損傷した場合の地震応答を調べるため、橋脚の損傷位置を任意に変化させて解析を行った。

損傷位置に設定している材端剛塑性ばねにおける最大応答回転角の降伏時回転角に対する比率で表される応答塑性率 μ の値としては、 $\mu = 4\sim 25$ の範囲で任意の値を設定した。

解析対象橋脚の固有周期は、実橋脚を再現した基本モデルにおける全ての質点に一定の倍率を乗じて、構造系全体の質量を変えることにより変化させた。

橋脚の質量（固有周期）、入力地震動及び応答塑性率を変数とした各解析ケースでは、非線形回転ばねの降伏震度（降伏曲げモーメント）を変化させ、非線形回転ばねの応答塑性率が設定した値に収束するまで動的応答解析を繰り返し行った。なお、非線形回転ばねの降伏震度は、式(3.1)により求めた。

$$K_y = M_y / \sum (M_i \cdot h_i) \quad (3.1)$$

ここで、 K_y ：降伏震度、 M_y ：非線形回転ばねの降伏曲げモーメント（kN・m）、 M_i ：各質点の重量（kN）、 h_i ：非線形回転ばね位置から各質点までの鉛直距離（m）である。

3.2.2 解析結果

(1) 橋脚塑性ヒンジ位置による影響

橋脚の塑性ヒンジ（非線形回転ばね）位置 h/H を0.0（橋脚基部に塑性ヒンジがある場合）から0.75まで変化させたときの解析結果を図-3.4に示す。図-3.4は、非線形回転ばねの降伏震度を縦軸に、橋脚の固有周期を横軸に変化させてプロットした降伏震度スペクトルを表している。この図は、非線形回転ばねの応答塑性率 μ を10として、解析で対象とした各地盤種別における解析結果を示したものである。

応答塑性率が同じ場合、橋脚の塑性ヒンジ位置が橋脚上部になるにしたがって、非線形回転ばね（塑性ヒンジ）の所要降伏震度は大きくなることが確認できる。これは、塑性ヒンジの応答塑性率が同じ値の場合、塑性ヒンジ位置が橋脚の上部にある方が橋脚天端の応答変位が小さくなり、地震時のエネルギー吸収量が小さくなるためと考えられる。すなわち、橋脚天端の応答変位が小さくなる分、同じ応答塑性率となるために必要となる降伏震度は大きくなるためと考えられる。なお、各解析ケースとも、塑性ヒンジ位置より上部の1次モードで振動している。

図-3.5は、応答塑性率 μ が10の場合において、 h/H が0.0の時（橋脚基部に塑性ヒンジがある場合）の降伏震度に対する各 h/H における降伏震度の増分量の比率を地盤種別毎に示し

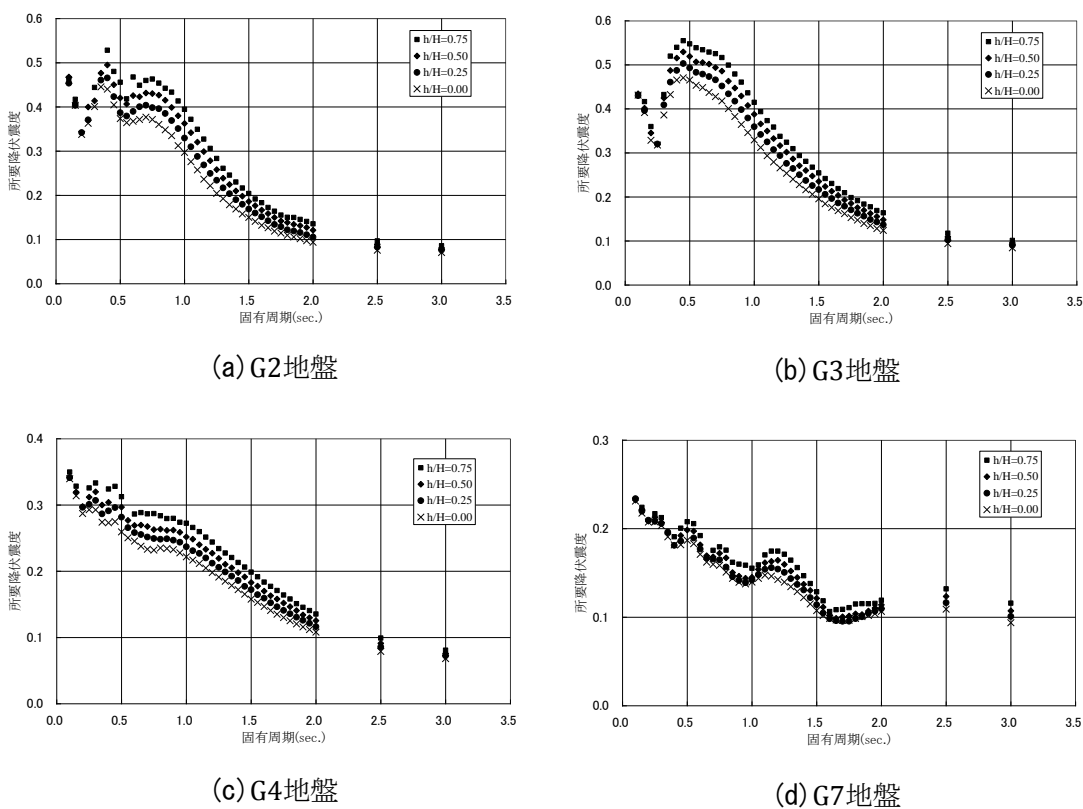


図-3.4 橋脚の塑性ヒンジ位置の違いによる所要降伏震度スペクトル($\mu = 10$ 時)

たものである。G3地盤の場合、応答塑性率 μ が10のとき、 h/H が0.75で最大32%程度、 h/H が0.5で最大22%程度、 h/H が0.25で最大12%程度、基部に塑性ヒンジがある場合に比べて、非線形回転ばねの所要降伏震度が大きくなった。

地盤種別による比較では、G2地盤が降伏震度の増分比率が最も大きくなり、以下G3、G4、G7地盤の順に増分比率が小さくなる結果となった。

また、図-3.5より、 h/H が0.0時の降伏震度に対する、各塑性ヒンジ位置の降伏震度の増分比率は、 h/H に概ね比例して大きくなることが確認できる。

G3地盤において、固有周期と塑性ヒンジの応答塑性率の関係を塑性ヒンジの高さ毎にプロットしたものを図-3.6に示す。この図において、塑性ヒンジの降伏震度 K_y は0.3で一定としている。図-3.6より、固有周期 T が0.5~1.5秒程度では、固有周期及び降伏震度を一定とした場合、塑性ヒンジ位置が橋脚躯体の上部になるにしたがって、塑性ヒンジの応答塑性率は大きくなることがわかる。すなわち、塑性ヒンジ位置が橋脚く体の上部になるほど、塑性ヒンジに要求される塑性回転性能（塑性率）は大きくなる。これは、塑性ヒンジ位置が橋脚上部になるにしたがって、塑性ヒンジの回転角が同じ場合に橋脚天端に発生する変位は小さくなるため、地震時の吸収エネルギーを大きくするためには、塑性ヒンジの回転

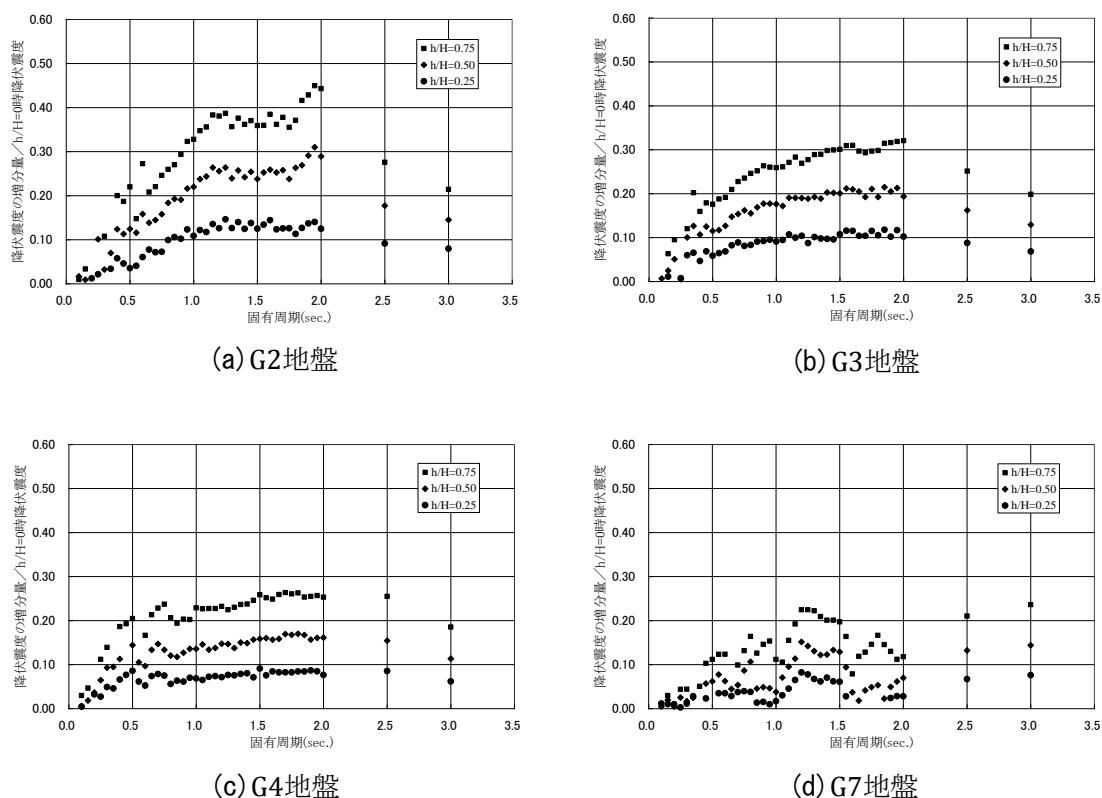


図-3.5 $h/H = 0.0$ 時降伏震度に対する各 h/H 時降伏震度の増分量の比率($\mu = 10$ 時)

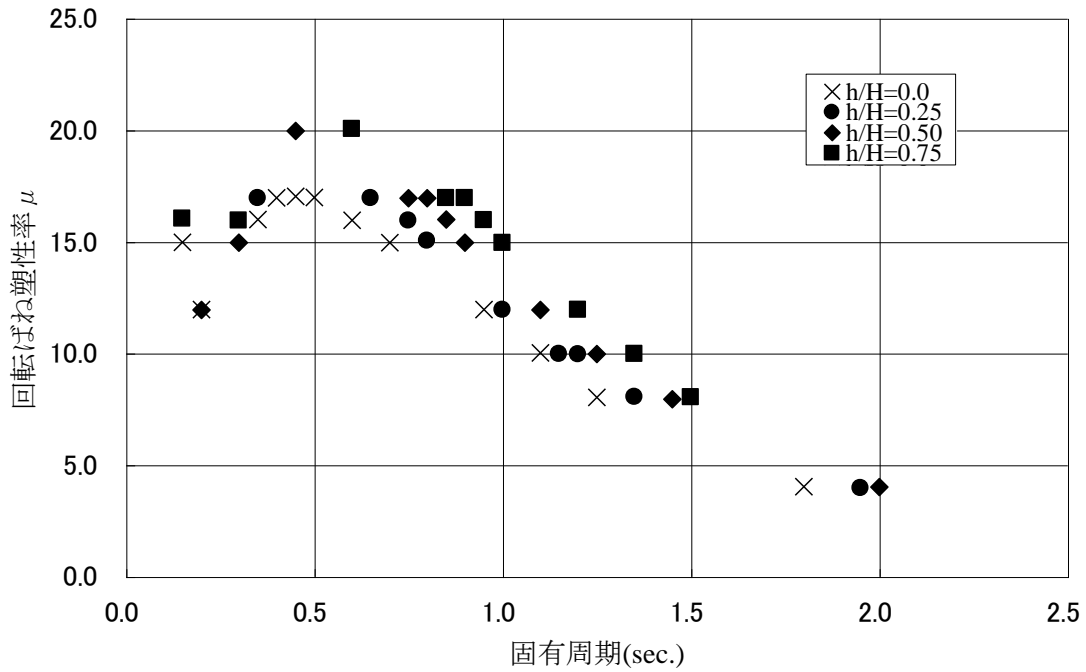
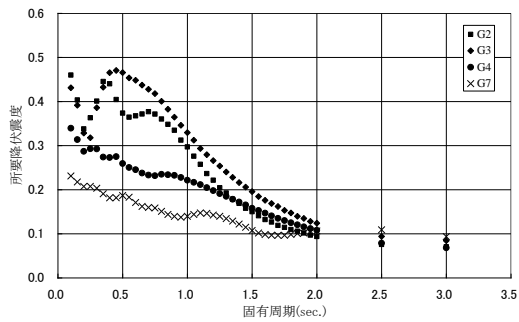
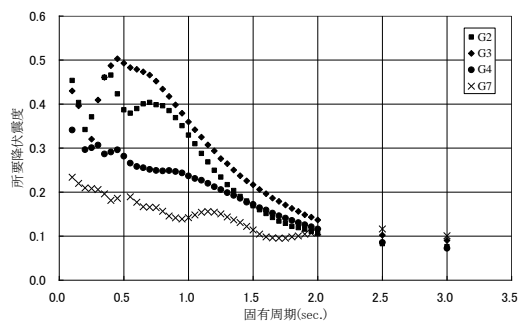


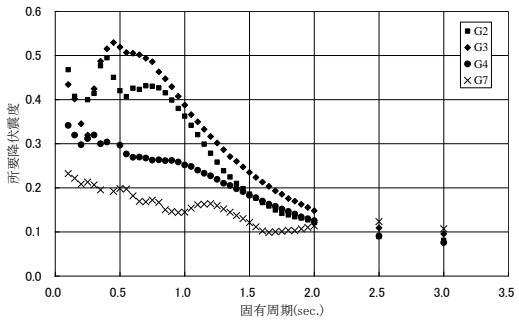
図-3.6 塑性ヒンジ位置による応答塑性率の違い (降伏震度 $K_y = 0.3$, G3地盤)



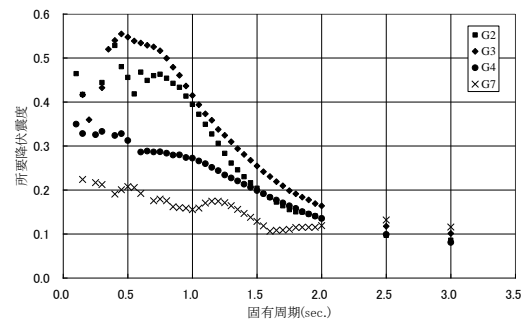
(a) $h/H = 0.00$



(b) $h/H = 0.25$



(c) $h/H = 0.50$



(d) $h/H = 0.75$

図-3.7 入力地震動の違いによる降伏震度スペクトル (応答塑性率 $\mu = 10$ 時)

変形をより大きくして、橋脚天端の変位を大きくすることが必要になるためと考えられる。

(2) 地盤条件による影響

図-3.7に塑性ヒンジの応答塑性率 μ が10、塑性ヒンジ位置 h/H が0.0~0.75の各場合における、地盤種別の違いによる降伏震度スペクトルの比較を示す。塑性ヒンジ位置によらず、地表面設計地震動の最大加速度が小さくなるほど（G3,G2,G4,G7地盤の順）、所要降伏震度が小さくなる傾向となった。また、固有周期が大きくなると、地盤種別の違いによる所要降伏震度の差異は小さくなる傾向となった。

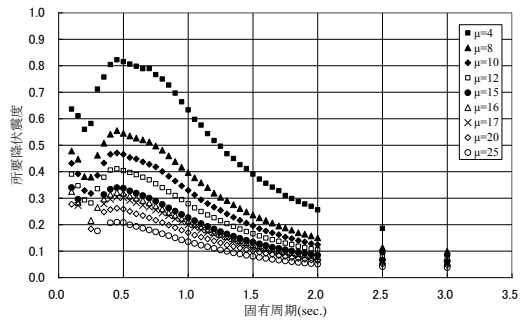
(3) 応答塑性率 μ による影響

図-3.8,9に、G3,G7地盤の場合の各塑性ヒンジ位置（ h/H ）における降伏震度スペクトルを示す。これらの図より、塑性ヒンジの応答塑性率 μ を大きくするほど、所要降伏震度は小さくなることが確認できる。

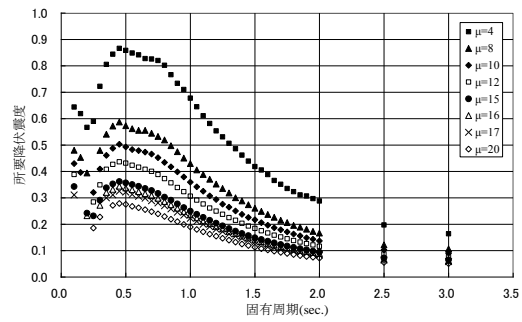
3.2.3 段落し部で曲げ損傷させた場合の地震応答解析のまとめ

本節では橋脚の塑性ヒンジ位置を変化させて、基部や段落し部で曲げ損傷させた場合を模擬した動的応答解析を行い、塑性ヒンジ位置の違いが塑性ヒンジの地震応答に与える影響について検討を行った。動的応答解析から得られた知見は以下の通りである。

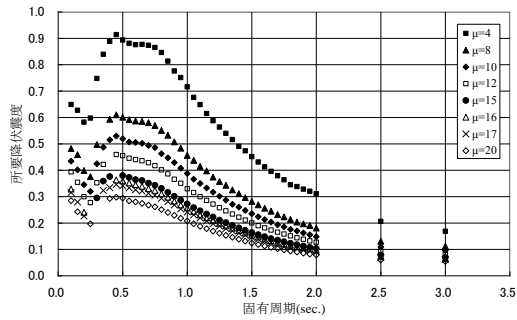
- (1) 橋脚部材の塑性ヒンジ位置が部材上部になるにしたがって、塑性ヒンジの塑性回転性能が同じと仮定した場合、塑性ヒンジの所要降伏震度は大きくなる。また、 h/H に概ね比例して、基部に塑性ヒンジがある場合の降伏震度に対する降伏震度の増分量の比率が大きくなることが確認された。
- (2) 橋脚の塑性ヒンジ位置の降伏震度を一定と仮定した場合、塑性ヒンジ位置が橋脚上部になるにしたがって、同一の固有周期と地盤種別に対して、塑性ヒンジの応答塑性率 μ の値は大きくなる。すなわち、橋脚の塑性ヒンジ位置が橋脚上部になるにしたがって、塑性ヒンジに要求される変形性能は大きくなる。
- (3) 橋脚の塑性ヒンジ位置の応答塑性率が大きくなると、塑性ヒンジの所要降伏震度の値は小さくなる。すなわち、橋脚の上部に塑性ヒンジがある場合においても、塑性ヒンジに十分な変形性能を付与することにより、塑性ヒンジの所要降伏震度を低減でき、橋脚基部で損傷した場合と同様の耐震性能を発揮することができると考えられる。
- (4) 耐震標準の地盤条件のうち、G2,G3,G4,G7の4種類の地表面設計地震動波形を用いて動的応答解析を行った。入力地震動の周波数特性を変化させることにより、橋脚の塑性ヒンジ位置によらず、塑性ヒンジの所要降伏震度は大きく変化することがわかった。G3地盤で所要降伏震度の値は最大となり、以下G2,G4,G7の順に所要降伏震度が小さくなる。固有周期が大きくなると、地盤条件による差異は小さくなる。



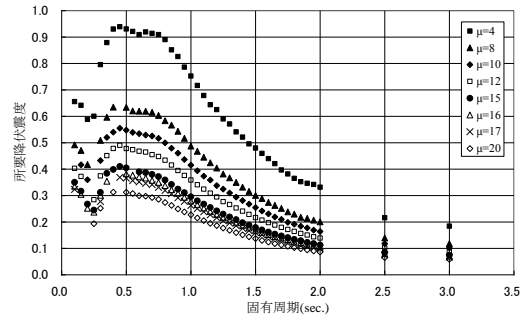
(a) $h/H = 0.00$



(b) $h/H = 0.25$

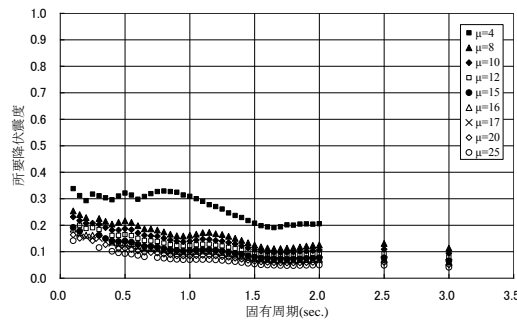


(c) $h/H = 0.50$

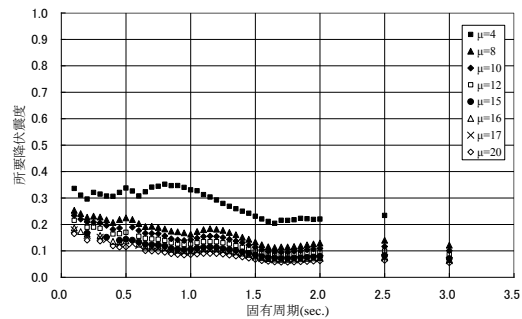


(d) $h/H = 0.75$

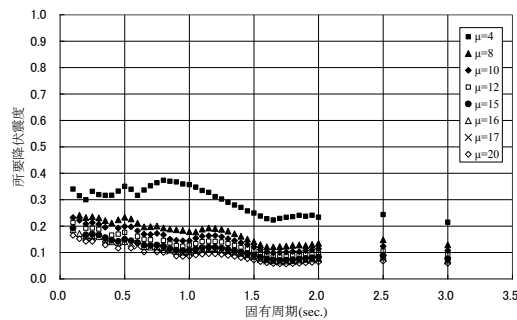
図-3.8 応答塑性率 μ の違いによる所要降伏震度スペクトル(G3地盤)



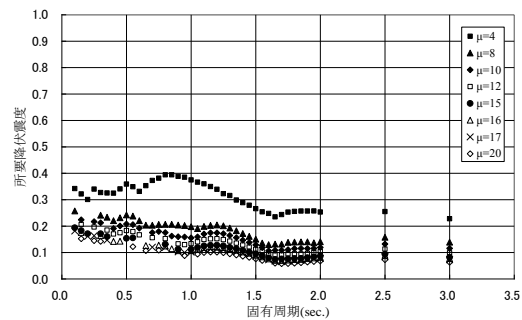
(a) $h/H = 0.00$



(b) $h/H = 0.25$



(c) $h/H = 0.50$



(d) $h/H = 0.75$

図-3.9 応答塑性率 μ の違いによる所要降伏震度スペクトル(G7地盤)

3.3 段落しを有する既設橋脚を補強した場合の段落し部の破壊性状と変形性能に関する実験的検討

3.3.1 橋脚外周にPC鋼材を配置して補強した模型橋脚試験体の交番載荷実験²⁾

(1) 実験概要

a) 試験体概要

表-3.1 に試験体諸元を、表-3.2 に材料試験結果を、表-3.3 に耐力の計算値をそれぞれ示す。試験体の諸元は、実橋脚を1/4程度に縮小した寸法に設定して、橋脚断面の長辺と短辺の比で表される辺長比 b_e/h_e は3.0とした。既設橋脚部材の諸元は、既設RC橋脚の引張鉄筋比と同程度となるように引張鉄筋比は0.80%として、段落し部における曲げせん断耐力比(V_{y1}/V_{mu1} , V_{y1} :段落し位置におけるせん断耐力, $V_{mu1} = M_{u1}/l_a$, M_{u1} :段落し位置における終局曲げ耐力, l_a :せん断スパン)を1.0程度に設定した。PC鋼材で補強したB-2試験体の曲げせん断耐力比 V_{y1}/V_{mu1} は2.1程度として、通常のRC柱でじん性率10程度以上の変形性能を発揮する曲げせん断耐力比2.0以上の値に設定した。

表-3.1 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法(mm)	断面幅(mm)	有効高さd(mm)	せん断スパン l_a (mm)	l_a/d	軸方向鉄筋(鉄筋比%)		段落し高さ(mm)	帯鉄筋(鉄筋比%)	軸圧縮応力度(N/mm ²)	補強方法 PC鋼棒径-ピッチ(mm)
						基部	段落し				
B-1	350×1050	1050	317	1200	3.79	21-D13	11-D13	600	D6ctc100(0.05%)	0	無補強
B-2						(0.80%)	(0.42%)				ϕ 13ctc160

表-3.2 材料試験結果

試験体No.	コンクリート圧縮強度 f'_c (MPa)		鋼材降伏強度 f_{sy} (MPa)		
	橋脚	フーチング	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋	PC鋼材
B-1	32.3	32.3	377	368	-
B-2	18.0	45.8	383	348	686

表-3.3 耐力計算値

試験体 No.	基部							段落し部							備考			
	M_y (kN·m)	M_u (kN·m)	$M_{u後}$ (kN·m)	V_{mu} (kN)	$V_{mu後}$ (kN)	V_y (kN)	V_y/V_{mu}	M_{y1} (kN·m)	M_{u1} (kN·m)	M_x (kN·m)	M_{u1}/M_x	損傷形態判別係数S	V_{mu1} (kN)	V_{y1} (kN)		V_{y1}/V_{mu}	$V_{y1}/V_{mu後}$	V_{y1}/V_{mu1}
B-1	290	296	149	247	124	326	1.32	155	160	148	1.08	0.59	267	276	1.12	2.22	1.03	無補強
B-2	295	296	152	247	126	590	2.39	157	158	148	1.07	0.59	264	548	2.22	4.34	2.08	PC鋼材外周巻き

M_y :基部の降伏曲げ耐力, M_u :基部の終局曲げ耐力, $M_{u後}$:かぶりなし断面による連続鉄筋のみを考慮した終局曲げ耐力, V_{mu} :基部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断力, $V_{mu後}$:基部がかぶりなし断面による連続鉄筋のみを考慮した終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断力, V_y :基部のせん断耐力, M_{y1} :段落し部の降伏曲げ耐力, M_{u1} :段落し部の終局曲げ耐力, M_x :基部が終局曲げ耐力に達する時に段落し位置に生じる曲げモーメント, S:損傷形態判別係数, V_{mu1} :段落し部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断力, V_{y1} :段落し部のせん断耐力

表-3.3に記載されている M_{u1}/M_X は、段落し位置における終局曲げ耐力 M_{u1} と基部が終局曲げ耐力に達する時に段落し位置に発生する曲げモーメント M_X の比（以下、曲げ耐力比という）であり、基部と段落しのどちらが先に終局曲げ耐力に達するかを表している値である。また、表中の損傷形態判別係数 S は、5章以降で段落し部の曲げに関する耐力評価で用いている川島らの研究¹⁾において提案されている指標であり、基部が降伏曲げ耐力に達する時に段落し部に生じる曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率で表される。段落し部で途中定着されている引張鉄筋が断面で有効に働くためには、段落し位置から所定の定着長が必要であるが、佐々木らの段落しを有する実物大橋脚の震動台実験による研究²⁾において、地震時慣性力をうけた橋脚の段落し部で途中定着された引張鉄筋の付着切れが生じる長さが 38ϕ であったことが示されており、本研究においてもカットオフ点から 38ϕ 下がった断面において損傷形態判別係数 S を算定した。川島らの研究では、損傷形態判別係数 S の値が1.10以下だと段落し部で損傷が生じる可能性があるとしている。表-3.3に示されている通り、B-1、B-2試験体ともに損傷形態判別係数 S の値は0.59と段落し部での曲げ損傷が基部での曲げ損傷に先行して生じる諸元となっている。

図-3.10にB-2試験体の概要を、図-3.11にPC鋼棒定着部の概要を示す。試験体は、既設橋脚部材の諸元を同一にして、補強鋼材の有無を変化させた2体とした。橋脚断面への横拘束力は、断面の4隅に山形鋼（50mm×50mm×6mm）を加工したPC鋼棒定着治具と、山形鋼と曲げ加工した鋼板で製作したコーナー材を取り付けたあと、PC鋼棒定着治具側でナットの締め付けによりPC鋼棒を定着した。使用したPC鋼棒は、 $\phi 13\text{mm}$ （B種1号（SBPR980/1080））である。既設橋脚部材内部のせん断補強鉄筋は、軸方向鉄筋外周にD6鉄筋（SD345）を100mm間隔で配置し、鋭角フックにより内部コンクリートに定着した。

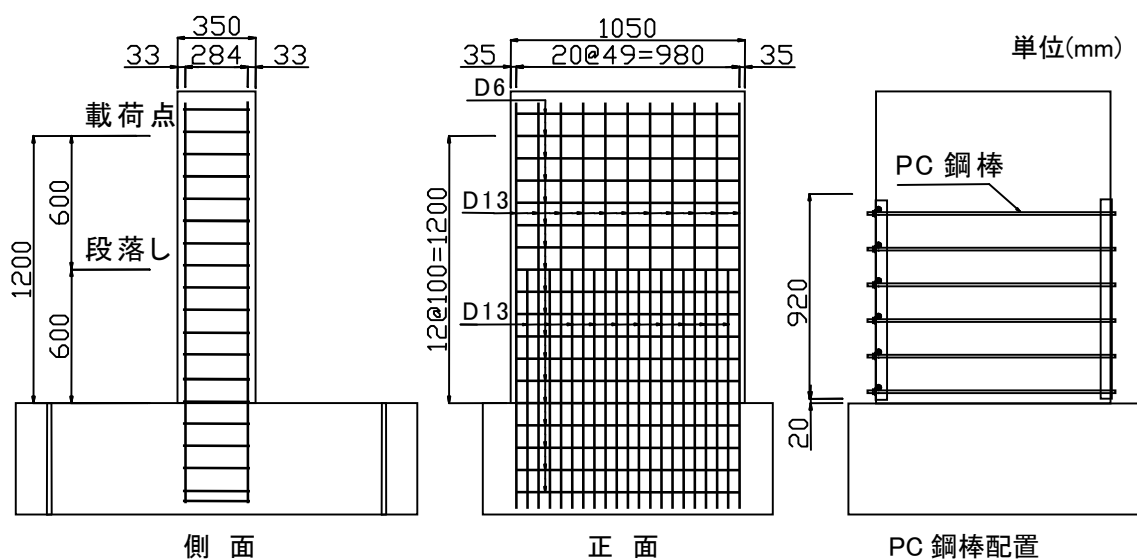


図-3.10 試験体配筋概要（B-2）

b) 交番载荷実験方法

図-3.12 にB-2試験体の実験状況を示す。载荷は、柱頭部に水平荷重を静的に正負方向に作用させる交番载荷にて行った。主鉄筋が降伏ひずみに達した時点を試験体の降伏変位 ($1\delta_y$) として、 $1\delta_y$ 以降は $10\delta_y$ まで降伏変位の整数倍の変位を、 $10\delta_y$ 以降は $1\delta_y$ の偶数倍の変位を各変位毎に正負方向に1サイクル载荷を行った。

(2) 実験結果

a) 破壊性状

図-3.13 に各試験体の損傷状況を示し、以下に損傷の進展状況について記述する。

i) B-1試験体 (無補強)

$1\delta_y$ で橋脚く体基部から柱上部にかけて曲げひび割れが発生した。曲げひび割れは段落し位置にも発生した。 $2\delta_y$ において、段落し部に発生していた曲げひび割れが斜めひび割れに急速に進展し、段落し上部100mmからも斜めひび割れが発生した。 $3\delta_y$ の負側载荷時に斜めひび割れ幅が大きくなり、 $4\delta_y$ 時に段落しからの斜めひび割れに沿ってせん断破壊した。

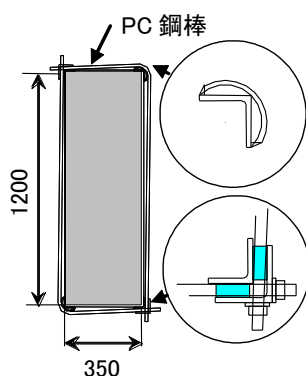


図-3.11 PC 鋼棒定着部の概要

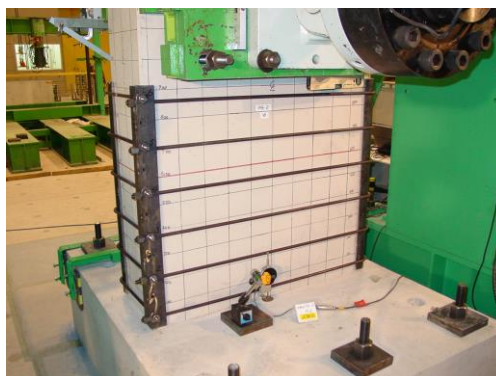


図-3.12 実験状況 (B-2)

ii) B-2試験体

$1\delta_y$ で基部から柱上部にかけて曲げひび割れが発生し、段落し位置にも曲げひび割れが発生した。 $2\delta_y$ において、段落し付近に発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展した。 $3\delta_y$ になると、段落し部の曲げひび割れ幅及び段落し位置から発生していた斜めひび割れ幅がそれぞれ大きくなるとともに、負側荷重時に段落し部位置から上部100mmの範囲のかぶりコンクリートに剝離が見られた。この時点で、点検ハンマーにより打音検査で調べたところ、基部から段落し上部100mmまでの広範囲におけるコンクリートに浮きが観察された。その後、 $4\sim 5\delta_y$ でかぶりコンクリートのはらみ出しが顕著となり、それ以降はかぶりコンクリートの剝落が順次進行した。

図-3.14 は、実験終了時におけるB-2試験体の破壊面の状況を模式的に示したものである

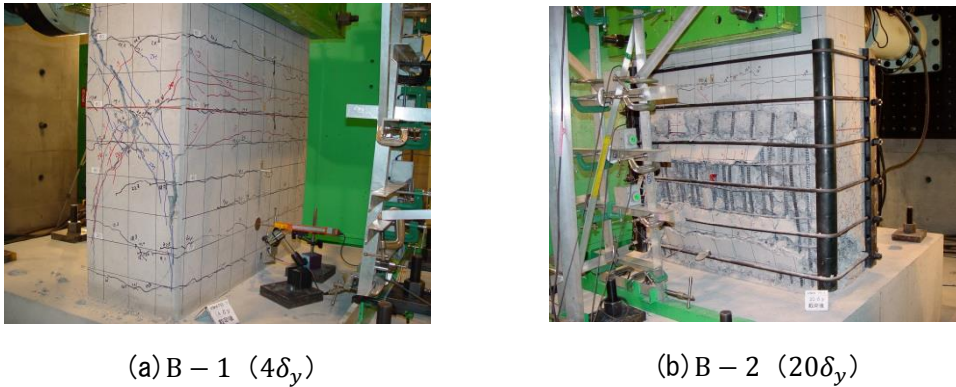


図-3.13 試験体の損傷状況

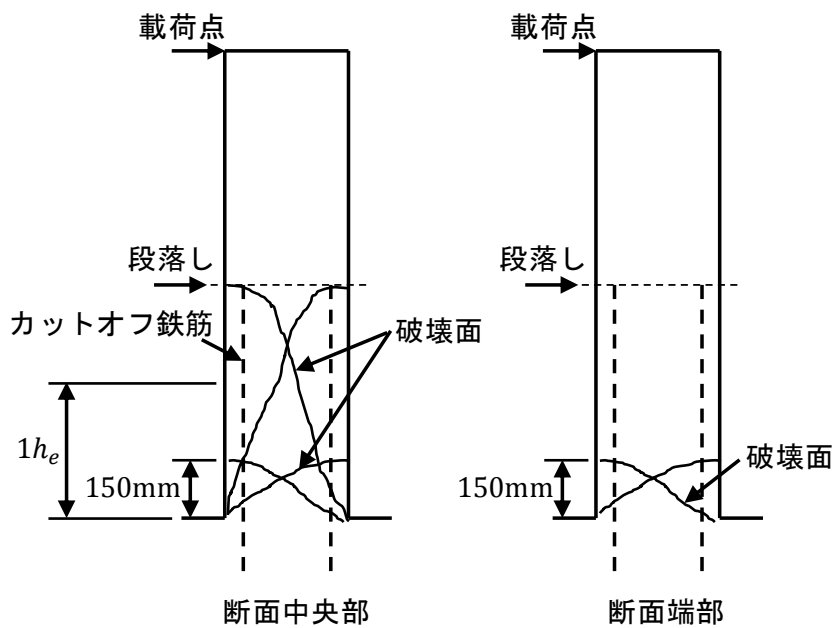
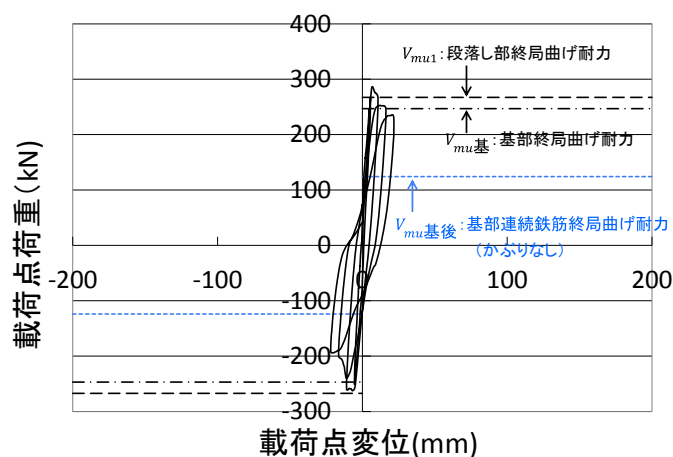


図-3.14 せん断補強試験体の破壊面

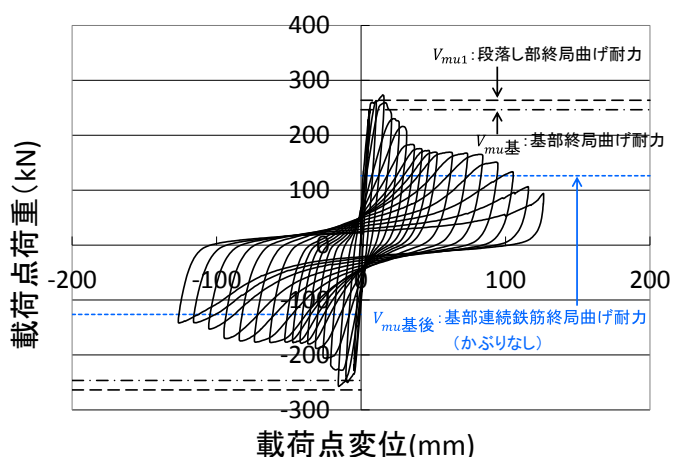
る。橋脚く体の正面から見て断面長辺方向の中央付近では、段落し付近と基部から150mm程度の高さを起点とした斜めひび割れに沿った破壊面が観察された。一方、断面長辺の端部付近では、基部から150mm高さ位置を起点とした破壊面だけが観察された。側面から見ると、基部から150mmの位置から対向する基部に至る対角線状の斜めひび割れに沿った破壊面が形成されており、段落し付近を起点とした斜め方向の破壊面は観察されなかった。断面長辺方向の中央付近と端部付近で破壊面が異なった理由としては、橋脚外周に配置した補強鋼材による横拘束力は、長辺方向の端部付近ではある程度有効に作用したものの、中央付近では拘束効果が小さくなったためと考えられる。

b) 荷重－変位関係

図-3.15 にB-1、B-2試験体における載荷点水平方向の荷重－変位関係を示す。図中には、基部及び段落し部が終局曲げ耐力に達する時の水平荷重の計算値を横線で示している。



(a) B-1



(b) B-2

図-3.15 載荷点荷重－変位関係

B-2試験体では、その破壊性状において、基部から段落し部にかけてかぶりコンクリートが剥落して段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが発生している状況が確認されたため、基部において連続鉄筋のみを考慮し、かつかぶりコンクリートが無くなった断面寸法で計算した終局曲げ耐力の計算値も横線で示している。

B-1試験体は、 $3\delta_y$ の負側載荷において荷重が大きく低下しており、斜めひび割れが大きく開いた荷重段階と一致している。

B-2試験体は、 $4\sim 7\delta_y$ にかけて水平荷重が大きく低下し、 $7\delta_y$ 以降は荷重の低下度合いが緩やかとなり、 $20\delta_y$ において連続鉄筋のみを考慮した基部における終局曲げ耐力程度まで荷重が低下した。B-2試験体では、かぶりコンクリートが剥離してコンクリートのはらみ出しが発生した変位と水平荷重が低下した変位は概ね一致している。 $20\delta_y$ において連続鉄筋のみを考慮した基部における終局曲げ耐力程度まで荷重が低下した理由としては、B-2試験体では、最終的に基部から段落しにかけてのかぶりコンクリートが剥落して段落しされた引張鉄筋の付着切れが発生したことが理由として考えられる。

c) 荷重－変位崩落線の比較

図-3.16 は、無補強のB-1試験体と PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強したB-2試験体について、荷重－変位関係の包絡線を比較して示したものである。横軸は各変位段階における最大変位の実験値を降伏変位 δ_y で除した値を、縦軸は水平荷重の実験値を基部の終局曲げ耐力の計算値で除した値を表している。

B-1試験体は $4\delta_y$ で荷重が低下してせん断破壊したのに対し、PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強したB-2試験体は、 $4\delta_y$ 以降で荷重が低下しているものの、その後の荷重の低下度合いは緩やかとなり、 $20\delta_y$ においても降伏荷重の計算値の1/2程度の耐力を有している。B-2試験体は、PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強することによりせん断破壊を防止でき、基部で連続鉄筋のみを有効とした終局曲げ耐力を $20\delta_y$ 程度以上の変位まで維持しており、

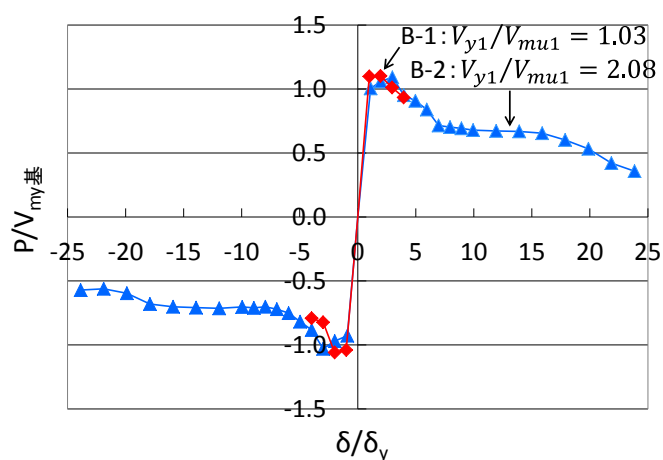


図-3.16 荷重－変位包絡線（耐力比の影響）

安定した変形性状を示した。

d) 主鉄筋ひずみ分布

図-3.17 は、B-1試験体の各変位段階における橋脚鉛直方向の引張主鉄筋のひずみ分布を Cutoff 鉄筋と連続鉄筋についてそれぞれ示したものである。図の縦軸は橋脚基部からの距離を、横軸は鉄筋ひずみ値を表している。図は、断面長辺方向の端部付近に位置する鉄筋のひずみ値を示している。

B-1試験体は、 $1\delta_y$ において連続鉄筋の段落し位置で基部に先行して降伏した。 $2\delta_y$ において基部も降伏に達しているが、連続鉄筋、Cutoff 鉄筋ともに、段落し付近のひずみ値が基部に比べて大きく進展している。これは、 $2\delta_y$ において、段落し付近のひび割れ幅が大きくなったためであると考えられる。

図-3.18 は、B-2試験体の各変位段階における鉛直方向の主鉄筋ひずみ分布を Cutoff 鉄

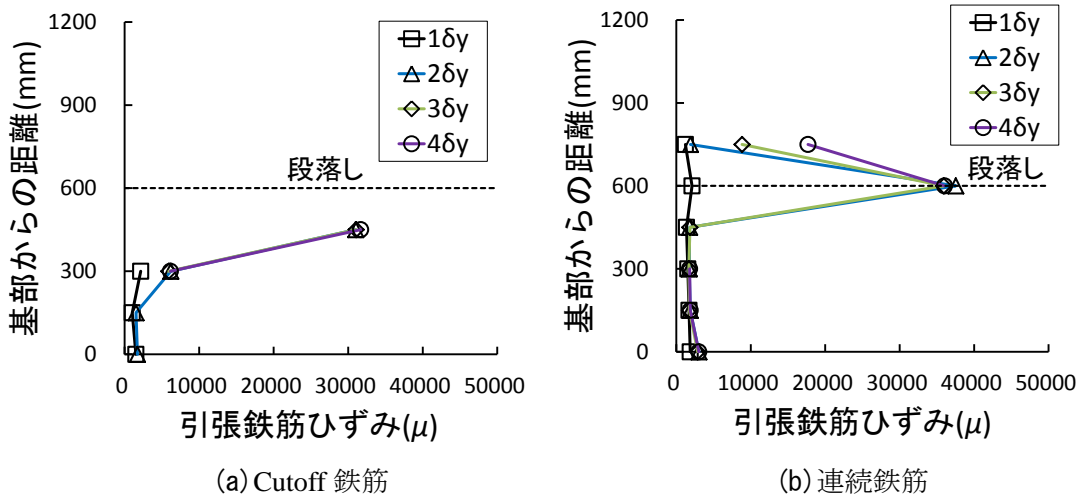


図-3.17 B-1試験体の主鉄筋ひずみ分布

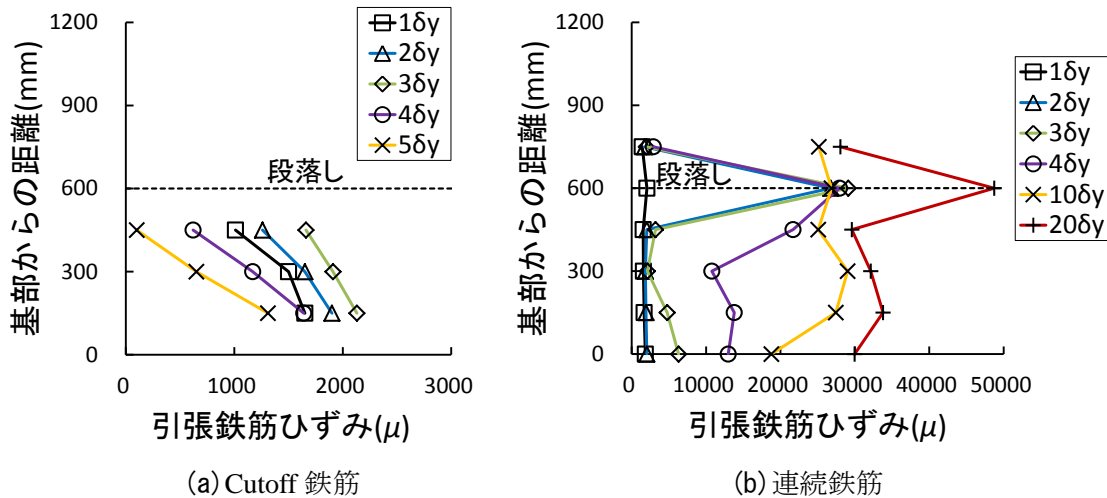


図-3.18 B-2試験体の主鉄筋ひずみ分布

筋と連続鉄筋についてそれぞれ示したものである。図は断面長辺方向の端部付近に位置する鉄筋のひずみ値を示している。

B-2試験体は、段落し位置で連続鉄筋が基部に先行して降伏した。2 δ_y において、基部でも連続鉄筋が降伏しているが、段落し位置で降伏ひずみを大きく上回って進展している。Cutoff 鉄筋のひずみは、4 δ_y において、ひずみを計測している全ての位置において減少に転じている。一方、連続鉄筋は、4 δ_y において、それまで段落し位置のみひずみ値が進展していたものが、基部から段落しにかけての広い範囲でひずみ値が降伏ひずみを越えて大きく進展している。これは、B-2試験体は、段落し部で連続鉄筋が降伏した後、4 δ_y でかぶりコンクリートのはらみ出しが発生して Cutoff 鉄筋の付着劣化が進行したことが理由と考えられる。また、Cutoff 鉄筋のひずみが低下した変位は、荷重-変位関係において荷重が低下した変位段階と一致しており、水平荷重の低下は Cutoff 鉄筋の付着劣化に起因するものと考えられる。

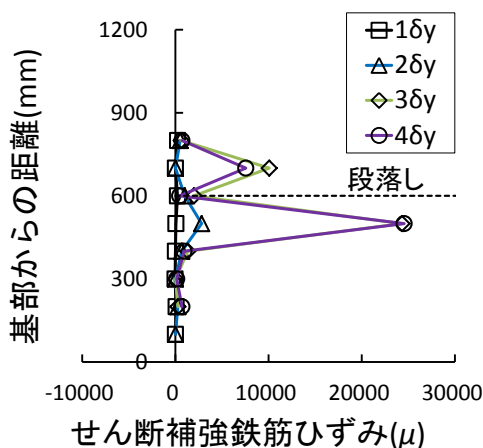


図-3.19 B-1試験体の帯鉄筋ひずみ分布

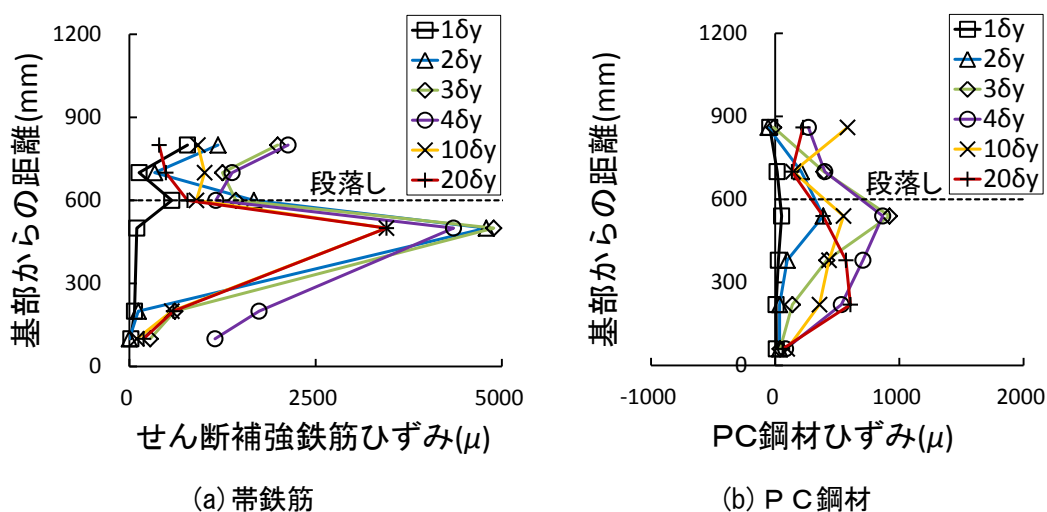


図-3.20 B-2試験体のせん断補強鋼材ひずみ分布

e) 帯鉄筋及びPC鋼材のひずみ分布

図-3.19はB-1試験体の帯鉄筋の橋脚鉛直方向におけるひずみ分布を示したものである。

B-1試験体は、斜めひび割れ幅が拡大した $3\delta_y$ において、段落し下部100~200mmの範囲において帯鉄筋が降伏し、 25000μ 程度にひずみ値が大きくなり進展している。 $3\delta_y$ において帯鉄筋のひずみ値が進展したのは、斜めひび割れ幅が拡大したことが理由として考えられる。

図-3.20はB-2試験体の帯鉄筋及びPC鋼材の鉛直方向におけるひずみ分布を示したものである。斜めひび割れ幅が拡大してコンクリートのはらみ出しが顕著となった $3\sim 5\delta_y$ において、帯鉄筋及びPC鋼材のひずみは大きくなっており、 $3\delta_y$ において帯鉄筋は 4900μ 程度、PC鋼材は 900μ 程度と载荷中で最大のひずみ値を示し、それ以降はひずみ値が少し減少した。

(3) PC鋼材を橋脚外周に配置して段落し部を補強した交番载荷実験のまとめ

本実験の範囲内では、補強前の段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が1.03、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が1.08の諸元を有する橋脚部材を、PC鋼材を橋脚外周に配置して補強することで耐力比 V_{y1}/V_{mu1} を2.08とすることにより、段落しされた引張鉄筋の付着劣化は防止できないものの、脆性的なせん断破壊を防止できることを確認した。PC鋼材で補強した試験体は、 $20\delta_y$ 程度まで基部における連続鉄筋のみを有効とした終局曲げ耐力以上の耐力を有しており、考案した補強工法はせん断補強効果及びじん性補強効果を有していることを確認した。

3.3.2 RC巻き立てによる段落し部の部分曲げ補強に関する実験的検討³⁾

RC巻き立て補強工法による段落し部の曲げ補強効果については、既往研究に示されている実験結果³⁾をもとに検討を行った。

(1) 実験概要

試験体の形状及び配筋図を図-3.21に、試験体諸元を表-3.4に示す。試験体はフーチングを有する片持ち形式の橋脚部材であり、く体途中で軸方向鉄筋を段落ししている。試験体の断面形状は $2100 \times 350\text{mm}$ の長方形断面、せん断スパン l_a を 1200mm として、段落しを基部から 400mm の高さに設けた。

使用材料の材料試験値を表-3.5に示す。鉄筋はSD345を用いた。

耐力の計算値を表-3.6に示す。Type1-1試験体は無補強の試験体で、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x を0.92に設定し、段落し部が基部に先行して曲げ損傷する諸元としている。Type1-1試験体の損傷形態判別係数 S は0.59と段落し部の曲げ損傷が基部の曲げ損傷に先行して生じる諸元となっている。Type1-2試験体の損傷形態判別係数 S は0.70、Type1-3試験体の損傷形態判別係数 S は0.90である。Type1-1~1-3試験体は、段落し位置が基部から 400mm の位置に設定されている。引張鉄筋にはD13を用いており、段落しから 38ϕ 下がった断面は橋脚基部より下のフーチング内部となるため、基部において損傷形態判別係数 S を算定した。実橋脚の諸元では、一般的に段落しより 38ϕ 下がった断面が橋脚基部より下になる場合はほ

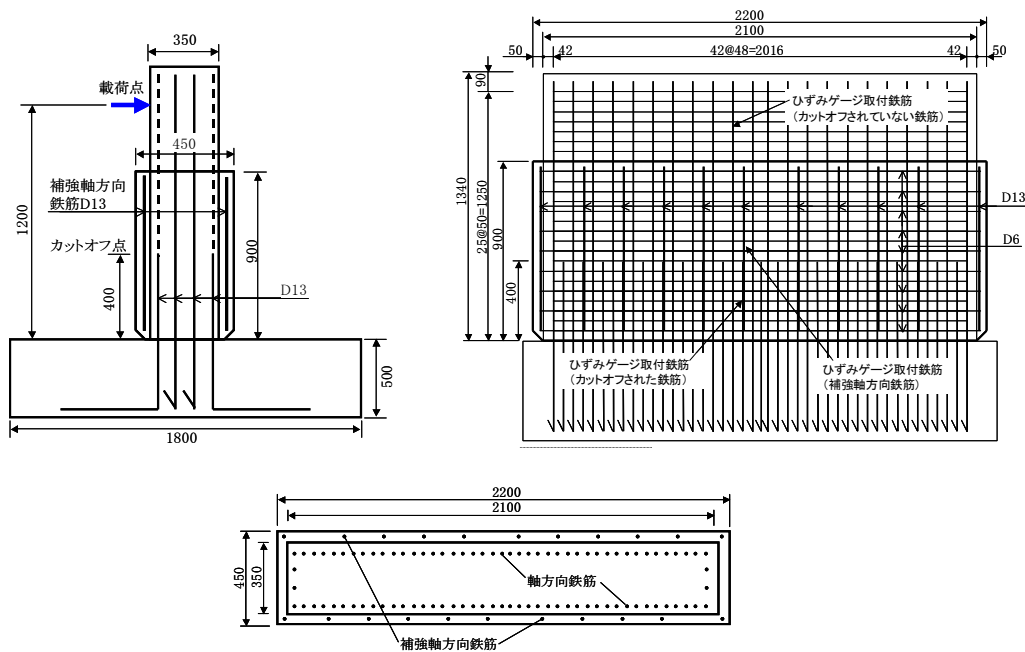


図-3.21 試験体の形状及び配筋図 (Type1-2の例)

表-3.4 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法(mm)	断面幅(mm)	せん断スパン L_a (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 L_a/d	段落し高さ (mm)	既設配筋				軸圧縮応力度 (N/mm^2)	補強方法	補強軸方向鋼材 (本数-径)
							基部		段落し部				
							軸方向鉄筋 (本数・径) (鉄筋比 %)	帯鉄筋 (径-間隔 × 組数) (鉄筋比 %)	軸方向鉄筋 (本数・径) (鉄筋比 %)	帯鉄筋 (径-間隔 × 組数) (鉄筋比 %)			
Type 1-1												無補強	—
Type 1-2	350×2100	350	1200	310	3.9	400	43-D13 (0.867)	D6ctc50 × 5組 (0.302)	22-D13 (0.428)	D6ctc50 × 5組 (0.302)	0.75	段落し付近 RC巻き	11-D13
Type 1-3													11-D6

表-3.5 材料試験結果

試験体 No.	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	鋼材降伏強度 f_{sy} (N/mm^2)		
		既設部		補強部
		軸方向鉄筋	帯鉄筋	軸方向鉄筋
Type 1-1	30.8	374(D13)	338(D6)	—
Type 1-2	21.6	374(D13)	338(D6)	374(D13)
Type 1-3	32.1	374(D13)	338(D6)	338(D6)

とんどないと考えられる。そのため、Type1-1~1-3試験体は、実橋脚より厳しい条件の試験体諸元となっている。

Type1-2, 1-3試験体は、Type1-1試験体の段落しの上500mm位置から下400mmの橋梁基部まで、それぞれ軸方向鉄筋（Type1-2 : D13 × 11本、Type1-3 : D6 × 11本、以下、補強引張鉄筋という）を配置したRC巻き立てにより曲げ補強したものである。なお、補強引張鉄筋はフーチングには定着していない。補強範囲は段落し位置から上下に30~40φ程度となっている。

交番載荷実験では、一定の鉛直軸力551.25kN（軸方向圧縮応力度 $\sigma_0 = 0.75 \text{ N/mm}^2$ ）を柱頭部に加力した状態で、柱頭部付近に水平荷重を静的に正負交番載荷した。最外縁の軸方向鉄筋のいずれかの位置でのひずみが鉄筋の材料試験から求めた降伏ひずみに達した時の変位を $1\delta_y$ とし、正負それぞれ $1\delta_y$ まで載荷後、 $10\delta_y$ までは $1\delta_y$ の整数倍の変位で、 $10\delta_y$ 以降は $1\delta_y$ の偶数倍の変位で変位制御により正負それぞれ1サイクルずつ載荷した。

(2) 実験結果

a) 破壊性状

$10\delta_y$ 載荷終了後の各試験体の損傷状況を図-3.22に示す。Type1-1試験体（無補強）においては、載荷開始後、基部に荷重300kN程度で曲げひび割れが発生した。正側載荷は、荷重350~450kN程度で段落し部付近に曲げひび割れが発生した。さらに荷重の増加に伴い段落し部付近を中心にその上下部にも曲げひび割れが複数発生し、連続鉄筋が段落し部付近において降伏した。負側の載荷も正側とほぼ同様のひび割れ性状となり、連続鉄筋が段落し部付近で降伏した。 $2\sim 4\delta_y$ 時には、段落し部の曲げひび割れが斜め下方向の基部へ向うせん断ひび割れへと進展し、耐力が徐々に低下した。 $5\delta_y$ で段落し部のかぶりコンクリートに浮きが発生し、 $7\delta_y$ で段落し部のかぶりコンクリートが一部剥落した。変位の増加に伴い、段落し部のかぶりコンクリートの剥落が連続鉄筋の変形により進行し、 $10\delta_y$ では段落し部のほとんどのかぶりコンクリートが剥落し、せん断補強筋の破断も確認された。その後、 $20\delta_y$ まで載荷したが、段落し部付近のせん断補強筋はほぼ全て破断し、最後は連続鉄筋の一部が段落し部付近で破断して実験を終了した。

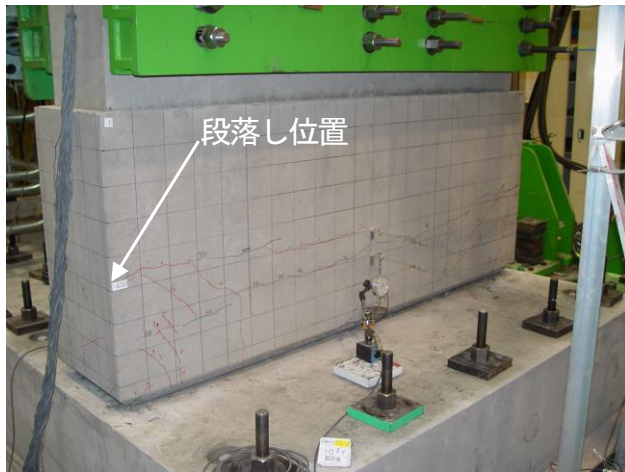
表-3.6 耐力・変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値																交番載荷試験結果(正側)							
	基部								段落し部								損傷部	破壊 モード	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	δ_n (mm)	
	M_y (kN·m)	M_u (kN·m)	V_{ms} (kN)	V_y (kN)	V_y/V_{ms}	δ_{scat} (mm)	δ_{maxcal} (mm)	δ_{scat} (mm)	M_{y1} (kN·m)	M_{u1} (kN·m)	M_x (kN·m)	M_{u1}/M_x	損傷形態判別係数S	V_{ms1} (kN)	V_{y1} (kN)	V_{y1}/V_{ms}								V_{y1}/V_{ms1}
Type1-1	649	696	580	1216	2.10	5.6	27.7	34.6	386	425	464	0.92	0.59	532	1124	1.94	2.11	段落し部	曲げ破壊 (計算値以下)	496	7.6	530	19.5	32.5
Type1-2	639	683	570	1146	2.01	6.1	28.3	35.0	577	714	456	1.57	0.90	893	1437	2.52	1.61	基部	曲げ破壊 (計算値以上)	557	6.3	631	23.2	34.9
Type1-3	651	699	582	1225	2.10	5.4	27.5	34.5	457	618	466	1.33	0.70	772	1483	2.55	1.92	基部	曲げ破壊 (計算値以上)	572	5.9	660	15.4	30.5

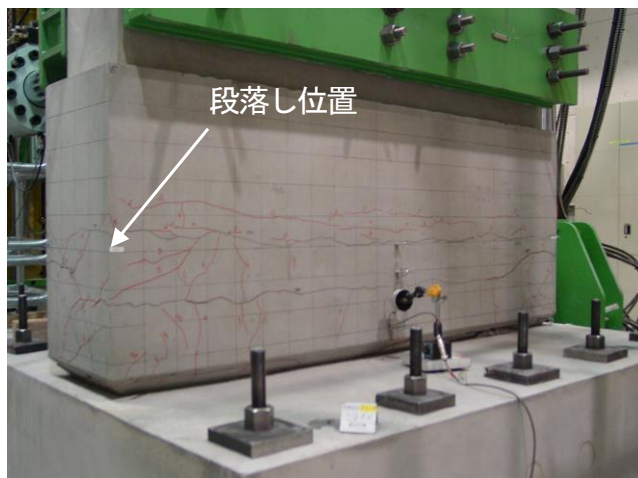
M_y : 基部の降伏曲げ耐力、 M_u : 基部の終局曲げ耐力、 V_{ms} : 基部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断力、 V_y : 基部のせん断耐力、 δ_{scat} : 降伏変位の計算値、 δ_{maxcal} : 最大荷重時の変位の計算値、 δ_{scat} : 降伏荷重を維持できる最大変位の計算値、 M_{y1} : 段落し部の降伏曲げ耐力、 M_{u1} : 段落し部の終局曲げ耐力、 M_x : 基部が終局曲げ耐力に達する時に段落し位置に生じる曲げモーメント、S: 損傷形態判別係数、 V_{ms1} : 段落し部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断力、 V_{y1} : 段落し部のせん断耐力、 P_y : 降伏荷重の実験値、 δ_y : 降伏変位の実験値、 P_{max} : 最大荷重の実験値、 δ_{max} : 最大荷重時変位の実験値、 δ_n : 降伏荷重の計算値を維持できる最大変位の実験値



(a) Type1 - 1 ($10\delta_y$)



(b) Type1 - 2 ($10\delta_y$)



(c) Type1 - 3 ($10\delta_y$)

図-3.22 試験体の損傷状況

Type1-2試験体においては、荷重開始後、基部に荷重250~350kN程度で曲げひび割れが発生した。その後、正負側ともに段落し部付近に荷重400~500kN程度で曲げひび割れが1本発生し、荷重の増加に伴い、正側では連続鉄筋の基部付近、負側では段落しされた鉄筋の基部付近で降伏した。2 δ_y で段落し部付近を中心にその上下部にも曲げひび割れが数本発生し、3 δ_y 以降は基部のひび割れが進展し、段落し部付近のひび割れの進展や新たなひび割れの発生はほとんど生じなくなった。4 δ_y 以降、基部の曲げひび割れ幅が拡大し、圧縮側のコンクリートが圧壊しはじめ、荷重が低下した。8 δ_y 以降、基部の曲げひび割れ幅が急激に拡大し、12 δ_y 以降、基部のかぶりコンクリートが順次剥落した。その後、26 δ_y まで荷重したが、損傷は基部に集中した。

Type1-3試験体は、荷重開始後、荷重の初期段階で基部に曲げひび割れが発生した。荷重450~550kN程度で段落し部付近に曲げひび割れが1~2本発生し、荷重の増加に伴い、正負側ともに補強軸方向鉄筋が段落し部付近で降伏した。なお、連続鉄筋の基部付近においてもほぼ降伏ひずみに近い値を示していた。2~4 δ_y 時には基部の曲げひび割れが進展し、段落し部のひび割れに比べて顕著となった。また、基部の圧縮側コンクリートが圧壊しはじめて荷重が最大となり、4 δ_y 以降荷重が低下した。5 δ_y 程度で段落し部の曲げひび割れが進展し、斜め下方向の基部に向かうせん断ひび割れに進展したが、7 δ_y 以降は段落し部のひび割れ及びひび割れ幅は進展することなく、基部のひび割れ幅が拡大し、10 δ_y において基部付近のかぶりコンクリートが剥落した。その後、基部付近のかぶりコンクリートの剥落が進展し、18 δ_y になると段落し部付近のかぶりコンクリートの剥落も確認されたが、主な損傷は基部で発生した。

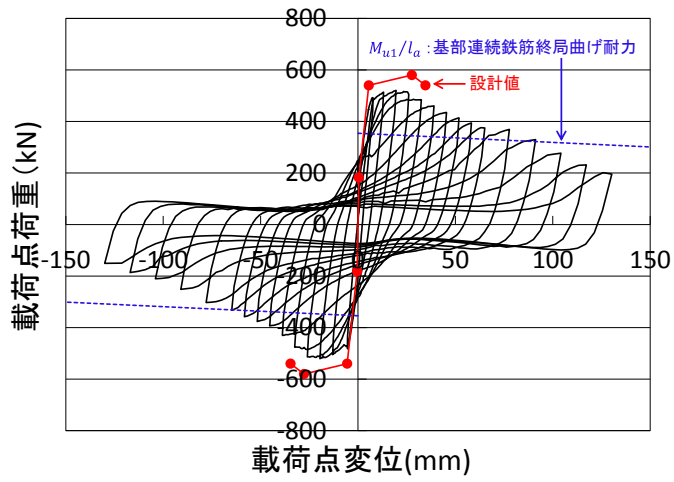
図-3.22より、10 δ_y 荷重終了後において、Type1-1試験体は段落し部付近に損傷が集中しているが、Type1-2、Type1-3試験体は段落し部付近の損傷は軽微であることが確認できる。また、補強軸方向鉄筋量が少ないType1-3試験体の方がType1-2試験体に比べて段落し部付近の曲げひび割れ本数が多くなっている。

b) 荷重-変位関係

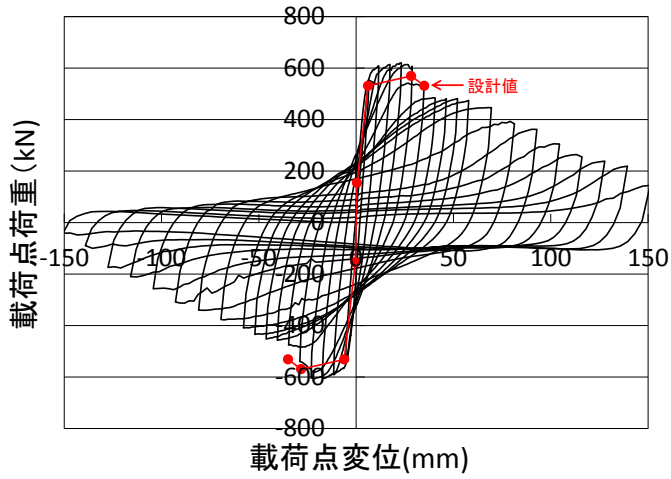
Type1-1~1-3試験体の荷重点における荷重-変位関係を図-3.23に示す。以上の図には、基部で損傷する場合の包絡線の計算値を実験結果と併せて示している。包絡線の計算値はコンクリート標準⁵⁾により算定した。耐力及び変位の計算値と実験値を表-3.6に示す。

無補強のType1-1試験体は、段落し位置における終局曲げ耐力 M_{u1} が、基部が終局曲げ耐力に達する時に段落し位置に発生する曲げモーメント M_x より小さく、段落し部の引張鉄筋が先行して降伏するとともに損傷が段落し部に集中し、最大荷重と変形性能は基部で損傷する場合の計算値以下となった。図-3.23中には基部で連続鉄筋のみを考慮して算定した終局曲げ耐力の計算値を破線で示している。Type1-1試験体の荷重は変位が大きくなるにしたがって徐々に低下し、正側荷重時は14 δ_y で、負側荷重時は10 δ_y で基部での連続鉄筋のみを考慮した終局曲げ耐力まで荷重が下がった。

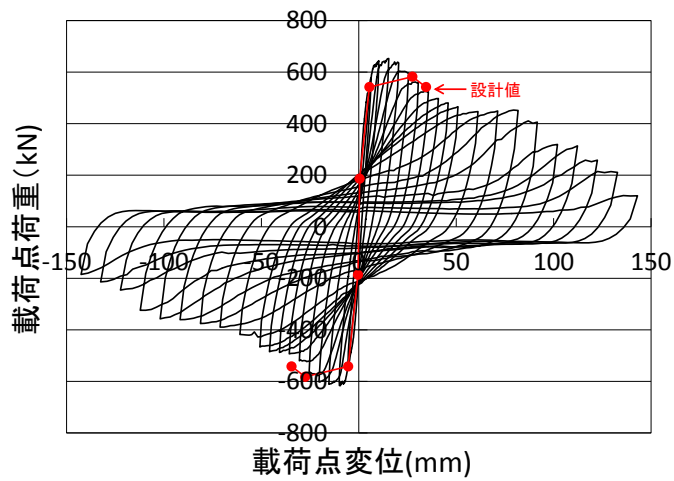
段落し部を曲げ補強したType1-2、Type1-3は、段落し位置における終局曲げ耐力 M_{u1}



(a) Type1 - 1



(b) Type1 - 2



(c) Type1 - 3

図-3.23 載荷点荷重-変位関係

が、基部が終局曲げ耐力 M_u に達する時に段落し部に発生する曲げモーメント M_x より大きく、段落し部で著しい損傷を生じることなく基部に損傷が集中し、最大荷重と変形性能は基部で損傷する場合の計算値程度以上となった。

以上から、本実験の範囲内では、段落し部付近に補強軸方向鉄筋を橋脚く体周囲に配置して適切に曲げ補強することで、補強前の M_{u1}/M_x が0.92と段落し部が基部に先行して損傷する諸元を有する橋脚部材を補強後の M_{u1}/M_x を1.33~1.57に改善することにより、損傷箇所を段落し部から基部に移行させることができたと考えられる。

c) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-3.24~26は、Type1-1~1-3試験体の軸方向鉄筋の鉛直方向ひずみ分布を、図-3.27は、Type1-2, 1-3試験体の補強軸方向鉄筋の鉛直方向ひずみ分布を示したものである。

Type1-1試験体では、基部に先行して段落し部付近の連続鉄筋が降伏し、その後、変位の増加に伴い、連続鉄筋のひずみは段落し部付近で増加する傾向にあった。一方、Cutoff鉄筋のひずみは、連続鉄筋の段落し付近におけるひずみ値が最大となった $4\delta_y$ において減少している。これは、段落し部の損傷に起因してCutoff鉄筋の付着切れが生じたことが原因として考えられる。

Type1-2, 1-3試験体では、段落しされた鉄筋、連続鉄筋ともに基部付近で先行して降伏し、変位の増加に伴い基部付近のひずみが増加する傾向にあった。補強引張鉄筋は、変位の増加に伴い段落し部付近のひずみが増加する傾向を示した。これはType1-2, 1-3試験体では、段落し部付近に生じた引張力を補強引張鉄筋が負担していることを示している。なお、補強引張鉄筋量の少ないType1-3試験体では、Type1-2試験体に比べて、引張鉄筋及び補強引張鉄筋の段落し部付近のひずみは大きい値を示し、補強引張鉄筋は $1\delta_y$ で、引張鉄筋は $2\delta_y$ で降伏に達し、変位の増加に伴いひずみが大きく進展した。

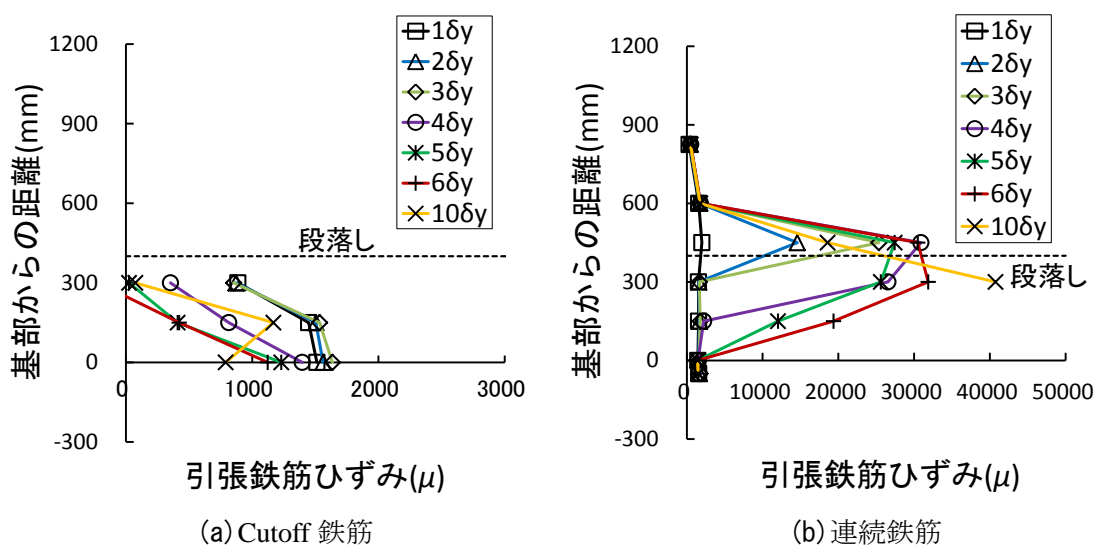


図-3.24 Type1-1試験体の主鉄筋ひずみ分布

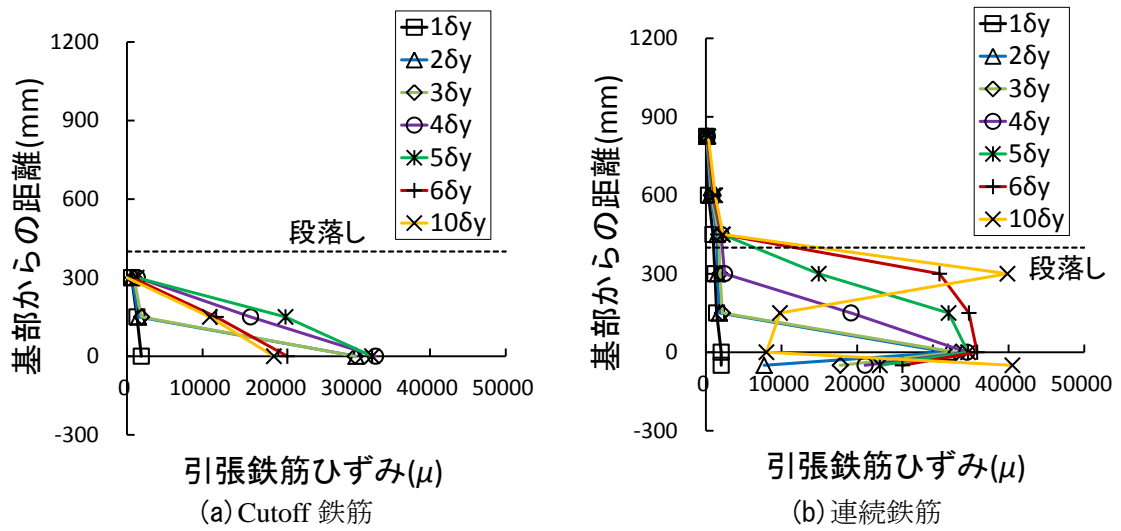


図-3.25 Type1 - 2試験体の主鉄筋ひずみ分布

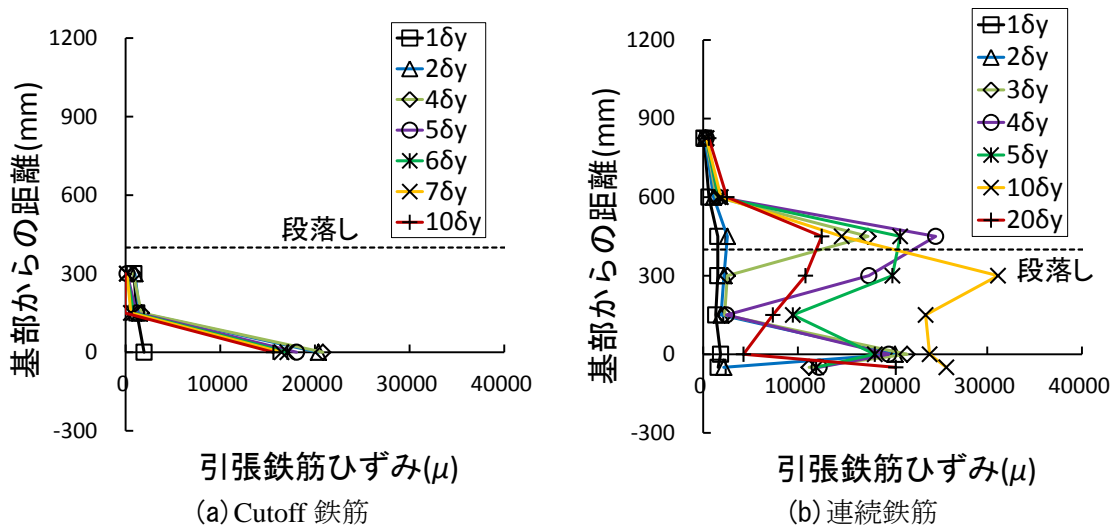


図-3.26 Type1 - 3試験体の主鉄筋ひずみ分布

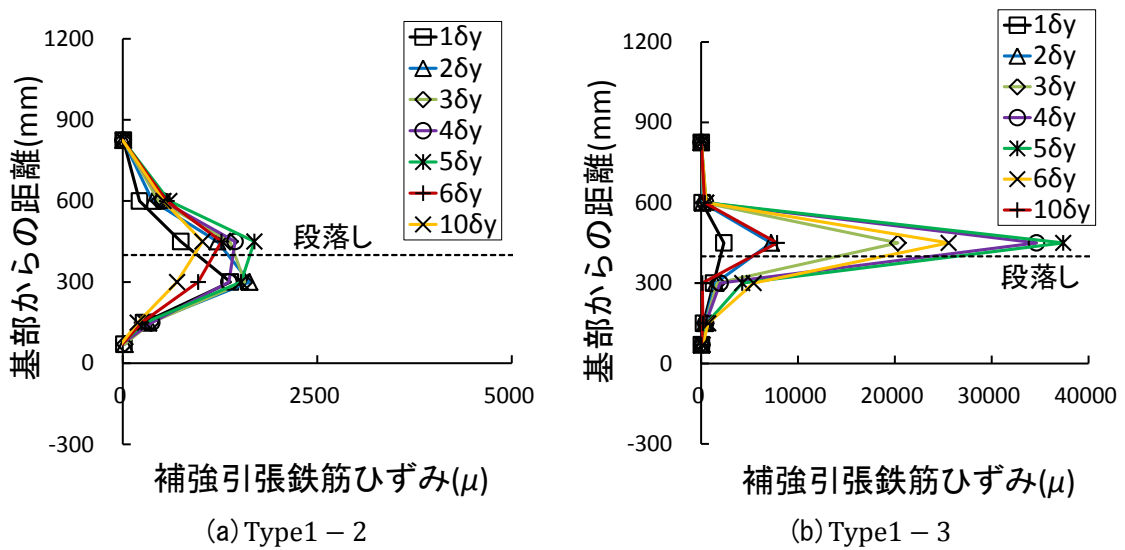


図-3.27 補強引張鉄筋ひずみ分布

3.3.3 RC巻き立てによる段落し部の部分せん断補強に関する実験的検討³⁾

(1) 実験概要

Type2-2試験体の形状及び配筋図を図-3.28に、試験体諸元を表-3.7、使用材料の材料試験結果を表-3.8に示す。鉄筋はSD345を用いた。

耐力の計算値を表-3.9に示す。試験体のせん断スパン l_a は1200mm、段落し位置は基部から800mmの位置に設定した。Type2-1試験体は無補強の試験体で、基部が終局曲げ耐力に達する時に橋脚く体に発生するせん断力 V_{mu} に対する段落し部のせん断耐力 V_{y1} の比率である曲げせん断耐力比 V_{y1}/V_{mu} を0.80に設定し、段落し部においてせん断破壊が曲げ破壊に先

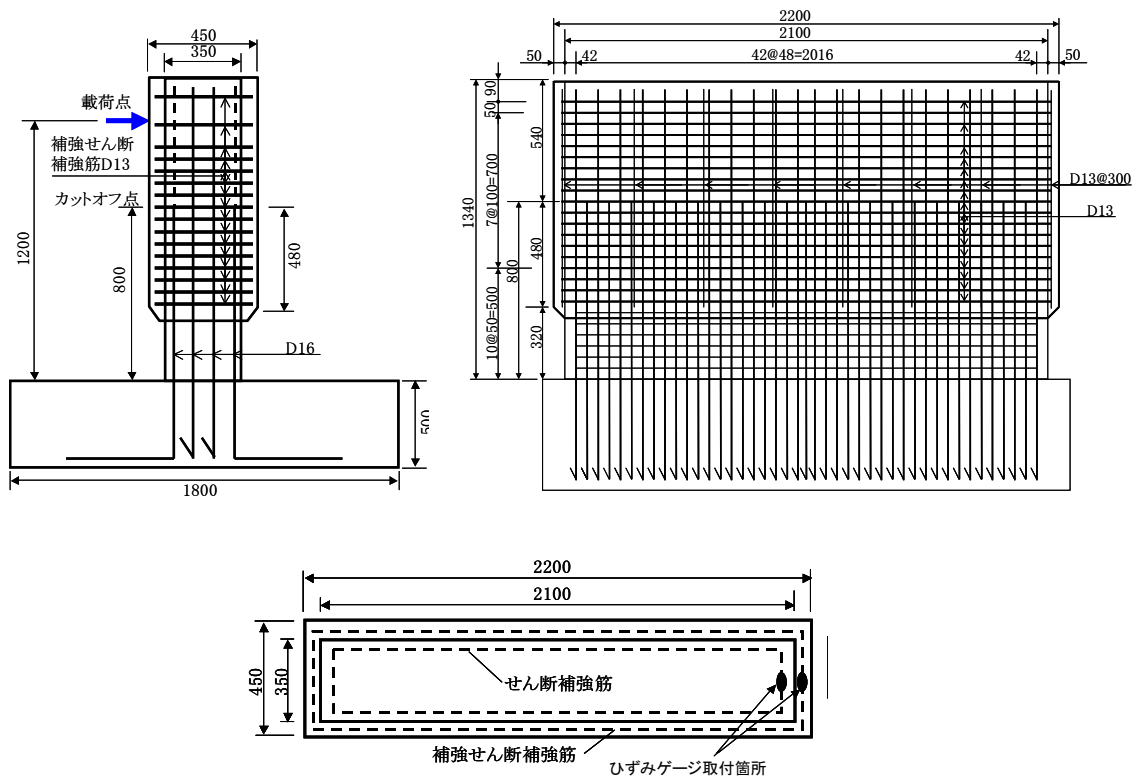


図-3.28 試験体の形状及び配筋図 (Type2-2の例)

表-3.7 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法 (mm)	断面幅 (mm)	せん断スパン L_a (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 L_a/d	段落し高さ (mm)	既設配筋				軸圧縮応力度 (N/mm^2)	補強方法	補強せん断補強鋼材 (径・間隔)
							基部		段落し部				
							軸方向鉄筋 (本数・径) (鉄筋比 %)	帯鉄筋 (径・間隔 × 組数) (鉄筋比 %)	軸方向鉄筋 (本数・径) (鉄筋比 %)	帯鉄筋 (径・間隔 × 組数) (鉄筋比 %)			
Type 2-1	350×2100	350	1200	310	3.9	800	43-D16 (1.312)	D6ctc50 × 5組 (0.302)	22-D16 (0.671)	D6ctc100 × 1組 (0.030)	0.75	無補強	—
Type 2-2												段落し付近 RC巻き	D13ctc50

※基部せん断補強鉄筋配置位置は、段落し位置から d 下がった位置まで

行して発生する諸元としている。

Type2-2試験体は、Type2-1試験体の段落し部付近を補強部材に配置したせん断補強鉄筋（D13,50mm 間隔，以下，補強せん断補強鉄筋という）によりせん断補強したものであり，補強後の耐力比 V_{y1}/V_{mu} を1.67としている．補強範囲は段落し位置から上下に30φ程度（φ：既設橋脚の軸方向鉄筋径）とした．

載荷は，一定の鉛直軸力551.25kN（軸方向圧縮応力度 $\sigma_0 = 0.75 \text{ N/mm}^2$ ）を加力した状態で，柱頭部付近に水平方向の正負交番荷重を加えることにより行った．

(2) 実験結果

a) 破壊性状

図-3.29は，Type2-1試験体の実験終了後，及びType2-2試験体の10 δ_y 載荷終了後における損傷状況を示したものである．

無補強のType2-1試験体は，1 δ_y の正側載荷において，荷重250~400kN程度で基部付近に曲げひび割れが発生した．曲げひび割れは，荷重500~650kN程度において基部付近から段落し部付近にも発生し，その後，荷重650~800kN程度で段落し部付近の曲げひび割れが斜め方向のせん断ひび割れに進展して斜め下方向に伸びるとともこ，ひび割れ幅が拡大した．この時点における引張鉄筋の最大ひずみは，段落しされた鉄筋の基部付近で2000 μ 程度となっており，降伏ひずみ（2230 μ ）には達していない．荷重800kN（変位9.6mm）以降は，

表-3.8 材料試験結果

試験体 No.	コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	鋼材降伏強度 f_{sy} (N/mm ²)		
		既設部		補強部
		軸方向鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋
Type2-1	36.3	384(D16)	338(D6)	—
Type2-2	39.7	384(D16)	338(D6)	374(D13)

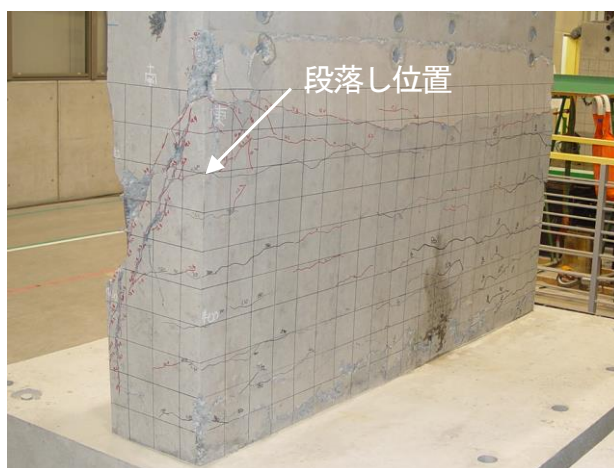
表-3.9 耐力・変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値													交番載荷試験結果(正側)											
	基部						段落し部							損傷部	破壊モード	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	δ_n (mm)					
M_y (kN·m)	M_n (kN·m)	V_{mu} (kN)	V_y (kN)	V_y/V_{mu}	δ_{ycal} (mm)	δ_{mcal} (mm)	δ_{ncal} (mm)	M_{y1} (kN·m)	M_{n1} (kN·m)	M_x (kN·m)	M_{n1}/M_x	損傷形態判別係数 S	V_{mcal} (kN)								V_{y1} (kN)	V_{y1}/V_{mcal}			
Type2-1	988	1054	879	1338	1.52	6.3	21.3	27.9	565	620	351	1.76	0.68	1550	700	0.80	0.45	段落し部	せん断破壊(計算値以下)	降伏せず	—	800	9.6	—	
Type2-2	992	1060	883	1361	1.54	6.3	21.3	27.9	726	953	353	2.70	0.87	2283	1474	1.67	0.62	基部	曲げ破壊(計算値以上)	—	891	11.9	985	19.6	29.5

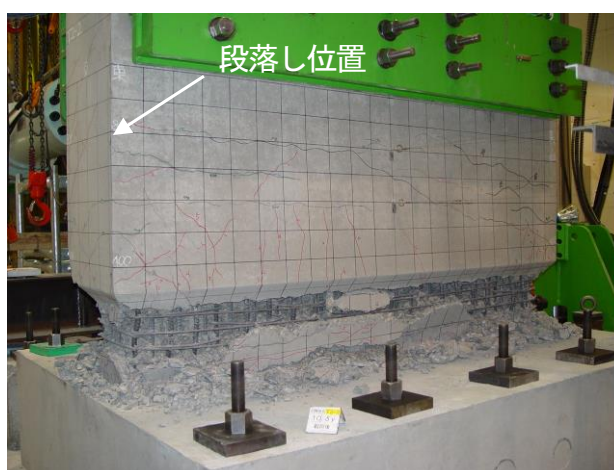
M_y : 基部の降伏曲げ耐力, M_n : 基部の終局曲げ耐力, V_{mu} : 基部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断耐力, V_y : 基部のせん断耐力, δ_{ycal} : 降伏変位の計算値, δ_{mcal} : 最大荷重時の変位の計算値, δ_{ncal} : 降伏荷重を維持できる最大変位の計算値, M_{y1} : 段落し部の降伏曲げ耐力, M_{n1} : 段落し部の終局曲げ耐力, M_x : 基部が終局曲げ耐力に達する時に段落し位置に生じる曲げモーメント, S : 損傷形態判別係数, V_{mcal} : 段落し部が終局曲げ耐力に達する時に発生するせん断耐力, V_{y1} : 段落し部のせん断耐力, P_y : 降伏荷重の実験値, δ_y : 降伏変位の実験値, P_{max} : 最大荷重の実験値, δ_{max} : 最大荷重時変位の実験値, δ_n : 降伏荷重の計算値を維持できる最大変位の実験値

段落し部付近を中心とした斜め方向のせん断ひび割れが大きく開くとともに、基部において引張鉄筋が降伏する前に耐力が急激に低下した。荷重が急激に低下して変位が増大する過程において、変位11~13mmで段落し部付近のせん断補強鉄筋が降伏した。段落し部付近でのせん断破壊を確認し、変位19.6mmで載荷を終了した。

Type2 - 2試験体は、 $1\delta_y$ の正負側ともに荷重300~550kN程度で基部付近に曲げひび割れが数本発生した。750~800kN程度で段落し部から下側の補強部材において曲げひび割れが発生し、基部において段落しされた引張鉄筋が降伏した。 $2\sim 3\delta_y$ では、基部付近の曲げひび割れから斜め下45°方向へ伸びる斜めひび割れに進展した。 $4\delta_y$ 以降、段落し部付近でのひび割れの進展や新たなひび割れの発生はほとんど観察されず、基部付近の曲げひび割れ幅



(a) Type2 - 1 (載荷終了時)



(b) Type2 - 2 ($10\delta_y$)

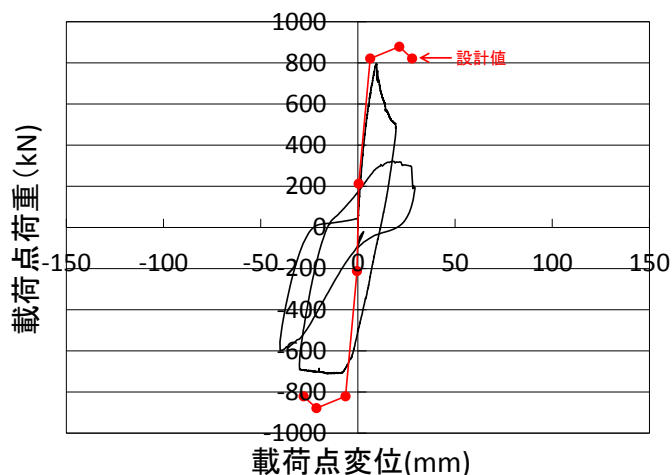
図-3.29 試験体の損傷状況

の拡大やコンクリートの圧壊に伴い荷重が徐々に低下していった。その後、基部の曲げひび割れが卓越して進展し、 $8\sim 9\delta_y$ においてかぶりコンクリートが剥落した。 $10\delta_y$ では、基部のほぼ全ての範囲のかぶりコンクリートが剥落し、 $12\delta_y$ では、基部付近のせん断補強鉄筋が5~6本破断した。 $18\delta_y$ では、基部付近において軸方向鉄筋が破断した。損傷は基部に集中し、段落し部の損傷は軽微であった。

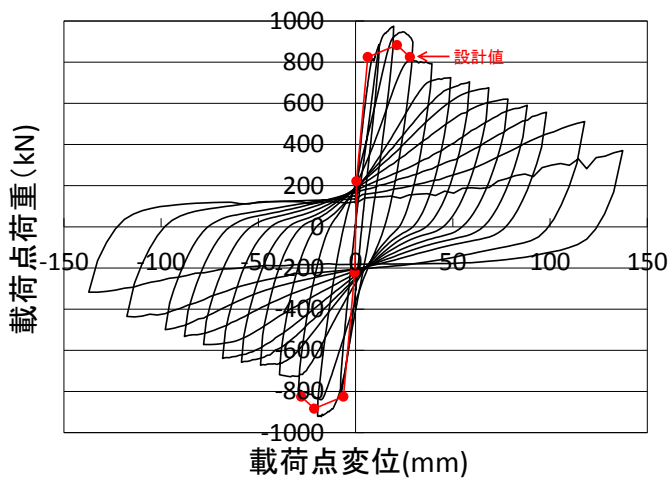
図-3.29 より、Type2-1試験体は段落し部付近でせん断破壊による大きな斜めひび割れが発生し、損傷は段落し部付近に集中しているが、Type2-2試験体は段落し部付近の損傷は軽微な曲げひび割れのみで損傷は基部に集中していることが確認できる。

b) 荷重-変位関係

Type2-1及びType2-2試験体の荷重-変位関係を図-3.30に示す。図には、コンクリート標準⁵⁾を用いて算出した基部で損傷する場合の包絡線の計算値を併せて示している。耐力及び変位の計算値と実験値を表-3.9に示す。



(a) Type2-1



(b) Type2-2

図-3.30 載荷点荷重-変位関係

無補強のType2-1試験体は、段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu} が0.80と小さいため、 $1\delta_y$ において引張鉄筋の降伏に先行して、段落し部付近にせん断破壊による大きな斜めひび割れが発生して荷重が低下したため、最大荷重と変形性能は基部で損傷する場合の計算値以下となった。一方、段落し部付近をせん断補強したType2-2試験体は、段落し部における耐力比 V_{y1}/V_{mu} が1.67と大きいため、段落し部付近で著しい損傷を生じることはなく、基部に損傷が集中し、最大荷重と変形性能は基部で損傷する場合の計算値程度以上となった。

以上から、本実験の範囲内では、段落し部を補強せん断補強鉄筋により適切にせん断補強して補強後の耐力比 V_{y1}/V_{mu} を1.67とした場合、段落し部のせん断破壊を防止でき、損傷箇所を段落し部から基部に移行させることができると考えられる。

c) せん断補強鉄筋のひずみ分布

Type2-1における帯鉄筋の鉛直方向のひずみ分布を図-3.31に、Type2-2試験体における帯鉄筋及び補強帯鉄筋の鉛直方向のひずみ分布を図-3.32に示す。Type2-1試験体は、

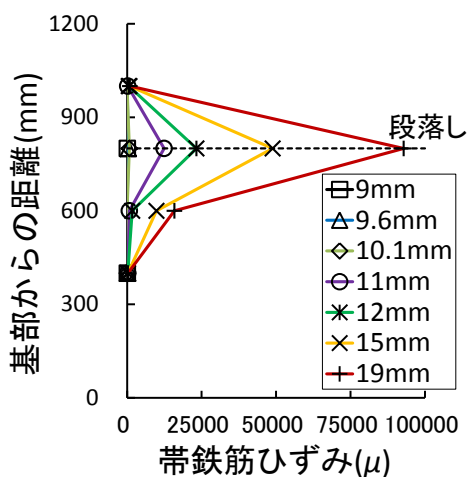


図-3.31 Type2-1試験体の帯鉄筋ひずみ分布

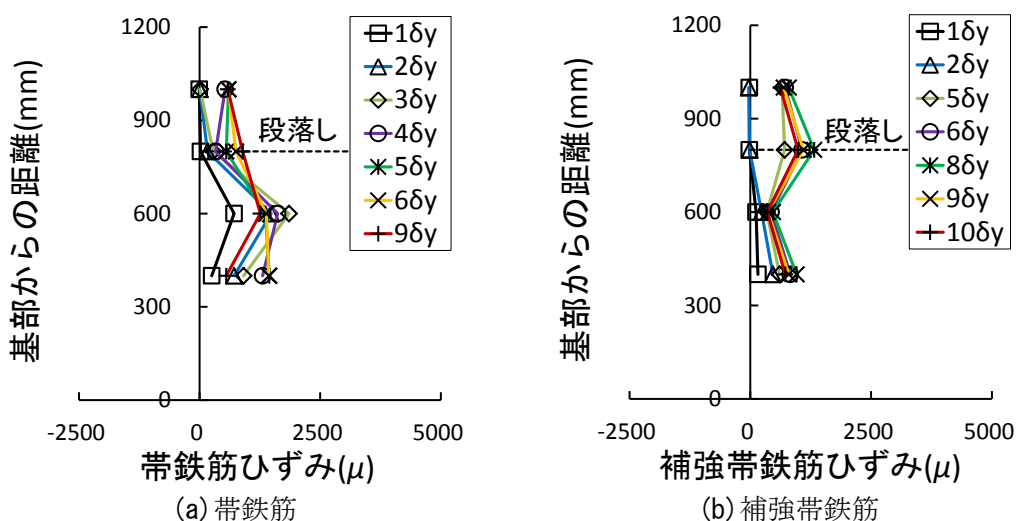


図-3.32 Type2-2試験体の帯鉄筋ひずみ分布

$1\delta_y$ の荷重で斜めひび割れ幅が拡大するのに伴い、段落し付近の帯鉄筋ひずみが降伏して大きく進展した。一方、Type2-2試験体は、帯鉄筋及び補強帯鉄筋ともに変位の増加に伴いひずみが徐々に増加しているものの、実験終了時まで降伏していない。これにより、段落し部付近に配置した補強帯鉄筋によるせん断補強効果が確認できる。Type2-2試験体は、段落し部付近に発生したせん断力を補強帯鉄筋が負担することにより、既設橋脚部材の帯鉄筋ひずみがType2-1試験体に比べて小さくなり、せん断破壊を防止できていると考えられる。

(3) RC巻き立てにより段落し部を部分補強した交番荷重実験のまとめ

3.3.2及び3.3.3で述べたRC巻き立てにより橋脚段落し部を部分的に補強することによる耐震補強効果に関して、今回の実験の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- (1) 基部に比べて段落し部の曲げ耐力やせん断耐力が小さい場合、段落し部の損傷が先行して発生し、基部で損傷する場合の耐力や変形性能は得られない。
- (2) 基部に比べて段落し部の曲げ耐力やせん断耐力が小さい場合であっても、RC巻き立て補強により部分的に段落し部を補強することにより、基部に損傷部位を移行させることが可能となり、その場合、基部で損傷する場合の耐力や変形性能が得られる。
- (3) 段落し部付近に配置した補強鉄筋（補強引張鉄筋、補強帯鉄筋）には、変位の増加に伴うひずみの増加が見られ、段落し部の曲げ補強又はせん断補強のための補強鉄筋として有効に機能していることを確認した。

3.3.4 PC鋼材を橋脚外周に配置する補強工法とRC巻き立て補強工法の比較

図-3.33は、RC巻き立てにより曲げ補強した試験体とPC鋼材を橋脚外周に巻き立てて補強した試験体の荷重-変位関係の包絡線を比較したものである。横軸は各変位段階における最大変位の実験値を降伏変位 δ_y で除した値を、縦軸は水平荷重の実験値を基部における終局曲げ耐力の計算値で除した値を示している。また、RC巻き立てをしていない無補強の基準試験体であるType1-1試験体の包絡線も併せて示している。

RC巻き立てをしていない無補強のType1-1試験体とPC鋼材を橋脚外周に巻き立てて補強したB-2試験体を比べると、B-2試験体が $4\delta_y$ 程度から水平荷重が低下しているのに対して、Type1-1試験体は荷重の低下度合が緩やかであるのが確認できる。これは、次に述べる理由によると考えられる。

Type1-1試験体は、荷重点から基部までのせん断スパンが1200mmであるのに対して、段落しが基部から400mmと低い位置に設けられていることから、段落し位置のせん断スパンは800mmとなっている。Type1-1試験体は、段落し部が曲げ損傷をうけてかぶりコンクリートの剥落が生じてカットオフ鉄筋の付着劣化が発生したため、カットオフ鉄筋が応力を負担しなくなり、曲げ損傷発生後の水平荷重は、せん断スパン1200mmである基部における連続鉄筋のみを考慮した曲げ耐力まで低下したものと考えられる。これは、段落し部で

曲げ損傷する前後でせん断スパンが800mmから1200mmに増加して、水平荷重は2/3に低下したことを意味している。

PC 鋼材でせん断補強したB-2試験体は、載荷点から基部までのせん断スパンが1200mmであるのに対して、段落しは基部から600mmの位置に設けられている。B-2試験体は、段落し部が曲げ損傷をうけてかぶりコンクリートの剥落が生じてカットオフ鉄筋の付着劣化が発生したため、曲げ損傷発生後の水平荷重は、せん断スパン1200mmである基部における連続鉄筋のみを考慮した曲げ耐力まで低下したものと考えられる。すなわち、段落し部で曲げ損傷する前後でせん断スパンが600mmから1200mmに増加して、水平荷重は1/2に低下したと考えられる。

Type1-1試験体とB-2試験体において段落し部が曲げ損傷した後の荷重低下度合に違いがみられたのは、段落し位置の違いにより、Type1-1試験体はカットオフ鉄筋の付着劣化発生後に水平荷重が曲げ損傷前の曲げ耐力の2/3程度まで低下したのに対して、B-2試験体の水平荷重は、曲げ損傷前の曲げ耐力の1/2程度まで低下したことによる差のためと考えられる。

本実験条件では、段落し部で損傷させた場合、途中定着された軸方向鉄筋の付着切れを防止することはできず、最大荷重や耐力の低下度合いが大きくなることが分かった。

次に、RC 巻き立て補強を行ったType1-2試験体は、せん断補強したB-2試験体や無補強のType1-1試験体に比べて水平荷重と変形性能が大きくなった。しかしながら、RC 巻き立て補強したType1-2試験体においても、変位が大きくなると荷重の低下がみられる。これは、段落しが基部から400mmの高さと低い位置に設けられており、基部の塑性ヒンジ区間でカットオフ鉄筋が定着されていることから、基部の曲げ損傷にともないカットオフ鉄筋の付着劣化が生じたためと考えられる。

なお、実橋脚では、基部の塑性ヒンジ区間付近で段落しされている橋脚は少ないと思われる。また、実橋脚を例に挙げると、断面高さ h_e が1500~1800mmで軸方向鉄筋にD29~D32

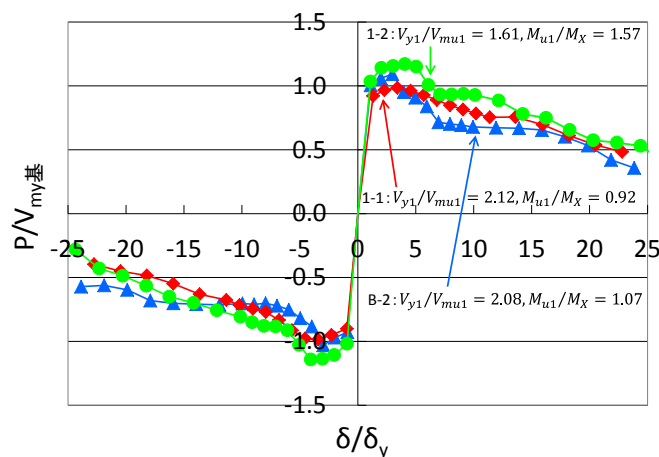


図-3.33 荷重—変位包絡線 (PC 外周巻き立てと RC 巻き曲げ補強の比較)

を用いていると仮定した場合、断面高さ h_e に対する軸方向鉄筋径 ϕ の比 ϕ/h_e は1.6~2.1%となる。一方、今回の試験体の場合、断面高さ h_e が350mmで軸方向鉄筋にD13~D16を用いているので、断面高さ h_e に対する軸方向鉄筋径 ϕ の比 ϕ/h_e は3.7~4.6%と実橋脚に比べて大きくなり、橋脚高さに対する段落し位置の比が同じ場合、カットオフ鉄筋の定着長を確保できる断面の橋脚高さに対する比率は今回の試験体の方が実橋脚に比べて小さくなる。すなわち、実橋脚では、今回の試験体に比べてカットオフ鉄筋の定着長が橋脚基部の塑性ヒンジ区間上部で確保できる場合が多くなると考えられるので、実橋脚で段落し部を曲げ補強した場合、Type1-2試験体でみられたような荷重低下は一般に生じないと考えられる。

図-3.34は、RC巻き立てによりせん断補強した試験体とPC鋼材を橋脚外周に巻き立てて補強した試験体の包絡線を比較したものである。また、RC巻き立てを行っていない基準試験体であるType2-1試験体の包絡線も併せて示している。

Type2-1試験体とB-2試験体を比べると、PC鋼材を橋脚外周に配置して耐力比 $V_{y1}/V_{mu基}$ を0.80から2.08と大きくすることにより、せん断破壊から曲げ破壊に移行して、変形性能も大きくなっていることが確認できる。

RC巻き立てによりせん断補強を行ったType2-2試験体とPC鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強したB-2試験体を比べると、Type2-2試験体の方がB-2試験体に比べて最大荷重後の荷重低下が小さくなっており、安定した変形特性を示している。

B-2試験体の耐力比 $V_{y1}/V_{mu基}$ は2.08、曲げ耐力比 $M_{u1}/M_{u基}$ は1.07、Type2-2試験体の耐力比 $V_{y1}/V_{mu基}$ は1.67、曲げ耐力比 $M_{u1}/M_{u基}$ は2.70となっており、両試験体では、曲げ耐力比 $M_{u1}/M_{u基}$ の値が大きく異なっている。B-2試験体は、曲げ耐力比 $M_{u1}/M_{u基}$ が1.07と小さいために、段落し部で損傷が生じて段落しされた引張鉄筋の付着劣化が発生し、曲げ耐力比 $M_{u1}/M_{u基}$ が2.70と大きく基部で損傷したType2-2試験体に比べて荷重の低下が大きくなった。

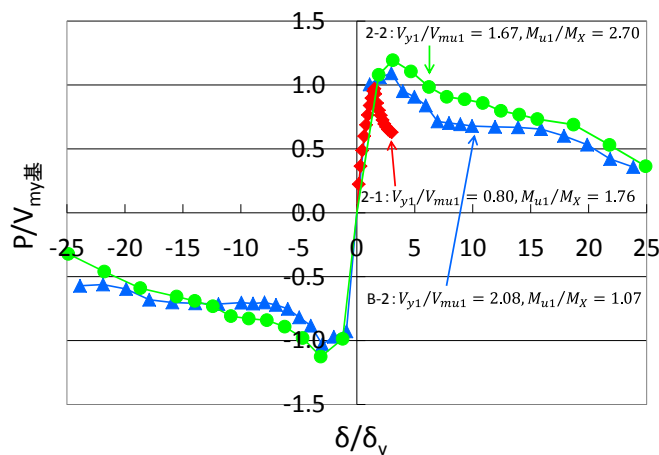


図-3.34 荷重—変位包絡線 (PC外周巻き立てとRC巻きせん断補強の比較)

3.4 まとめ

本章ではまず、橋脚く体の中間部に位置する主鉄筋段落し部で損傷した場合を想定して、橋脚く体の塑性ヒンジ位置を変化させた地震応答解析を行い、塑性ヒンジ位置が塑性ヒンジの地震応答特性に与える影響について検討を行った。今回の解析から得られた知見を述べると次のようになる。

- (1) 橋脚部材の塑性ヒンジ位置が部材の上部になるにしたがって、塑性ヒンジの応答塑性率が同じならば、塑性ヒンジの所要降伏震度の値は大きくなる。また、 h/H (h : 橋脚天端から塑性ヒンジ位置までの距離, H : 橋脚天端から基部までの距離) に概ね比例して、基部に塑性ヒンジがある場合の降伏震度に対する降伏震度の増分量の比率が大きくなることが分かった。
- (2) 橋脚く体の塑性ヒンジの降伏震度を一定とした場合、塑性ヒンジ位置が橋脚の上部になるにしたがって、同一の固有周期及び地盤種別に対して、塑性ヒンジの応答塑性率は大きくなる。これは、塑性ヒンジ位置が橋脚の上部になるにしたがって、塑性ヒンジに要求される変形性能は大きくなることを示している。
- (3) 橋脚の塑性ヒンジ位置によらず、塑性ヒンジの応答塑性率が大きくなると、塑性ヒンジの所要降伏震度の値は小さくなる。すなわち、橋脚く体の上部に塑性ヒンジがある場合においても、塑性ヒンジに十分な変形性能を付与することにより、塑性ヒンジの所要降伏震度の値を低減することができる。
- (4) 耐震標準の地盤条件のうち、G2, G3, G4, G7地盤の4種類の地表面設計地震動波形を用いて解析を行った結果、入力地震動の周波数特性を変化させることにより、橋脚の塑性ヒンジ位置の所要降伏震度は大きく変化することを確認した。G3地盤で所要降伏震度は最大となり、以下G2, G4, G7地盤の順に所要降伏震度は小さくなった。また、固有周期が大きくなると、地盤条件の違いによる所要降伏震度の差異は小さくなった。

次に、主鉄筋段落し部を有する既設橋脚部材の外周に補強鋼材（PC 鋼材）を配置して補強した縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行った。併せて、既往の研究³⁾で示されている、橋脚段落し部を RC 巻き立てにより部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体による交番載荷実験の結果を示し、橋脚外周に PC 鋼材を配置して補強した試験体と RC 巻き立て補強を行った試験体で耐震性能に関する比較検討を行った。本実験及び検討の範囲内で得られた知見を述べると次のようになる。

- (5) 段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が1.03、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が1.08の諸元を有する橋脚試験体は、段落し付近に発生した斜めひび割れ幅が拡大して、軸方向鉄筋の降伏後にせん断破壊した。これに対して、PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強することで耐力比 V_{y1}/V_{mu1} を2.08と大きくすることにより、段落し部での損傷は発生するものの、破壊形態は曲げ破壊となり、せん断破壊を防止できることを確認した。

- (6) 橋脚外周に PC 鋼材を配置してせん断補強した試験体は、基部から段落しにかけての広い範囲において軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が発生し、段落し部で途中定着された引張鉄筋の付着切れが発生した。これにより水平荷重は大きく低下するものの、その後は緩やかに荷重が低下していく損傷形態を示した。水平荷重が低下するのは、途中定着された鉄筋の付着切れにより、基部で連続鉄筋のみが引張力に抵抗する抵抗機構に移行するためである。水平荷重低下後は、基部で連続鉄筋のみを有効とした終局曲げ耐力に漸近するように荷重が緩やかに低下していき、 $20\delta_y$ 程度まで基部において連続鉄筋のみを有効としてかぶりコンクリートを無視した断面による終局曲げ耐力の計算値以上の耐力を有していることを確認した。
- (7) PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強した B-2 試験体と RC 巻き立て補強前の RC 試験体である Type1-1 試験体を比較した結果、耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が 2.08、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が 1.07 の諸元を有している B-2 試験体と耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が 1.94、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が 0.92 の諸元を有している Type1-1 試験体のともに段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が 2.0 程度、曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が 1.0 程度の試験体の場合、本実験条件においては、段落し部の損傷が生じて段落しされた引張鉄筋の付着切れが発生し、水平耐力が低下する傾向を示した。水平荷重の低下度合いは、RC 巻き立て補強前の RC 試験体である Type1-1 試験体の方が PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強した B-2 試験体に比べて小さくなったが、これは、基部から段落しまでの距離が Type1-1 試験体の方が B-2 試験体に比べて小さかったため、基部において連続鉄筋のみを考慮した終局曲げ耐力と段落し位置の終局曲げ耐力の差が小さかったことが原因と考えられる。しかしながら、Type1-1 試験体の段落し高さは 400mm と基部から $1.3d$ 程度しかなかったため、段落しされた鉄筋が定着されている区間が一部塑性ヒンジ区間に含まれていた。段落し高さを大きくして塑性ヒンジ区間を避けた位置で段落しした鉄筋を定着した場合に段落しされた鉄筋の付着劣化範囲に差が出るかどうかは今後の課題である。
- (8) PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強した試験体と RC 巻き立てにより段落し部を部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体を比較した結果、耐力及び変形性能とも RC 巻き立て補強を行った試験体の方が大きくなった。これは、RC 巻き立て補強により段落し部の損傷を防止することができ、PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強した試験体に見られたような、段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが発生しないためと考えられる。

地震応答解析による検討結果から、段落し部で曲げ損傷する場合、基部で曲げ損傷する場合に比べて、塑性ヒンジ部の所要降伏震度及び応答塑性率が大きくなる。一方、段落しを有する橋脚部材を PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強した試験体と段落し部を RC 巻き立てにより部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体の交番載荷実験による検討結果から、段落し部で損傷が生じると、段落し部で途中定着された鉄筋の付着切れが発生して水平荷重が低下するため、その後の変形性能は大きいものの、地震時のエネルギー吸収

量は基部で損傷した場合に比べて小さくなると考えられる。そのため、耐震性能の観点からは、段落し部は損傷させないのがよいと考えられる。

なお、段落し部で曲げ損傷させ、段落し部に十分な変形性能を付与しつつ、段落し部で途中定着された軸方向鉄筋の付着切れを防止することができる橋脚構造及び耐震補強工法が今後開発されれば、地表面付近あるいは地上部に位置する段落し部で損傷させることにより、地震発生後の復旧性の面で有利になると考えられる。そのような耐震補強工法の開発及び新設構造物において段落し部を曲げ損傷させた場合に十分な変形性能を付与できる段落し部の構造の開発と段落し部で損傷させた場合の変形性能の評価方法は、今後の課題であると考えられる。

参考文献

- 1) 渡部太一郎, 小林薫: 橋脚く体の塑性ヒンジ位置を変化させた地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.967-972, 2008.
- 2) 渡部太一郎, 森山智明, 小林薫: 主鉄筋段落し部を有する橋脚のせん断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.29, No.3, pp.1099-1104, 2007.
- 3) 土田大輔, 鈴木裕隆, 菅野貴浩: 鉄筋コンクリート橋脚耐震補強設計施工マニュアルの制定と段落し部の部分補強に関する実験的検討について, 東日本旅客鉄道株式会社, SED -STRUCTURAL ENGINEERING DATA- No.26, pp.96-109, 2006.5.
- 4) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 5) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.

4章 曲げ載荷実験による側面剛体補強工法の曲げ補強効果に関する評価方法の検討

4.1 はじめに

本章では、引張鉄筋を途中定着した橋脚において橋脚側面に補強部材を設置する耐震補強工法（側面剛体補強工法）に関して、段落し部の曲げ補強効果の検討を行った。側面剛体補強工法では、側面に設置する補強部材で段落し部に発生する曲げモーメントの一部を分担させることを目的としている。そこで本章では、側面に補強部材を設置した場合の曲げ補強効果に関する基本的な構造特性を確認するため、既設橋脚を模擬したRC製の既設はり側面にアンカー鉄筋を介して補強部材を模擬したRC製の補強はりを設置して補強したはり試験体を用いて、曲げ載荷実験を行った。曲げ載荷実験では、曲げモーメントが最大となる荷重点を段落しと想定して、補強はりによる曲げ補強効果を検討した。

既往の研究において著者らは、側面剛体補強工法による橋脚段落し部の曲げ補強効果を確認するため、既設はり側面に補強はりをアンカー鉄筋で固定したはり試験体の曲げ載荷実験を行い、補強はりが分担する曲げモーメントに与える補強はりの曲げ剛性の影響について検討を行っている¹⁾。本章では、曲げ載荷実験を更に追加実施し、せん断スパン内の補強範囲 L_r （以下、補強範囲という）、アンカー鉄筋量及び既設はり断面の長辺 b_e と短辺 h_e の比（ b_e/h_e 、以下、辺長比という）の影響についても検討を行い、既設はり降伏時に補強はりが分担する荷重（曲げモーメント）の定量化を行った。

本章では、最初に4.2節において、側面剛体補強工法の概要と補強方法の概念について述べた。

次に、4.3～4.6節において、曲げ載荷実験の概要と実験結果及びその考察を述べ、段落し部の曲げ補強効果の評価方法に関する検討を行った。

橋脚段落し部の耐震補強では、地震時に段落し部で引張鉄筋を降伏させないことが大切であると考え、曲げ載荷実験では、既設はりが初めて降伏に達する段階に着目して、4.4、4.5節において、既設はりが降伏に達するときに補強はりが分担する荷重（曲げモーメント）を定量的に検討した。また、4.6節において、既設はり降伏時にアンカー鉄筋に発生するひずみを用いて、既設はり降伏時に必要となるアンカー鉄筋量の評価方法を検討した。

4.2 側面剛体補強工法の提案

4.2.1 構造と特徴

本研究において提案する側面剛体補強工法は、図-4.1に示すように橋脚側面に設置されるアンカー鋼材とRC製の補強部材から構成される。アンカー鋼材は、既設橋脚部材側面を

コアボーリング等で削孔し、あと施工アンカー工法にて設置する。RC製の補強部材は、設計上必要な部材長を考慮した上で、一般に橋脚の根元（フーチング天端）付近から橋脚天端付近まで設置される。側面剛体補強工法は、基部の曲げ耐力を変えないで段落し部の曲げ耐力を基部の曲げ耐力に比べて相対的に向上させて、段落し部での曲げ損傷を防止することを目的とした工法である。そのため、補強部材の軸方向鉄筋はフーチングには定着しないこととした。補強部材には設計上必要な軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋を配置する。

以上の方法で補強することにより、支障物が少なく一般的に補強が容易な橋脚側面から補強することが可能となり、高架下建物や施設の移転復旧工事を省略又は縮小することができる。これにより、従来から用いられているRC巻き立て等の橋脚全周を巻き立てる補強工法における問題点を解決した構造となる。

4.2.2 耐震補強の概念

地震による慣性力が作用したときの既設橋脚及び補強部材の変形状態と補強部材による抵抗機構を図-4.2に示す。既設橋脚には、地震時の慣性力によって、基部が最大となる分布形状の曲げモーメントが発生する。既設RC橋脚では、一般に、橋脚高さ方向の中間部に引張主鉄筋が途中定着されている段落し部を有していて、段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に小さい場合、段落し部で途中定着されていない連続鉄筋は大きな引張応力を受けて降伏に達する。そのような橋脚において段落し部の曲げ補強がされていない場合、段落し部で鉄筋のはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落等の曲げ損傷が発生する。

段落し部を側面剛体補強工法で曲げ補強した場合、補強部材はその剛性により既設橋脚部材が段落し部で折れるように曲げ変形するのを防止する作用を発揮する。また、既設橋脚部材が段落し部において曲げ変形するのに伴い、アンカー鋼材を介して補強部材にはせ

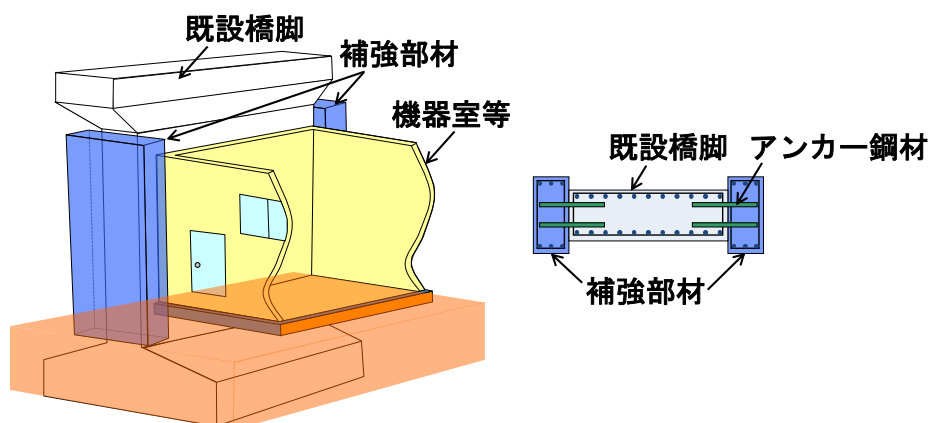


図-4.1 側面剛体補強工法の概要（再掲）

ん断力（荷重）が作用する。これにより、補強部材は既設橋脚の曲げ変形に追随するように変形し、段落し部において曲げモーメントを分担する。その結果、既設橋脚部材が分担する曲げモーメントは軽減され、段落し部で既設橋脚の連続鉄筋に発生する引張応力が小

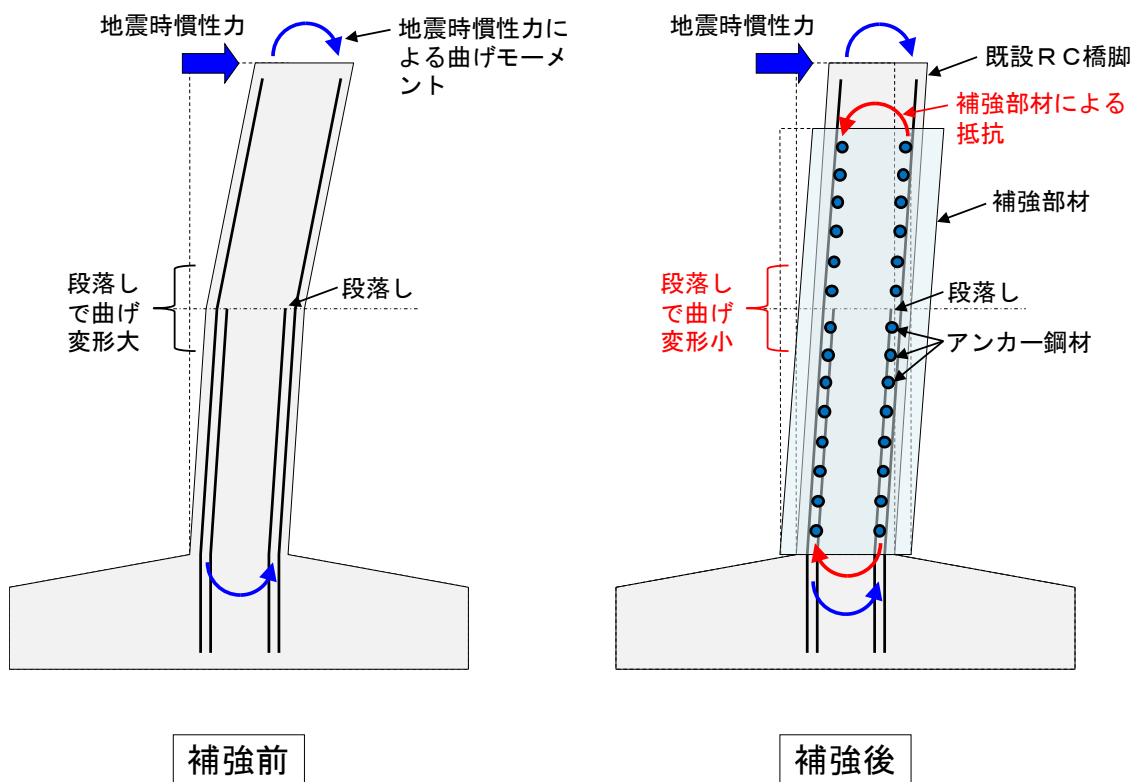


図-4.2 橋脚の変形と補強部材による抵抗機構の概念

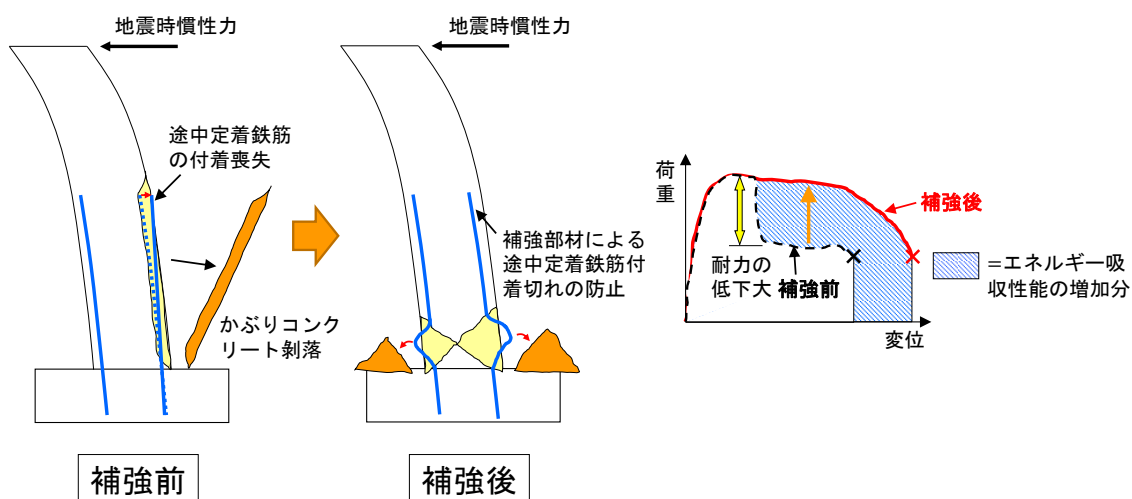


図-4.3 耐震補強の概念

さくなるとともに、段落し部での曲げ損傷が抑制される。

すなわち、既設橋脚部材の段落し部における降伏曲げ耐力と、既設橋脚部材が段落し部において降伏曲げ耐力に達する時に補強部材が分担する曲げモーメントの合計値が、補強後の段落し部における降伏曲げ耐力となる。補強後の段落し部における降伏曲げ耐力が基部の降伏曲げ耐力を上回るように補強することにより、段落し部での曲げ損傷を防止でき、段落しの無い通常の柱部材と同様に基部で曲げ損傷させることが可能となる。

図-4.3 に段落し部の補強の有無（段落し部における損傷の有無）による地震時水平荷重と水平変位の関係の模式図を示す。段落し部で損傷した場合、段落し部で途中定着された引張鉄筋の付着切れが発生し、段落し部で損傷しない場合に比べて、水平荷重が低下する。この場合、荷重-変位曲線の面積で表される、地震に対するエネルギー吸収量も低下することとなる。これに対して、段落し部の曲げ損傷を防止できれば水平荷重の低下を防ぐことができるので、段落しを有する橋脚部材においても、基部で曲げ損傷する柱部材と同様の变形性能を発揮することができる。

4.2.3 補強設計の基本方針

段落し部で補強部材が分担する曲げモーメントは、段落し位置（カットオフ点）からの補強部材長（補強範囲）と補強部材の曲げ剛性に影響を受けると推定される。これは、補強範囲が大きい方が小さい場合に比べて、既設橋脚部材の曲げ変形に補強部材が追随しやすくなり、補強部材が分担する曲げモーメントも大きくなると考えられるためである。また、一般的に曲げモーメントを受ける部材の場合、曲げ剛性が大きくなるほどその部材が分担する曲げモーメントは大きくなると考えられるためである。したがって、以上に述べた補強部材の地震時慣性力に対する抵抗メカニズムを考慮すると、補強部材はできるだけ段落し位置から距離を有するように長く配置するとともに、補強部材の曲げ剛性（有効高さ、軸方向鉄筋量）もできるだけ大きくすることが望ましいと考えられる。

4.3 側面剛体補強工法を模擬したはり試験体の曲げ載荷実験

4.3.1 試験体概要

地震時に水平荷重を受ける既設 RC 橋脚から橋脚側面に固定された補強部材への応力伝達に関する基本的な構造特性を検討するため、側面剛体補強工法を模擬したはり試験体の曲げ載荷実験を行った。試験体概要を図-4.4 に、試験体諸元を表-4.1 に示す。

既設の壁式橋脚の調査結果によると、断面の長辺 b_e と短辺 h_e の比 b_e/h_e で表される辺長比は最大で6.0程度であることが報告されている²⁾。本研究において側面剛体補強工法の適用を予定している東北新幹線の実橋脚の辺長比 b_e/h_e も6.0であったことから、試験体の既設はり辺長比 b_e/h_e は2.0~6.0の範囲で変化させた。その他の実験要因は、曲げ補強効果に影響を

及ぼすと想定される補強はりの曲げ剛性と補強範囲，及び既設はりと補強はりの一体性に直接関係すると想定されるアンカー鉄筋比とした。

アンカー鉄筋比 p_a に関しては，著者らの既往の研究³⁾を参考にして0.26%程度以上配置することとした。なお，No.18試験体は，補強範囲 L_r を $2.67d$ として，補強範囲 L_r を $5.35d$ としたNo.13試験体とせん断スパン内に配置するアンカー鉄筋の総断面積を概ね同等とした試験体である。補強範囲におけるアンカー鉄筋量は，No.13試験体ではD6を24本，No.18試験体ではD6を22本配置している。

本研究では，側面剛体補強工法による曲げ補強効果の検討を目的としたため，既設はり及び補強はりともにせん断補強鉄筋を十分に配置し，曲げ破壊するように設計した。

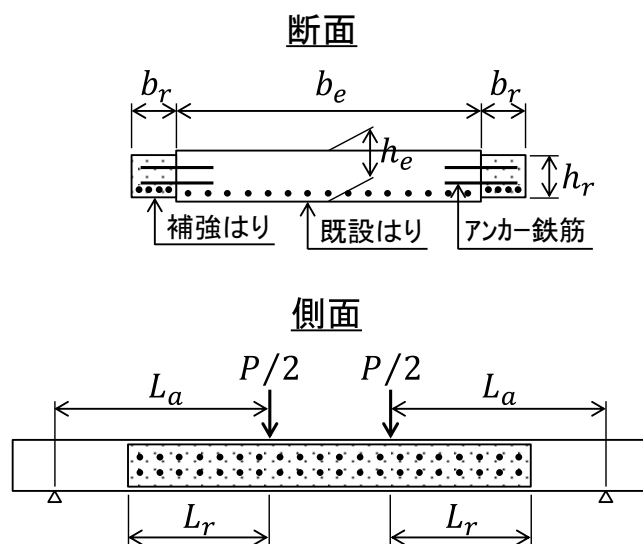


図-4.4 試験体概要

表-4.1 試験体諸元

試験体 No.	既設はり				補強はり				補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e	せん断スパン L_a (mm)	補強範囲 L_r (mm)	補強範囲有効高さ比 L_r/d	アンカー鉄筋		
	幅 b_e (mm)	高さ h_e (mm)	辺長比 b_e/h_e	軸方向引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	幅 b_r (mm)	高さ h_r (mm)	軸方向引張鉄筋					引張鉄筋比 p_r (%)	径・間隔×段数	アンカー鉄筋比 p_a (%)
1	1720	350	4.91	16-D10	0.25	190	290	3-D19 ×2段	3.79	1.09	1100	720	2.29	D13ctc50×2.3段	1.94
2															
3	1370	400	3.43	14-D10	0.25	220	340	4-D16 ×2段	2.50	1.27	1300	425	1.16	D16ctc50×2.8段	3.02
5															
9	500	250	2.00	11-D10	0.88	400	250	5-D19	1.86	3.15	1250	1150	5.35	D19ctc50×2段	4.58
11															
12	1500	250	6.00	11-D10	0.29	400	250	5-D19	1.86	2.56	1250	1150	5.35	D6ctc100×2段	0.26
13															
14	1500	250	6.00	11-D10	0.29	400	250	5-D19	1.86	2.52	1250	775	3.60	D19ctc50×2段	4.44
15															
16	1500	250	6.00	11-D10	0.29	400	250	5-D10	0.61	0.946	1250	1125	5.23	D19ctc50×2段	4.48
17								5-D16	1.35	1.99					
18	1500	250	6.00	11-D10	0.29	400	250	5-D19	1.86	2.53	1250	575	2.67	D6ctc50×2段	0.48

4.3.2 補強はりの曲げ剛性及び補強範囲の評価方法

曲げ載荷実験では、主な実験要因として補強はりの曲げ剛性及び補強範囲を選定している。ここでは曲げ剛性及び補強範囲の評価方法を述べる。

(1) 補強はり曲げ剛性比

一般的に、RC 部材が負担する曲げモーメントは曲げ剛性 (EI) に比例すると考えられるので、既設はりが負担する荷重 (P_e) に対する補強はりが負担する荷重 (P_r) の比率 (P_r/P_e , 以下、補強はり荷重分担比という) は、既設はりの曲げ剛性 (EI_e) に対する補強はりの曲げ剛性 (EI_r) の比率 (EI_r/EI_e , 以下、補強はり曲げ剛性比という) と相関があると想定される。ここで、既設はり及び補強はりそれぞれの曲げ剛性 (EI_e, EI_r) は、降伏荷重時には各部材に曲げひび割れが発生していることを考慮し、**図-4.5** に示すように、引張側コンクリートを無視し、既設はり及び補強はりが一体の合成断面であると仮定して求めた中立軸に関する圧縮側コンクリートと全ての鉄筋の断面二次モーメントの合計値とした。既設はり及び補強はりのコンクリートの弾性係数は、曲げ載荷実験時の圧縮強度試験結果から鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物 ⁴⁾により算定した。鉄筋の弾性係数 E_s は 200kN/mm^2 とした ⁴⁾。以上に述べた算定方法による補強はり曲げ剛性比の算定式を式(4.1)に示す。

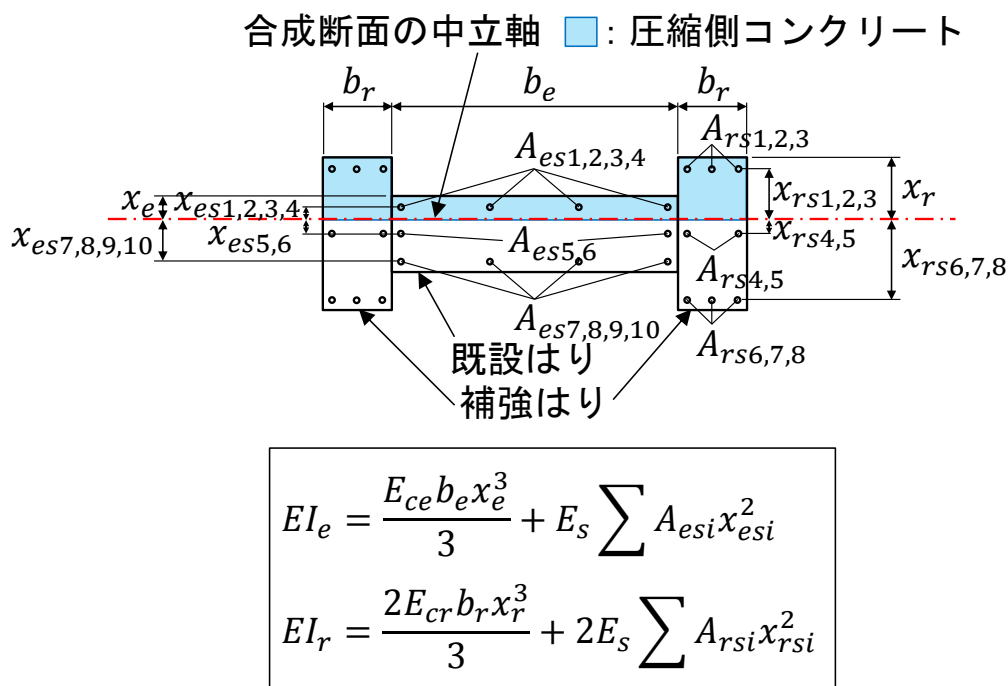


図-4.5 曲げ剛性の算定方法

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{\frac{2E_{cr}b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2}{\frac{E_{ce}b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2} \quad (4.1)$$

ここで、 EI_r ：補強はりの曲げ剛性(N・mm²)、 EI_e ：既設はりの曲げ剛性(N・mm²)、 E_{cr} ：補強はりにおけるコンクリートの弾性係数(N/mm²)、 b_r ：補強はりの断面幅(mm)、 x_r ：合成断面の中立軸から補強はり圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)、 E_s ：鉄筋の弾性係数(= 200kN/mm²)、 A_{rsi} ：補強はりに配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm²)、 x_{rsi} ：合成断面の中立軸から補強はりに配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm)、 E_{ce} ：既設はりにおけるコンクリートの弾性係数(N/mm²)、 b_e ：既設はりの断面幅(mm)、 x_e ：合成断面の中立軸から既設はり圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)、 A_{esi} ：既設はりに配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm²)、 x_{esi} ：合成断面の中立軸から既設はりに配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm)である。

(2) 補強範囲有効高さ比

側面に補強部材を設置する耐震補強工法では、補強部材が既設橋脚と一体となって曲げモーメントを負担するためある程度の補強部材長が必要になると考えられる。そのため本実験では、補強部材長の影響をせん断スパン内の補強範囲(L_r)を既設はりの有効高さ(d)で除した補強範囲有効高さ比(L_r/d)で評価することとし、これを実験要因として設定した。

4.3.3 試験体の製作方法と材料強度

試験体の製作は、既設はりの鉄筋組立て時にアンカー鉄筋を配置して既設はりのコンクリート打設を行い、既設はりの脱型後に補強はりの鉄筋組立てとコンクリート打設を行った。

試験体に用いたコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-4.2に示す。既設はりのコンクリート強度は、実橋脚におけるコンクリートの設計強度と同等程度となるように載荷時の目標強度を21N/mm²に設定した。補強はりのコンクリート強度は、実際の補強部材の設計強度を想定して30N/mm²を載荷時の目標強度とした。鉄筋は全てSD345を使用した。

4.3.4 実験方法と計測項目

図-4.6にNo.14試験体の載荷状況を示す。No.2,3,5試験体はスパン中央での1点集中載荷とし、それ以外の試験体は2点集中載荷とした。

実験では、試験体が破壊するまで単調漸増曲げ載荷を行った。橋脚の耐震補強を想定した場合、地震時の慣性力を受けた既設橋脚から補強部材に順次応力が伝達されて補強効果

を発揮すると考えられる。そのため、曲げ載荷実験では既設はり全幅で載荷を行い、補強はりには直接載荷しないようにした。

曲げ載荷実験では、鉛直荷重、載荷点における鉛直変位及び引張鉄筋ひずみを計測した。また、引張鉄筋が降伏に達した時点や剛性が変化した時点で載荷を止めてひび割れ進展状況を記録した。

表-4.2 材料試験結果

試験体 No.	既設はり コンクリート	補強はり コンクリート	既設はり 軸方向鉄筋		補強はり 軸方向鉄筋		アンカー鉄筋	
	圧縮強度 f'_c (MPa)		降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	降伏強度 f_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)
1	20.9	20.9	388	178	390	183	352	153
2	23.6	38.3	394	187	371	172	394	187
3	17.6	35.1			399	187		
5	19.5	44.3	388	178	388	183	388	183
9	21.0	30.0						
11		23.5						
12	23.2	31.6	400	168	404	190	404	190
13	23.3	37.4			373	164	366	159
14	25.5	29.3	368	169	383	180	383	180
15	29.4	34.0			386	178		
16	22.7	27.1	369	172	369	172	369	179
17	24.1	29.6			382	187		
18	25.1	31.7	375	169	378	190	398	197

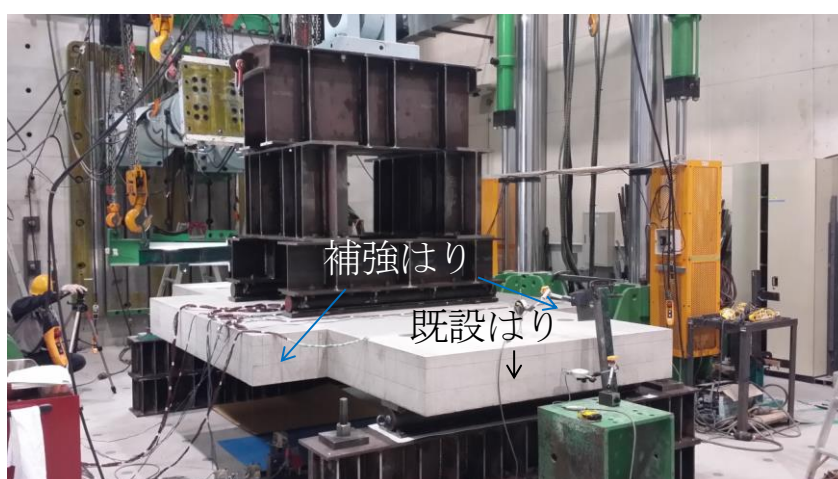


図-4.6 載荷状況 (No.14)

4.4 曲げ載荷実験結果

4.4.1 破壊性状

試験体の破壊性状は、補強部材端部でひび割れが大きく開いて荷重が低下するものと既設はりとは補強はりが一体で曲げ破壊するものの大きく2つに分かれた。ここでは、前者の破壊形態を示したNo.14,18試験体と後者の破壊形態を示したNo.15試験体について破壊性状を述べる。No.14,18試験体は、アンカー鉄筋比 p_a を4.4% (No.14), 0.48% (No.18) と変化させ、それ以外の要因は全て同じにしたものである。また、No.14,15試験体は、補強範囲 L_r を $2.67d$ (No.14), $3.60d$ (No.15) と変化させ、それ以外の要因は全て同じにしたものである。

No.14試験体の最大荷重付近におけるひび割れ発生状況を図-4.7に示す。図-4.7は補強はり端部のひび割れ発生状況を示したものである。既設はりと接する側の補強はり下面から斜めひび割れが進展しひび割れ幅も広がっている。図-4.8は、No.14試験体が最大荷重

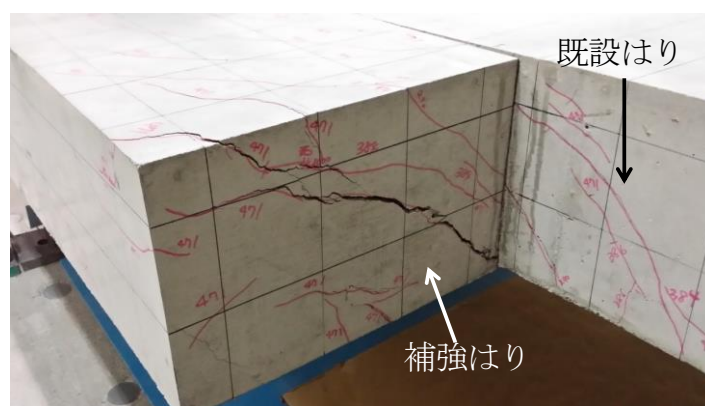


図-4.7 補強はり端部ひび割れ性状 (No.14)

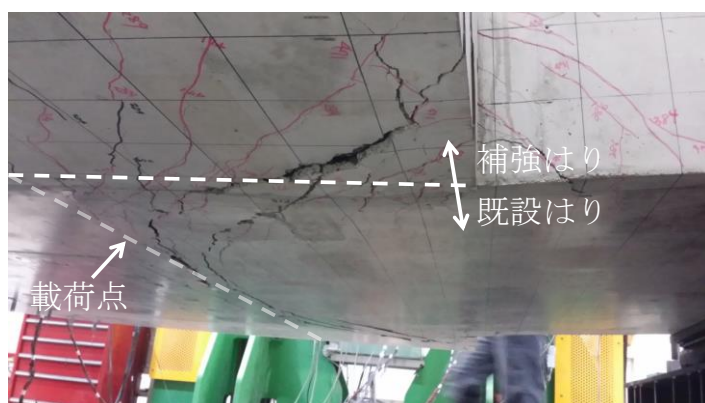


図-4.8 はり下面ひび割れ性状 (No.14)

($P = 473\text{kN}$) に達した直後における既設はり及び補強はり下面のひび割れ発生状況を示したものである。 載荷点付近に発生した曲げひび割れが補強はり端部に向かって斜め方向に進展して補強はり端部に達しており、ひび割れ幅も大きく広がっている。 実験終了時の損傷状況を図-4.9 に示す。 補強はり端部で既設はりとの段差が観察され、補強はりが既設はりの変形に追随していない状況を確認できる。 また、既設はりの載荷点付近で圧縮縁コンクリートが圧壊している状況が観察された。 No.14試験体は、最終的に補強はりが有効に作用しなくなって既設はりが曲げ破壊したものと考えられる。

図-4.10 は、No.18試験体において載荷荷重 P が 386kN と最大荷重付近となったときの損傷状況を示す。 補強はり端部のコンクリートが剝離しており、既設はり と補強はりとの間に段差が確認される。 これは補強はり端部付近において、補強はりが既設はりの変形に追随できなくなって、コンクリートが剝離したためと考えられる。 図-4.11 はNo.18試験体の荷重が低下して載荷荷重 P が 326kN となった時の損傷状況を示している。 既設はりが載荷点付近において圧壊していることがわかる。 No.18試験体はNo.14試験体と同様に、最終的に補

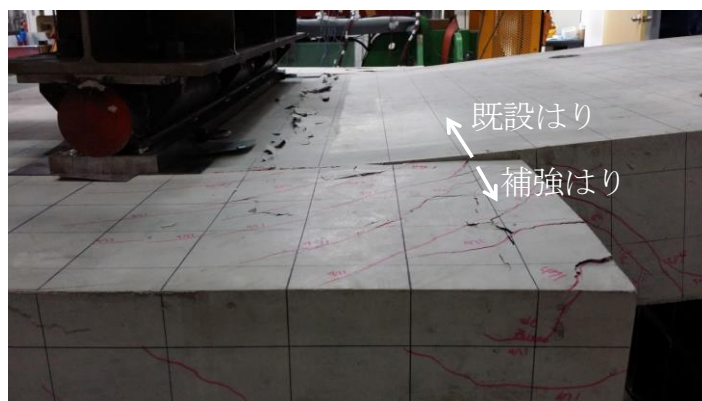


図-4.9 破壊性状 (No.14)

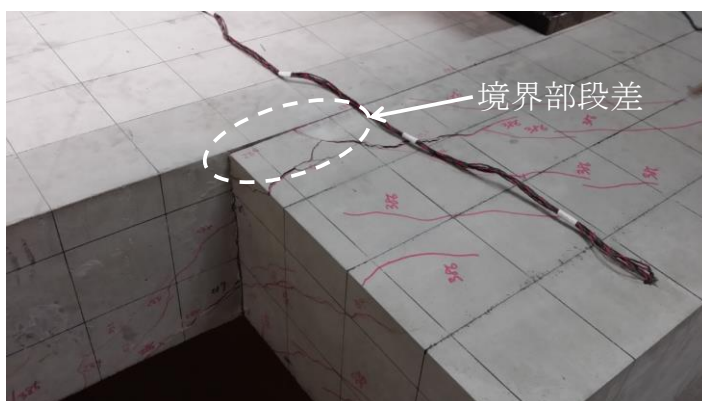


図-4.10 補強はり端部ひび割れ性状 (No.18)

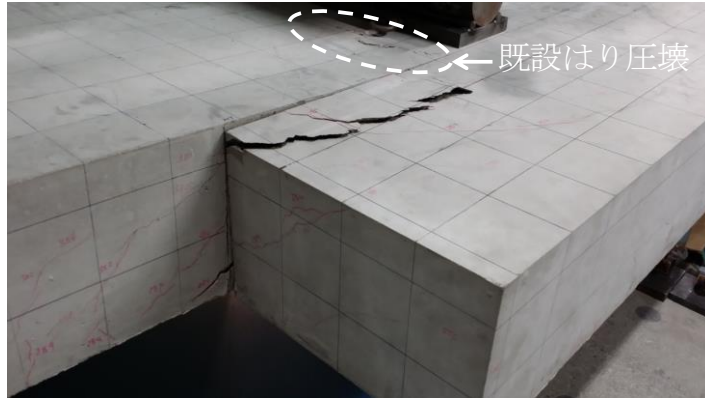


図-4.11 破壊性状 (No.18)

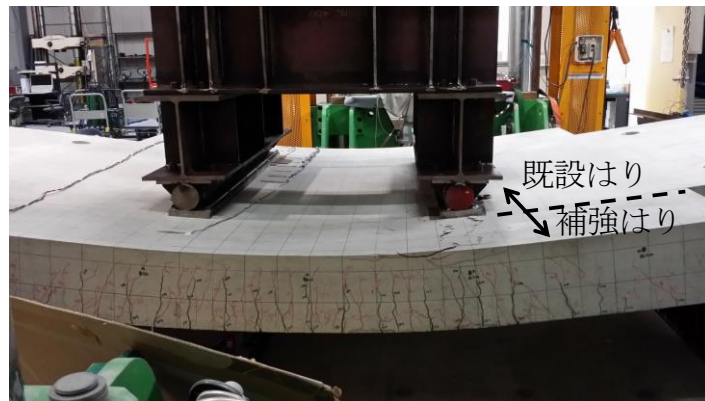


図-4.12 破壊性状 (No.15)

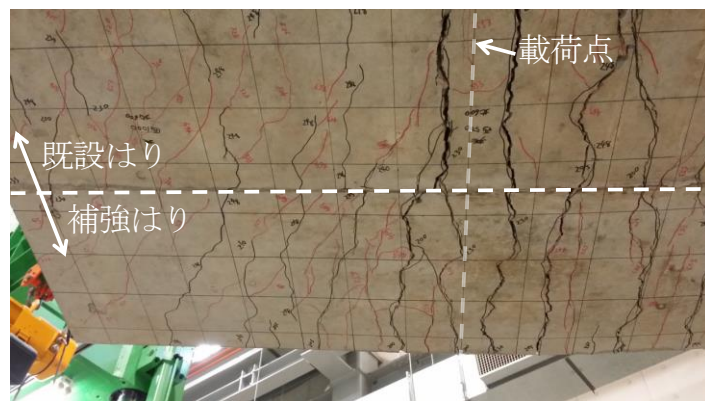


図-4.13 はり下面ひび割れ性状 (No.15, 実験終了後)

強はりが有効に作用しなくなって既設はりが曲げ破壊したものと考えられる。

No. 15試験体の最大荷重時 ($P = 568\text{kN}$) の損傷状況を図-4. 12 に示す。載荷点において、既設はり及び補強はりの圧縮縁コンクリートが圧壊しており、既設はり及び補強はりが一体性を発揮して曲げ破壊した。No. 15試験体の実験終了時における試験体下面のひび割れ性状を図-4. 13 に示す。載荷点付近において既設はりから補強はりにかけて発生した曲げひび割れが大きく開いている。載荷点から支点に近づくにつれ、既設はりの曲げひび割れは補強はり端部方向に向かう斜めひび割れに進展していたが、実験終了時までこの斜め方向のひび割れが大きく開くことはなかった。

No. 14,15,18試験体の破壊形態から、既設はり辺長比 b_e/h_e が6.0、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.5程度の諸元を有する試験体では、補強範囲 L_r が3.6d程度以上だと既設はり及び補強はりが一体で曲げ破壊し、補強範囲 L_r が2.7d程度以下だと既設はりと補強はり一体での曲げ破壊に先行して補強はり端部の損傷が大きくなることが確認できた。本実験条件では、補強範囲は側面剛体補強されたはりの破壊形態に大きな影響を与えることが分かった。

4. 4. 2 荷重－変位関係

ここでは、各実験要因毎に荷重－変位関係の比較を行う。

(1) 補強はりの曲げ剛性の影響

図-4. 14 は、補強はりの引張鉄筋量をNo. 11: D19 × 5本、No. 16: D10 × 5本、No. 17: D16 × 5本と変えて補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を0.95~2.58に変化させたNo. 11,16,17試験体の鉛直荷重－載荷点変位関係を示したものである。補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) が大きくなると荷重－変位関係の傾き及び最大荷重が大きくなることが確認できる。最大荷重 P_{max} は、 EI_r/EI_e が0.95のNo. 16試験体では300kNなのに対して、 EI_r/EI_e が1.99のNo. 17試験体では

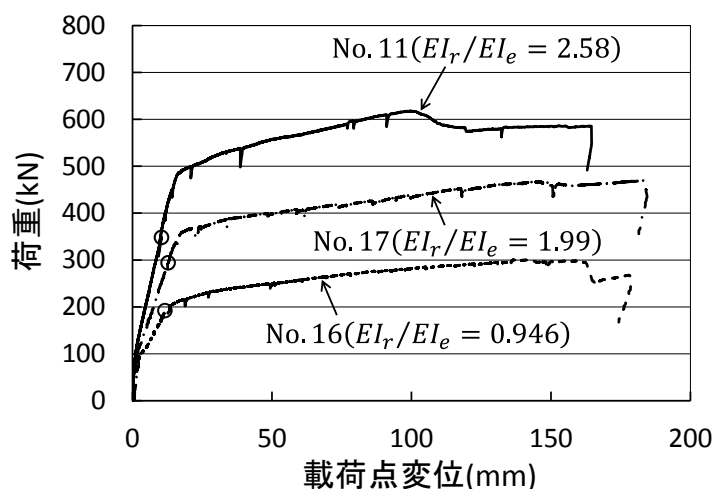


図-4. 14 荷重－変位関係 (曲げ剛性の影響)

470kN, EI_r/EI_e が2.58のNo.11試験体では618kNとなった。最大荷重が大きくなった理由は、補強はりの引張鉄筋量が増えるにしたがって補強はりの終局曲げ耐力が大きくなったためである。

図-4.14 中には既設はりでひずみを計測しているいずれかの引張鉄筋が最初に降伏に達した荷重（以下、既設初降伏荷重という）の点を丸を付して示している。No.11試験体では最大荷重 P_{max} が618kNであるのに対して、既設初降伏荷重 P_y は348kNとなり、最大荷重 P_{max} に対する既設初降伏荷重 P_y の比 P_y/P_{max} は56%となった。同様に、No.16試験体の最大荷重 P_{max} が300kN, 既設初降伏荷重 P_y が192kN, P_y/P_{max} は64%, No.17試験体の最大荷重 P_{max} が470kN, 既設初降伏荷重 P_y が294kN, P_y/P_{max} は63%となった。No.11,16,17試験体の P_y/P_{max} は56~64%となり、通常のRC部材に比べて、最大荷重に対して相対的に早めに既設はりが降伏に達することが確認できる。他の試験体も同様の傾向であった。

(2) 補強範囲の影響

図-4.15 は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を1.86~5.35に変化させたNo.11,12,14,15試験体の鉛直荷重—載荷点変位関係を示したものである。 L_r/d が大きくなるにしたがって、最大荷重 P は397,473,568,618kNと順に大きくなった。補強はり端部のひび割れが広がって荷重が低下したNo.12,14試験体 ($L_r/d = 1.86, 2.67$) は最大荷重以降の荷重低下が大きい。これに対して既設はりと補強はりが一体性を発揮して曲げ破壊したNo.11,15試験体 ($L_r/d = 3.60, 5.35$) では、最大荷重以降載荷ジャッキのストロークが最大となって実験を終了するまでほとんど荷重の低下は見られず、変形性能に富んだ荷重—変位関係を示した。

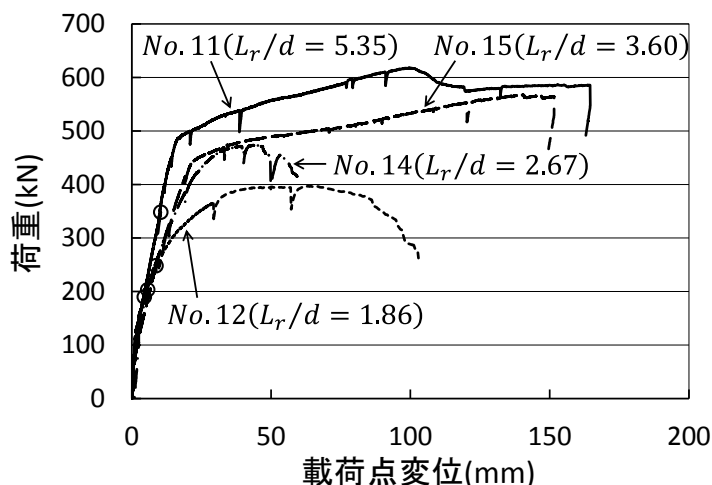


図-4.15 荷重—変位関係（補強範囲の影響）

(3) アンカー鉄筋比の影響

図-4.16 はアンカー鉄筋比を変化させたNo.11,13試験体の鉛直荷重－載荷点変位関係を示したものである。アンカー鉄筋比 p_a は、補強範囲に配置されたアンカー鉄筋の総断面積を既設はりと補強はりが接している面積 ($L_r \times \min(h_e, h_r)$) で除した値である。No.11,13試験体は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を5.35と一定にしてアンカー鉄筋比 p_a をNo.11試験体の4.58% (D19,2段50mmピッチ) からNo.13試験体では0.26% (D6,2段100mmピッチ) と約1/18に低下させている。No.11,13試験体の荷重－変位関係はほぼ同様の形状となっており、最大荷重 P もNo.11試験体 ($p_a = 4.58\%$) が618kN, No.13試験体 ($p_a = 0.26\%$) が612kNとほぼ同等の値となった。

著者らの既往の研究³⁾では、側面剛体補強工法で補強したはりの曲げ載荷実験を対象として剛体バネモデル (RBSM) を用いた解析を行っている。解析では、図-4.16 に荷重－変位関係を示したアンカー鉄筋比を変化させたNo.11,13試験体を含め、補強範囲有効高さ比 L_r/d を5.35と一定として、アンカー鉄筋にD3を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 0.06\sim 0.12\%$)、D6を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 0.26\sim 0.51\%$)、D19を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 2.39\sim 4.58\%$) の6ケースについて解析を行っている。

その結果、剛体バネモデルによる解析結果は、ひび割れ性状、引張鉄筋ひずみ、降伏荷重や剛性の変化など、側面剛体補強工法で補強したRCはり部材の耐荷挙動を概ね捉えていることを示した。また、アンカー鉄筋としてD3を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 0.06\sim 0.12\%$) は、最終的な耐力はアンカー鉄筋量がそれより大きいものと同程度であるが、載荷初期から変形が増大し、十分な剛性が得られないことを示した。一方、アンカー鉄筋としてD6を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 0.26\sim 0.51\%$) とD19を50,100mm間隔で配置したもの ($p_a = 2.39\sim 4.58\%$) では、剛性、耐力ともに同等の性能を有しており、

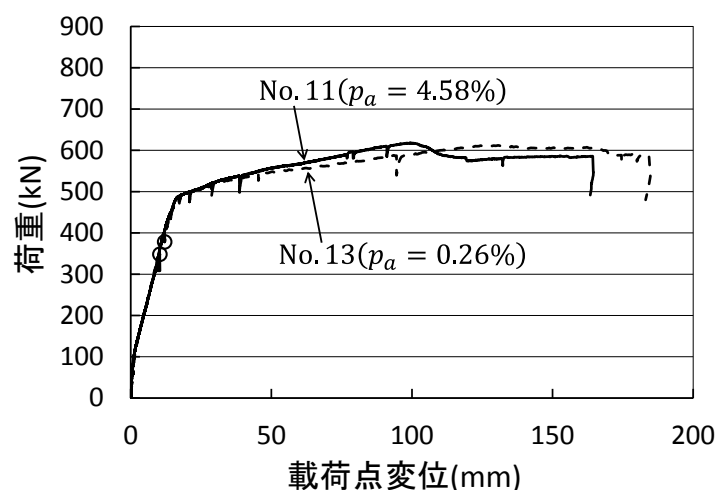


図-4.16 荷重－変位関係 (アンカー鉄筋比の影響その1)

アンカー鉄筋比 p_a が0.26%程度あれば、十分な補強効果が得られることを示している。

図-4.16 に示すアンカー鉄筋比を変化させたNo. 11,13試験体の荷重-変位関係より、補強範囲有効高さ比 L_r/d が5.35の場合、既往の研究³⁾に示されている通り、アンカー鉄筋比 p_a を0.26%と小さくしても荷重-変位関係には影響を与えないことが分かった。

図-4.17 はアンカー鉄筋比を変化させた2つ目の例として、No. 14,18試験体の鉛直荷重-載荷点変位関係を示したものである。No. 14,18試験体は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67と一定にしてアンカー鉄筋比 p_a をNo. 14試験体で4.38% (D19,2段50mmピッチ)、No. 18試験体で0.48% (D6,2段100mmピッチ)と約1/9に低下させている。No. 14,18試験体の荷重-変位関係は載荷荷重 P が200kN程度まではほぼ同じ形状となっているが、200~300kNにおいて

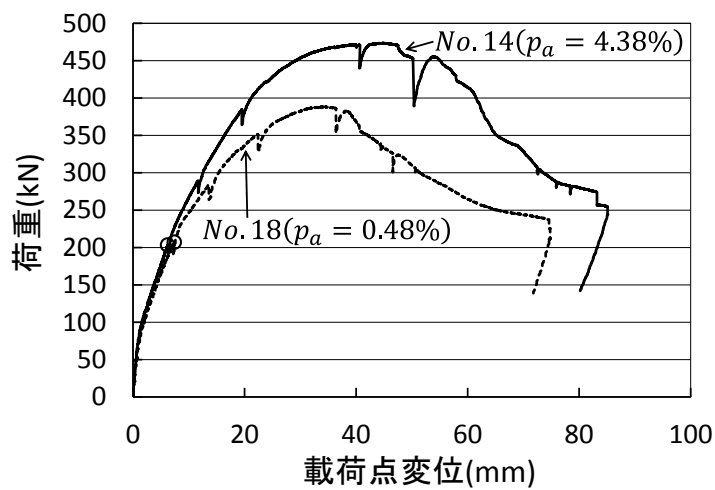


図-4.17 荷重-変位関係 (アンカー鉄筋比の影響その2)

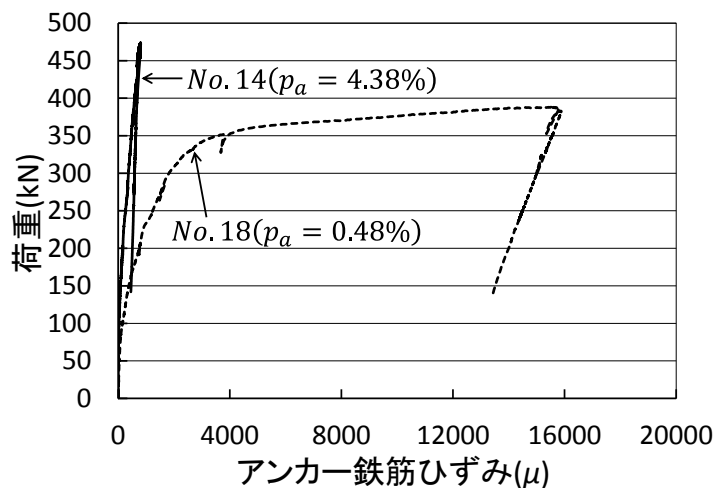


図-4.18 荷重-アンカー鉄筋ひずみ関係 (アンカー鉄筋比の影響)

No.18試験体の傾きがNo.14試験体に比べて若干緩やかになっていることが確認できる。載荷荷重 P が300kNを超えると、No.18試験体の傾きがNo.14試験体に比べて更に緩やかになっている。その結果、最大荷重 P はNo.14試験体 ($p_a = 4.38\%$) が474kN、No.18試験体 ($p_a = 0.48\%$) が388kNとアンカー鉄筋比が小さいNo.18試験体の方が小さい値となった。

図-4.18 はアンカー鉄筋のひずみ値の中で最大の値を示した、最も補強部材端部寄りの上段のアンカー鉄筋ひずみと載荷荷重との関係をNo.14,18試験体について比較して示したものである。No.18試験体のアンカー鉄筋ひずみは、載荷荷重 P が309kN程度で降伏ひずみ (2017μ) に達して、それ以降ひずみ値が大きく進展しており、最大で16000 μ 程度のひずみ値に達している。一方、No.14試験体のアンカー鉄筋ひずみは、実験終了時までで最大で800 μ 程度の値となっており、降伏しなかった。

以上の結果から、No.18試験体の荷重-変位関係の傾きが、載荷荷重 P が300kN以降No.14試験体に比べて低下したのは、アンカー鉄筋のひずみが降伏に達したことにより、既設はりから補強はりへ伝達される荷重がNo.18試験体の方がNo.14試験体に比べて小さくなったためと考えられる。そのため、最大荷重 P もNo.14試験体 ($p_a = 4.38\%$) が474kN、No.18試験体 ($p_a = 0.48\%$) が388kNとアンカー鉄筋比が小さいNo.18試験体の方が小さくなったと考えられる。これより本実験の範囲内では、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67と比較的小さくした場合、荷重-変位関係の最大荷重付近の耐荷性状にアンカー鉄筋比 p_a が影響を及ぼすことが確認できた。

図-4.17,18 の結果より、補強範囲有効高さ比 L_r/d を5.35としたNo.13試験体はアンカー鉄筋比 p_a を0.26%と小さくしても、アンカー鉄筋比 p_a が4.58%であるNo.11試験体と概ね同じ最大荷重を示したのに対して、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67としたNo.18試験体は、アンカー鉄筋比 p_a を0.48%と小さくしたことにより、アンカー鉄筋比 p_a を4.38%としたNo.14試

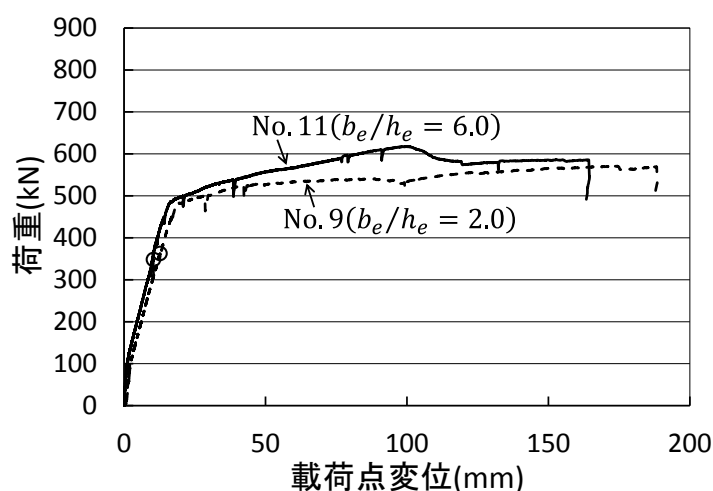


図-4.19 荷重-変位関係 (既設はり辺長比の影響)

験体よりも最大荷重が小さくなった。これは、試験体が終局曲げ耐力を発揮するために必要となるアンカー鉄筋比は、補強範囲有効高さ比 L_r/d が小さくなるほど大きくなるためと考えられる。

(4) 既設はり辺長比の影響

図-4.19は既設はりの辺長比 b_e/h_e を2.0,6.0と変化させたNo.9,11試験体の鉛直荷重—載荷点変位関係を示したものである。ここで、No.9試験体の既設はりには引張鉄筋にD10を11本配置し、No.11試験体と同じ引張鉄筋量としている。最大荷重 P は、 b_e/h_e が2.0のNo.9試験体が571kN、 b_e/h_e が6.0のNo.11試験体が618kNと大きな違いは見られず、荷重—変位曲線も概ね同様の形状となった。補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.58~3.15、補強範囲有効高さ比 L_r/d が5.35となる今回の実験条件では、既設はり辺長比の違いによる荷重—変位関係への影響は見られなかった。

(5) 既設初降伏荷重及び最大荷重について

図-4.20は全ての曲げ載荷試験体について、補強範囲有効高さ比 L_r/d と補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e の積 $((L_r/d) \times (EI_r/EI_e))$ を横軸に、降伏曲げ耐力の計算値 P_{ycal} に対する既設初降伏荷重の実験値 P_{yexp} の比 P_{yexp}/P_{ycal} を縦軸にとって示したものである。補強範囲有効高さ比 L_r/d と補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e の積 $((L_r/d) \times (EI_r/EI_e))$ は、4.5節で曲げ補強効果に影響を及ぼす因子として取り上げているパラメータである。降伏曲げ耐力の計算値 P_{ycal} は、既設はりと補強はりを一体の合成断面と仮定して求めた、既設はりの引張鉄筋が降伏に達する荷重の計算値である。図-4.20より、 $((L_r/d) \times (EI_r/EI_e))$ と P_{yexp}/P_{ycal} の相関は特にみられない。 P_{yexp}/P_{ycal} の値は0.36~0.93となっており、既設初降伏荷重（実験値）は既設は

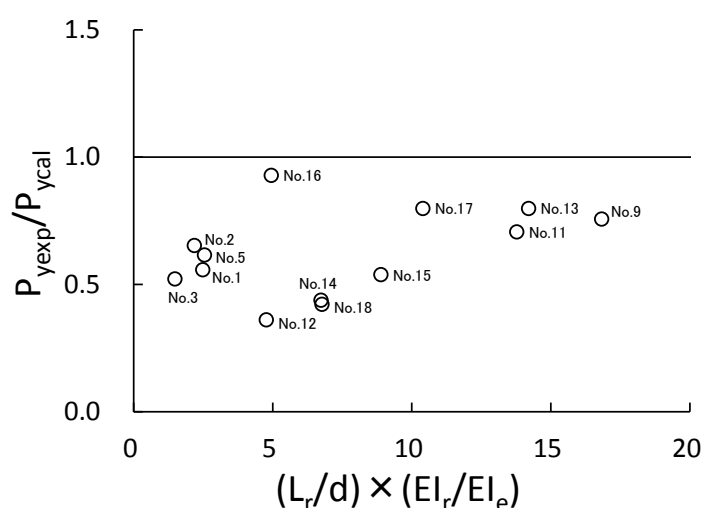


図-4.20 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と P_{yexp}/P_{ycal} の関係

りと補強はりを一体の合成断面として計算した降伏曲げ耐力の計算値より小さくなり、No.16試験体を除くと P_{yexp}/P_{yexp} は全て0.80以下となった。これは、側面に補強はりを設置した既設はりの鉄筋ひずみは、多くの試験体において既設はりの中央部でひずみ値が大きくなる傾向を示したためである。すなわち、既設はり中央部の引張鉄筋が降伏に達した時点では、既設はりの端部や補強はりの引張鉄筋のひずみ値は小さかったため、既設初降伏荷重の実験値は、既設はりの引張鉄筋が一様に降伏に達するとして計算した降伏曲げ耐力の計算値より小さくなったものと考えられる。

図-4.21 は全ての曲げ載荷試験体について、補強範囲有効高さ比 L_r/d と補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e の積 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ を横軸に、終局曲げ耐力の計算値 P_{ucal} に対する最大荷重の実験値 P_{uexp} の比 P_{uexp}/P_{ucal} を縦軸にとって示したものである。終局曲げ耐力の計算値 P_{ucal} は、既設はりと補強はりを一体の合成断面と仮定して、圧縮縁コンクリートの終局ひずみを $3500\mu^4$ として算定した。図-4.21 より、既設はりと補強はりが一体で曲げ破壊した試験体においては、 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ によらず最大荷重の実験値 P_{uexp} が終局曲げ耐力の計算値 P_{ucal} より大きくなり、 P_{uexp}/P_{ucal} の値は1.08~1.27となった。一方、補強はり端部のひび割れが開いて荷重が低下したNo.2,12,14,18試験体及び最大荷重付近でせん断破壊したNo.1試験体は、最大荷重の実験値 P_{uexp} が終局曲げ耐力の計算値 P_{ucal} より小さくなり、 P_{uexp}/P_{ucal} の値は0.78~0.98となった。

表-4.3 は全ての曲げ載荷試験体の既設初降伏荷重の実験値 P_{yexp} と最大荷重の実験値 P_{uexp} を示したものである。最大荷重 P_{uexp} に対する既設初降伏荷重 P_{yexp} の比 P_{yexp}/P_{uexp} は0.39~0.64となり、既設初降伏荷重 P_{yexp} は最大荷重 P_{uexp} に比べてかなり小さい値となった。

本節では、荷重-変位関係に与える各実験要因の影響について検討した。その結果、側面を補強はりで補強したはりの最大荷重は、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e 、補強範囲有効高

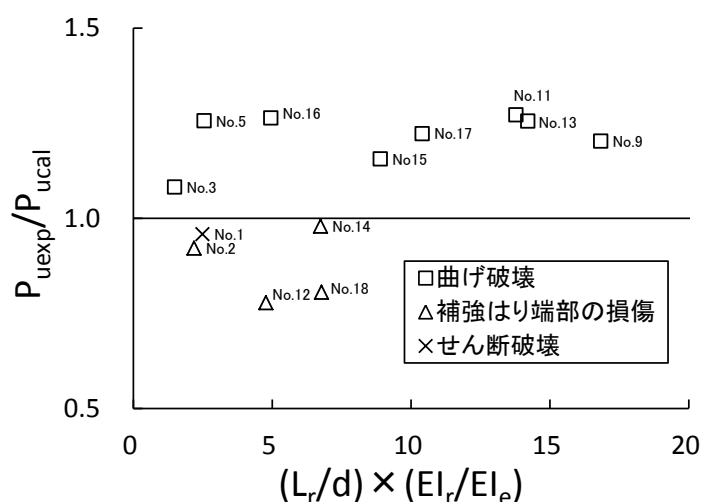


図-4.21 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と P_{yexp}/P_{ycal} の関係

さ比 L_r/d 及びアンカー鉄筋比 p_a の影響をうけることが明らかとなった。一方、既設 RC 橋脚の耐震補強では、段落し部を損傷させないために段落し部で既設 RC 橋脚の引張鉄筋を降伏させないことが重要であると考えられる。そのためには、側面剛体補強工法で補強後の既設 RC 橋脚の降伏曲げ耐力を把握する必要がある。そこで次節以降では、曲げ載荷実験結果について、既設初降伏荷重 P_{yexp} 時に着目して補強はりによる曲げ補強効果の検討を行うこととする。

4.4.3 載荷点断面内引張鉄筋の発生引張力分布

図-4.22~24 は、No.11,16,17試験体の載荷点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示したものである。各図中には既設はりと補強はりの境界を点線で示している。既設はりでひずみを計測しているいずれかの引張鉄筋が最初に降伏に達した荷重（既設初降伏荷重）に至る各荷重段階における発生引張力の分布を示した。発生引張力は、引張鉄筋のひずみ測定値に弾性係数と鉄筋断面積を乗じて算定した。ここで既設初降伏荷重に着目したのは、耐震補強の検討において、既設橋脚の段落し部が降伏する時点で補強部材が負担する曲げモーメントを検討するためである。

表-4.3 既設初降伏荷重と最大荷重

試験体 No.	既設初降伏 荷重 P_{yexp} (kN)	最大荷重 P_{uexp} (kN)	P_{yexp}/P_{uexp}
1	393.4	833.9	0.47
2	436.6	808.5	0.54
3	338.1	862.4	0.39
5	335.5	856.0	0.39
9	362.5	571.0	0.63
11	348.1	618.0	0.56
12	189.9	397.0	0.48
13	378.2	612.0	0.62
14	203.6	473.4	0.43
15	248.2	567.6	0.44
16	192.2	300.3	0.64
17	294.1	469.8	0.63
18	207.1	388.5	0.53

(1) 補強はりの曲げ剛性の影響

図-4.22 にNo.16試験体の載荷点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.16試験体は既設はり断面 ($b_e \times h_e$) を1500mm × 250mm, 補強はり断面 ($b_r \times h_r$) を400mm × 250mmとして, 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を0.95とした試験体である。既設はりの最大発生引張力と補強はりの最大発生引張力はほぼ同程度 (26kN) となっていることが確認できる。

図-4.23 にNo.17試験体の載荷点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.17試験体は既設はり断面, 補強はり断面ともNo.16試験体と同一にして, 補強はりの引張鉄筋量のみを変化させた試験体である (No.16試験体 : D10 × 5本, No.17試験体 : D16 × 5本)。これにより補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を1.99とNo.16試験体に比べて大きくしている。No.17試験体の補強はりにおける発生引張力は最大で61kN程度となり, No.16試験体 (26kN) の2.3倍程度となった。これはNo.17試験体の補強はりがNo.16試験体の補強はりよりも曲げ

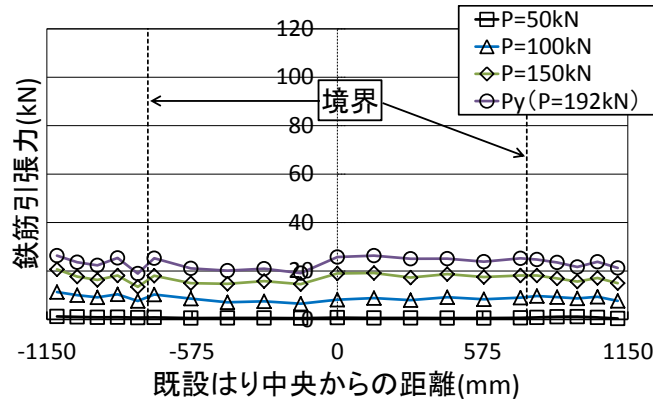


図-4.22 引張鉄筋の引張力分布 (No.16, $EI_r/EI_e = 0.946$)

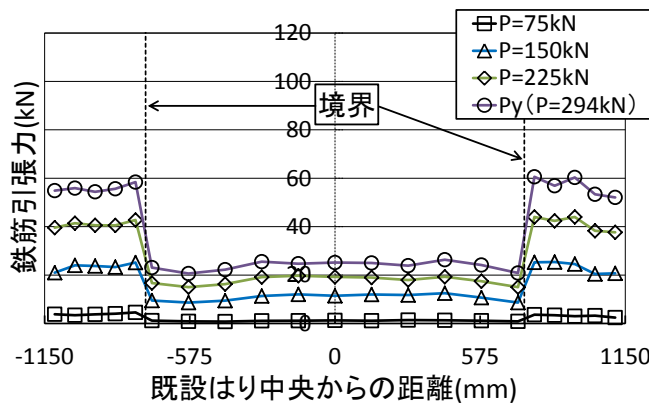


図-4.23 引張鉄筋の引張力分布 (No.17, $EI_r/EI_e = 1.99$)

モーメントをより多く負担していることを示している。

図-4.24 にNo.11試験体の載荷点断面における引張鉄筋の発生引張力の分布を示す。No.11試験体は既設はり断面，補強はり断面ともNo.16,17試験体と同一にして，補強はりの引張鉄筋量のみをD19×5本と変化させて補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を2.58と大きくしている。No.11試験体の補強はりにおける発生引張力は最大で83kN程度となり，No.16試験体（26kN）の3.2倍程度，No.17試験体（61kN）の1.4倍程度となった。

以上の結果から，補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が大きくなるにしたがって補強はりにおける引張鉄筋の発生引張力は大きくなり，補強はりが負担する曲げモーメントも大きくなることが確認できた。

4.4.4 載荷点断面内の引張鉄筋ひずみ分布

図-4.25～31 は，No.9,11～15,18試験体において，既設初降伏荷重に至る各荷重段階における載荷点断面内の引張鉄筋のひずみ分布を示したものである。No.9,11～15,18試験体は既設はり及び補強はりの引張鉄筋量がそれぞれ同一のため，ひずみ分布で比較した。

概ね全ての試験体において既設はりの断面中央付近で最初に降伏ひずみに達し，既設はり端部，補強はりの順にひずみが順次小さくなる傾向が見られた。以下に各実験要因毎にひずみ分布の違いを述べる。

(1) 補強範囲の影響

図-4.25～28 は，補強範囲有効高さ比 L_r/d を1.86,2.67,3.60,5.35に変化させたNo.11,12,14,15試験体のひずみ分布を示している。補強範囲有効高さ比が小さくなるほど既設はり端部及び補強はりのひずみは小さくなる傾向にあることが確認できる。

既設はりが降伏ひずみ（2177～2337 μ ）に達した時点の補強はりのひずみは，No.11試験体で1228～1578 μ （既設はり最大ひずみの54～69%程度），No.12試験体で293～644 μ （同

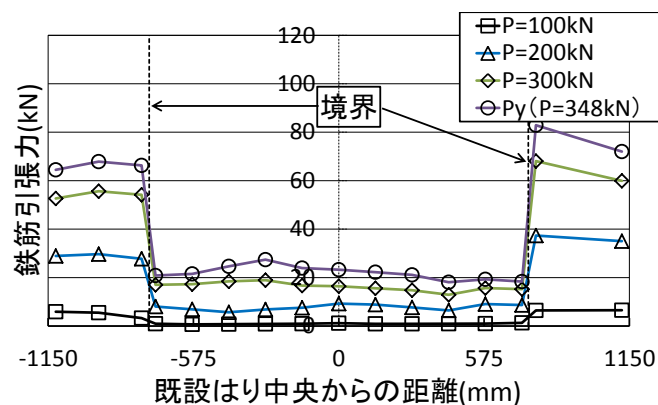


図-4.24 引張鉄筋の引張力分布 (No.11, $EI_r/EI_e = 2.58$)

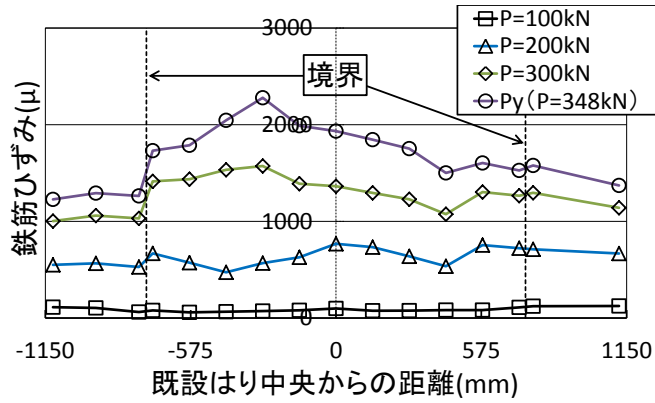


図-4.25 引張鉄筋ひずみ分布 (No.11, $L_r/d = 5.35$)

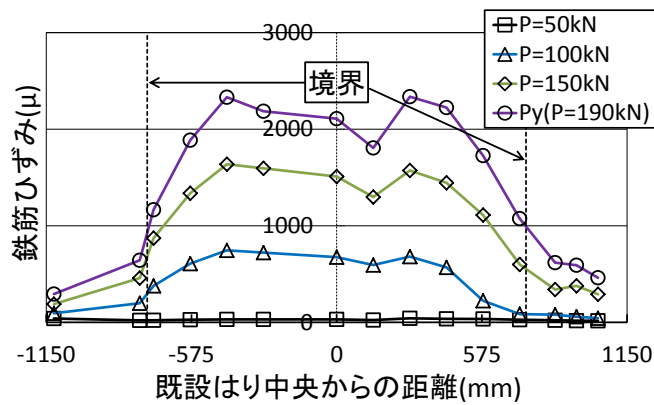


図-4.26 引張鉄筋ひずみ分布 (No.12, $L_r/d = 1.86$)

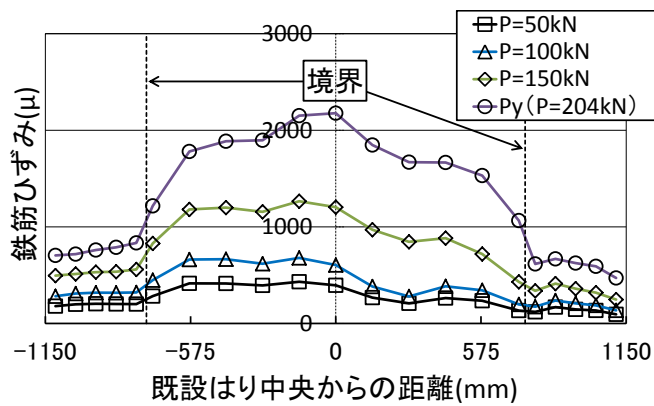


図-4.27 引張鉄筋ひずみ分布 (No.14, $L_r/d = 2.67$)

13～28%程度), No.14試験体で472～835 μ (同22～38%程度), No.15試験体で779～1033 μ (同36～47%程度)となった. L_r/d が小さくなるにしたがって, 補強はりのひずみも小さくなる事が分かる. すなわち, 補強範囲有効高さ比 L_r/d が小さくなると, 既設初降伏荷重時に補強はりが負担する曲げモーメントは小さくなると考えられる.

(2) アンカー鉄筋比の影響

図-4.29 はアンカー鉄筋比 p_a を0.26% (D6,2段100mmピッチ)としたNo.13試験体のひずみ分布を示している. No.13試験体は, 補強範囲有効高さ比 L_r/d を5.35とNo.11試験体と同じ値にしてNo.11試験体 ($p_a = 4.58\%$, D19,2段50mmピッチ)に比べてアンカー鉄筋比を約1/18に低下させた試験体である. No.13試験体において既設はりが降伏ひずみ (2347 μ)に達した時点における補強はりのひずみは1408～1843 μ (既設はり最大ひずみの60～79%程度)となり, No.11試験体 (1228～1578 μ (既設はり最大ひずみの54～69%程度))と概ね同

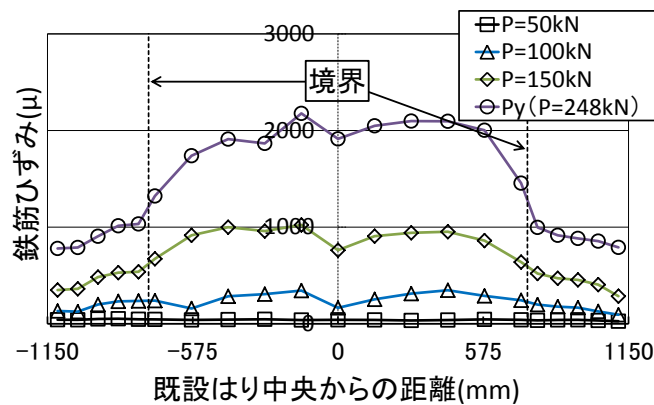


図-4.28 引張鉄筋ひずみ分布 (No.15, $L_r/d = 3.60$)

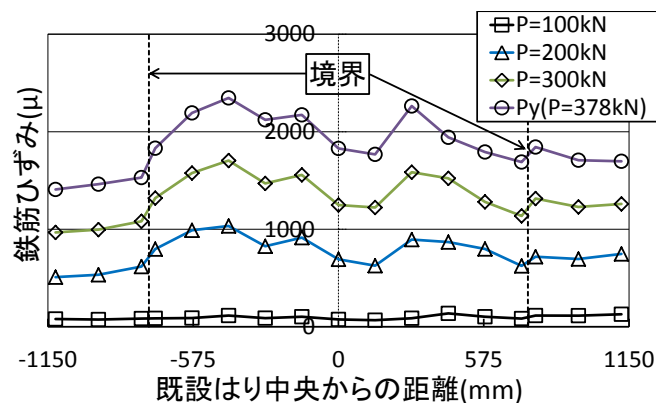


図-4.29 引張鉄筋ひずみ分布 (No.13, $p_a = 0.26\%$)

等程度のひずみ値を示した。

図-4.30 はアンカー鉄筋比 p_a を0.48% (D6,2段100mmピッチ) としたNo.18試験体のひずみ分布を示している。No.18試験体は、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67とNo.14試験体と同じ値にして、No.14試験体 ($p_a = 4.38%$ (D19,2段50mmピッチ)) に比べてアンカー鉄筋比を約1/9に低下させた試験体である。No.18試験体において既設はりが降伏ひずみ (2214μ) に達した時点における補強はりのひずみは $489\sim 773\mu$ (既設はり最大ひずみの22~35%程度) となり、No.14試験体 ($472\sim 835\mu$ (既設はり最大ひずみの22~38%程度)) と概ね同等程度のひずみ値を示した。

荷重-変位関係の項において、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67としたNo.14,18試験体の結果から、アンカー鉄筋比は最大荷重に影響を及ぼすことを示した。一方、図-4.28の結果からは、既設初降伏時の引張鉄筋ひずみ分布にはアンカー鉄筋比は影響を与えないことが確認された。これは、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントにアンカー鉄筋比は影響を与えないことを示している。すなわち補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.67とした場合、アンカー鉄筋比 p_a を0.48%程度以上配置すれば、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントにアンカー鉄筋比は影響を与えないと考えられる。

以上の結果より、補強範囲 L_r を $2.67d, 5.35d$ とした場合、本実験におけるアンカー鉄筋比の範囲内では、アンカー鉄筋比の違いによる既設初降伏時の引張鉄筋ひずみ分布への影響は見られなかった。これは、既設初降伏時に必要となる、ある一定量以上のアンカー鉄筋を配置すれば、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントにアンカー鉄筋比は影響を与えないことを示していると考えられる。

(3) 既設はり辺長比の影響

図-4.31 は既設はりの辺長比 (b_e/h_e) を2.0としたNo.9試験体のひずみ分布を示している。既設はりが降伏ひずみ (2280μ) に達した時点における補強はりのひずみは $1470\sim 1642\mu$ (最

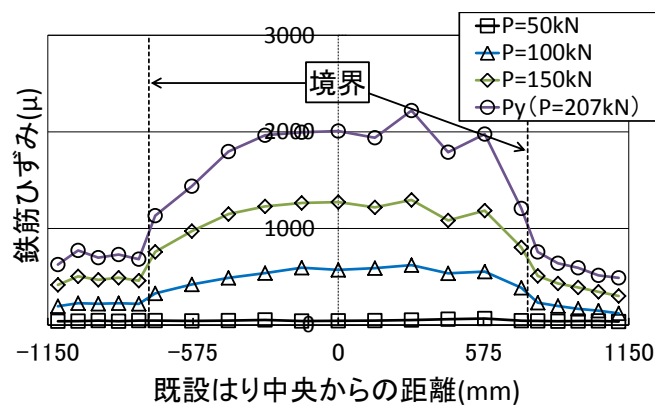


図-4.30 引張鉄筋ひずみ分布 (No.18, $p_a = 0.48%$)

大ひずみの64～72%程度)であり、辺長比が6.0であるNo. 11試験体と概ね同等程度のひずみ値を示した。本実験の範囲内では、既設はり辺長比の違いによる引張鉄筋ひずみ分布への影響は見られなかった。

4.5 補強はりが分担する曲げモーメントの評価方法の提案

既往の研究⁵⁾では、橋脚段落し部で損傷すると基部で損傷する場合に比べて最大耐力が低下するとともに最大荷重後の耐力低下度合も大きくなり、耐震性能の観点からは段落し部で損傷させないことが重要であると述べられている。また、段落し部での損傷を防止するためには段落し部で曲げ損傷させないことが重要であるとも述べられている。段落し部で曲げ損傷させないためには段落し部で引張鉄筋を降伏させないことが重要であると考えられる。

側面剛体補強を行ったはりの曲げ載荷実験結果からは、載荷点断面の既設はり中央部付近で引張鉄筋の降伏が先行して発生することが確認された。また、既設初降伏荷重時には補強はりは降伏には達していないものの、補強はりの曲げ剛性や補強範囲に応じて補強はりが曲げモーメントを負担していることが分かった。すなわち、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントの値が既知となれば、側面剛体補強されたはりの降伏曲げ耐力を算定できると考えられる。そのため本研究では既設初降伏荷重に着目し、既設初降伏荷重時において既設はり及び補強はりが分担する曲げモーメントの検討を行った。

4.5.1 既設はり及び補強はりの分担荷重の算定

ここでは、既設初降伏時に既設はり及び補強はりが分担している曲げモーメントからそれぞれが分担している鉛直荷重（以下、分担荷重という）を算定した。既設はりの分担荷

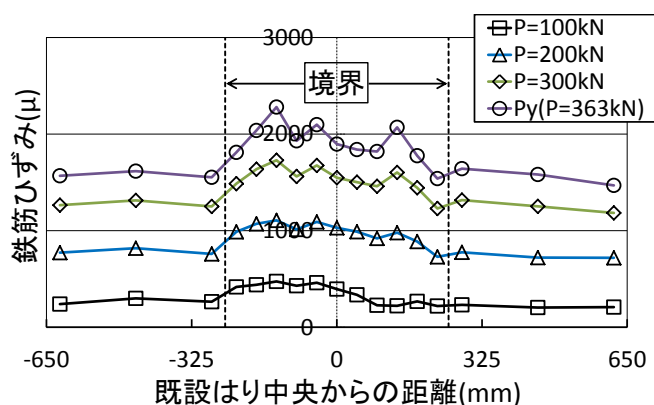


図-4.31 引張鉄筋ひずみ分布 (No.9, $b_e/h_e = 2.0$)

重 (P_e) 及び補強はりの分担荷重 (P_r) は、既設はり及び補強はりがそれぞれ分担している曲げモーメント (M_e, M_r) をせん断スパンで除して2倍することにより求めた。ここで M_e, M_r は、既設初降伏時における載荷点断面内の既設はり、補強はりそれぞれの引張鉄筋ひずみの平均値を用い、引張側のコンクリートは無視し、圧縮側のコンクリートを弾性として算定した。

図-4.32 はこの方法で算定した既設初降伏時における既設はり及び補強はりの分担荷重の合計値 (計算値 : $P_{ycal} = P_e + P_r$) と既設初降伏時の載荷荷重の実験値 (P_{yexp}) を比較したものである。実験値が計算値を少し上回っているものの両者は概ね一致しており、引張鉄筋ひずみの平均値から既設はり及び補強はりの分担荷重を比較的精度よく算定できると考えられる。

4.5.2 既設はり及び補強はりの分担荷重に与える各実験要因の影響

既設初降伏時に補強はりの引張鉄筋に発生する引張力又はひずみは、補強はりの曲げ剛性及び補強範囲が大きくなるにしたがって大きくなる傾向にあることが確認された。ここでは、既設初降伏時における既設はり及び補強はりの分担荷重に与える曲げ剛性と補強範囲の影響について検討を行った。

(1) 補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) の影響

既設初降伏時における補強はりの引張鉄筋の発生引張力は、補強はりの曲げ剛性 (EI_r) と関係があると推定される。すなわち、既設初降伏時における補強はりの分担荷重を既設はりの分担荷重で除した補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) と関係があると考えられる。なお、本研究では、(P_r/P_e) と (EI_r/EI_e) といった既設はりに

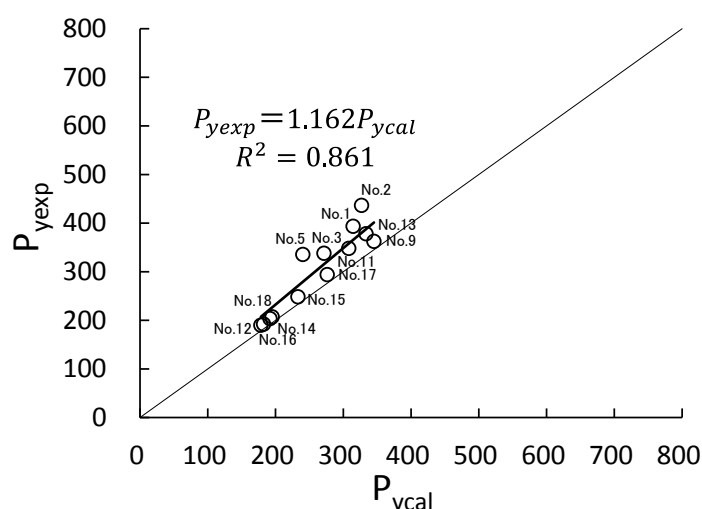


図-4.32 降伏荷重の計算値と実験値の比較

対する補強はりの分担荷重，曲げ剛性の比率の形で実験結果を整理した。

図-4.33 は曲げ載荷試験体の既設初降伏時における補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) と補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係として， EI_r/EI_e 以外の実験要因を全て等しくした No.11,16,17 試験体の結果を示したものである。補強はり荷重分担比は補強はり曲げ剛性比に比例して増加することが確認できる。

(2) 補強範囲有効高さ比 (L_r/d) の影響

図-4.34 は既設初降伏時における補強範囲有効高さ比 (L_r/d) と補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係として， L_r/d 以外の実験要因を全て等しくした No.11,12,14,15 試験体の結果を示したものである。補強はり荷重分担比は，補強範囲有効高さ比に比例して増加することが確認できる。

(3) 曲げ剛性及び補強範囲($(EI_r/EI_e), (L_r/d)$) の影響

以上の検討結果より，補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) 及び補強範囲有効高さ比 (L_r/d) それぞれと概ね比例関係にあることが分かった。

次に，補強はり曲げ剛性比 (EI_r/EI_e) 及び補強範囲有効高さ比 (L_r/d) と補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) の関係について検討した結果， P_r/P_e は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と最も相関が高いことが分かった。図-4.35 は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と P_r/P_e の関係を示したものである。補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と比例関係にあることが分かる。図中には，この関係を線形で近似した直線も示している。この結果より，本実験の範囲内では補強はり荷重分担比は式(4.2)で算定できると考えられる。

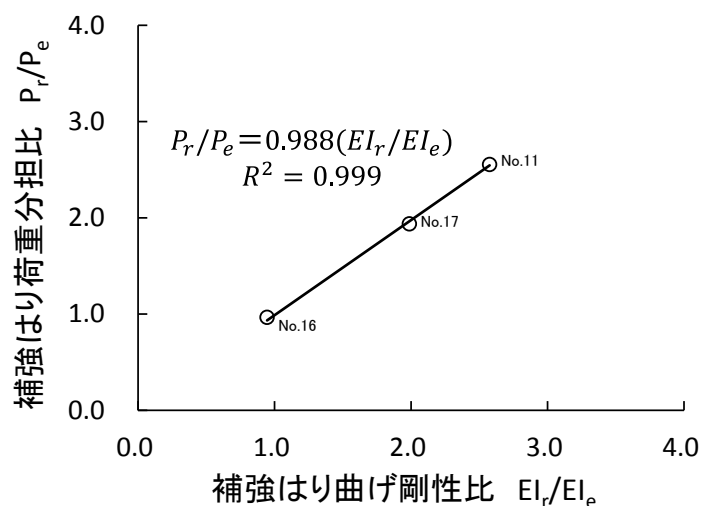


図-4.33 補強はり曲げ剛性比と荷重分担比の関係

$$\frac{P_r}{P_e} = 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \quad (4.2)$$

なお、本実験における各実験要因の範囲は、既設はり辺長比 b_e/h_e ：2.0~6.0，補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：0.95~3.2，補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2~5.4，既設はりの引張鉄筋比 p_e ：0.25~0.88%，補強はりの引張鉄筋比 p_r ：0.61~3.8%，アンカー鉄筋比 p_a ：0.26~4.6%，既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} ：17.6~29.4N/mm²，補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} ：20.9~44.3N/mm²である。

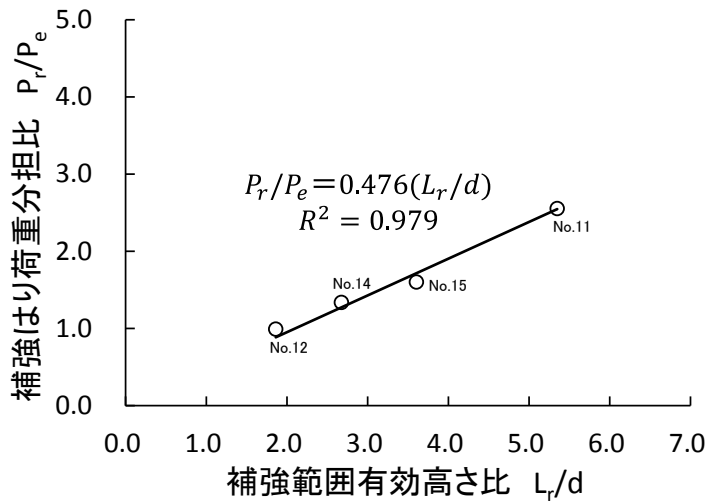


図-4.34 補強範囲有効高さ比と荷重分担比の関係

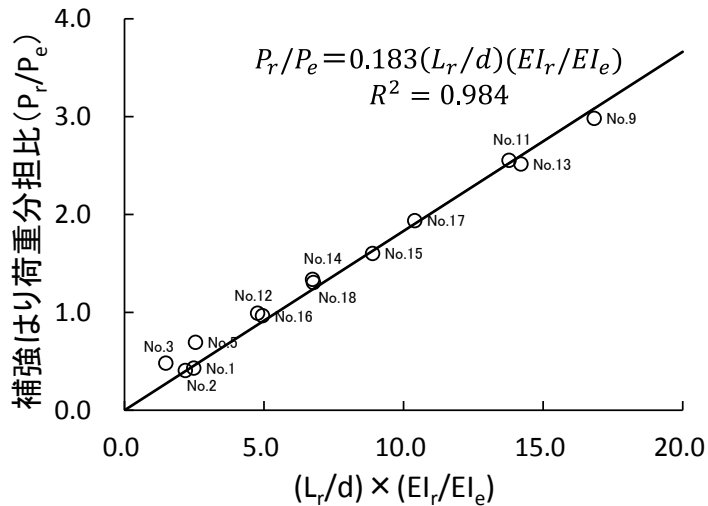


図-4.35 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と荷重分担比の関係

4.6 アンカー鉄筋により補強はりに伝達される力の評価方法の提案

既設 RC 橋脚段落し部の耐震補強（曲げ補強）では、既設 RC 橋脚の引張鉄筋を段落し部で降伏させないように、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力を基部が降伏曲げ耐力に達するとき段落し部に発生する曲げモーメントに比べて大きくすることが必要であると考えられる。そこで本節では、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力に対応する曲げ載荷実験の荷重段階として既設初降伏荷重に着目し、既設初降伏時に既設はりから補強はりに伝達されるせん断力を評価し、このせん断力をもとに耐震補強設計で必要となるアンカー鋼材量の算定方法を検討することとした。具体的には、既設初降伏時にアンカー鉄筋に発生する応力を用いて、既設はりから補強はりに伝達される力の評価方法を検討した。アンカー鉄筋に発生する応力は、既設初降伏時にアンカー鉄筋に発生するひずみ分布をもとに検討した。

表-4.4 にアンカー鉄筋による応力伝達性状の検討に用いたNo.14~18試験体の試験体諸元を示す。アンカー鉄筋の検討に用いた試験体は6体で、主な実験要因は、アンカー鉄筋比 p_a 、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e 及び補強範囲有効高さ比 L_r/d である。

4.6.1 アンカー鉄筋のひずみ分布

図-4.36~43 はアンカー鉄筋のひずみを計測したNo.14~18試験体において、既設初降伏時にアンカー鉄筋に発生するひずみのせん断スパン内補強範囲における分布を示したものである。各図には、上下に2段配置したアンカー鉄筋それぞれのひずみ分布を示している。全ての試験体において、上段に配置したアンカー鉄筋は、載荷点から補強はり端部に向かうにしたがってひずみの値が大きくなる傾向を示した。これに対して下段に配置したアンカー鉄筋は、載荷点に近い側のアンカー鉄筋に所々ひずみ値が大きくなる箇所が確認されたものの、ひずみ分布に明確な傾向は見られなかった。一方、No.14,18試験体では、下段のアンカー鉄筋ひずみも上段のアンカー鉄筋ひずみと同様、補強はり端部で大きくなる傾向を示した。

(1) 補強範囲の影響

図-4.36, 37 は補強範囲 L_r のみを変化させ、その他の諸元は同一としたNo.14,15試験体の

表-4.4 アンカー鉄筋の検討に用いた試験体諸元

試験体 No.	既設はり					補強はり				補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e	せん断スパン L_a (mm)	補強範囲 L_r (mm)	補強範囲有効高さ比 L_r/d	アンカー鉄筋		
	幅 b_e (mm)	高さ h_e (mm)	辺長比 b_e/h_e	軸方向引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	幅 b_r (mm)	高さ h_r (mm)	軸方向引張鉄筋	引張鉄筋比 p_r (%)					径・間隔×段数	アンカー鉄筋比 p_a (%)	
14	1500	250	6.00	11-D10	0.29	400	250	5-D19	1.86	2.52	1250	575	2.67	D19ctc50×2段	4.38	
15									2.47	775		3.60	4.44			
16									0.61	0.946		1125	5.23		4.48	
17									1.35	1.99		575	2.67		D6ctc50×2段	0.48
18									1.86	2.53						

アンカー鉄筋ひずみ分布を示したものである。No.14試験体の補強範囲 L_r は575mm, No.15試験体の補強範囲 L_r は775mmである。

上段のアンカー鉄筋ひずみは, No.14,15試験体ともに載荷点付近で最も小さくなり, 補強はり端部に近づくにしたがって大きくなった。No.14,15試験体のひずみ値を比較すると, No.14試験体のひずみ値は13~225 μ , No.15試験体のひずみ値は-2~241 μ であり概ね同等程度の値となった。

一方, 下段のアンカー鉄筋のひずみ分布に明確な傾向は見られなかった。アンカー鉄筋のひずみは, No.14試験体で-31~92 μ , No.15試験体で-40~119 μ となり, 上段のアンカー鉄筋と同様にNo.14,15試験体で概ね同等程度の値となった。

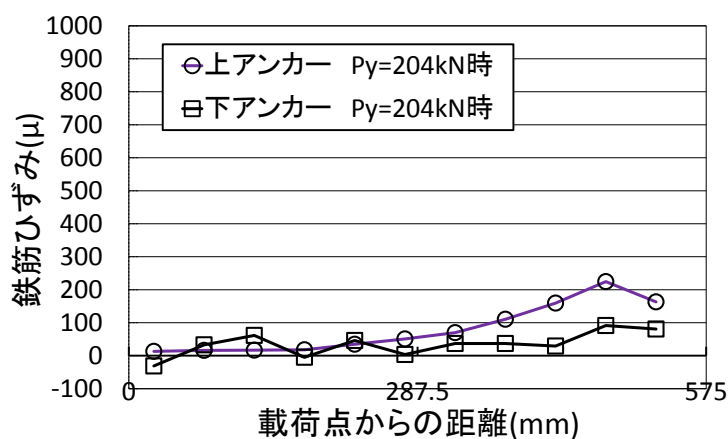


図-4.36 アンカー鉄筋のひずみ分布 (No.14試験体)

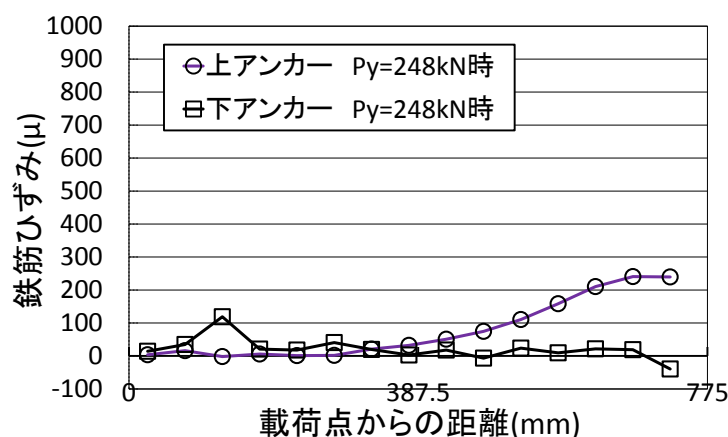


図-4.37 アンカー鉄筋のひずみ分布 (No.15試験体)

(2) 補強はりの曲げ剛性の影響

図-4.38, 39 は補強はりの引張鉄筋量のみを変化させ、その他の諸元は同一とした No.16,17試験体のアンカー鉄筋の補強範囲におけるひずみ分布を示したものである。No.16試験体の補強はり引張鉄筋にはD10を5本（補強はり曲げ剛性比 $EI_r/EI_e = 0.946$ ）、No.17試験体の補強はり引張鉄筋にはD16を5本（ $EI_r/EI_e = 1.99$ ）配置しており、No.17試験体の補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e は、No.16試験体の補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e の約2倍となっている。

上段のアンカー鉄筋ひずみは、荷重点から補強はり端部に近づくにしたがって、大きくなっている。図-4.40 は、No.16,17試験体それぞれの上段に配置したアンカー鉄筋のひずみ分布を比較して示したものである。No.16,17試験体のひずみ値を比較すると、No.16試験体のひずみは5~49 μ なのに対して、No.17試験体のひずみは-5~208 μ となっており、No.17試

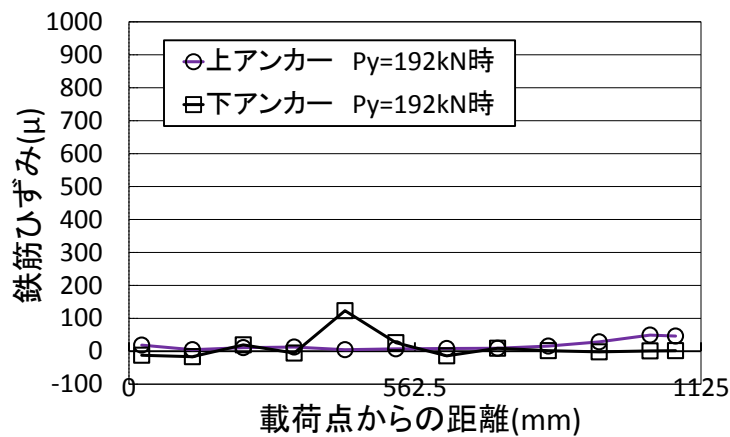


図-4.38 アンカー鉄筋のひずみ分布 (No.16試験体)

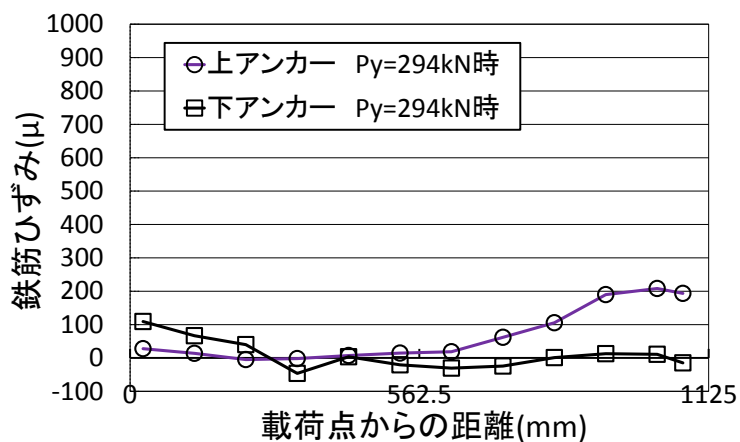


図-4.39 アンカー鉄筋のひずみ分布 (No.17試験体)

験体の最大ひずみはNo.16試験体の約4倍と大きくなっている。これは、No.17試験体の補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e がNo.16試験体に比べて大きく、No.17試験体の補強はりが分担する曲げモーメントがNo.16試験体に比べて大きいためと考えられる。

下段のアンカー鉄筋ひずみは、載荷点に近い方が大きくなる傾向を示した。No.16試験体のひずみ値は $-17\sim 123\mu$ なのに対して、No.17試験体のひずみ値は $-46\sim 109\mu$ となっており、上段のアンカーに見られたようなひずみ値の違いは見られなかった。

以上の結果から、アンカー鉄筋に発生するひずみは、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が0.95から1.99と大きくなるにしたがって全体的に大きくなることが確認できた。これは、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が大きくなるにしたがって、補強はり荷重分担比 P_r/P_e が大きくなり、既設はりから補強はりに伝達される荷重も大きくなることから、アンカー鉄筋の発生応力が大きくなるためだと考えられる。

(3) アンカー鉄筋比の影響

図-4.41は、アンカー鉄筋比 p_a を0.48% (D6,2段50mmピッチ)とNo.14試験体のアンカー鉄筋比 ($p_a = 4.38\%$, D19,2段50mmピッチ)の約1/9と小さくしたNo.18試験体におけるアンカー鉄筋のひずみ分布を、図-4.42, 43は上段と下段それぞれのアンカー鉄筋ひずみ分布をNo.14,18試験体で比較した結果を示している。

上段のアンカー鉄筋ひずみは、載荷点から補強はり端部に向かうにしたがって増加しており、全体としてNo.18試験体のアンカー鉄筋ひずみはNo.14試験体に比べて大きくなっているのが確認できる。No.14試験体の上段のアンカー鉄筋ひずみは $13\sim 225\mu$ であるのに対して、No.18試験体のアンカー鉄筋ひずみは $54\sim 794\mu$ となっており、No.18試験体の最大ひずみはNo.14試験体の概ね4倍程度となった。下段のアンカー鉄筋ひずみは、No.14試験体は $-31\sim 92\mu$ であるのに対してNo.18試験体は $47\sim 432\mu$ となっており、No.18試験体の最大ひず

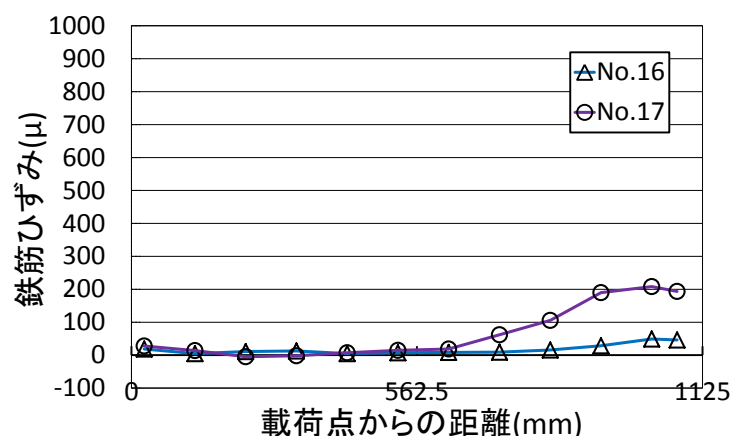


図-4.40 アンカー鉄筋ひずみ分布の比較 (No.16,17試験体上段アンカー)

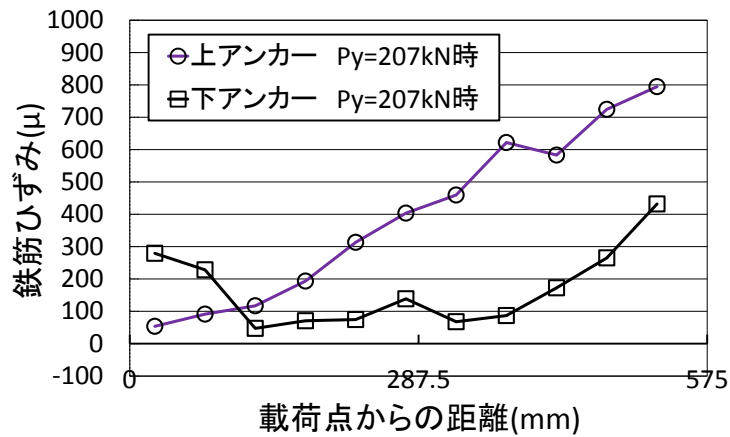


図-4.41 アンカー鉄筋ひずみ分布 (No.18試験体)

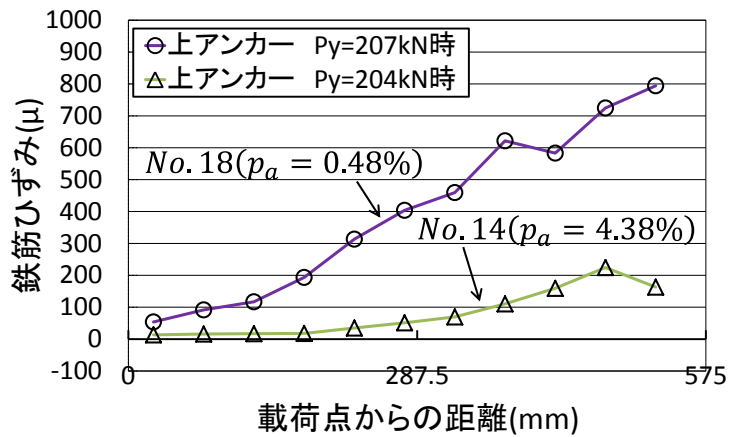


図-4.42 アンカー鉄筋ひずみ分布の比較 (上段アンカー, アンカー鉄筋比の影響)

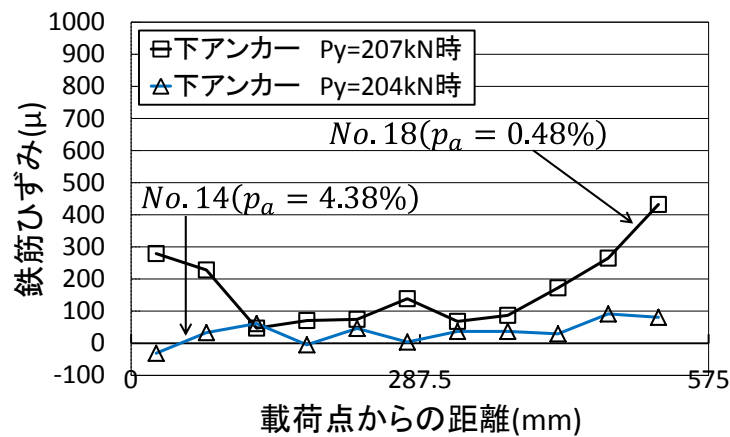


図-4.43 アンカー鉄筋ひずみ分布の比較 (下段アンカー, アンカー鉄筋比の影響)

みはNo.14試験体の概ね5倍程度となった。以上の結果から、アンカー鉄筋比 p_a が小さくなるとアンカー鉄筋ひずみは大きくなるのが分かる。これは、アンカー鉄筋比 p_a が小さくなるとアンカー鉄筋の断面積が小さくなるため、既設はりから補強はりに伝達される荷重が同じであると仮定すると、アンカー鉄筋に発生する応力は大きくなるためであると考えられる。

4.6.2 既設はりから補強はりに伝達される力の評価方法の検討

曲げ載荷実験では、実際の耐震補強において、地震時の水平荷重を受けた既設橋脚からアンカー鉄筋を介して補強部材に順次応力が伝達される状況を模擬するため、既設はり全幅で載荷を行い補強はりには載荷していない。そのため、既設はりが載荷に伴い鉛直下側に変形するのに伴い、補強はりにはアンカー鉄筋から鉛直下向きに力が加わると想定される。著者らの既往の研究³⁾では、剛体バネモデル(RBSM)を用いて側面剛体補強工法で補強されたRCはりの解析を行った結果、アンカー鉄筋量が十分な場合、アンカー鉄筋はせん断力に抵抗して既設はりと補強はりが一体化することが示されている。また、直接せん断試験によるコンクリートブロック間に働くせん断力の検討結果⁶⁾によれば、アンカー鉄筋に加わるせん断力により、アンカー鉄筋には鉄筋軸方向に引張力が発生すると考えられる。

前述したように、アンカー鉄筋のひずみ分布は補強範囲内で変化する傾向が見られた。上段のアンカー鉄筋ひずみは載荷点側で最小となり、補強はり端部に近づくにしたがって大きくなり、下段のアンカー鉄筋のひずみ分布は上段のアンカー鉄筋ほど明確な傾向は見られなかったものの、上段とは異なり載荷点側のひずみが大きくなる傾向を示した。アンカー鉄筋のひずみゲージは、鉛直下向き方向のせん断力により発生する引張応力を測定する目的でアンカー鉄筋の支点側の側面に貼り付けている。上段のアンカーが補強はり端部側で、下段のアンカーが載荷点側でひずみの値が大きくなったのは、**図-4.44**に示すように載荷点で既設はりから下向きに力を受けた補強はりには、補強はり軸線回りの回転モーメント(ねじりモーメント)が発生しているためと推定される。すなわち、載荷点付近では**図-4.44**に示す方向のねじりモーメントが発生し、補強はり端部付近ではその反力して載荷点付近とは反対回りのねじりモーメントが発生していると考えられる。曲げ載荷実験における試験体のひび割れ性状においても、補強はり下面で斜め方向のひび割れが発生しており、これはねじりモーメントが影響していることが理由の一つとして考えられる。

また、**図-4.45**に示すように、既設はりから力を受けて曲げ変形している補強はりには、その反力として、直線に戻ろうとする力も発生していると推定され、これによりアンカー鉄筋には補強はり軸線方向のせん断力も発生していると考えられる。

以上のことから、アンカー鉄筋の発生ひずみから各々のアンカー位置での鉛直下向きのせん断力に起因する引張ひずみを分離することは難しいと考えられる。そのため本研究では、補強範囲のアンカー鉄筋に発生している引張力の合計値によって、既設はりから補強はりに伝達される力を評価することとした。

図-4.46 はアンカー鉄筋の発生ひずみから補強はりが分担する曲げモーメントを算定する方法を模式的に示したものである。既往の研究で明らかにされている、直接せん断試験によるコンクリートブロック間に働くせん断力の検討結果⁶⁾を参考にすると、アンカー鉄筋に発生する引張力から、式(4.3)により既設はり と補強はりの境界面に生じる摩擦力 S_a を算定できると考えられる。

$$S_a = \mu \cdot E_{sa} \cdot \varepsilon_{samean} \cdot A_{sa} \cdot n_a \quad (4.3)$$

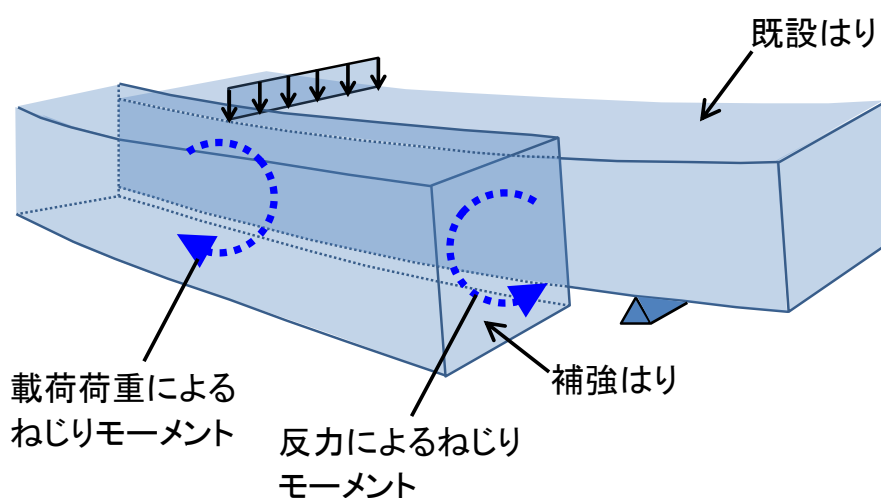


図-4.44 補強はりに作用するねじりモーメント

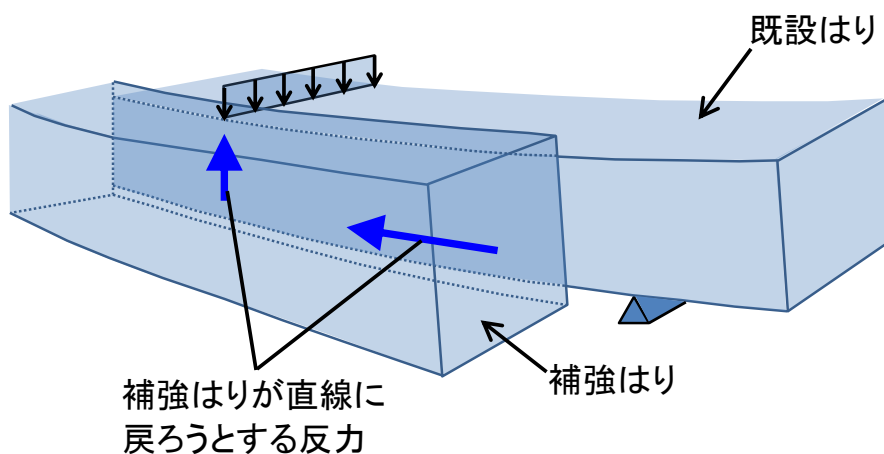


図-4.45 補強はりが元の形状に戻ろうとする作用

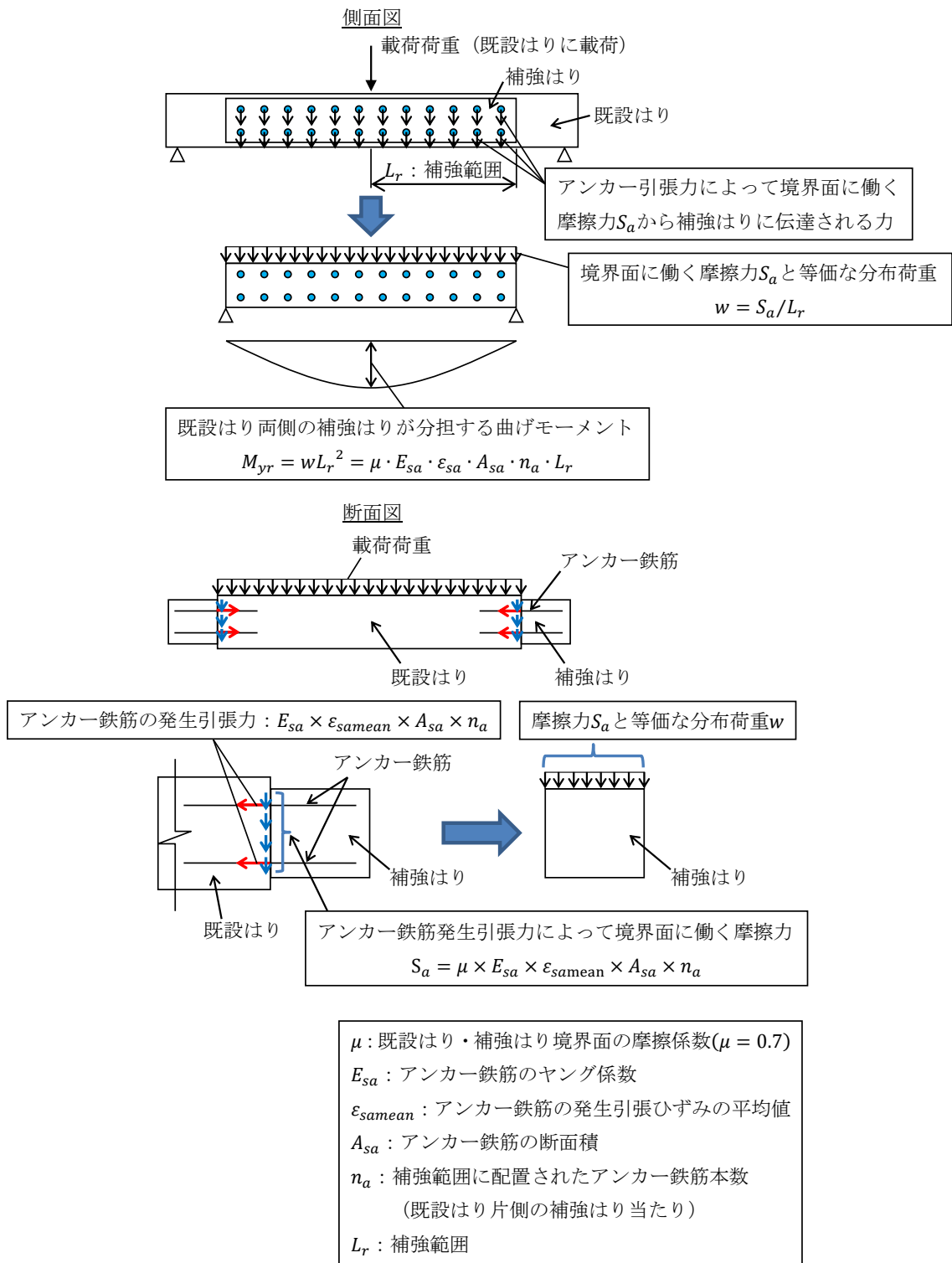


図-4.46 既設はり・補強はり境界面における伝達力と補強はりが分担する曲げモーメント

ここで、 S_a ：既設はり・補強はり境界面に作用する摩擦力（N，補強はり片側あたり）， μ ：コンクリート部材間の摩擦係数， E_{sa} ：アンカー鉄筋のヤング係数（N/mm²）， ε_{samean} ：アンカー鉄筋の発生ひずみの平均値， A_{sa} ：アンカー鉄筋の断面積（mm²）， n_a ：せん断スパン内のアンカー鉄筋本数（本，補強はり片側あたり）である。

次に，既設はりから補強はりに作用する荷重はせん断スパン内で等しいと仮定すると，既設はりから補強はりに作用する分布荷重 w は，**図-4.46**に示すように，摩擦力 S_a から式(4.4)で算定できると考えられる。

$$w = S_a/L_r \quad (4.4)$$

ここで， L_r ：補強範囲（mm）である。したがって，既設はり両側に設置された補強はりが分担する曲げモーメント M_r は式(4.5)で算定できる。

$$M_r = (1/8) \times w(2L_r)^2 \times 2 = wL_r^2 \quad (4.5)$$

よって，式(4.3)~(4.5)より，既設はり両側に設置された補強はりが分担する曲げモーメント M_r は式(4.6)で表すことができる。

$$M_r = \mu \cdot E_{sa} \cdot \varepsilon_{samean} \cdot A_{sa} \cdot n_a \cdot L_r \quad (4.6)$$

図-4.47は，補強範囲有効高さ比 L_r/d と式(4.6)から求めた既設初降伏時における摩擦係数 μ との関係を示したものである。ここで，既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメント M_r は，補強はりの引張鉄筋の平均ひずみを用いて算定した。**図-4.45**より，摩擦係数 μ の値は0.95~1.78となり，補強はりの引張鉄筋ひずみから M_r を算出して式(4.6)より求めた摩擦係数 μ は，コンクリート部材間の摩擦係数として一般的に用いられている値である0.7より大きくなった。

以上より，既設初降伏時に既設はり・補強はり境界面に発生する引張力に抵抗するために必要となるアンカー鉄筋量は，式(4.7)で算定できると考えられる。

$$n_a A_{sa} \geq \frac{M_r}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \quad (4.7)$$

ここで， μ ：コンクリート部材間の摩擦係数で0.7， f_{sya} ：アンカー鉄筋の引張降伏強度（N/mm²）である。

すなわち，側面剛体補強工法の耐震補強設計においては，式(4.8)を満足するアンカー鋼材量を配置するものとする。

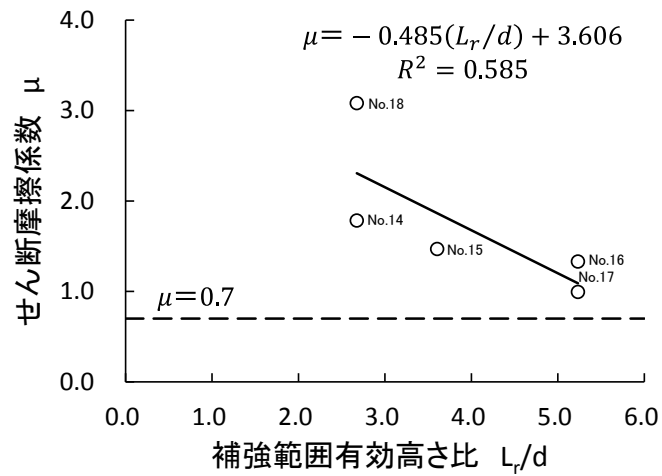


図-4.47 セン断摩擦係数 μ

表-4.5 アンカー鉄筋安全率

試験体 No.	アンカー鉄筋		アンカー鉄筋 安全率 ($\gamma_i M_r$)/ ($\mu f_{sya} L_r n_a A_{sa}$)	
	径・間隔×段数	アンカー 鉄筋比 p_a (%)		
1	D13ctc50×2.3段	1.94	0.09	
2	D10ctc55×2段	0.86	0.22	
3	D16ctc50×2.8段	3.02	0.08	
5	D16ctc90×2.3段	1.61	0.07	
9	D19ctc50×2段	4.58	0.05	
11			0.04	
12			0.12	
13	D6ctc100×2段	0.26	0.82	
14	D19ctc50×2段	4.38	0.08	
15			4.44	0.06
16			4.48	0.02
17				0.04
18	D6ctc50×2段	0.48	0.74	

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_r}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} \leq 1.0 \quad (4.8)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で、 $\gamma_i = 1.0$ とする。

表-4.5 は、式(4.8)の左辺の式（以下、アンカー鉄筋安全率という）で算定した全ての曲げ載荷試験体のアンカー鉄筋安全率を示したものである。アンカー鉄筋比の影響を検討したNo.13,18試験体以外は、アンカー鉄筋比 p_a を十分に配置し、アンカー鉄筋安全率が0.02~0.22と小さい範囲におさまっている。アンカー鉄筋比の影響を検討したNo.13試験体のアンカー鉄筋安全率は0.82、No.18試験体のアンカー鉄筋安全率は0.74となっている。

本研究では、アンカー鉄筋の平均ひずみ ε_{smean} を用いて、耐震補強設計で用いるせん断摩擦係数 μ の値を評価している。これは、アンカー鋼材量の設計で用いるせん断摩擦係数 μ の値0.7は、実験結果より求まるせん断摩擦係数 μ の下限値で評価していること、アンカー鉄筋比を小さく設定してアンカー鉄筋安全率を0.74と安全率1.0に近く設定したNo.18試験体において、既設はり初降伏時のアンカー鉄筋の最大ひずみは 794μ と降伏ひずみ 2017μ に対して十分に余裕がある結果となっていることから、補強範囲内のアンカー鉄筋の平均ひずみでせん断摩擦係数 μ を評価しても、妥当な評価になっていると考えられる。

4.7 まとめ

本章では、既設はり側面に補強はりを設置した模型はり試験体を用いた曲げ載荷実験を行い、橋脚側面に補強部材を設置して主鉄筋段落し部を補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する評価方法の検討を行った。本章での検討結果から得られた知見を述べると、以下のようなになる。

- (1) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.5程度の場合、補強範囲有効高さ比 L_r/d が2.7程度以下と補強範囲を小さくすると補強はり端部での損傷が顕著となって荷重が低下する損傷形態を示した。一方、 L_r/d が3.6程度以上と補強範囲を大きくすると既設はりと補強はりが一体で曲げ破壊することが確認できた。
- (2) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を2.5程度、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.7程度として、アンカー鉄筋比 p_a を0.48%程度と小さくすると、アンカー鉄筋の降伏が発生し、最大荷重はアンカー鉄筋比を4.38%とした試験体よりも小さくなった。一方、損傷形態は、補強はり端部での損傷により荷重が低下する性状を示しており、アンカー鉄筋比が大きいものと同じ損傷形態を示した。
- (3) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e と補強範囲有効高さ比 L_r/d が大きくなるほど、はりの最大荷重は大きくなった。

- (4) はりの載荷点断面における引張鉄筋の引張力分布及びひずみ分布から、補強はりの引張鉄筋には引張応力が発生していることが確認できた。これは補強はりが曲げモーメントを負担していることを示しており、既設はり側面に補強はりを設置することによる曲げ補強効果を確認することができた。
- (5) 既設初降伏時の補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、補強はり曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積に比例すると考えて式(4.2)で算定できると考えられる。なお、式(4.2)のもととなった各実験要因の範囲は、既設はり辺長比 b_e/h_e ：2.0~6.0，補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：0.95~3.2，補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2~5.4，既設はりの引張鉄筋比 p_e ：0.25~0.88%，補強はりの引張鉄筋比 p_r ：0.61~3.8%，アンカー鉄筋比 p_a ：0.26~4.6%，既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} ：17.6~29.4N/mm²及び補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} ：20.9~44.3N/mm²である。
- (6) 本実験の範囲内では、既設はり辺長比 b_e/h_e を2.0,6.0に変化させた試験体の引張鉄筋ひずみ分布及び補強はり荷重分担比 P_r/P_e は概ね同じ値を示し、既設はり辺長比は曲げ補強効果に影響を与えないことを確認した。
- (7) アンカー鉄筋比 p_a を変化させた試験体の引張鉄筋ひずみ分布及び補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、アンカー鉄筋比 p_a によらず概ね同じ値を示した。これは、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントを伝達するために必要なアンカー鉄筋量が配置されていれば、アンカー鉄筋比をそれより大きくしても補強はりが分担する曲げモーメントは変わらないことを示していると考えられる。
- (8) アンカー鉄筋のひずみ計測結果をもとに、既設初降伏時に既設はりから補強はりに伝達される力の検討を行った。補強はりが分担する曲げモーメント M_r は、アンカー鉄筋の引張力の合計値に既設はり・補強はり境界面の摩擦係数 μ を乗じて境界面に作用するせん断力を求め、これと等価な分布荷重が補強はりに載荷されるとして算定した。この場合の摩擦係数 μ の値は0.79~3.08となり、 μ の値を0.7と仮定することで、既設初降伏時に既設はりから補強はりに伝達される力に抵抗するために必要なアンカー鉄筋量を安全側に算定できると考えられる。

参考文献

- 1) 渡部太一郎，小林薫，菅野貴浩，斉藤成彦：補強部材の曲げ剛性が側面補強された RC はりの曲げ性能に与える影響に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.859-864，2015.
- 2) 玉井真一，佐藤勉，宮城敏明，岡本大：鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1315-1320，1999.
- 3) 太田浩一郎，斉藤成彦，渡部太一郎，小林薫：側面補強された RC はりの曲げ補強効果

- に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1033-1038, 2009.
- 4) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.
 - 5) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No.525, I -33, pp.83-95, 1995.10.
 - 6) 石橋忠良, 中原繁則, 佐藤勉: コンクリートブロック間の各種せん断伝達方法とその効果, 構造物設計資料, No.80, pp.10-16, 1984.12.
 - 7) Taichiro Watanabe, Kaoru Kobayashi, Takahiro Kanno, Shigehiko Saito :Development of a New Seismic Retrofit Method Reinforcing only Two-sides of RC Bridge Pier with Bar Cut-off Sections, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, September 23-25 2015, Geneva, Switzerland.
 - 8) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦: 段落しを有する橋脚の側面から補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する研究, 土木学会論文集 (投稿中).

5章 交番载荷実験による側面剛体補強工法の実橋脚への適用性に関する検証

5.1 はじめに

4章では、RC製の既設はり側面をRC製の補強はりで補強したはりの曲げ载荷実験について述べ、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントを定量的に評価した。5章では、東北新幹線の実橋脚に側面剛体補強工法を適用することを目的として、当該橋脚を模擬した縮小模型橋脚試験体による静的正負水平交番载荷実験を行ったので、その結果について述べる。4章での検討結果を参考にして、段落し部で補強部材が分担する曲げモーメントを求め、補強後の段落し部における既設橋脚の降伏曲げ耐力を算定した。次に、段落し部の降伏曲げ耐力と基部が降伏曲げ耐力に達する時に段落し部に発生する曲げモーメントの比率（以下、損傷形態判別係数 S^1 ）という）と交番载荷試験体の損傷部位の関係について考察を行った。これにより、段落し部の曲げ耐力が基部の曲げ耐力に比べて相対的に小さい橋脚を対象として、側面剛体補強工法の適用性の検証を行った。

5.2 段落し部における降伏曲げ耐力の評価方法の提案と縮小模型試験体の設計

5.2.1 実橋脚の概要

東北新幹線の実橋脚に側面剛体補強工法を適用することを目的として、当該橋脚を模擬した縮小模型橋脚試験体による静的正負水平交番载荷実験を行った。図-5.1は東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋の概要を示している。当該高架橋は4P~6P橋脚間の高架下が信号通信機器室として利用されている。そのため、機器室の支障移転工事に関する工事費

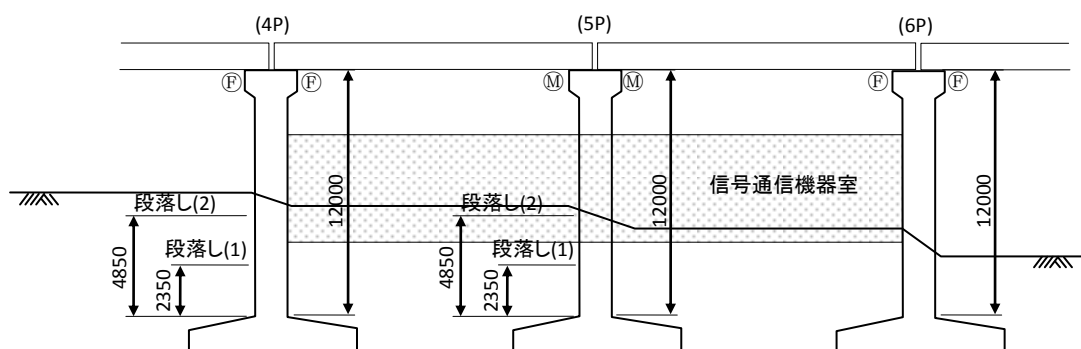


図-5.1 東北新幹線第6小鶴沢高架橋橋脚の概要

の低減と工期の短縮を図るため、4P橋脚および5P橋脚を対象として機器室の移設を省略できる側面剛体補強工法の適用性を検討することにした。

4P橋脚および5P橋脚の構造諸元を表-5.1に示す。4P,5P橋脚ともフーチング上面から高さ2350mm, 4850mmの2箇所において軸方向鉄筋が段落しされている（以下、橋脚基部側から高さ方向に段落し(1), 段落し(2)という）。4P橋脚と5P橋脚では上部工（桁）の支持条件が異なるため（4P橋脚は固定支承, 5P橋脚は可動支承）、4P橋脚の引張鉄筋量は5P橋脚に比べて大きくなっている。

5.2.2 補強前の段落し部の曲げに関する耐力評価

橋脚の曲げモーメント分布と補強前および補強後における基部および段落し部の降伏曲げ耐力の分布を模式的に図-5.2に示す。川島ら¹⁾は、段落し部での曲げ損傷の可能性を、

表-5.1 実橋脚構造諸元

橋脚 No.	幅 b_e ×高さ h_e (mm)	コンクリート設計強度 f'_c (MPa)	部位	基部から段落しまでの高さ (mm)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	鉄筋規格	せん断スパン L_a (mm)
4P	9000 × 1500	21.0	基部	—	71-D32,37-D25	0.62	SD345	12000
			段落し(1)	2350	71-D32	0.49		
			段落し(2)	4850	37-D32	0.27		
5P			基部	—	71-D29	0.38		
			段落し(1)	2350	59-D29	0.32		
			段落し(2)	4850	37-D29	0.21		

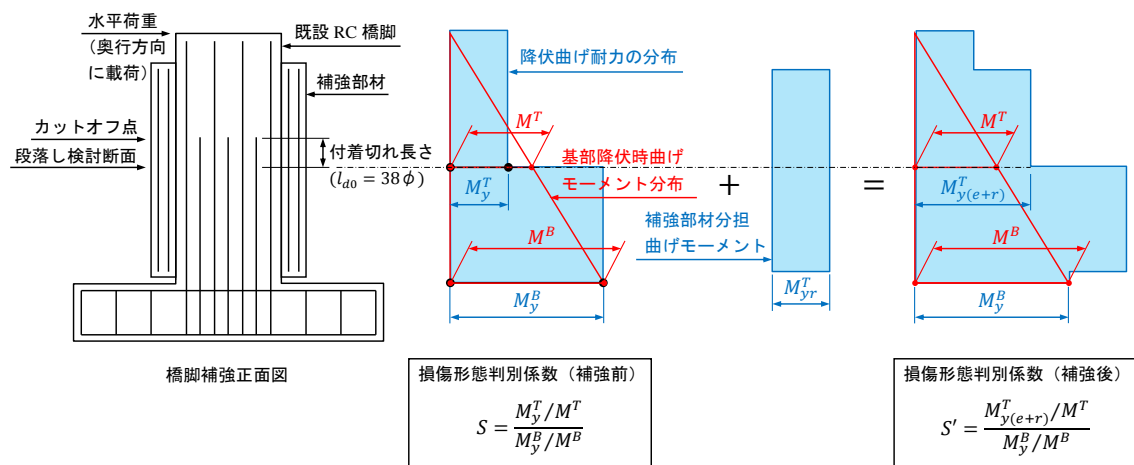


図-5.2 補強前後の損傷形態判別係数(S, S')の算定方法

段落し部の降伏曲げ耐力に対する段落し部で発生する曲げモーメントの比率（段落し部における耐震安全率）と基部の降伏曲げ耐力に対する基部で発生する曲げモーメントの比率（基部における耐震安全率）を比べることにより評価している。本研究においてもこれを参考にして、基部が降伏曲げ耐力に達する時点で段落し部に発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率である既往の研究¹⁾で示されている式(5.1)に示す損傷形態判別係数 S を用いて段落し部における曲げ損傷の有無を評価することにした。

$$S = \frac{M_y^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (5.1)$$

ここで、 M_y^T 、 M_y^B ：段落し部および基部における降伏曲げ耐力、 M^T 、 M^B ：設計地震力を作用させた時に段落し部および基部に生じる曲げモーメントである。本研究では、便宜的に $M^B = M_y^B$ として M^T を求めた。

既往の研究²⁾において、実大 RC 橋脚模型の加震実験結果から地震時には段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが発生することが示されている。本研究では既往の研究²⁾を参考にして、段落し部で損傷が進展した際の付着切れ長さ (l_{a0}) として 38ϕ (ϕ ：軸方向鉄筋径) だけカットオフ点より下がった断面を段落し部の検討断面に設定し、段落し部の検討断面において損傷形態判別係数 S を算定した。

5.2.3 実橋脚の損傷形態判別係数

実橋脚(4P, 5P)の損傷形態判別係数 S を表-5.2に示す。補強前における4P, 5P橋脚の損傷形態判別係数 S の値は0.71~0.95となっており、段落し部の耐震安全率が基部の耐震安全率よりも小さい値となっている。したがって耐震補強をしない場合、4P, 5P橋脚は地震時に段落

表-5.2 補強前後の損傷形態判別係数

橋脚No. 試験体No.		段落し No.	損傷形態 判別係数 S (補強前)	損傷形態 判別係数 S' (補強後)
実橋脚	4P	段落し(1)	0.90	—
		段落し(2)	0.71	—
	5P	段落し(1)	0.95	—
		段落し(2)	0.87	—
試験体	No.7	段落し(1)	0.81	1.02
		段落し(2)	0.61	0.93
	No.8	段落し(1)	0.84	1.31
		段落し(2)	0.66	1.30

し部の曲げ損傷が発生する可能性があると考えられる。

なお、実橋脚では橋脚基部が土中にあることが多いため、基部に土の抵抗が加算されることで段落し部に曲げ損傷が発生しやすくなるのが既往の研究³⁾において指摘されている。

5.2.4 補強後の段落し部の曲げに関する耐力評価

橋脚側面に補強部材を設置して既設 RC 橋脚を補強する場合、既設 RC 橋脚が降伏する時点で補強部材が分担する曲げモーメント（分担荷重）は、曲げ載荷実験結果を適用すると式(4.2)で算定できるので、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力は式(5.2)で算定できると考えられる。

$$M_{y(e+r)}^T = M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\} \quad (5.2)$$

ここで、 $M_{y(e+r)}^T$ ：補強後の段落し部の降伏曲げ耐力である。その他の記号は式(4.2)、(5.1)による。補強範囲 L_r は、段落しから補強部材上下端までの距離のうち小さい方の値を用いる。

したがって、図-5.2 に示すように、補強後の損傷形態判別係数 S' は式(5.3)で求めることができる。

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (5.3)$$

5.2.5 縮小模型試験体の損傷形態判別係数

No.7,8試験体の補強前および補強後における損傷形態判別係数（ S, S' ）を表-5.2 に示す。No.7,8試験体は、補強前の段落し(1),(2)の損傷形態判別係数 S の値を0.61~0.84として、4P,5P橋脚と同等程度の値とした。また、既往の研究¹⁾を参考に、補強後に段落し部の曲げ損傷を防止できると想定される値として補強後の損傷形態判別係数 S' の値が概ね1.0と1.3程度（ $S' = 0.93 \sim 1.31$ ）となるように補強部材の設計を行った。

5.2.6 縮小模型試験体の概要

4P橋脚および5P橋脚をそれぞれ模擬したNo.7,8縮小模型試験体の構造諸元を表-5.3 に示す。配筋の例として、図-5.3 にNo.7試験体の配筋概要を示す。

No.7,8試験体の既設橋脚部材の断面形状は、辺長比 b_e/h_e を6.0として実橋脚と同じ値とした。軸方向鉄筋の段落しは、実橋脚と同様に試験体高さ方向の2箇所で設けた。基部、段落し(1)および段落し(2)における引張鉄筋量は、損傷形態判別係数 S が4P,5P橋脚と同等程度

の値となるように設定した。

補強部材の形状と寸法は、現地で設置可能な補強部材寸法を考慮して、それを縮小した形状寸法とした。その上で補強後の損傷形態判別係数 S' が概ね1.0~1.3程度となるように、補強部材の引張鉄筋量を調整して曲げ剛性 EI_r を設定した。

段落し部の損傷形態判別係数以外の試験体諸元については、基部および段落し部の曲げせん断耐力比が実橋脚と同等程度の値となるようにせん断補強鉄筋を配置した。

5.3 縮小模型試験体を用いた交番载荷実験

5.3.1 実験概要

4P,5P橋脚と同等程度の軸圧縮応力度 (0.75N/mm^2) を鉛直ジャッキにて载荷した状態で、せん断スパン2200mmで静的正負水平交番载荷を行った。最初に最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するまで载荷を行い、この変位を $1\delta_y$ としてそれ以降は降伏変位の整数倍の変位

表-5.3 縮小模型試験体諸元

試験体 No.	既設橋脚						補強部材				補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e	補強範囲有効高さ比 L_r/d	アンカー鉄筋				
	幅 b_e ×高さ h_e (mm)	コンクリート強度 f_c (MPa)	部位	基部からの距離 (mm)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	鉄筋降伏強度 f_y (MPa)	せん断スパン L_a (mm)	幅 b_r ×高さ h_r (mm)	コンクリート強度 f_c (MPa)			引張鉄筋	引張鉄筋比 p_r (%)	鉄筋降伏強度 f_y (MPa)	径・間隔×段数	アンカー鉄筋比 p_a (%)
No.7	2100 × 350	20.5	基部	—	55.55-D10	1.15	394	2200	200 × 550	34.7	—	—	—	—	D13 ctc65 ×3段	1.67	
			段落し(1)	650	55.15-D10	0.76					3-D13	0.82	346	0.75 1.48			1.91 1.94
			段落し(2)	1350	28-D10	0.33					—	—	—	—			—
No.8	2100 × 350	18.3	基部	—	35.35-D10	0.75	394	2200	150 × 550	40.5	—	—	—	—	D10 ctc150 ×3段	0.41	
			段落し(1)	750	35.8-D10	0.49					3-D16	1.37	366	1.37 2.66			2.25 1.97
			段落し(2)	1350	18-D10	0.23					—	—	—	—			—

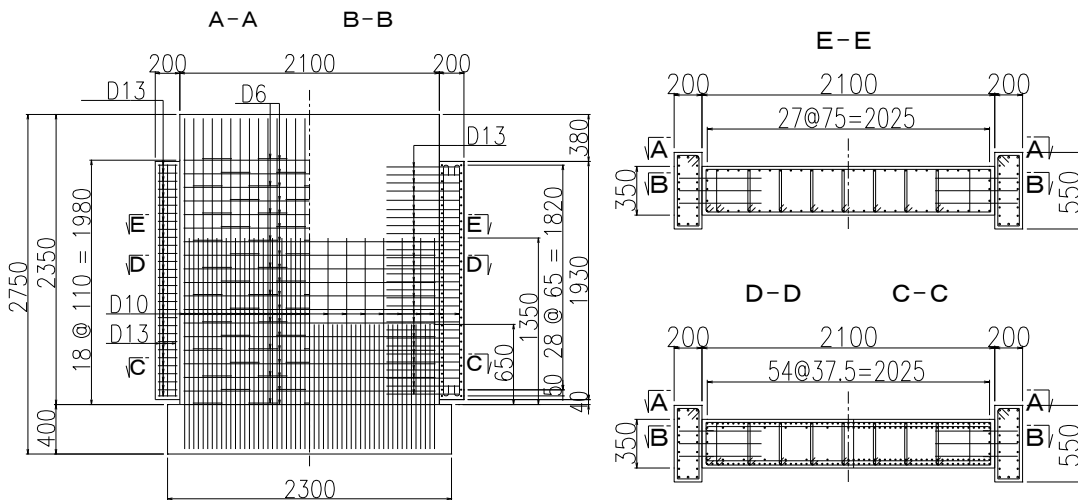


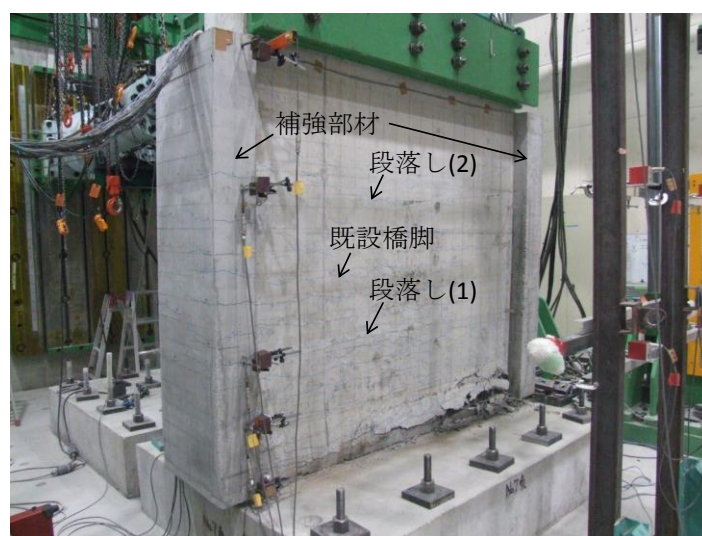
図-5.3 交番载荷試験体配筋概要 (No.7)

($10\delta_y$ 以降は降伏変位の偶数倍の変位)を各1サイクルずつ正負水平交番載荷し、水平荷重が低下するまで載荷を行った。鉄筋降伏ひずみの値は、試験体に用いた鉄筋と同一ロットの鉄筋試験片による引張試験結果をもとに定めた。

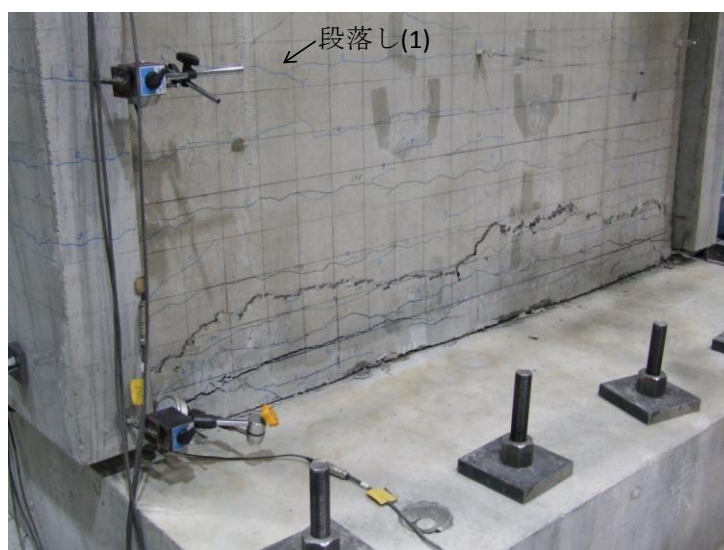
5.3.2 実験結果

(1) 破壊性状

No.7,8試験体ともに橋脚基部の軸方向鉄筋が段落し部より先に降伏した。No.7,8試験体の $12\delta_y$ 載荷後の損傷状況を図-5.4に示す。



(a) No. 7

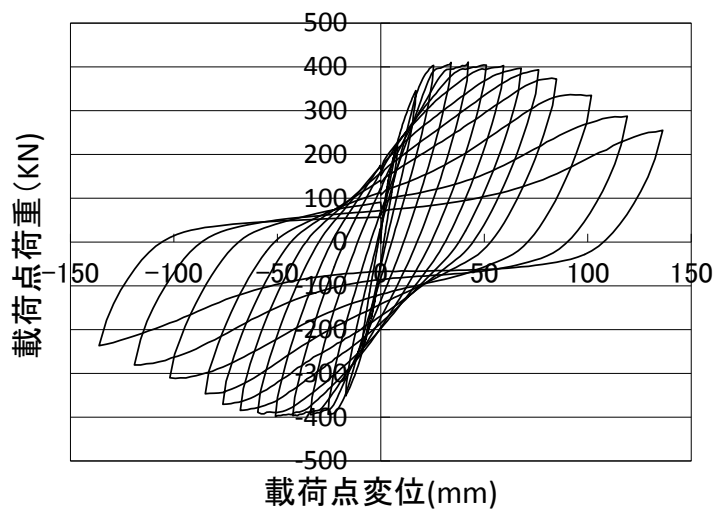


(b) No. 8

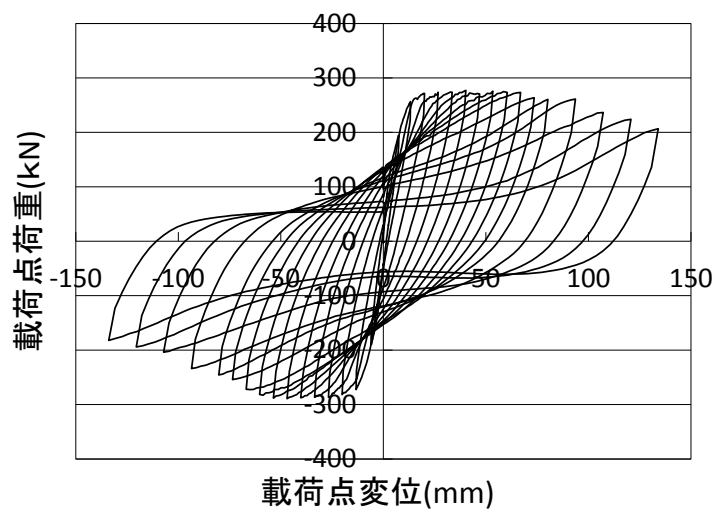
図-5.4 損傷状況 ($12\delta_y$)

No.7試験体の損傷状況は次のようであった。1 δ_y で段落し(1)に曲げひび割れが発生した。8~12 δ_y において、段落し(1)の曲げひび割れが開き気味となり、基部から段落し(1)にかけてコンクリートのはらみ出しが観察された後、基部から200~300mm程度の範囲においてかぶりコンクリートの剝落が発生した。最終的にNo.7試験体は12 δ_y 以降、基部の曲げ損傷が顕著となり、段落し(1)ではかぶりコンクリートの剝落は発生しなかった。なお、段落し(2)には曲げひび割れは発生したものの実験終了時までひび割れ幅が広がることはなく、損傷は見られなかった。

一方No.8試験体では、2 δ_y で段落し(1)に曲げひび割れは発生したものの実験終了時までひび割れ幅が開くことはなく、段落し部に損傷は見られなかった。橋脚基部では、5 δ_y で曲



(a) No. 7



(b) No. 8

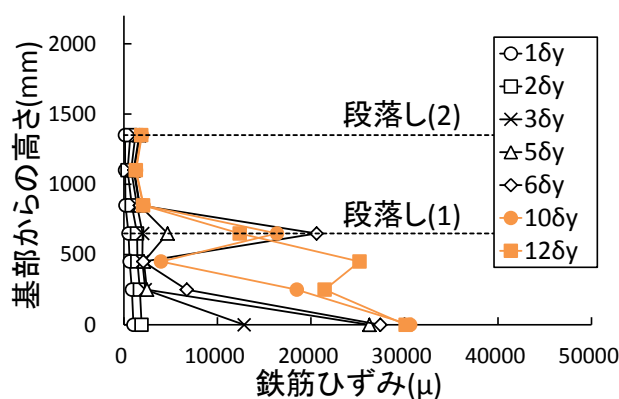
図-5.5 荷重-変位関係

げひび割れ幅が大きくなり、 $10\delta_y$ でかぶりコンクリートの剝落が発生した。それ以降は基部に損傷が集中した。なお、段落し(2)には実験終了時まで曲げひび割れは発生しなかった。

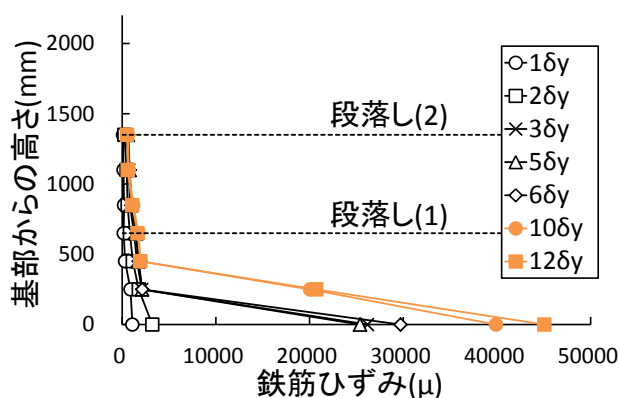
以上の結果から、No.7試験体は段落し(1)で曲げ損傷が一部見られたものの最終的に基部での曲げ損傷が顕著となり、補強部材設置により段落し部の損傷を抑制できたと考えられる。また、No.8試験体は基部で曲げ損傷が進展し、補強部材設置により段落し部の損傷を防止できたと考えられる。

(2) 荷重－変位関係

載荷点における水平荷重－水平変位関係を図-5.5に示す。No.7試験体は $10\delta_y$ 付近まで水平荷重の顕著な低下は見られず、その後の荷重低下も緩やかであった。No.8試験体は $10\delta_y$ 付近まで水平荷重の低下は負側の荷重で僅かに見られる程度であり、その後の荷重低下も非常に緩やかであった。



(a) 断面中央部



(b) 断面端部

図-5.6 橋脚高さ方向の引張鉄筋ひずみ分布 (No.7)

No.7試験体がNo.8試験体に比べて $10\delta_y$ 以降の荷重低下の度合が少し大きくなったのは、No.7試験体では段落し(1)でかぶりコンクリートのはらみ出しが発生したため、段落し(1)で途中定着された軸方向鉄筋の付着劣化が一部発生したためと推定される。

(3) 引張鉄筋のひずみ分布

図-5.6 は、No.7試験体の既設橋脚長辺方向の断面中央部および断面端部において、段落しされていない引張鉄筋（以下、連続鉄筋という）の橋脚高さ方向のひずみ分布を主要な変位段階（ $n\delta_y$ ）でそれぞれ示したものである。段落し部に先行して橋脚基部で引張鉄筋が降伏しており、基部の引張鉄筋には $3\delta_y$ において断面中央部で 13000μ 程度、断面端部で 26000μ 程度のひずみが発生している。その後、 $10\delta_y$ ではそれぞれ $31000, 40000\mu$ 程度にひずみ値が進展している。

段落し(1)では、断面中央部において $3\delta_y$ で連続鉄筋が降伏し、 $6\delta_y$ で 21000μ 程度にひずみ値が進展して実験終了時までで最大の値を示している。一方、断面端部では $10\delta_y$ で最大 1700μ 程度のひずみ値となっており、実験終了時まで連続鉄筋は降伏しなかった。以上のことから、段落し(1)では、断面中央部で引張鉄筋が降伏したため、コンクリートのはらみ出しを伴う曲げ損傷が一部発生したものと推定される。

一方、段落し(2)における連続鉄筋のひずみは、 $10\delta_y$ において断面中央部で 1900μ 程度、断面端部で 600μ 程度の値となっており、実験終了時まで降伏しなかった。

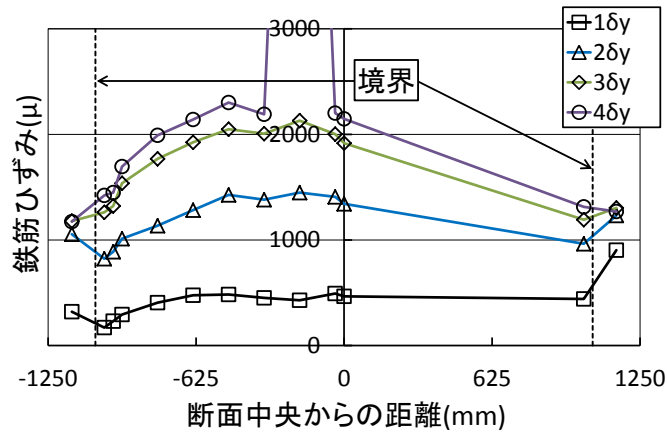
図-5.7 は、No.7,8試験体の段落し(1)における断面内の引張鉄筋ひずみ分布を示したものである。No.7試験体は、段落し(1)において $3\delta_y$ で断面中央付近の連続鉄筋が降伏に達しており、既設橋脚端部および補強部材に向かうにしたがってひずみ値が減少していることが確認できる。これは曲げ載荷実験の結果と同様の傾向である。補強部材の引張鉄筋には、既設橋脚が降伏した $3\delta_y$ において、既設橋脚の断面中央付近で最大のひずみ値を示した連続鉄筋の55~61%程度のひずみが発生しており、曲げ載荷実験と同様に、交番載荷実験の場合においても補強部材は段落し部において曲げモーメントを負担していることが確認できる。

No.8試験体の段落し(1)における引張鉄筋ひずみ分布もNo.7試験体と同様の傾向であったが、No.8試験体は $10\delta_y$ において既設橋脚の断面中央部で最大 1600μ 程度のひずみ値を示しているものの、実験終了時まで段落し(1)の引張鉄筋は降伏しなかった。補強部材の引張鉄筋には、 $10\delta_y$ において既設橋脚断面中央部の引張鉄筋の42~45%程度のひずみが発生しており、No.8試験体においても補強部材は段落し部で曲げモーメントを負担していることが確認できた。

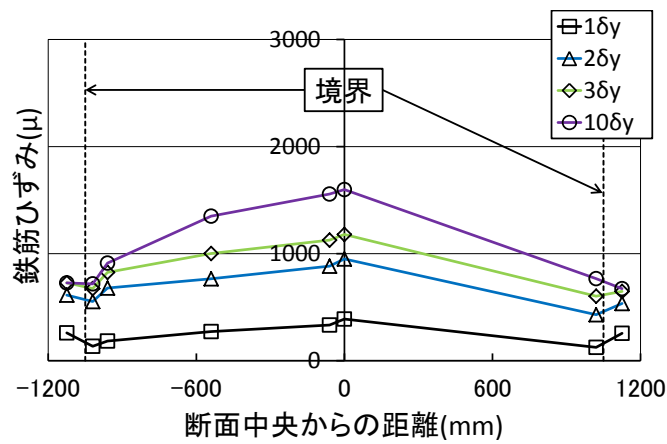
5.4 段落し部の損傷を防止できる損傷形態判別係数の検討

5.4.1 補強部材荷重分担比の検討

図-5.8 は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と補強部材荷重分担比 (P_r/P_e) の関係を示したものである。



(a) No. 7



(b) No. 8

図-5.7 段落し(1)における引張鉄筋ひずみ分布

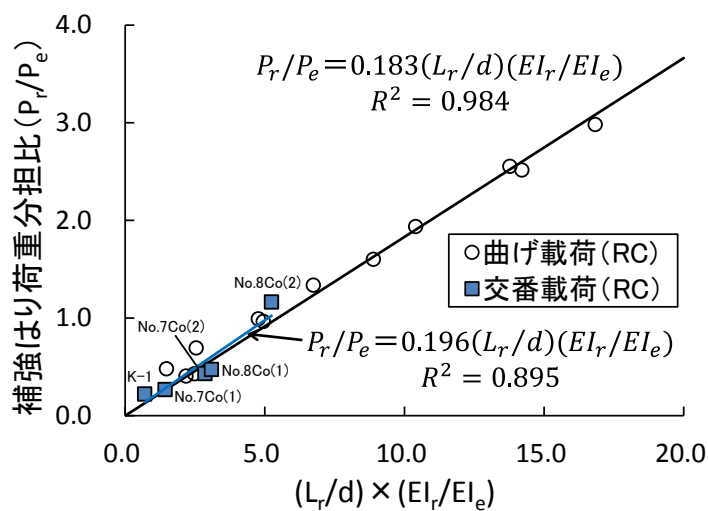


図-5.8 $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と荷重分担比の関係

No.7試験体の段落し(1)では, $3\delta_y$ で既設橋脚部材の引張鉄筋が降伏した時点における既設橋脚部材と補強部材それぞれのひずみの平均値を用いて補強部材荷重分担比を算定した.

No.7試験体の段落し(2)およびNo.8試験体の段落し(1),(2)は, 実験終了時まで引張鉄筋は降伏ひずみに達しなかったため, 最大のひずみ値を示した $10\delta_y$ におけるひずみの平均値を用いて補強部材荷重分担比を算定した. また, 図中には 4章の曲げ載荷試験体の結果も比較のために載せている.

図-5.8より, 交番載荷試験体においても曲げ載荷試験体と同様に, 補強部材荷重分担比(P_r/P_e)は $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と比例関係にあることが確認できる. 比例定数も曲げ載荷試験体と概ね同じ値となっていることから, 曲げ載荷試験体の結果から提案した $(L_r/d) \times (EI_r/EI_e)$ と (P_r/P_e) の関係式は交番載荷試験体においても適用できると考えられる.

5.4.2 補強後の損傷形態判別係数 S' と損傷部位の関係

No.7試験体は, 表-5.2に示す補強後の損傷形態判別係数 S' が1.02の段落し(1)において一部曲げ損傷が見られたものの, 最終的に基部での曲げ損傷が顕著となった. S' が1.3程度の諸元であるNo.8試験体は, 段落し部の損傷は見られず基部のみで損傷が進展した.

以上の結果より, 本実験の条件では, 補強前の損傷形態判別係数 S が0.61~0.84程度の諸元を有する既設橋脚において, 補強後の損傷形態判別係数 S' が概ね1.3以上となるように補強することで, 段落し部の損傷を防止できることが確認できた.

5.5 まとめ

5章では, 4章で述べたはり試験体の曲げ載荷実験による検討結果をもとにして, 橋脚側面に補強部材を設置した縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行い, 側面剛体補強工法の実橋脚への適用性の検証を行った. 5章における検討結果より得られた知見を述べると, 以下のようになる.

- (1) 交番載荷試験体の段落し位置における断面内の引張鉄筋ひずみ分布の測定結果から, 補強部材の引張鉄筋には引張応力が発生しており, 補強部材は曲げモーメントを負担していることが確認できた.
- (2) 補強前の損傷形態判別係数 S が0.61~0.84で, 段落し部の曲げ損傷が基部の曲げ損傷より先行して発生すると想定される諸元の縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行った結果, 本実験の条件では, 側面にRC補強部材を設置する補強方法により, 基部での曲げ損傷が顕著となり, 段落し部の損傷を抑制できることを確認した.
- (3) 補強後の段落し部の降伏曲げ耐力は, はりの曲げ載荷実験より明らかとなった, 補強部材曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積と, 補強部材荷重分担比との関係から, 式(5.2)

で算定することができる。この値を用いて、段落し部の損傷が進展した際の付着切れ長さ l_{d0} を 38ϕ (ϕ :軸方向鉄筋径)と仮定し、カットオフ点から 38ϕ 下がった断面を段落し部の検討断面として交番載荷試験体の補強後の損傷形態判別係数 S' を算定した。その結果、 S' の値が概ね1.3以上となるように補強することで段落し部の損傷を防止できることを確認した。

参考文献

- 1) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No.525, I-33, pp.83-95, 1995.10.
- 2) 佐々木智大, 川島一彦: E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第 30 巻), pp.434-441, 2009.
- 3) 山本強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 348 号, V-1, pp.61-70, 1984.8.
- 4) 渡部太一郎, 小林薫: 側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.319-320, 2007.
- 5) 渡部太一郎, 小林薫, 新田昭彦, 高橋直希, 奥山祐一, 伊藤憲司, 佐藤吉運, 小林将志, 築嶋大輔, 菅野貴浩: 東北新幹線第 6 小鶴沢高架橋耐震補強の設計施工—当該橋脚を模擬した模型実験に基づく耐震補強 (橋脚側面に剛性のある RC 補強部材を配置する補強方法)—, 東日本旅客鉄道株式会社, SED—STRUCTURAL ENGINEERING DATA—, No.30, pp.204-219, 2008.5.
- 6) Taichiro Watanabe, Kaoru Kobayashi, Takahiro Kanno, Shigehiko Saito :Development of a New Seismic Retrofit Method Reinforcing only Two-sides of RC Bridge Pier with Bar Cut-off Sections, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, September 23-25 2015, Geneva, Switzerland.
- 7) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 齊藤成彦: 段落しを有する橋脚の側面から補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する研究, 土木学会論文集 (投稿中).

6章 段落しを有する既設RC橋脚を対象とした側面剛体補強工法の実用化

6.1 はじめに

本研究では、これまで側面剛体補強工法を提案し、4章において曲げ載荷実験の結果より補強部材が分担する曲げモーメントを定量的に評価する方法を提案した。5章では、補強部材が分担する曲げモーメントを用いた既設橋脚の補強後の降伏曲げ耐力の算定方法を提案し、交番載荷実験の結果から、段落し部の損傷を防止できる補強後の損傷形態判別係数 S' の値を示した。

本章では、段落し部の曲げ補強効果に関するこれまでの検討結果をもとにして行った、実構造物への適用について述べる。実構造物への適用では、最初に設計方法と標準的な施工方法を定め、実橋脚の設計と施工を行った。次に、側面剛体補強工法の大地震に対する安全性を東北地方太平洋沖地震の地震動を経験した側面剛体補強工法で補強した実橋脚の損傷状況から評価した。最後に、実橋脚に適用した結果をもとに、側面剛体補強工法と既往のRC巻き立て補強工法の比較を行い、本研究で開発した側面剛体補強工法の評価を行った。

6.2 側面剛体補強工法の設計方法

段落しを有する橋脚の側面に補強部材を設置する耐震補強工法の曲げ補強効果について、4章では、既設はり側面に補強はりを設置したはり試験体による曲げ載荷実験を行い、既設初降伏時に補強はりが分担する荷重（曲げモーメント）の定量化を行った。曲げ載荷実験から得られた知見をもとに5章では、側面剛体補強工法の適用を予定している東北新幹線の実橋脚を模擬した縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行った。その結果、段落し部の損傷の有無は、橋脚基部が降伏曲げ耐力に達する時に段落し部に発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率で表される、補強後の損傷形態判別係数 S' を用いて評価できることを示した。このとき、補強後の降伏曲げ耐力は、4章で提案した、既設初降伏時に補強部材が分担する荷重（曲げモーメント）を用いて算定している。ここでは、これらの検討結果をもとに側面剛体補強工法の設計方法を定めたので、設計の手順とその内容及び構造細目について述べる。

6.2.1 現地調査と補強部材設置の検討

側面剛体補強工法は、補強部材の曲げ剛性や段落しからの補強範囲が曲げ補強効果に影響を与える補強工法である。耐震補強の設計に先立ち現地調査を行い、高架下の使用状況

や用地幅、橋脚側面周囲の支障物（交差道路、設備との離隔等）の確認を行い、橋脚側面に設置できる補強部材寸法を調査することが重要である。

6.2.2 設計の手順と照査方法

(1) 補強部材寸法（断面、補強範囲）の設定

図-6.1 に側面剛体補強工法の補強設計の手順を示す。補強設計では、最初に現地調査結果をもとにして補強部材寸法（断面寸法、補強部材長）を設定する。補強部材断面は、補強部材の曲げ剛性を大きくするために補強部材の有効高さを大きくすると有利であり、交番載荷実験で曲げ補強効果を確認した既設橋脚の断面高さ h_e に対する補強部材の断面高さ h_r の比（ h_r/h_e ）が1.7程度までであれば、補強部材の有効高さを大きくするとよい。

(2) 引張鉄筋量の設定

補強部材の断面寸法を決定した後に引張鉄筋量を設定する。引張鉄筋量は補強部材の曲げ剛性 EI_r に寄与するので、鉄筋の空きを適切に確保できる範囲内で引張鉄筋の総断面積をなるべく大きくするとよい。引張鉄筋は、既設橋脚降伏時に補強部材が分担する曲げモー

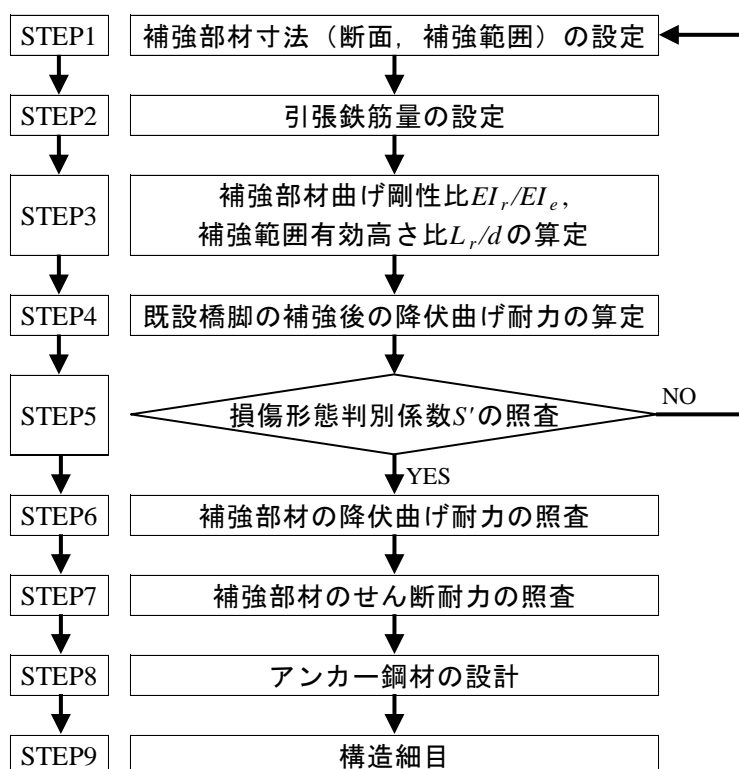


図-6.1 側面剛体補強工法の補強設計の手順

メント M_r を補強部材の降伏曲げ耐力 M_{ry}^T が上回るように、総断面積と降伏強度を設定しなければならない。

(3) 補強部材曲げ剛性比, 補強範囲有効高さ比の算定

補強部材の断面寸法と引張鉄筋量が決定したら、補強部材の曲げ剛性 EI_r 及び補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e を算定する。曲げ剛性の算定は、段落し位置において既設橋脚と補強部材を一体断面として中立軸を算定し、図-6.2に示すように、引張側のコンクリートを無視し、中立軸に対する圧縮側のコンクリートと全ての鉄筋の断面二次モーメントの合計値として式(6.1)で算定する。

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{\frac{2E_{cr}b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2}{\frac{E_{ce}b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2} \quad (6.1)$$

ここで、 EI_r ：補強部材の曲げ剛性(N・mm²)、 EI_e ：既設橋脚の曲げ剛性(N・mm²)、 E_{cr} ：補強部材におけるコンクリートの弾性係数(N/mm²)、 b_r ：橋脚片側の補強部材の断面幅(mm)、 x_r ：合成断面の中立軸から補強部材圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)、 E_s ：鉄筋の弾性係数(= 200kN/mm²)、 A_{rsi} ：補強部材に配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm²)、

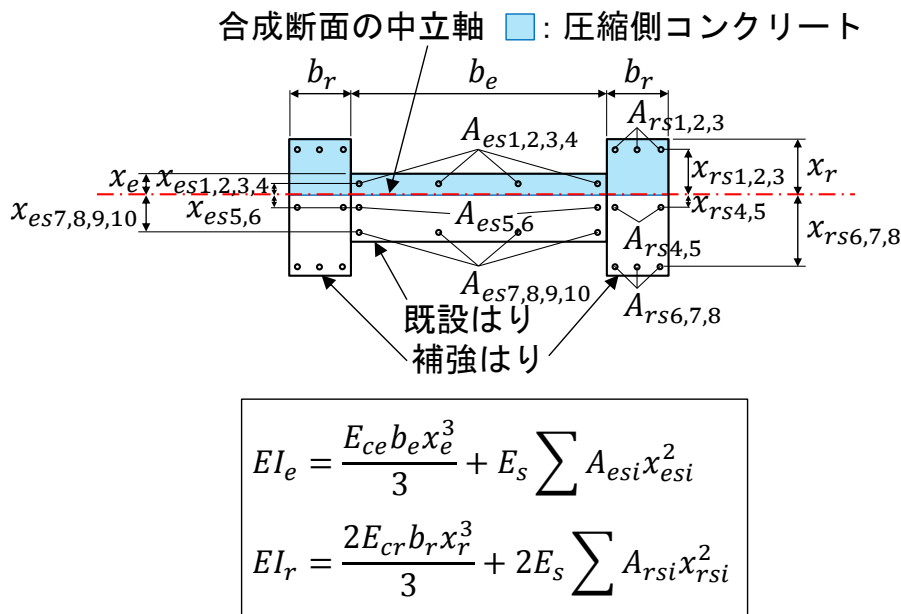


図-6.2 曲げ剛性の算定方法 (再掲)

x_{rsi} : 合成断面の中立軸から補強部材に配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm), E_{ce} : 既設橋脚におけるコンクリートの弾性係数(N/mm²), b_e : 既設橋脚の断面幅(mm), x_e : 合成断面の中立軸から既設橋脚圧縮縁コンクリートまでの距離(mm), A_{esi} : 既設橋脚に配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm²), x_{esi} : 合成断面の中立軸から既設橋脚に配置された各軸方向鉄筋までの距離(mm)である.

次に, 補強部材長から補強部材有効高さ比 L_r/d を算定する. なお, L_r の値としては, 段落しから補強部材上下端までの距離のうち短い方を用いることとする.

(4) 補強部材の分担曲げモーメントと補強後の降伏曲げ耐力の算定

補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e 及び補強範囲有効高さ比 L_r/d から補強後の段落し部の降伏曲げ耐力を式(6.2)で算定する.

$$M_{y(e+r)}^T = M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\} \quad (6.2)$$

ここで, $M_{y(e+r)}^T$: 補強後の段落し部の降伏曲げ耐力 (kN・m), M_y^T : 補強前の段落し部の降伏曲げ耐力 (kN・m) である.

(5) 損傷形態判別係数の照査

図-6.3 に示すように, 補強後の損傷形態判別係数 S' を式(6.3)で算定する.

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (6.3)$$

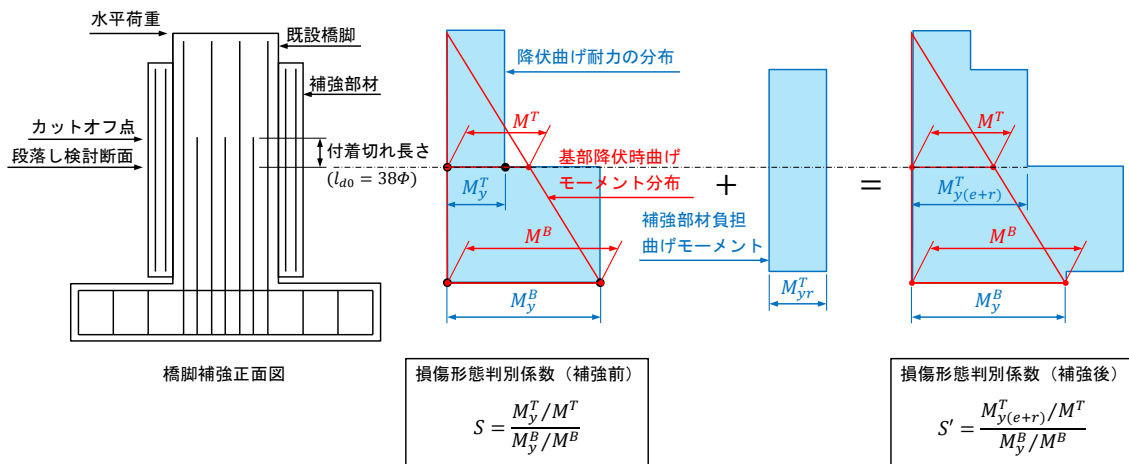


図-6.3 橋脚の曲げモーメント分布と補強前後の降伏曲げ耐力の分布 (再掲)

ここで、 M^T ：設計地震力を作用させた時に段落し部に生じる曲げモーメント (kN・m)， M_y^B ：基部における降伏曲げ耐力 (kN・m)， M^B ：設計地震力を作用させた時に基部に生じる曲げモーメント (kN・m) である。その他の記号は式 (6.2) による。 M^T は $M^B = M_y^B$ として求めることができる。また、段落し部で損傷が進展した際の付着切れ長さ (l_{d0}) として 38ϕ (ϕ ：軸方向鉄筋径) だけカットオフ点より下がった断面を段落し部の検討断面に設定することとし、 M^T は段落し検討断面において算定する。

実橋脚を模擬した縮小模型試験体による交番載荷実験結果より、段落し部での補強後の損傷形態判別係数 S' を式 (6.4) で照査する。

$$S' \geq 1.3 \quad (6.4)$$

式 (6.4) を満足できない場合は、補強部材諸元 (補強部材長、補強部材断面、引張鉄筋量) を変更し、(2)～(5) の手順を繰り返すこととする。

(6) 補強部材の降伏曲げ耐力の照査

既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T は次式 (6.5) で算定できる。

$$M_{yr}^T = 0.183 M_y^T \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{E I_r}{E I_e} \right) \quad (6.5)$$

したがって、補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値 1.3 となるときに段落し部で補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ は、 S' を用いて式 (6.6) で算定できる。

$$M_{1.3r}^T = \frac{1.3}{S'} M_{yr}^T \quad (6.6)$$

補強部材が所要の性能を発揮するためには、損傷形態判別係数 S' が制限値 1.3 となるときに補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ に対して補強部材を降伏させないことが必要であると考えられる。そこで、損傷形態判別係数 S' が制限値 1.3 となるときに補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を補強部材の設計降伏曲げ耐力 M_{yrd} が上回ることを式 (6.7) で照査する。

$$\gamma_i \cdot M_{1.3r}^T / M_{yrd} \leq 1.0 \quad (6.7)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で 1.0 とする。補強部材の設計降伏曲げ耐力 M_{yrd} は、鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物 (以下、コンクリート標準という) ¹⁾ により、コンクリート

の材料係数 γ_c を1.3, 鉄筋の材料係数 γ_s 及び部材係数 γ_b を1.0として算定する.

式(6.7)を満足しない場合は, 引張鉄筋の鉄筋種別(設計引張降伏強度)のランクアップを検討する.

(7) 補強部材のせん断耐力の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3のときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ は, 式(6.8)で算定できると考えられる.

$$S_{1.3r}^T = \frac{M_{1.3r}^T}{L_r} \quad (6.8)$$

補強部材が所要の性能を発揮するためには, 損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ に対して補強部材がせん断破壊しないことが必要である. そこで, 損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ を補強部材の設計せん断耐力 V_{yrd} が上回ることを式(6.9)で照査する.

$$\gamma_i \cdot S_{1.3r}^T / V_{yrd} \leq 1.0 \quad (6.9)$$

ここで, γ_i : 構造物係数で1.0とする. 補強部材の設計せん断耐力 V_{yrd} はコンクリート標準¹⁾により式(6.10)で算定する.

$$V_{yrd} = V_{crd} + V_{srd} \quad (6.10)$$

ここで, V_{crd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 (N)

$$V_{crd} = (0.75 + 1.4 d_r / L_r) \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot 2b_r \cdot d_r / \gamma_b \quad (6.11)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (6.12)$$

ただし, $f_{vcd} > 0.72 \text{ N/mm}^2$ となる場合は $f_{vcd} = 0.72 \text{ N/mm}^2$ とする.

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_r}$ ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする.

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c}$ ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする.

$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u$ ($N'_d \geq 0$ の場合) ただし, $\beta_n > 2$ となる場合は2とする.

$= 1 + 4M_0/M_u$ ($N'_d < 0$ の場合) ただし, $\beta_n < 0$ となる場合は0とする.

側面剛体補強工法の場合, 補強部材は軸力の影響を受けないものとして,

$\beta_n = 1$ とする.

M_u : 曲げ耐力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d による引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

N'_d : 設計軸方向圧縮力で、側面剛体補強工法の補強部材の場合、 $N'_d = 0$ とする。

b_r : 補強部材の幅 (mm)

d_r : 補強部材の有効高さ (mm)

L_r : 補強範囲 (mm)

p_c : せん断引張鋼材比。 $p_c = A_{rs} / (2b_r \cdot d_r)$

A_{rs} : 引張側鋼材の断面積 (mm²)。

A_{rs} は側方鉄筋の影響を考慮して次式で求める。

$$A_{rs} = A_{rs1} + A_{rs2} \cdot \frac{d_2}{d_r} + A_{rs3} \cdot \frac{d_3}{d_r} + \dots + A_{rsn} \cdot \frac{d_n}{d_r} \quad (6.13)$$

$A_{rs1}, A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$: 合成断面の中立軸から引張側にある補強部材の軸方向鉄筋の総断面積で、引張縁側から $A_{rs1}, A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$ とする (mm²)。

d_2, d_3, \dots, d_n : $A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$ の各軸方向鉄筋の圧縮縁コンクリートからの距離 (mm)。

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で、1.3 とする。

V_{srd} : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 (N)

$$V_{srd} = (A_w \cdot f_{wyd} \cdot z / s_s) / \gamma_b \quad (6.14)$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鋼材の総断面積 (mm²)

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で、400 N/mm² 以下を原則とする。

z : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心までの距離で、 $d_r / 1.15$ とする (mm)。

s_s : せん断補強鋼材の配置間隔 (mm)

γ_b : 部材係数で、1.1 とする。

(8) アンカー鋼材の設計

既設橋脚降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T を生じさせるせん断力が既設橋脚から補強部材に伝達されるために必要なアンカー鋼材量を算定する。アンカー鋼材量は式(6.15)を満足するように配置する。

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} \leq 1.0 \quad (6.15)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で $\gamma_i = 1.0$ 、 M_{yr}^T ：補強後の降伏曲げ耐力時に補強部材が分担する曲げモーメント（N・mm）、 μ ：コンクリート部材間の摩擦係数で0.7、 f_{sya} ：アンカー鋼材の設計引張降伏強度（N/mm²）、 L_r ：段落し位置からの補強範囲（mm）、 n_a ：補強範囲に配置するアンカー鋼材本数（橋脚片側の補強部材あたりの本数）、 A_{sa} ：アンカー鋼材の断面積（mm²）である。

6.2.3 構造細目

ここでは、側面剛体補強工法の補強設計において、設計計算では定まらないものの側面剛体補強工法の性能を発揮するために必要となる構造細目について述べる。

(1) 補強部材軸線方向のアンカー鋼材の配置

アンカー鋼材が補強範囲に均等に配置されていない場合、既設橋脚から補強部材に力が十分に伝達されず、補強部材が設計で想定した曲げ補強効果を発揮できない可能性がある。そのため、アンカー鋼材は補強範囲全長にわたって均等に配置することとする。

(2) 補強部材端部付近のアンカー鋼材の配置

補強部材端部付近にアンカー鋼材が配置されていない場合、設計で想定した補強範囲有効高さ比 L_r/d 相当の曲げモーメントを補強部材が分担できない可能性があるため、図-6.4

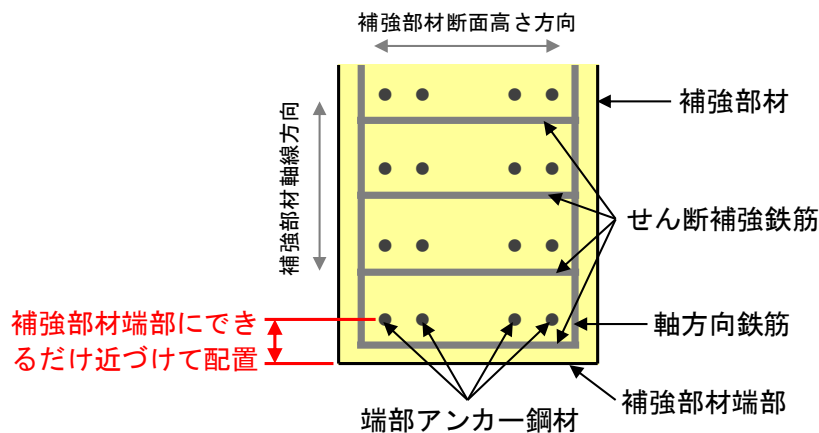


図-6.4 補強部材端部付近のアンカー鋼材配置（補強部材正面図）

に示すように、アンカー鋼材はできるだけ補強部材端部に近づけて配置することが必要である。なお、アンカー鋼材は補強部材のせん断補強鉄筋及び軸方向鉄筋で囲まれた内側部分に配置し、かぶりコンクリート部分には配置しないこととする。

(3) 既設橋脚断面高さ方向のアンカー鋼材配置

曲げ載荷試験体及び交番載荷試験体では、アンカー鉄筋を既設橋脚部材の断面高さ方向に2~3段配置しており、既設橋脚断面高さ方向の最外縁に配置されたアンカー鉄筋相互の間隔は既設橋脚の断面高さ h_e の48~51%程度となっている。アンカー鋼材を1段しか配置していない場合及び既設橋脚断面高さ方向の最外縁のアンカー鋼材相互の間隔が小さい場合の曲げ補強効果は実験では確認されていない。そのため、補強設計では、図-6.5 に示すよ

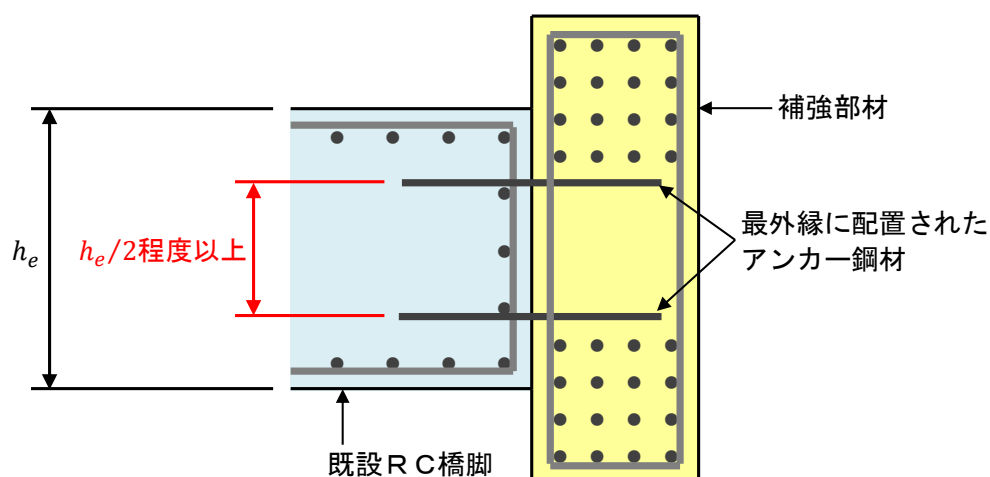


図-6.5 既設橋脚断面高さ方向のアンカー鋼材配置間隔

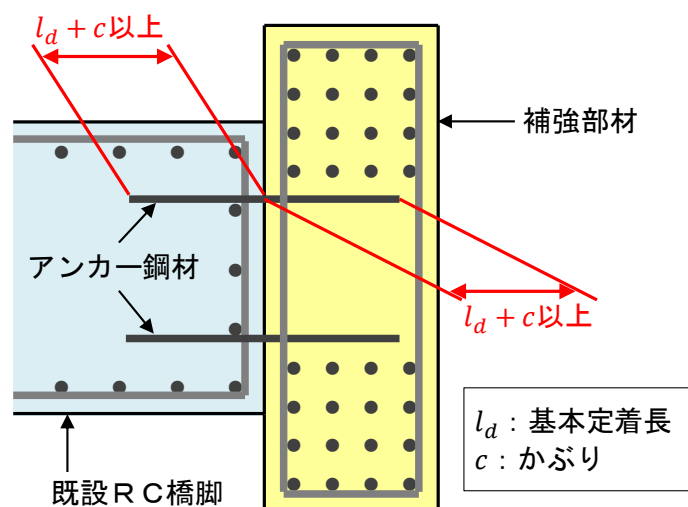


図-6.6 アンカー鋼材の定着長

うにアンカー鋼材は既設橋脚の断面高さ方向に 2 段以上配置し、既設橋脚断面高さ方向の最外縁のアンカー鋼材相互の間隔は、既設橋脚の断面高さ h_e の50%程度以上とすることを原則とする。

(4) アンカー鋼材の定着長

アンカー鋼材の設計は、既設橋脚と補強部材の境界面で引張降伏強度相当の強度を発揮することを前提として行うため、そのために必要な定着長を図-6.6 に示すように、既設橋脚内部及び補強部材内部でそれぞれ確保するようにする。一般に、アンカー鋼材の定着長は、かぶり厚さと鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）¹⁾に定められている基本定着長を合計した値以上の長さとする。

(5) 2 箇所以上で段落しされている場合のアンカー鋼材配置

既設 RC 橋脚に段落しが 2 箇所以上ある場合、上端及び下端の段落し位置から補強部材端部までの区間に段落し部で既設橋脚が降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T を発生させるために必要なアンカー鋼材量を配置すれば、設計で必要なアンカー鋼材の総断面積は確保されることになる。しかしながら、既設橋脚から補強部材にはアンカー鋼材を介して補強範囲全長にわたって分布荷重が伝達されていると想定され、上下の段落しの上にアンカー鋼材が十分に配置されていない場合、段落し部において補強部材が設計で想定した曲げモーメントを分担できなくなることが懸念される。そのため、2 箇所以上で段落しされた既設 RC 橋脚の段落し部の補強では、図-6.7 に示すように、全ての段落しの上下の補強範囲に必要なアンカー鋼材量を配置するとともに、上下の段落しの間にも、アンカー鋼材比が最も少ない区間と同程度以上のアンカー鋼材量を配置することとする。

6.3 側面剛体補強工法の施工方法

側面剛体補強工法の施工手順を図-6.8 に示す。ここでは、施工に関わる事項のうち、側面剛体補強工法の曲げ補強効果を発揮するために重要となる既設橋脚の配筋調査、既設橋脚の表面処理、アンカー削孔及び打設、鉄筋組立て及びコンクリートの打込みについて、標準的な施工方法を述べる。

6.3.1 既設橋脚の配筋調査

既設橋脚の配筋は一般に設計図書で確認できるが、実際に補強設計で定めた位置にあと施工アンカーを施工できるか現地で既設橋脚側面の配筋調査を行う必要がある。既設橋脚には軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が配置されているため、配筋調査では橋脚側面を鉛直方向と水平方向に1~2箇所程度、帯状の範囲をはつり、軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が設計図

書に比べてどの程度の誤差で配置されているか確認する。軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の配置位置の調査結果は、橋脚側面に墨出し表示し、それをもとにアンカー鋼材の配置位置を決定する。

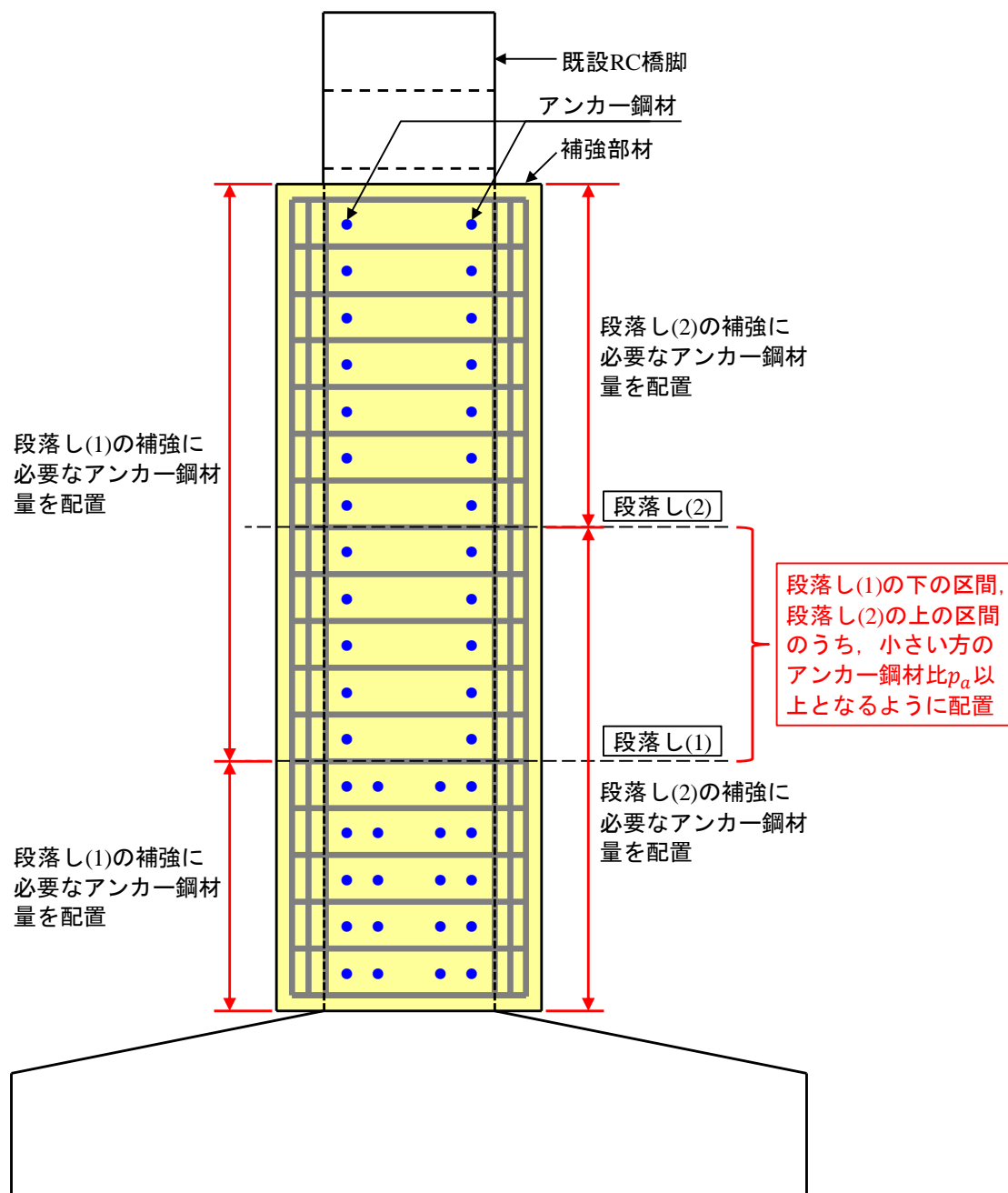


図-6.7 アンカー鋼材の最小鋼材量について

アンカー鋼材は、補強部材による曲げ補強効果が十分発揮されるよう、補強部材端部付近にアンカー鋼材が配置されるように、また、補強部材断面高さ方向に配置する上下段のアンカー鋼材間隔は概ね既設橋脚断面高さ h_e の50%程度以上の寸法が確保されるように配置位置を検討する。

6.3.2 既設橋脚の表面処理

側面剛体補強工法は、地震時に水平荷重を受けた既設橋脚からアンカー鋼材を介して補強部材に順次応力が伝達されて補強効果を発揮する補強工法である。このため、設計上はアンカー鋼材のみで応力伝達されることを前提に必要なアンカー鋼材量を配置することとしている。しかしながら、実際には既設橋脚と補強部材が接するコンクリート境界面の付着力や摩擦力も応力伝達に寄与するものと考えられる。そのため、境界面の粗度を大きくすることで境界面の付着力と摩擦力が大きくなり、補強部材設置による曲げ補強効果も高まると考えられるので、実施工では、既設橋脚側面は補強部材設置前に吸塵式ブラスト処理等を行い、橋脚表面の付着強度を高めることを原則とする。

境界面の付着強度は、土木工事標準仕様書²⁾の「19.コンクリート剥落修繕工」の品質管理方法を参考に、実橋脚側面で付着強度試験を行い、付着強度の平均値が 1.0 N/mm^2 以上であることを確認することとする。

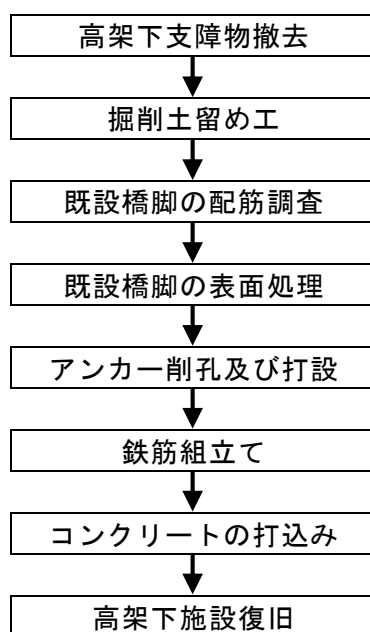


図-6.8 側面剛体補強工法の施工手順

6.3.3 アンカーの削孔及び打設

既設橋脚の配筋調査をもとに決定したアンカー鋼材位置において、アンカー鋼材を設置するための削孔を行う。アンカーの削孔はコアドリルマシンで行い、削孔後に設計通りの削孔長となっているか、超音波探傷試験等で削孔長の全数確認を行う。

所定の時間浸水させたモルタルカプセルを孔に挿入した後、アンカー鋼材を打設する。モルタルが硬化した後、土木工事標準仕様書²⁾に則り施工した本数の1/30の頻度で引き抜き試験を実施し、設計引張降伏強度以上の引抜強度が得られていることを確認する。

6.3.4 鉄筋組立て

補強部材寸法は、一般に橋脚側面付近の支障物や用地幅の制約を受け、補強部材に所要の曲げ剛性を付与するため、補強部材の引張鉄筋量は比較的多くなることが想定される。また、補強部材は段落し部において所定の曲げモーメントを分担させるため、フーチング天端付近まで補強部材を設置して補強範囲を大きくすることが望ましい。したがって、鉄筋組立ては、狭隘な掘削土留め内での作業となることが想定されるため、鉄筋組立作業には必要によりクレーンを使用することを検討し、鉄筋組立て順序を施工計画段階で十分に検討することが大切である。

6.3.5 コンクリートの打込み

補強部材は、比較的小さな断面となり鉄筋が密に配置されることが想定される。また、補強範囲は橋脚のフーチング付近から橋脚天端付近までとすることを基本としているので、一般にコンクリートの打込み高さは大きくなる。そのため、コンクリートの打込みでは、確実にコンクリートが補強部材内に充填されるよう、必要により高流動コンクリートの使用を検討するとよい。

6.4 側面剛体補強工法の実橋脚への適用例

6.4.1 高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例1（東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋4P,5P）

(1) 適用理由

東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋の4P,5P橋脚の橋脚2基に側面剛体補強工法を適用した。図-6.9に当該橋脚の概要を示す。第6小鶴沢高架橋は、4P~6P橋脚間の高架下が信号通信機器室として利用されている。4P,5P橋脚付近には移設が困難な信号通信機器が配置されており、RC巻立て補強工法を適用する場合、機器の移転が必要となり、その移転費用が莫大となり工期も長くなることが問題となっていた。そのため、機器室の支障移転工事に係る工事費の低減と工期の短縮を図るため、4P橋脚及び5P橋脚を対象として機器室

の移転を省略できる側面剛体補強工法を適用することにした。

4P橋脚及び5P橋脚の構造諸元を表-6.1に示す。4P,5P橋脚の竣工は昭和52年（1977年）である。4P,5P橋脚ともに断面幅 b_e が9000mm, 断面高さ h_e が1500mmで辺長比 b_e/h_e は6.0の壁式橋脚となっており、フーチング上面から高さ2350mm, 4850mmの2箇所において軸方向鉄筋が段落しされている。桁の支持条件は4P橋脚は固定支承, 5P橋脚は可動支承となっているため, 4P橋脚の引張鉄筋量は5P橋脚に比べて大きくなっている。

(2) 補強前の曲げに関する耐力評価

補強前の段落し部における曲げ損傷の可能性は, 既往の研究³⁾で示されている式(6.16)に示す損傷形態判別係数 S を用いて評価する。

$$S = \frac{M_y^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (6.16)$$



図-6.9 東北新幹線第6小鶴沢高架橋の概要（再掲）

表-6.1 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の構造諸元（再掲）

橋脚 No.	幅 b_e ×高さ h_e (mm)	コンクリート設計強度 f'_c (MPa)	部位	基部から段落しまでの高さ (mm)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	鉄筋規格	せん断スパン L_a (mm)
4P	9000 × 1500	21.0	基部	—	71-D32,37-D25	0.62	SD345	12000
			段落し(1)	2350	71-D32	0.49		
			段落し(2)	4850	37-D32	0.27		
5P			基部	—	71-D29	0.38		
			段落し(1)	2350	59-D29	0.32		
			段落し(2)	4850	37-D29	0.21		

ここで、 M_y^T , M_y^B : 段落し部及び基部における降伏曲げ耐力, M^T , M^B : 設計地震力を作用させた時に段落し部及び基部に生じる曲げモーメントである。段落し部に生じる曲げモーメント M^T は $M^B = M_y^B$ として求めてよい。また、段落し部で発生する曲げモーメント M^T は、地震時に段落し部で定着された引張鉄筋の付着切れが生じることを想定し、段落し部の損傷が進展した際の付着切れ長さ (l_{d0}) を既往の研究⁴⁾から 38ϕ (ϕ : 軸方向鉄筋径) と仮定し、カットオフ点より 38ϕ 下がった断面で算定する。

4P,5P橋脚の補強前の損傷形態判別係数 S を表-6.2に示す。補強前における4P,5P橋脚の損傷形態判別係数 S の値は0.71~0.95となっており、段落し部の耐震安全率が基部の耐震安全率よりも小さい値となっている。したがって、耐震補強を行わない場合、4P,5P橋脚は地震時に段落し部での曲げ損傷が基部での曲げ損傷に先行して発生する可能性があるため、段落し部の曲げ補強を行う必要がある。なお、本橋脚では、せん断耐力や橋脚基部の変形性能は耐震性を満足しており、段落し部の曲げ耐力が不足していると判定されたため、段落し部の曲げ補強を行うこととした。

(3) 補強設計

図-6.1に示す設計手順に則り、補強設計を行った。以下に補強設計の概要を示す。

a) 5P橋脚の補強設計

i) 補強部材寸法（断面、補強範囲）の設定

5P橋脚の片側の側面は信号通信機器室の通路として使用されており、補強後も必要な通路幅員を確保するため、図-6.10に示すように、橋脚側面に補強部材断面幅 b_r : 700mm, 補強部材断面高さ h_r : 2500mmのRC補強部材を設置することとした。既設橋脚の断面高さ h_e (1500mm) に対して補強部材の断面高さ h_r (2500mm) を大きくすることで($h_r/h_e = 1.67$), 補強部材曲げ剛性比(EI_r/EI_e)を大きくするようにした。

補強部材長は9900mmとして、図-6.10に示すように、フーチング天端から橋脚張出し梁ハンチ下まで補強した。段落し(1)の補強範囲 L_r は2350mm, 段落し(2)の補強範囲 L_r は4850mmである。

表-6.2 4P,5P橋脚の補強前の損傷形態判別係数 S

橋脚No.		段落し No.	損傷形態 判別係数 S (補強前)
実橋脚	4P	段落し(1)	0.90
		段落し(2)	0.71
	5P	段落し(1)	0.95
		段落し(2)	0.87

ii) 補強設計結果

表-6.3 に5P橋脚の補強設計結果(補強部材諸元, アンカー鋼材量)を示し, 図-6.11 に5P橋脚の補強前後における曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力の分布を示す. 補強部材には引張鉄筋としてD38を4段にわたり15本配置した. 引張鉄筋量をなるべく大きくすることで補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e を大きくして, 補強部材が分担する曲げモーメントが大きくなるように設計した. 図-6.12 に5P橋脚の補強設計図を示す.

b) 4P橋脚の補強設計

図-6.10 に4P橋脚の補強概要を示し, 表-6.3 に4P橋脚の補強設計結果(補強部材諸元, アンカー鋼材量)を示す. 4P橋脚は, 用地幅を考慮して, 補強部材断面幅 b_r を1000mmに設定した. 4P橋脚は既設橋脚の引張鉄筋量が5P橋脚に比べて大きいことや, 補強前の損傷形態判別係数 S の値が5P橋脚に比べて小さいことから, 補強部材の断面寸法と引張鉄筋量を大きくしている. 図-6.13 に4P橋脚の補強設計図を示す.

c) 4P,5P橋脚における補強前後の損傷形態判別係数 S, S'

表-6.4 に4P,5P橋脚の補強前後の損傷形態判別係数 S, S' 及び補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e ,

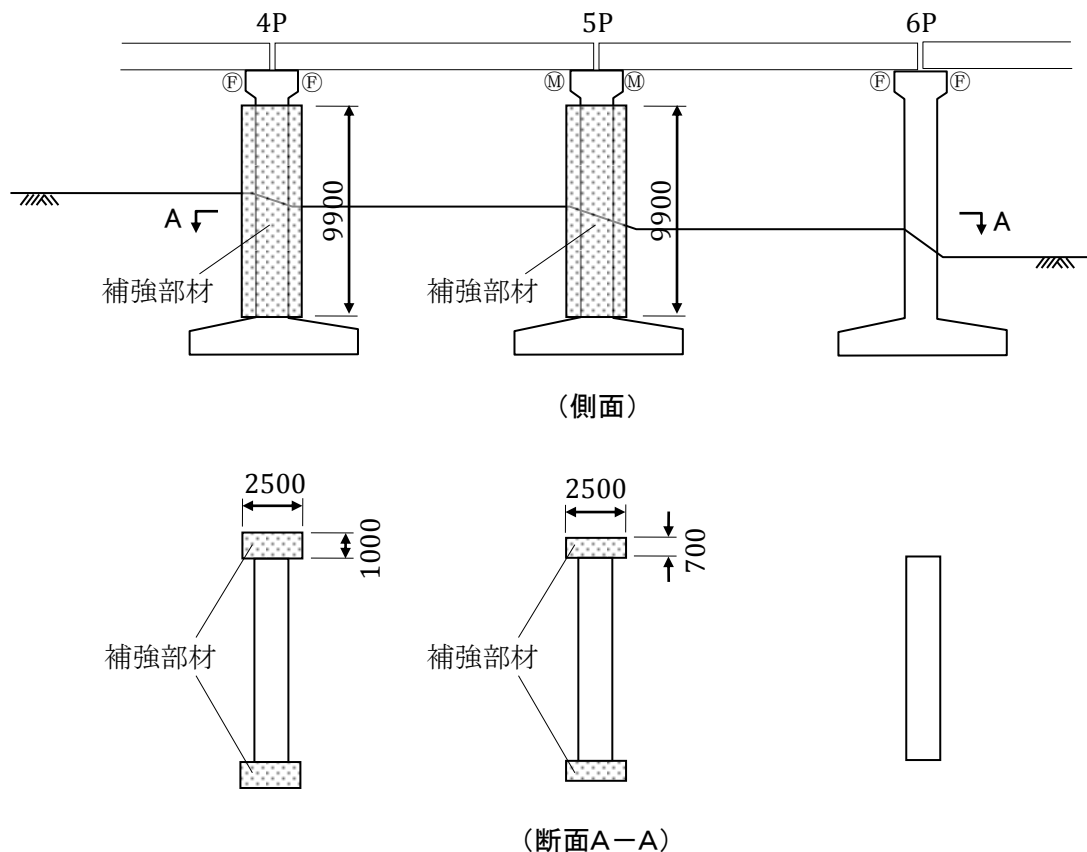


図-6.10 4P,5P橋脚の補強概要

表-6.3 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の補強設計結果

橋脚 No.	幅 b_r ×高さ h_r (mm)	コンクリート強度 f'_c (MPa)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_r (%)	径・間隔×段数 (規格)	アンカー鉄筋比 p_a (%)
4P	1000 × 2500	40.0	6-D38×5段 (USD590)	1.36	D38ctc333 ×4段 (USD590)	0.91
5P	700 × 2500		4-D38×3段 3-D38×1段 (USD590)	1.00	D38ctc500 ×3段 (USD590)	0.52

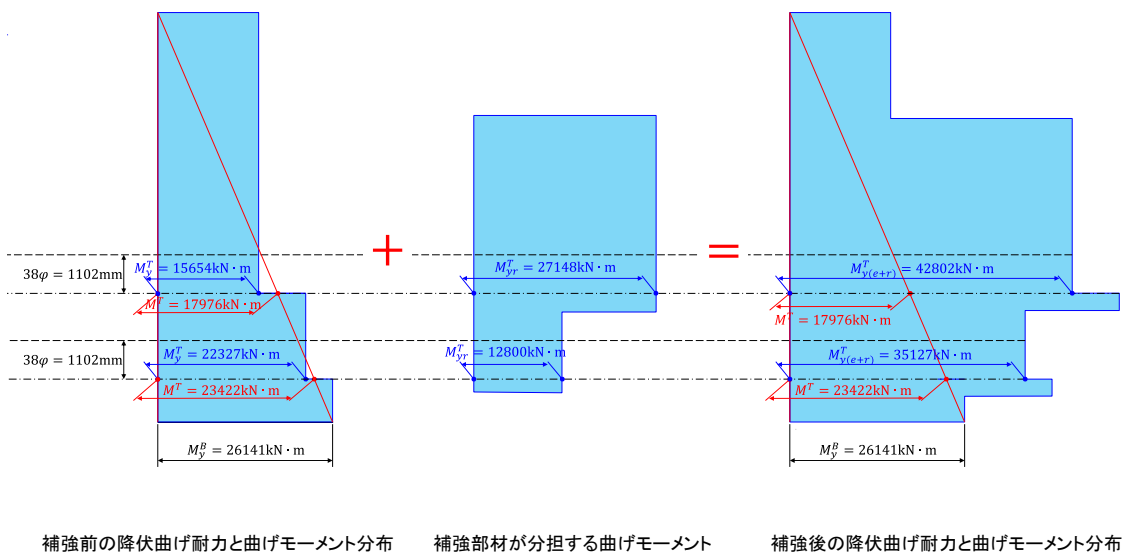
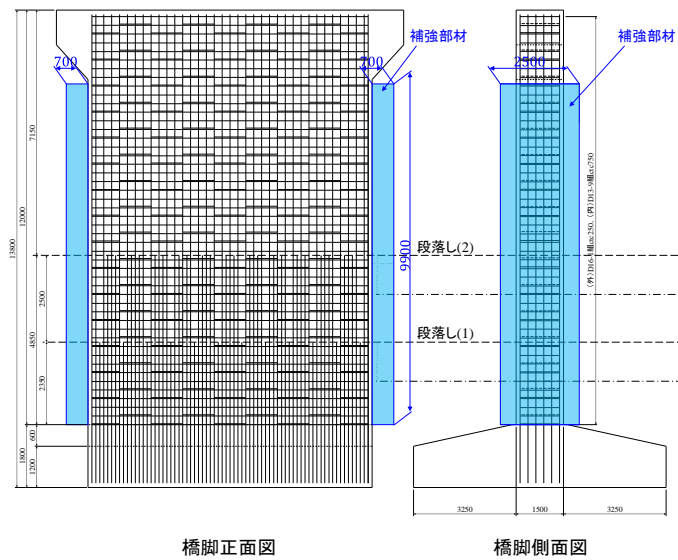


図-6.11 5P橋脚の曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力分布

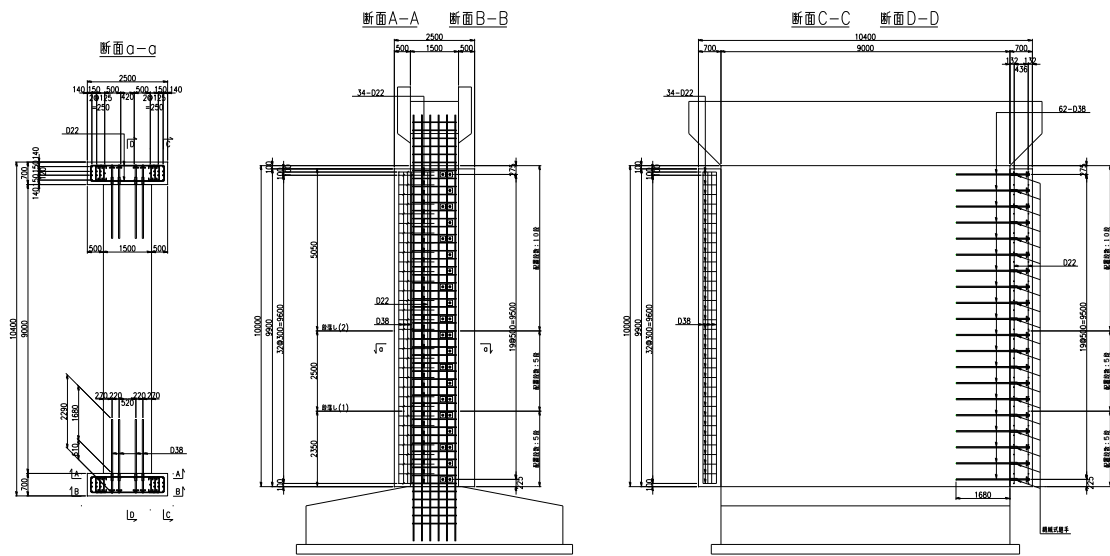


図-6.12 5P橋脚の補強設計図

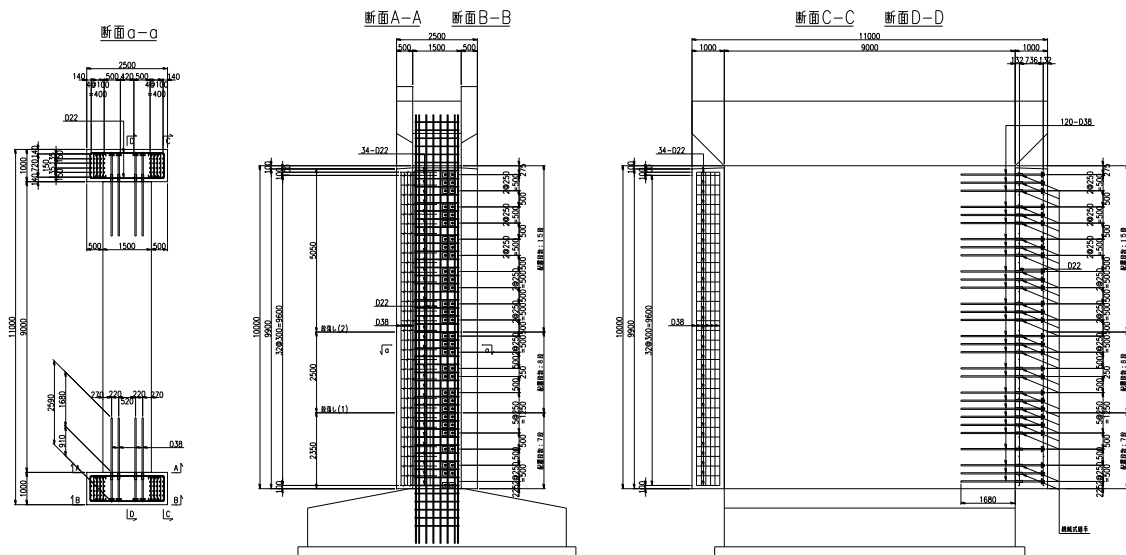


図-6.13 4P橋脚の補強設計図

表-6.4 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の補強前後の損傷形態判別係数

橋脚No.	段落しNo.	補強前		補強後	
		損傷形態判別係数 S	補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e	補強範囲有効高さ比 L_r/d	損傷形態判別係数 S'
4P	段落し(1)	0.90	2.37	1.68	1.56
	段落し(2)	0.71	4.00	3.46	2.51
5P	段落し(1)	0.95	1.87	1.68	1.50
	段落し(2)	0.87	2.74	3.46	2.38

補強範囲有効高さ比 L_r/d をまとめて示す。補強前の損傷形態判別係数 S が0.71~0.95と段落し部が基部に先行して曲げ損傷する諸元であったものが、補強後の損傷形態判別係数 S' は1.50~2.51に改善されており、段落し部の曲げ損傷を防止できる S' 値1.30よりも大きくなっている。4P,5P橋脚ともに段落し(2)の損傷形態判別係数 S' の値が段落し(1)の損傷形態判別係数 S' の値よりも大きくなっている。これは、既設橋脚の引張鉄筋量は、段落し(2)の方が段落し(1)に比べて小さいことから、既設橋脚の曲げ剛性 EI_e も段落し(2)の方が段落し(1)に比べて小さくなっており、それに応じて補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e の値は、段落し(2)の方が段落し(1)に比べて大きくなっていることと、段落し(2)の補強範囲有効高さ比 L_r/d の値が段落し(1)の補強範囲有効高さ比 L_r/d よりも大きくなっているためである。

(4) 施工

a) 施工順序

第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の施工順序を図-6.14に示す。

b) 支障物撤去

図-6.15に示すように、掘削土留工（ライナープレート、補強リング）に支障する範囲の機器室の既設コンクリート基礎を撤去した。機器室基礎を撤去するにあたり、既設橋脚躯体の線路方向に機器室内部から貫通ボルトを設置して、機器室の天井及び壁を補強した。

c) 掘削土留工

図-6.16に示すように、掘削土留工は、ライナープレートと補強リング（H150）を用いた深礎工により施工した。掘削は人力、排土はバックホウにて行った。掘削は50cm単位で行い、ライナープレートと補強リングを取り付け、モルタルで裏込め注入を行った。また、1段目の補強リングとライナープレートの設置完了後に、機器室とライナープレートの境界部に幅500mm、深さ500mmの仮巻き補強コンクリートを打設した。床付け面まで掘削して

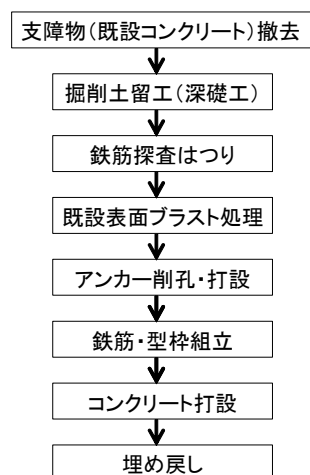


図-6.14 第6小鶴沢高架橋の施工順序

ライナープレートの設置が完了した段階で底版コンクリートを打設した。

なお、今回の施工では、**図-6.16**に示すように掘削途中で地下水が発生したため、一度埋め戻した後にライナープレート背面への薬液注入を行い、再掘削を行った。掘削完了後の状況を**図-6.17**に示す。

d) 既設橋脚の配筋調査

アンカー鉄筋の配置は、設計において既設橋脚の配筋を避けた位置で決めているが、既設橋脚の実際の鉄筋位置を確認するため、**図-6.18**に示すように、橋脚高さ方向の3箇所において水平方向に、橋脚側面中央部の1箇所において鉛直方向に、幅100mmで配筋調査のためのはつり作業を行った。水平方向のはつりは軸方向鉄筋が確認できるまで行い、鉛直方向のはつりは帯鉄筋が確認できるまで行った。既設鉄筋位置を確認した後、既設配筋に支障しないようにアンカー鉄筋位置を決定した。アンカー鉄筋は、設計におけるアンカー鉄筋配置の基本的な考え方に則って配置した。補強部材の断面高さ方向においては、なる



図-6.15 支障物撤去



図-6.16 掘削土留工（地下水発生状況）



図-6.17 掘削土留工完了状況



図-6.18 鉄筋探査はつり完了状況

べく補強部材の圧縮側と引張側に寄せて配置するようにした。

e) 既設コンクリート表面のブラスト処理

図-6.19 に示すように、既設橋脚部材と補強部材の境界面となる既設橋脚表面に対して、ブラスト処理工法にて、所定の付着強度(1.0N/mm²)が確保できるように表面処理を行った。ブラスト処理の工法は、施工機械が小型で、表面処理後の既設部への影響が少ない(防錆効果が高い) アルミナショットブラスト工法を用いた。

実施工に先立ち、既設コンクリート表面を使った付着強度試験を実施し、所定の付着強度が確保できる研磨材の噴射密度の検討を行った。表面をブラスト処理後に、実施工で使用する配合の高流動コンクリートを用いて、試験法に定められた厚さのコンクリートの打込みを行い、28日後に図-6.20,21 に示すように付着強度試験を行った。アルミナ(#20)の噴射密度を変化させたときの付着強度試験結果を表-6.5 に示す。全て母材(既設コンク



図-6.19 コンクリート表面のブラスト処理



図-6.20 付着強度試験



図-6.21 付着強度試験(母材破断)

リート部)破断となっており, 付着強度が 1.0 N/mm^2 以上 (付着強度は母材の引張強度以上) 確保できたことから, アルミナの噴射密度 30 kg/m^2 で実施工を行うことにした. 実施工は, 研磨材と粉塵を回収できるバキューム方式で行った.

f) アンカー削孔・打設

図-6.22 に示すように, コアドリルマシンを用いて削孔径 $\phi 48\text{mm}$ でアンカー鉄筋を挿入するための削孔を行った. 次に, 図-6.23 に示すように, 所定の時間浸水させたモルタルカプセルを孔に挿入したのち, D38のアンカー鉄筋を回転式ドリルで打込んだ.

アンカー鉄筋の施工に先立ち, 土木工事標準仕様書²⁾に則り, 施工本数の $1/30$ の頻度で試験用にアンカー鉄筋を設置して, 図-6.24 に示すように引き抜き試験を実施した. 引き抜き試験において, アンカー鉄筋の引張降伏強度の規格値 (材質USD590) 以上の引抜強度が得られていることを確認したのち, アンカー鉄筋を施工した.

アンカー鉄筋は既設コンクリート表面から 1680mm の深さまで定着させた. 第6小鶴沢高架橋では, 補強部材の軸方向鉄筋の組立て作業にアンカー鉄筋が支障したため, 既設コン

表-6.5 ブラスト処理した既設コンクリート表面の付着強度試験結果

噴射密度(kg/m^2)	測定No.	破断箇所	最大荷重(kN)	強度(N/mm^2) ^{注)}
30	1	母材	35.3	1.99
	2	母材	29.9	1.69
	3	母材	36.2	2.05
	平均値		33.8	1.91
50	4	母材	32.2	1.82
	5	母材	31.1	1.76
	6	母材	24.9	1.41
	平均値		29.4	1.66
70	7	母材	34.4	1.94
	8	母材	33.1	1.87
	9	母材	35.1	1.98
	平均値		34.2	1.93

注) 全て母材破断となっており, 付着強度は母材の引張強度以上である.



図-6.22 アンカー削孔



図-6.23 アンカー打込み

クリート表面からの突出長さを短くしたアンカー鉄筋を設置しておき、軸方向鉄筋を組み立てた後に、機械式継手でアンカー鉄筋を継ぎ足した。

g) 鉄筋及び型枠の組立て

鉄筋組立ては、既設橋脚側面に設置した組立て用のアンカー鉄筋と組立て鉄筋を用いて行った。鉄筋組立て状況を図-6.25に示す。補強部材の軸方向鉄筋量が多かったため、帯鉄筋を組み立てた後、全ての軸方向鉄筋を1箇所を集積して、図-6.26に示すように、最外縁の軸方向鉄筋と幅止め筋からクレーンを使用して組立てを行い、断面の図心方向に向けて順次軸方向鉄筋と幅止め筋の組立てを行った。アンカー鉄筋にはねじふし鉄筋を使用し、図-6.27に示すように、アンカー鉄筋は補強部材内部で支圧板にナットで定着した。



図-6.24 アンカー引抜き試験



図-6.25 鉄筋組立て

補強部材の線路直角方向の外側の面の型枠は、通常使用されている合板を用いて組み立てた。セパレータ用のアンカーは、鉄筋組立て前に既設コンクリート面に設置した。地中部の型枠のうち、補強部材の線路直角方向の外側の面以外の型枠は、ライナープレートに角型鋼管（ $\square 50 \times 50$ ）を溶接にて取付けその上に型枠用の鋼板を溶接して取付け、埋め殺し型枠とした。鋼板型枠とライナープレートの隙間にはモルタルを充填した。補強部材のコンクリートと鋼板型枠の間には、厚さ10mm程度の縁切り材を設置した。

h) コンクリートの打込み

補強部材の鉄筋が比較的密に配置されており、打込み高さも大きかったため、高流動コ

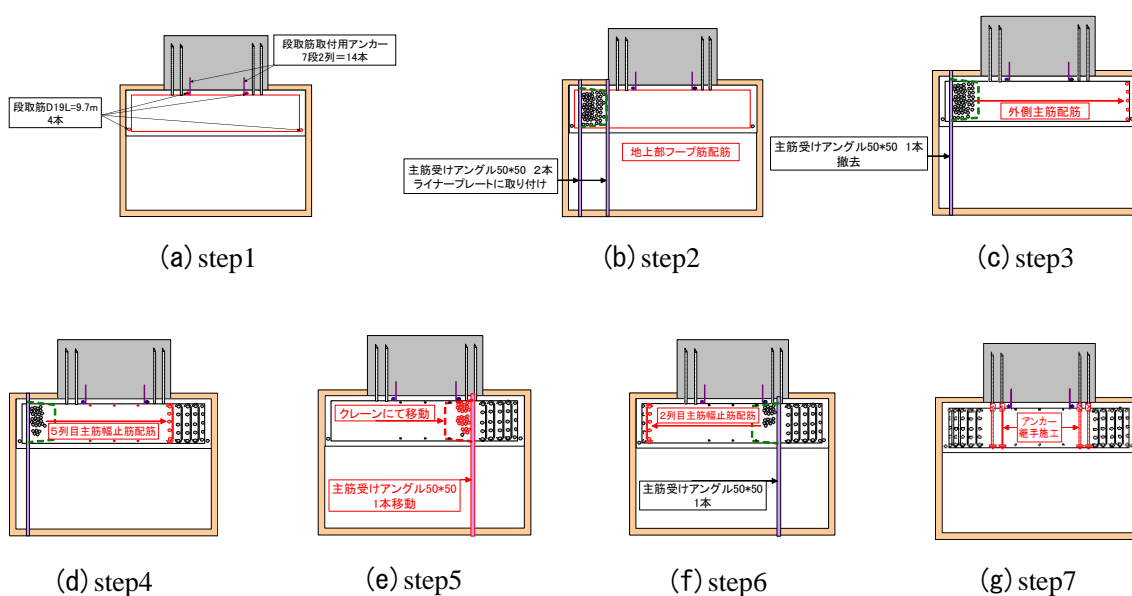


図-6.26 鉄筋組立順序図

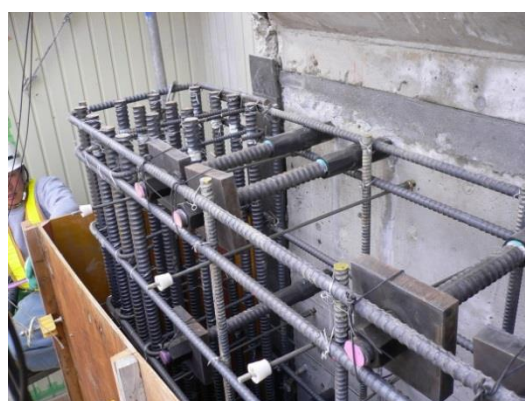


図-6.27 鉄筋組立て、機械継手、定着

ンクリートを使用してコンクリートの打込みを行った。コンクリートを打んでいる状況を図-6.28, 29に示す。高流動コンクリートの配合を表-6.6に示す。コンクリートの投入口は補強部材の高さ方向に複数設置し、補強部材下部の投入口から順次打込みを行った。高流動コンクリートを用いたが、高周波バイブレータと型枠バイブレータを併用して締め固



図-6.28 コンクリート打設状況



図-6.29 コンクリート打設状況

表-6.6 高流動コンクリートの配合

セメント	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)					
			W	C	S	G	膨張材	高性能AE減水剤
N	35.0	50.9	165	471	825	837	30	10.833



図-6.30 補強工事完成状況

めながら打込みを行った。

コンクリートの打込み時期が冬季であったため、補強部材の周囲を防寒シートで覆い、ジェットヒーターを用いて熱風養生を行った。

i) 埋戻し及び完成

足場解体後に埋め戻しを行った。埋め戻しは巻き出し厚さを30cmとし、バックホウと人力の併用で敷均し、タンパーを使用して転圧を行った。地表面から3段目までの仮土留め（ライナープレート）は撤去し、それより深いものは埋め殺しとした。図-6.30は補強工事が完成した状況を示したものである。

6.4.2 高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例2（上越新幹線高崎・上毛高原間中大塚高架橋2P~5P）

(1) 適用理由

図-6.31は上越新幹線高崎・上毛高原間中大塚高架橋の高架下の利用状況を示している。中大塚高架橋は、2P~4P橋脚間の高架下が信号通信機器室として利用されており、5P橋脚の終点方が配電機器室として利用されている。

表-6.7に2P~5P橋脚の構造諸元を示す。2P~5P橋脚の竣工時期は昭和55年（1980年）である。2P~5P橋脚全てにおいて、基部は断面幅 b_e が9000mm、断面高さ h_e が1800mmとなっており、辺長比 b_e/h_e は5.0である。このうち、2P~4P橋脚の3基は、橋脚高さ方向の中間に幅3000mmの開口部が設けられており、開口が設けられている高さ1箇所軸方向鉄筋が段落しされている。5P橋脚には開口部は無く、高さ方向の2箇所軸方向鉄筋が段落しされている。



(a) 高架下利用状況（信号通信機器室に利用）



(b) 橋脚側面の状況

図-6.31 上越新幹線中大塚高架橋

中大塚高架橋2P~5P橋脚においてRC巻き立て補強工法を適用すると、信号通信機器室や配電機器室の支障移転工事に莫大な工事費がかかり、工期も長大化することが大きな問題となっていた。そこで、信号通信機器室と配電機器室の支障移転工事を省略できる側面剛体補強工法を適用することにした。

表-6.7 中大塚高架橋2P~5P橋脚の構造諸元

橋脚 No.	幅 b_e × 高さ h_e (mm)	コンクリート設計強度 f'_c (MPa)	部位	基部から段落しまでの高さ (mm)	引張鉄筋	鉄筋規格	せん断スパン L_a (mm)	備考
2P	9000 × 1800	21.0	基部	—	59-D32,40-D32	SD345	11000	開口有り
	6000 × 1800		段落し(1)	7150	26-D32			
3P	9000 × 1800	21.0	基部	—	59-D32	SD345	10000	開口有り
	6000 × 1800		段落し	4900	26-D32			
4P	9000 × 1800	21.0	基部	—	59-D32,30-D32	SD345	9670	開口有り
	6000 × 1800		段落し	5800	26-D32			
5P	9000 × 1800	21.0	基部	—	59-D32,24-D32	SD345	11500	開口無し
			段落し(1)	4450	59-D32			
			段落し(2)	5500	40-D32			

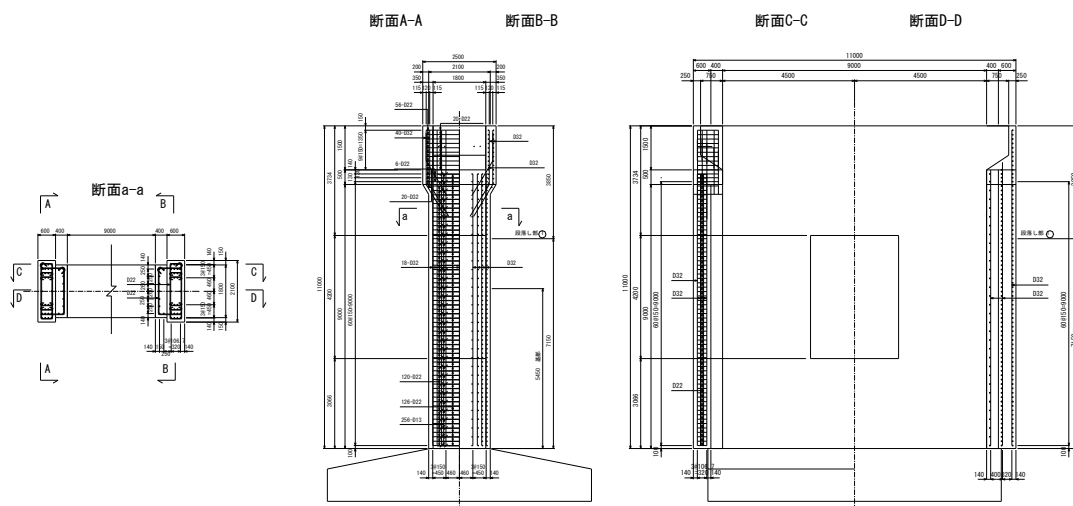
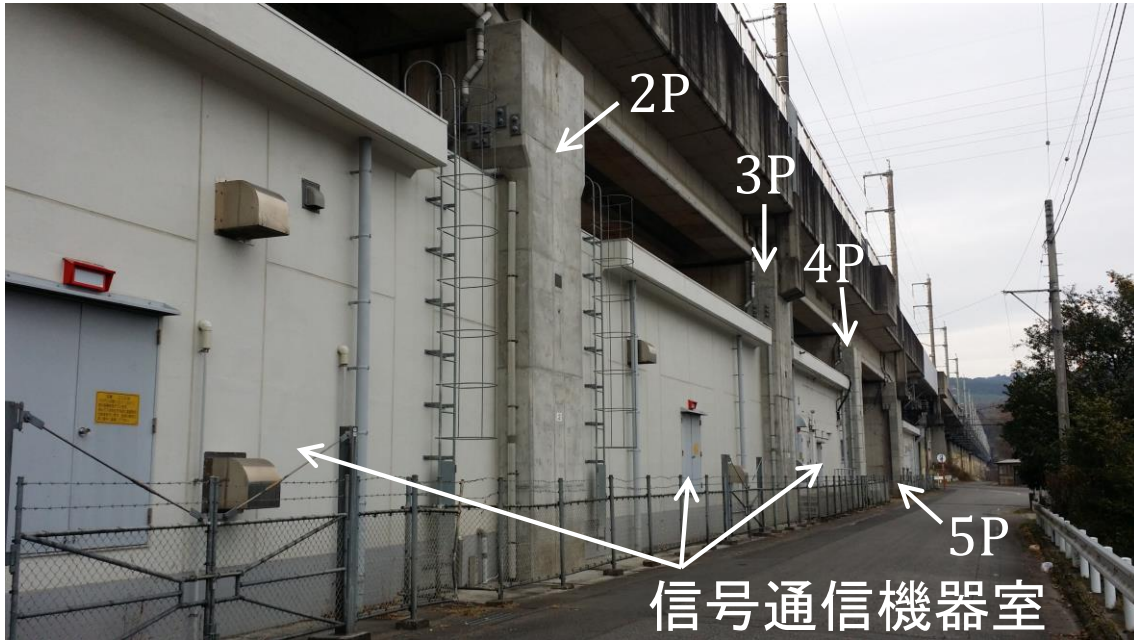


図-6.32 中大塚高架橋2P橋脚の補強設計図

(2) 補強概要

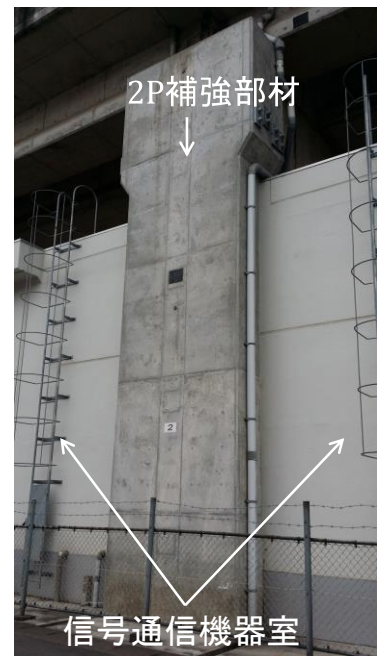
図-6.32 に中大塚高架橋2P橋脚の補強設計図を示す. 信号通信機器室の建物外壁に支障しないように, 橋脚側面から幅400mmは既設橋脚断面高さ h_e と同じ1800mmの補強部材断面



(a) 補強後の中大塚高架橋の全景



(b) 補強後の中大塚高架橋5P



(c) 補強後の中大塚高架橋2P

図-6.33 中大塚高架橋2P~5P橋脚の補強工事の完成状況

高さ h_r としており、それよりも橋脚側面から離れた側の幅600mmにおいては、それぞれの橋脚に必要な曲げ剛性比 EI_r/EI_e を確保するために補強部材の断面高さ h_r を2100~2750mmと大きくしている。側面剛体補強工法による補強工事の完成状況を図-6.33に示す。側面剛体補強工法を適用することにより、信号通信機器室と配電機器室の支障移転工事を行わずに補強工事を実施することができた。側面剛体補強工法による中大塚高架橋2P~5P橋脚の耐震補強工事は、平成20年（2008年）3月に完成した。

6.5 東北地方太平洋沖地震による補強効果の検証

東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋の4P,5P橋脚では、平成20年（2008年）3月に側面剛体補強工法による耐震補強工事が完成している。その3年後となる2011年3月11日に東北地方太平洋沖地震が発生し、側面剛体補強工法で補強された第6小鶴沢高架橋の4P,5P橋脚は大きな地震動を経験した。ここでは、東北地方太平洋沖地震発生時に当該橋脚が経験した地震動を示し、側面剛体補強工法で補強された実橋脚について、耐震補強効果の検証を行った。

6.5.1 地震動の概要

東北地方太平洋沖地震は2011年3月11日（金）14時46分に発生した。震源地は三陸沖の北緯37度49分、東経143度3分で、震源の深さは24kmである。地震のマグニチュード(M)は

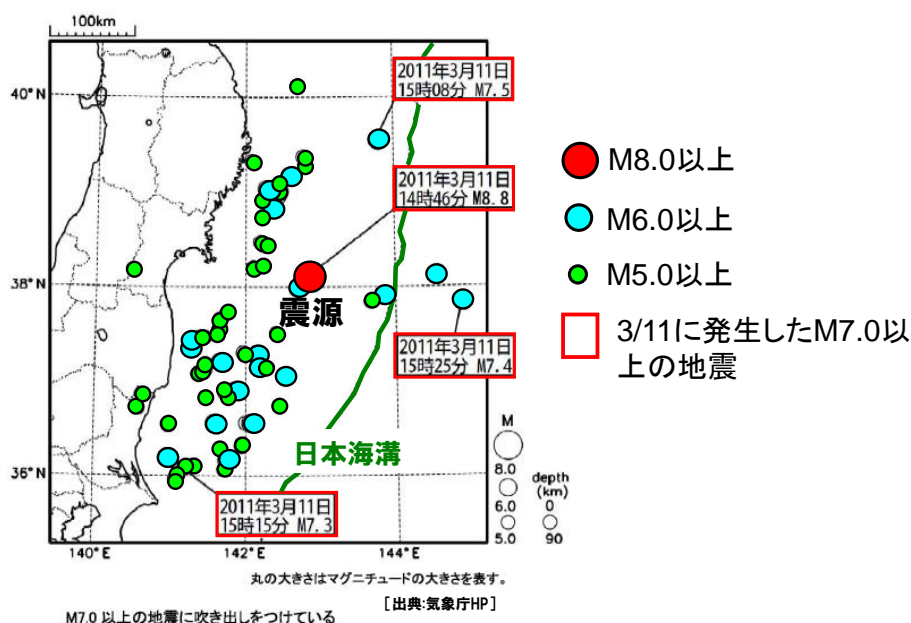
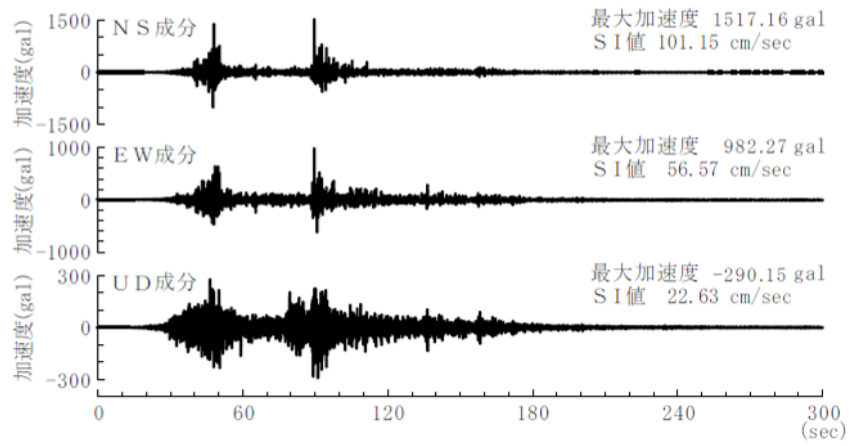
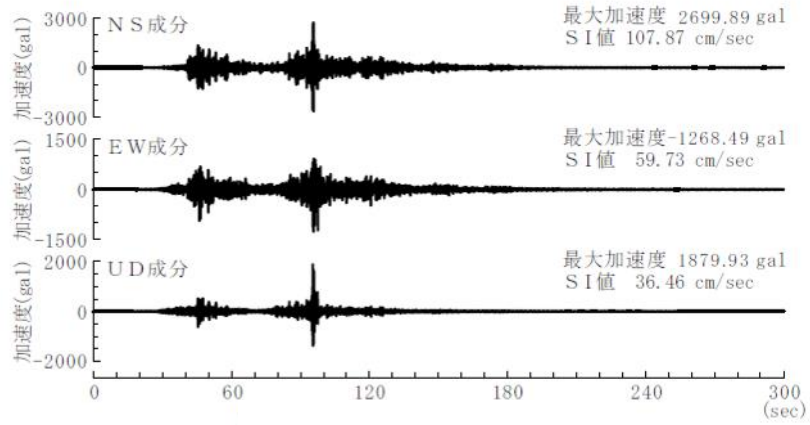


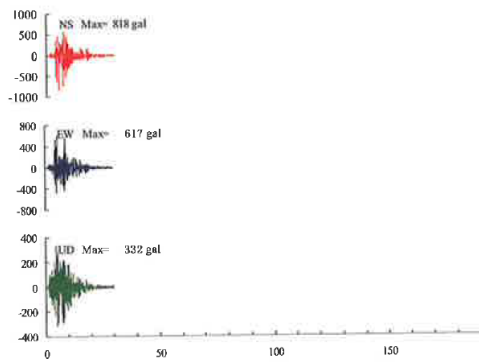
図-6.34 震央分布図(2011年3月11日14時45分~21時00分,深さ90km以浅, $M \geq 5.0$)



(a) 本震：仙台



(b) 本震：築館



(c) 神戸海洋気象台(1995)

図-6.35 地震動の時刻歴波形

9.0であった。マグニチュード9.0は、過去に日本で発生した地震の中で最大であり、1923年の関東大震災 (M7.9), 1995年の兵庫県南部地震 (M7.3), 2004年の新潟県中越地震 (M6.8) をはるかに凌ぐ大きさである。観測された最大震度はこれら3つの大地震と同じ震度7 (宮城県栗原市) であった。

図-6.34 に東北地方太平洋沖地震の本震と余震の震央分布図, 図-6.35 に側面剛体補強工法を適用した第6小鶴沢高架橋の近傍 (仙台, 築館) で観測された地震動波形と兵庫県南部地震で観測された地震動波形を示す。仙台で観測された最大加速度1517galと築館で観測された最大加速度2700galは、兵庫県南部地震の818gal, 新潟県中越地震の1529galを上回る規模のものであった。また、東北地方太平洋沖地震は、東北地方太平洋沖の複数の断層の滑りが連動して発生したと考えられており、宮城県では3分程度にわたって大きな揺れが継続し、時刻歴波形には2つの大きなピークが見られる。

図-6.36 に減衰定数を5%とした場合の加速度応答スペクトルを示す。図-6.36 には、耐震標準⁵⁾に定められている大規模地震の設計地震動 (L2 地震動, スペクトル 1・2, G2, G3 地盤) による応答スペクトルも比較のために載せている。築館と塩竈の観測波による加速度応答スペクトルは、周期0.5秒以下に卓越が見られ、周期0.5秒以下において耐震標準のスペクトルを大きく超える応答加速度を示している。構造物被害に影響を及ぼすと考えられる

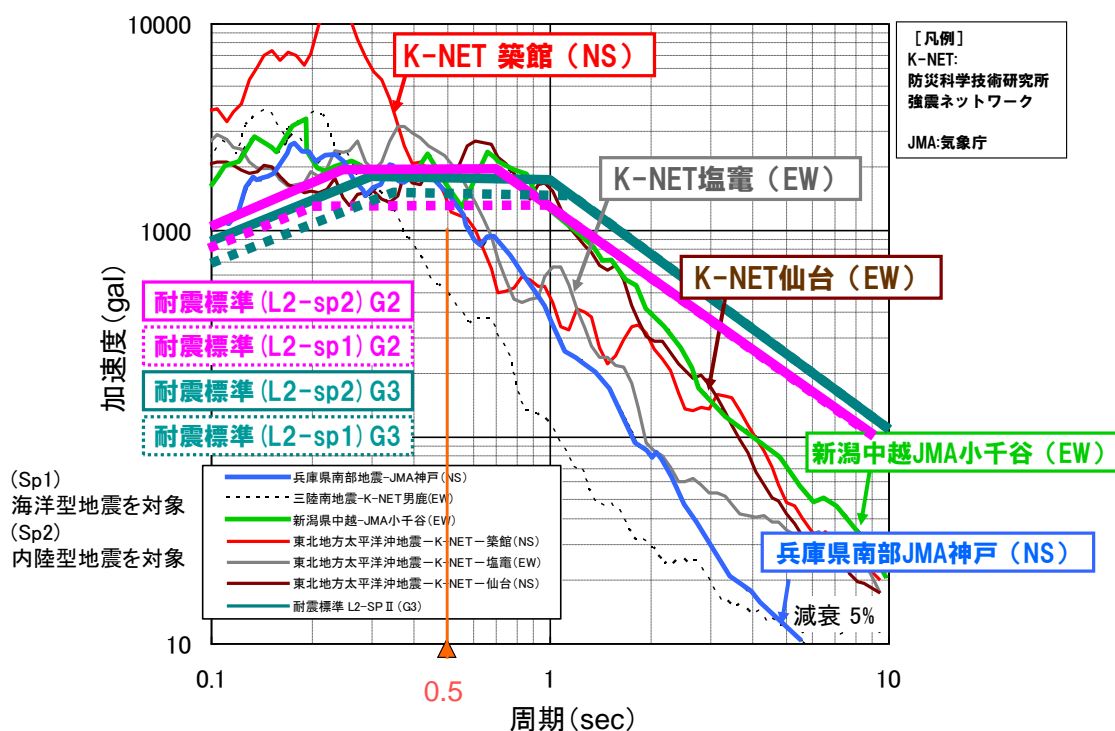


図-6.36 加速度応答スペクトル

0.5~1.0秒の周期では、仙台の観測波による加速度応答スペクトルが耐震標準のスペクトルと同等程度の応答加速度を示している。したがって、仙台近郊に位置し、側面剛体補強工法を適用して耐震補強工事を行った第6小鶴沢高架橋では、耐震標準の大規模設計地震動と同等程度の地震動をうけた可能性があると考えられる。

6.5.2 地震後の第6小鶴沢高架橋の状況

鉄道と道路の一部の既設RC橋脚では、東北地方太平洋沖地震で段落し部に損傷が発生した。図-6.37に段落し部に損傷が発生した橋脚の被災状況を示す。

これに対して、第6小鶴沢高架橋の4P,5P橋脚では、図-6.38~40に示すように既設RC橋脚に損傷は見られなかった。これより、縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験による検証結果と同様に、実橋脚においても、側面剛体補強工法で補強した既設RC橋脚の耐震安全性を確認することができた。



図-6.37 壁式橋脚段落し部の損傷（再掲）

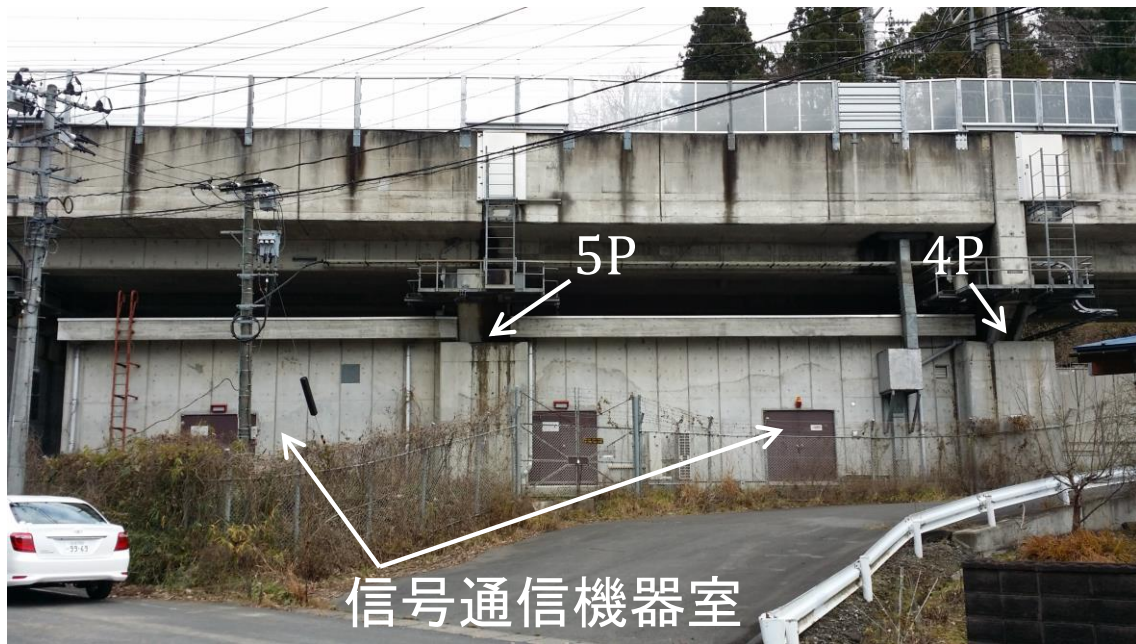


図-6.38 第6小鶴沢高架橋の地震後の状況（全景）

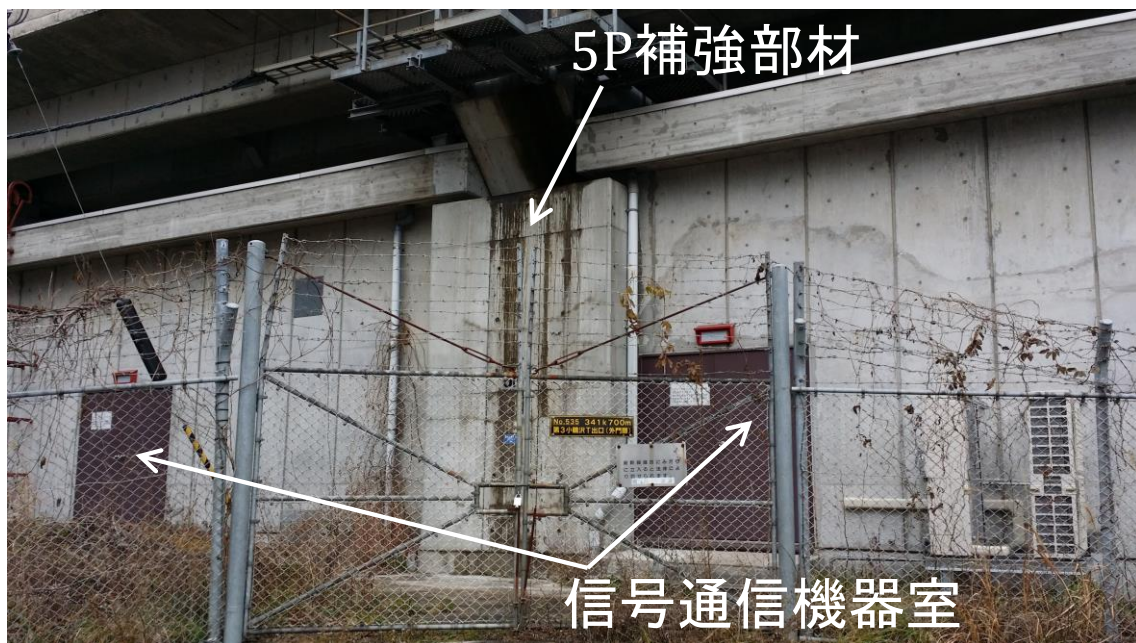


図-6.39 第6小鶴沢高架橋の地震後の状況（5P補強部材）

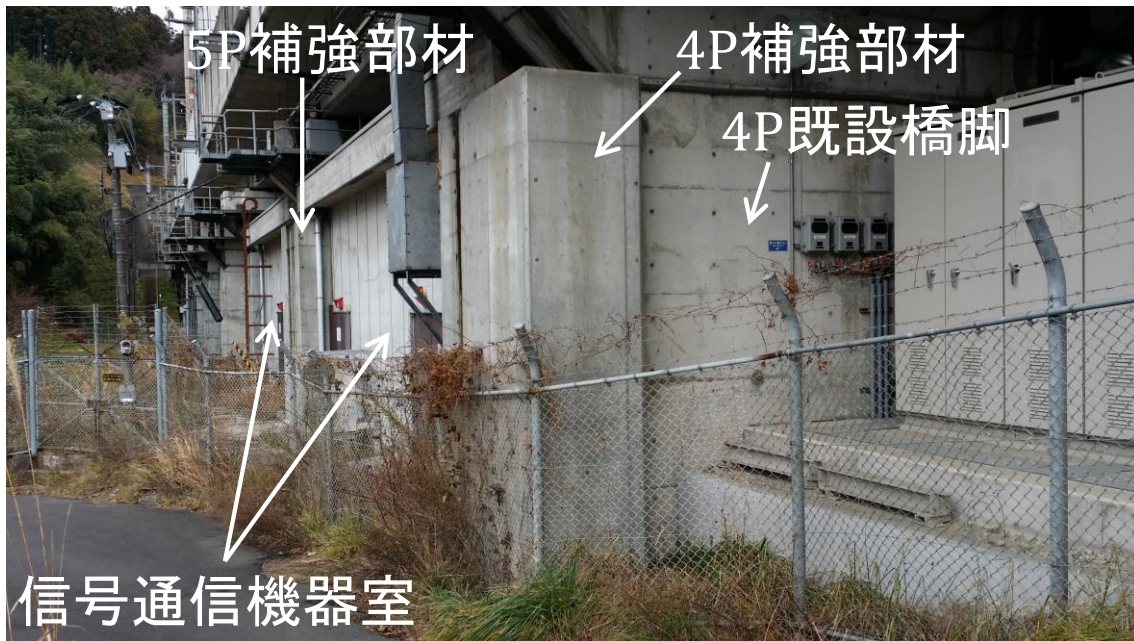


図-6.40 第6小鶴沢高架橋の地震後の状況（4P）

6.6 側面剛体補強工法の施工性，経済性の評価

6.6.1 実施における施工性，経済性の評価と既往の耐震補強工法との比較

(1) 側面剛体補強工法の適用実績

表-6.8 に側面剛体補強工法の適用実績を示す。これまで，高架下を機器室として使用している2つの高架橋の橋脚6基を対象として，側面剛体補強工法を適用した。

表-6.8 側面剛体補強工法の適用実績

線区	箇所	高架橋名称等	橋脚基数	備考
東北新幹線	仙台・古川間	第6小鶴沢高架橋4P,5P	2	施工済み
上越新幹線	高崎・上毛高原間	中大塚高架橋2P～5P	4	施工済み
奥羽本線	二ツ井・前山間	寺の下高架橋1P	1	設計済み
鶴見線	国道・鶴見小野間	鶴見川橋りょう	1	設計中
伊東線	来宮・伊豆多賀間	上多賀橋りょう	2	設計中
合計			10	

設計段階の橋脚としては、交差道路と橋脚前面の離隔が無いために全周巻き立てによる補強工法を適用できない箇所を対象として、在来線（奥羽本線）の橋脚 1 基において側面剛体補強工法の設計を完了している。それ以外に在来線の橋脚 3 基において、側面剛体補強工法を適用すべく現在設計中である。

(2) 側面剛体補強工法と RC 巻き立て補強工法の施工性の比較

図-6.41 は、側面剛体補強工法を適用した上越新幹線中大塚高架橋において、橋脚 1 基あたりの耐震補強工事の作業日数を側面剛体補強工法と RC 巻き立て補強工法を比較して示したものである。中大塚高架橋では、2P~4P橋脚間が信号通信機器室として使用されており、5P橋脚の終点方が配電機器室として使用されているため、1P橋脚には RC 巻き立て補強工法を適用し、2P~5Pに側面剛体補強工法を適用している。RC 巻き立て補強工法では、補強工事の作業日数が橋脚 1 基あたり2.5ヶ月程度であるのに対して、側面剛体補強工法では3ヶ月程度と側面剛体補強工法が RC 巻き立て補強工法に比べて15日程度長くなっている。この理由は、主として、あと施工アンカーの施工に要する作業日数が側面剛体補強工法は RC 巻き立て補強工法に比べて長いと考えられる。しかし、RC 巻き立て補強工法の場合、高架下の機器室の支障移転に多大な工期を要することが想定され、高架下が様々な施設に利用されている橋脚の耐震補強工事では、側面剛体補強工法を適用することによる工期短縮効果は相当に大きいと考えられる。

(3) 側面剛体補強工法と RC 巻き立て補強工法の経済性の比較

図-6.42 は、中大塚高架橋2P~5P橋脚の橋脚4基において、側面剛体補強工法と RC 巻き立て補強工法をそれぞれ適用した場合の工事費を比べたものである。側面剛体補強工法では、あと施工アンカーの施工に要する工事費が高くなるものの、補強部材体積は RC 巻き立て補強工法を適用した場合に比べて53~74%に減少するため、耐震補強の本体工事費では RC 巻き立て補強工法の90%程度となり、側面剛体補強工法の方が若干安くなっている。さらに、RC 巻き立て補強工法を適用した場合、機器室の移転に要する費用が約2.8億円かかり、側面剛体補強工法を適用した場合の支障移転費約0.5億円の5.5倍程度となり、非常に高価となる。そのため、機器室移転費、仮設工事費及び補強工事費を含めた橋脚4基分の全体工事

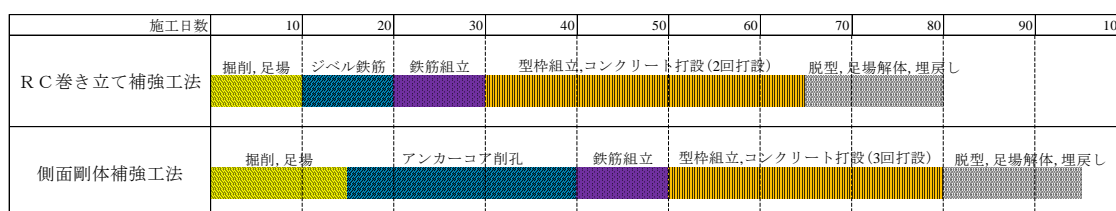


図-6.41 工期の比較

費では、側面剛体補強工法を適用することにより、RC 巻き立て補強工法を適用する場合に比べて約2.3億円、約67%の減となり、大幅なコストダウンを図ることができた。

(4) 施工性と経済性の評価のまとめ

側面剛体補強工法と従来の RC 巻き立て補強工法を比べた場合、補強部材を設置する補強工事に要する工事費と工程は概ね同等程度と見なせるが、RC 巻き立て補強工法の場合、高架下施設の支障移転工事に大きな工事費と長い工期を要すると考えられる。そのため、高架下施設の支障移転工事を含めた耐震補強工事全体で考えると、側面剛体補強工法を適用する場合、RC 巻き立て補強工法を適用する場合に比べて、施工性（工期）と経済性（工事費）の面で相当の優位性を有していると考えられる。

今回、高架下を機器室等の移設が困難な施設に使用していて、RC 巻き立て補強工法等の橋脚全周（4面）を巻き立てる既往の耐震補強工法の適用が困難な箇所において、高架下施設への支障を最小限に抑えながら、施工性の面で特段の問題を生じることなく、側面剛体補強工法による耐震補強工事を実施することができた。これにより、高架下施設の支障移転を不要としながら既設 RC 橋脚段落し部の曲げ補強を行うという、本研究で目的とした側面剛体補強工法の開発に成功することができたと考えられる。

6.6.2 今後の課題

首都圏を中心に JR 東日本管内には依然として高架下を利用しているために耐震補強工事が予定通りに進まない橋脚が多数存在しており、側面剛体補強工法を用いることで耐震補

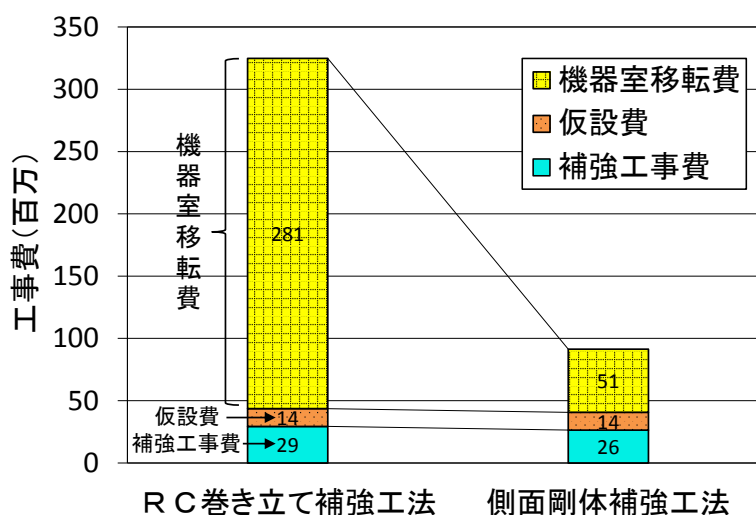


図-6.42 工事費の比較

強を推し進め、鉄道構造物の耐震安全性をさらに向上させていく必要がある。そのためには、側面剛体補強工法についてさらに改善できる点に対しては、検討を加えていく必要があると考えている。今後の課題を示すと以下ようになる。

- (1) 本研究では、段落し部の曲げ補強を対象に側面剛体補強工法の開発を行った。段落し部のせん断補強効果や基部のじん性補強効果を検討することにより、側面剛体補強工法の適用範囲を広げていくことが必要と考えられる。
- (2) 本研究では、RC製の補強部材を設置した場合について、実験で確認した補強部材曲げ剛性比(EI_r/EI_e)の範囲で曲げ補強効果を評価し、実橋脚に適用することとしている。補強部材の断面高さをさらに大きくして補強部材曲げ剛性比を大きくした場合の曲げ補強効果の検討やSRC製の補強部材を設置した場合の曲げ補強効果の検討を行うことが今後の課題と考えられる。
- (3) アンカー鋼材の削孔長の削減や既設橋脚表面の処理方法の合理化を行うことで、側面剛体補強工法の施工性をさらに高めていくことが必要と考えられる。
- (4) 側面剛体補強工法は、用地幅や支障物などの制約条件により、補強部材の寸法が制約を受けることが想定される補強工法である。その場合、段落し部の曲げ補強効果を高めるために、補強部材の軸方向鉄筋量を多くすることで所要の補強部材曲げ剛性比(EI_r/EI_e)を確保することが求められると想定される。補強部材の軸方向鉄筋量が多くなると、鉄筋が拘束することによる乾燥収縮による拘束ひび割れの発生が懸念される。今後の実橋脚への適用にあたっては、コンクリートに膨張材を添加するなどの対策を検討することが大切であると考えられる。

側面剛体補強工法は、鉄道の段落しを有する既設RC橋脚に適用することを想定して開発した工法である。しかしながら、道路橋の既設RC橋脚においても、過去の大地震で損傷した既設RC橋脚の構造諸元を参考にすると、引張鉄筋比 p_e は概ね0.2~0.8%程度の範囲にあり、鉄道橋脚と構造諸元に大きな違いはないと考えられる。そのため、道路橋の既設RC橋脚においても4章と5章で述べた側面剛体補強工法の開発にあたって実施した実験の試験体諸元と相違ない諸元を有していれば、側面剛体補強工法は道路橋の既設RC橋脚にも適用可能であると考えられる。

6.7 まとめ

本章では、側面剛体補強工法的设计方法と施工上の細目を定めて、2高架橋における橋脚6基の実構造物に適用した内容について述べた。さらに、実構造物への適用結果をもとに側面剛体補強工法の施工性(工期)と経済性(工事費)について、従来から用いられてきた

RC 巻き立て補強工法との比較を行い、当初設定した側面剛体補強工法の開発目的の達成の有無について評価した。また、適用例の 1 つは東北地方仙台地域にある構造物であったため、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震の大きな地震動を経験した結果をもとに、側面剛体補強工法の耐震安全性について評価した。本章で得られた知見を述べると以下のようになる。

- (1) 側面剛体補強工法を鉄道の段落しを有する既設 RC 橋脚に適用するための設計方法（設計の基本、照査方法及び構造細目）を提案した。側面剛体補強工法の補強設計では、設計図書の調査及び現地調査を行い、橋脚側面付近の支障物や用地幅を考慮して、橋脚側面に設置可能な補強部材寸法（断面寸法、補強部材長）を設定することが基本となる。補強部材寸法が決まったら、コンクリート打込みの施工性を考慮して引張鉄筋量を設定する。補強部材寸法と引張鉄筋量が決まったら、補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e と補強範囲有効高さ比 L_r/d を算定し、これらから補強後の段落し部における降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ を求めて、補強後の損傷形態判別係数 S' が 1.30 を上回っているかどうかで段落し部の耐震安全性を照査する。照査を満足したら、補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T に対して必要となるアンカー鋼材量を算定する。以上の補強設計方法を定めた。
- (2) 側面剛体補強工法の性能を発揮するために必要となる施工上の細目を示した。側面剛体補強工法の施工では、アンカー削孔に先立ち既設 RC 橋脚の配筋調査を行い、それをもとにアンカー鋼材配置位置を決定すること、及び既設 RC 橋脚側面の表面処理を適切に行うことが大切である。
- (3) 本章で定めた側面剛体補強工法の設計方法と施工上の細目をもとに、段落しの曲げ補強が必要であった新幹線の 2 高架橋における橋脚 6 基に側面剛体補強工法を適用した。実橋脚への適用に際しては、適切に設計と施工を完了することができた。
- (4) 適用例の 1 つは東北地方仙台地域にある東北新幹線の既設 RC 橋脚であり、補強工事完成後の 2011 年に東北地方太平洋沖地震の強い地震動を受けたものの、側面剛体補強工法で補強した既設 RC 橋脚に損傷は見られず、側面剛体補強工法による耐震補強効果を実構造物においても確認することができた。
- (5) 高架下が機器室として利用されている上越新幹線の実橋脚への適用例をもとに、施工性（工期）と経済性（工事費）について、側面剛体補強工法と従来から用いられてきた RC 巻き立て補強工法の比較を行った。高架下の機器室の支障移転工事を除いた補強工事そのものの比較においては、側面剛体補強工法と RC 巻き立て補強工法の工期と工事費はほぼ同等程度となった。したがって、側面剛体補強工法を適用すれば、高架下の機器室の支障移転に関わる工期や工事費を大幅に省略することが可能となるため、高架下利用箇所においては、側面剛体補強工法は RC 巻き立て補強工法に比べて相当の優位性を有していることが分かった。この結果より、本研究において側面剛体補強工法の開発に成功したことを確認した。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修,鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社：土木工事標準仕様書.
- 3) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No.525, I -33, pp.83-95, 1995.10.
- 4) 佐々木智大, 川島一彦：E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第 30 巻), pp.434-441, 2009.
- 5) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.
- 6) 石橋忠良, 中原繁則, 佐藤勉：コンクリートブロック間の各種せん断伝達方法とその効果, 構造物設計資料, No.80, pp.10-16, 1984.12.
- 7) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦：段落しを有する橋脚の側面から補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する研究, 土木学会論文集 (投稿中).
- 8) Taichiro Watanabe, Kaoru Kobayashi, Takahiro Kanno, Shigehiko Saito :Development of a New Seismic Retrofit Method Reinforcing only Two-sides of RC Bridge Pier with Bar Cut-off Sections, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, September 23-25 2015, Geneva, Switzerland.
- 9) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦：補強部材の曲げ剛性が側面補強された RC はりの曲げ性能に与える影響に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.859-864, 2015.
- 10) 太田浩一郎, 斉藤成彦, 渡部太一郎, 小林薫：側面補強された RC はりの曲げ補強効果に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1033-1038, 2009.
- 11) 渡部太一郎, 小林薫：側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.319-320, 2007.
- 12) 山本強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 348 号, V-1, pp.61-70, 1984.8.
- 13) 渡部太一郎, 小林薫, 新田昭彦, 高橋直希, 奥山祐一, 伊藤憲司, 佐藤吉運, 小林将志, 築嶋大輔, 菅野貴浩：東北新幹線第 6 小鶴沢高架橋耐震補強の設計施工ー当該橋脚を模擬した模型実験に基づく耐震補強 (橋脚側面に剛性のある RC 補強部材を配置する補強方法)ー, 東日本旅客鉄道株式会社, SED－STRUCTURAL ENGINEERING DATAー, No.30, pp.204-219, 2008.5.

7章 結論

各章のまとめおよび結論を以下に示す。

3章 橋脚段落し部で損傷した場合の破壊性状と変形特性に関する実験・解析的検討

3章ではまず、橋脚く体の中間部に位置する主鉄筋段落し部で損傷した場合を想定して、橋脚く体の塑性ヒンジ位置を変化させた地震応答解析を行い、塑性ヒンジ位置が塑性ヒンジの地震応答特性に与える影響について検討を行った。今回の解析から得られた知見を述べると次のようになる。

- (1) 橋脚部材の塑性ヒンジ位置が部材の上部になるにしたがって、塑性ヒンジの応答塑性率が同じならば、塑性ヒンジの所要降伏震度の値は大きくなる。また、 h/H (h : 橋脚天端から塑性ヒンジ位置までの距離, H : 橋脚天端から基部までの距離) に概ね比例して、基部に塑性ヒンジがある場合の降伏震度に対する降伏震度の増分量の比率が大きくなることが分かった。
- (2) 橋脚く体の塑性ヒンジの降伏震度を一定とした場合、塑性ヒンジ位置が橋脚の上部になるにしたがって、同一の固有周期及び地盤種別に対して、塑性ヒンジの応答塑性率は大きくなる。これは、塑性ヒンジ位置が橋脚の上部になるにしたがって、塑性ヒンジに要求される変形性能は大きくなることを示している。
- (3) 橋脚の塑性ヒンジ位置によらず、塑性ヒンジの応答塑性率が大きくなると、塑性ヒンジの所要降伏震度の値は小さくなる。すなわち、橋脚く体の上部に塑性ヒンジがある場合においても、塑性ヒンジに十分な変形性能を付与することにより、塑性ヒンジの所要降伏震度の値を低減することができる。
- (4) 耐震標準の地盤条件のうち、G2, G3, G4, G7地盤の4種類の地表面設計地震動波形を用いて解析を行った結果、入力地震動の周波数特性を変化させることにより、橋脚の塑性ヒンジ位置の所要降伏震度は大きく変化することを確認した。G3地盤で所要降伏震度は最大となり、以下G2, G4, G7地盤の順に所要降伏震度は小さくなった。また、固有周期が大きくなると、地盤条件の違いによる所要降伏震度の差異は小さくなった。

次に、主鉄筋段落し部を有する既設橋脚部材の外周に補強鋼材（PC鋼材）を配置して補強した縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行った。併せて、既往の研究³⁾で示されている、橋脚段落し部をRC巻き立てにより部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体による交番載荷実験の結果を示し、橋脚外周にPC鋼材を配置して補強した試験体とRC巻き立て補強を行った試験体で耐震性能に関する比較検討を行った。本実験及び検討の範囲内で得られた知見を述べると次のようになる。

- (5) 段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が1.03, 曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が1.08の諸元を有する橋脚試験体は, 段落し付近に発生した斜めひび割れ幅が拡大して, 軸方向鉄筋の降伏後にせん断破壊した. これに対して, PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強することで耐力比 V_{y1}/V_{mu1} を2.08と大きくすることにより, 段落し部での損傷は発生するものの, 破壊形態は曲げ破壊となり, せん断破壊を防止できることを確認した.
- (6) 橋脚外周に PC 鋼材を配置してせん断補強した試験体は, 基部から段落しにかけての広い範囲において軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が発生し, 段落し部で途中定着された引張鉄筋の付着切れが発生した. これにより水平荷重は大きく低下するものの, その後は緩やかに荷重が低下していく損傷形態を示した. 水平荷重が低下するのは, 途中定着された鉄筋の付着切れにより, 基部で連続鉄筋のみが引張力に抵抗する抵抗機構に移行するためである. 水平荷重低下後は, 基部で連続鉄筋のみを有効とした終局曲げ耐力に漸近するように荷重が緩やかに低下していき, $20\delta_y$ 程度まで基部において連続鉄筋のみを有効としてかぶりコンクリートを無視した断面による終局曲げ耐力の計算値以上の耐力を有していることを確認した.
- (7) PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強したB-2試験体と RC 巻き立て補強前の RC 試験体であるType1-1試験体を比較した結果, 耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が2.08, 曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が1.07の諸元を有しているB-2試験体と耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が1.94, 曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が0.92の諸元を有しているType1-1試験体のともに段落し部の耐力比 V_{y1}/V_{mu1} が2.0程度, 曲げ耐力比 M_{u1}/M_x が1.0程度の試験体の場合, 本実験条件においては, 段落し部の損傷が生じて段落しされた引張鉄筋の付着切れが発生し, 水平耐力が低下する傾向を示した. 水平荷重の低下度合いは, RC 巻き立て補強前の RC 試験体であるType1-1試験体の方が PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強したB-2試験体に比べて小さくなったが, これは, 基部から段落しまでの距離がType1-1試験体の方がB-2試験体に比べて小さかったため, 基部において連続鉄筋のみを考慮した終局曲げ耐力と段落し位置の終局曲げ耐力の差が小さかったことが原因と考えられる. しかしながら, Type1-1試験体の段落し高さは400mmと基部から1.3d程度しかなかったため, 段落しされた鉄筋が定着されている区間が一部塑性ヒンジ区間に含まれていた. 段落し高さを大きくして塑性ヒンジ区間を避けた位置で段落した鉄筋を定着した場合に段落しされた鉄筋の付着劣化範囲に差が出るかどうかは今後の課題である.
- (8) PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強した試験体と RC 巻き立てにより段落し部を部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体を比較した結果, 耐力及び変形性能とも RC 巻き立て補強を行った試験体の方が大きくなった. これは, RC 巻き立て補強により段落し部の損傷を防止することができ, PC 鋼材を橋脚外周に配置して補強した試験体に見られたような, 段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが発生しないためと考えられる.

地震応答解析による検討結果から, 段落し部で曲げ損傷する場合, 基部で曲げ損傷する

場合に比べて、塑性ヒンジ部の所要降伏震度及び応答塑性率が大きくなる。一方、段落しを有する橋脚部材を PC 鋼材を橋脚外周に配置してせん断補強した試験体と段落し部を RC 巻き立てにより部分的に曲げ補強又はせん断補強した試験体の交番載荷実験による検討結果から、段落し部で損傷が生じると、段落し部で途中定着された鉄筋の付着切れが発生して水平荷重が低下するため、その後の変形性能は大きいものの、地震時のエネルギー吸収量は基部で損傷した場合に比べて小さくなると考えられる。そのため、耐震性能の観点からは、段落し部は損傷させないのがよいと考えられる。

なお、段落し部で曲げ損傷させ、段落し部に十分な変形性能を付与しつつ、段落し部で途中定着された軸方向鉄筋の付着切れを防止することができる橋脚構造及び耐震補強工法が今後開発されれば、地表面付近あるいは地上部に位置する段落し部で損傷させることにより、地震発生後の復旧性の面で有利になると考えられる。そのような耐震補強工法の開発及び新設構造物において段落し部を曲げ損傷させた場合に十分な変形性能を付与できる段落し部の構造の開発と段落し部で損傷させた場合の変形性能の評価方法は、今後の課題であると考えられる。

4章 曲げ載荷実験による側面剛体補強工法の曲げ補強効果に関する評価方法の検討

4章では、既設はり側面に補強はりを設置した模型はり試験体を用いた曲げ載荷実験を行い、橋脚側面に補強部材を設置して主鉄筋段落し部を補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する評価方法の検討を行った。本章での検討結果から得られた知見を述べると、以下ようになる。

- (1) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e が2.5程度の場合、補強範囲有効高さ比 L_r/d が2.7程度以下と補強範囲を小さくすると補強はり端部での損傷が顕著となって荷重が低下する損傷形態を示した。一方、 L_r/d が3.6程度以上と補強範囲を大きくすると既設はりと同様に補強はりが一体で曲げ破壊することが確認できた。
- (2) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e を2.5程度、補強範囲有効高さ比 L_r/d を2.7程度として、アンカー鉄筋比 p_a を0.48%程度と小さくすると、アンカー鉄筋の降伏が発生し、最大荷重はアンカー鉄筋比を4.38%とした試験体よりも小さくなった。一方、損傷形態は、補強はり端部での損傷により荷重が低下する性状を示しており、アンカー鉄筋比が大きいものと同じ損傷形態を示した。
- (3) 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e と補強範囲有効高さ比 L_r/d が大きくなるほど、はりの最大荷重は大きくなった。
- (4) はりの載荷点断面における引張鉄筋の引張力分布及びひずみ分布から、補強はりの引張鉄筋には引張応力が発生していることが確認できた。これは補強はりが曲げモーメントを負担していることを示しており、既設はり側面に補強はりを設置することによる曲げ

補強効果を確認することができた。

- (5) 既設初降伏時の補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、補強はり曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積に比例すると考えて式(4.2)で算定できると考えられる。なお、式(4.2)のもととなった各実験要因の範囲は、既設はり辺長比 b_e/h_e ：2.0~6.0，補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：0.95~3.2，補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2~5.4，既設はりの引張鉄筋比 p_e ：0.25~0.88%，補強はりの引張鉄筋比 p_r ：0.61~3.8%，アンカー鉄筋比 p_a ：0.26~4.6%，既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} ：17.6~29.4N/mm²及び補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} ：20.9~44.3N/mm²である。
- (6) 本実験の範囲内では、既設はり辺長比 b_e/h_e を2.0,6.0に変化させた試験体の引張鉄筋ひずみ分布及び補強はり荷重分担比 P_r/P_e は概ね同じ値を示し、既設はり辺長比は曲げ補強効果に影響を与えないことを確認した。
- (7) アンカー鉄筋比 p_a を変化させた試験体の引張鉄筋ひずみ分布及び補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、アンカー鉄筋比 p_a によらず概ね同じ値を示した。これは、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントを伝達するために必要なアンカー鉄筋量が配置されていれば、アンカー鉄筋比をそれより大きくしても補強はりが分担する曲げモーメントは変わらないことを示していると考えられる。
- (8) アンカー鉄筋のひずみ計測結果をもとに、既設初降伏時に既設はりから補強はりに伝達される力の検討を行った。補強はりが分担する曲げモーメント M_r は、アンカー鉄筋の引張力の合計値に既設はり・補強はり境界面の摩擦係数 μ を乗じて境界面に作用するせん断力を求め、これと等価な分布荷重が補強はりに載荷されるとして算定した。この場合の摩擦係数 μ の値は0.79~3.08となり、 μ の値を0.7と仮定することで、既設初降伏時に既設はりから補強はりに伝達される力に抵抗するために必要なアンカー鉄筋量を安全側に算定できると考えられる。

5章 交番載荷実験による側面剛体補強工法の実橋脚への適用性に関する検証

5章では、4章で述べたはり試験体の曲げ載荷実験による検討結果をもとにして、橋脚側面に補強部材を設置した縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を行い、側面剛体補強工法の実橋脚への適用性の検証を行った。5章における検討結果より得られた知見を述べると、以下のようになる。

- (1) 交番載荷試験体の段落し位置における断面内の引張鉄筋ひずみ分布の測定結果から、補強部材の引張鉄筋には引張応力が発生しており、補強部材は曲げモーメントを負担していることが確認できた。
- (2) 補強前の損傷形態判別係数 S が0.61~0.84で、段落し部の曲げ損傷が基部の曲げ損傷より先行して発生すると想定される諸元の縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験を

行った結果、本実験の条件では、側面に RC 補強部材を設置する補強方法により、基部での曲げ損傷が顕著となり、段落し部の損傷を抑制できることを確認した。

- (3) 補強後の段落し部の降伏曲げ耐力は、はりの曲げ載荷実験より明らかとなった、補強部材曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積と、補強部材荷重分担比との関係から、式(5.2)で算定することができる。この値を用いて、段落し部の損傷が進展した際の付着切れ長さ l_{d0} を 38ϕ (ϕ :軸方向鉄筋径)と仮定し、カットオフ点から 38ϕ 下がった断面を段落し部の検討断面として交番載荷試験体の補強後の損傷形態判別係数 S' を算定した。その結果、 S' の値が概ね1.3以上となるように補強することで段落し部の損傷を防止できることを確認した。

6章 段落しを有する既設 RC 橋脚を対象とした側面剛体補強工法の実用化

6章では、側面剛体補強工法の設計方法と施工上の細目を定めて、2高架橋における橋脚6基の実構造物に適用した内容について述べた。さらに、実構造物への適用結果をもとに側面剛体補強工法の施工性（工期）と経済性（工事費）について、従来から用いられてきた RC 巻き立て補強工法との比較を行い、当初設定した側面剛体補強工法の開発目的の達成の有無について評価した。また、適用例の1つは東北地方仙台地域にある構造物であったため、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震の大きな地震動を経験した結果をもとに、側面剛体補強工法の耐震安全性について評価した。本章で得られた知見を述べると以下のようになる。

- (1) 側面剛体補強工法を鉄道の段落しを有する既設 RC 橋脚に適用するための設計方法（設計の基本、照査方法及び構造細目）を提案した。側面剛体補強工法の補強設計では、設計図書調査及び現地調査を行い、橋脚側面付近の支障物や用地幅を考慮して、橋脚側面に設置可能な補強部材寸法（断面寸法、補強部材長）を設定することが基本となる。補強部材寸法が決まったら、コンクリート打込みの施工性を考慮して引張鉄筋量を設定する。補強部材寸法と引張鉄筋量が決まったら、補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e と補強範囲有効高さ比 L_r/d を算定し、これらから補強後の段落し部における降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ を求めて、補強後の損傷形態判別係数 S' が1.30を上回っているかどうかで段落し部の耐震安全性を照査する。照査を満足したら、補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T に対して必要となるアンカー鋼材量を算定する。以上の補強設計方法を定めた。
- (2) 側面剛体補強工法の性能を発揮するために必要となる施工上の細目を示した。側面剛体補強工法の施工では、アンカー削孔に先立ち既設 RC 橋脚の配筋調査を行い、それをもとにアンカー鋼材配置位置を決定すること、及び既設 RC 橋脚側面の表面処理を適切に行うことが大切である。

- (3) 本章で定めた側面剛体補強工法の設計方法と施工上の細目をもとに、段落しの曲げ補強が必要であった新幹線の2高架橋における橋脚6基に側面剛体補強工法を適用した。実橋脚への適用に際しては、適切に設計と施工を完了することができた。
- (4) 適用例の1つは東北地方仙台地域にある東北新幹線の既設RC橋脚であり、補強工事完成後の2011年に東北地方太平洋沖地震の強い地震動を受けたものの、側面剛体補強工法で補強した既設RC橋脚に損傷は見られず、側面剛体補強工法による耐震補強効果を実構造物においても確認することができた。
- (5) 高架下が機器室として利用されている上越新幹線の実橋脚への適用例をもとに、施工性（工期）と経済性（工事費）について、側面剛体補強工法と従来から用いられてきたRC巻き立て補強工法の比較を行った。高架下の機器室の支障移転工事を除いた補強工事そのものの比較においては、側面剛体補強工法とRC巻き立て補強工法の工期と工事費はほぼ同等程度となった。したがって、側面剛体補強工法を適用すれば、高架下の機器室の支障移転に関わる工期や工事費を大幅に省略することが可能となるため、高架下利用箇所においては、側面剛体補強工法はRC巻き立て補強工法に比べて相当の優位性を有していることが分かった。この結果より、本研究において側面剛体補強工法の開発に成功したことを確認した。

以下に本研究の結論および今後の課題を総括して示す。

結論

本研究では、高架下を機器室等の移設が困難な施設として使用している箇所の既設RC橋脚を対象として、高架下施設の支障移転を省略できるように、橋脚側面となる2面のみにRC製の補強部材を設置して既設RC橋脚の段落し部の曲げ補強を行う側面剛体補強工法の開発を行った。

1章と2章では、本研究の背景と目的について述べた。過去の大地震における橋脚段落し部の損傷事例を示し、これまで実施してきた既設RC橋脚の耐震補強の概要について述べた。耐震補強を進めるにあたっての問題点として、高架下を機器室として利用しており耐震補強工事を行うことが困難な場所が多くあることを示し、その問題を解決するための手段として、機器室の支障移転工事を不要としながら既設RC橋脚段落し部の曲げ補強を行うことを可能とする側面剛体補強工法の提案を行った。

3章では、橋脚段落し部で損傷した場合の耐震性について、段落し部で損傷させた場合の交番載荷実験と地震応答解析の概要と結果について述べた。実験と解析を行った結果、既設RC橋脚の耐震補強においては、現状得られている知見の範囲内では、橋脚段落し部で曲

げ損傷させないで基部で曲げ損傷させた方が耐震安全性の面で有利となることを示した。

4章では、側面剛体補強工法の曲げ補強効果を確認するために行った、既設 RC 橋脚を模擬した RC 製の既設はり側面を補強部材を模擬した RC 製の補強はりで補強したはりの曲げ載荷実験について述べた。橋脚段落し部の曲げ損傷を防止するためには段落し部で引張鉄筋を降伏させないことが重要であることに着目し、補強後の RC 橋脚段落し部の降伏曲げ耐力を評価することを目的として、既設はり初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントの評価方法を提案した。

5章では、側面剛体補強工法の適用を予定している東北新幹線の実橋脚の縮小模型橋脚試験体を用いた交番載荷実験について述べ、側面剛体補強工法の実橋脚への適用性を検証した。4章で提案した既設はり初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメントの評価方法をもとに、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力の算定方法を提案した。次に、交番載荷実験の結果から、既往の研究で提案されている、段落し部の降伏曲げ耐力の安全率と基部の降伏曲げ耐力の安全率の比で表される損傷形態判別係数 S' を用いて段落し部の損傷の有無を評価した。その結果、段落し部の損傷を防止できる補強後の損傷形態判別係数 S' の値として、1.3を提案した。

6章では、側面剛体補強工法の実用化について述べた。4章と5章の検討結果から、側面剛体補強工法で補強した橋脚段落し部の降伏曲げ耐力を求め、段落し部の降伏曲げ耐力を用いて補強後の損傷形態判別係数 S' を算定し、 S' が1.3以上であることを照査する補強設計方法を提案した。また、側面剛体補強工法の性能を発揮するために重要と考えられる施工上の細目を示した。以上に定めた設計方法および施工上の細目を用いて、東北新幹線と上越新幹線のともに高架下を機器室として利用している既設 RC 橋脚の耐震補強工事に適用した。側面剛体補強工法を適用した東北新幹線の実橋脚においては、補強後に発生した東北地方太平洋沖地震により既設 RC 橋脚に損傷が生じなかったことを確認し、側面剛体補強工法で補強した実建造物の耐震安全性を確認した。最後に、側面剛体補強工法と既往の RC 巻き立て補強工法の施工性（工期）と経済性（工事費）の比較を行い、高架下を機器室等を使用している既設 RC 橋脚の耐震補強工事においては、側面剛体補強工法は RC 巻き立て補強工法に比べて、施工性と経済性に優れていることを示した。以上の結果から、本研究で側面剛体補強工法の開発に成功したことを確認した。さらに、今後の課題について述べた。

本研究で得られた知見を列挙すると以下のようなになる。

- (1) 高架下を移設が困難な施設に使用している箇所を対象として、高架下施設の移転を不要とする既設 RC 橋脚段落し部を側面から曲げ補強する耐震補強工法(側面剛体補強工法)を提案した。側面剛体補強工法は、橋脚側面の2面のみから補強することを可能とする工法であり、曲げ載荷実験および交番載荷実験による検討結果から、鉄道建造物の耐震補強工法として具備すべき耐震安全性を十分に有していることを明らかにした。
- (2) 橋脚段落し部を側面から曲げ補強する耐震補強工法を引張鉄筋の段落しを有する既設

RC 橋脚等の一般的な鉄道構造物に適用するための補強設計の基本的な考え方および施工上の細目を示した。

- (3) 高架下を機器室に使用しており、既往の4面巻き立てによる耐震補強工法を適用すると、機器室の移設に要する工事費や工期の大幅な増大が見込まれる既設鉄道 RC 橋脚を対象として、側面剛体補強工法を適用した。側面剛体補強工法の適用により、機器室の移転を省略できるとともに、橋脚側面となる2面のみから一般的な方法で施工できることを実証した。これにより、高架下施設の移転を不要としながら、既設 RC 橋脚段落し部の耐震安全性を向上させるという当初に設定した開発目標を達成したことを確認した。
- (4) 側面剛体補強工法は、鉄道構造物の耐震安全性を向上させることを目的としており、橋脚段落し部の曲げ補強を適用対象とした耐震補強工法である。本工法の適用範囲は、実験で確認した部材諸元の範囲として、既設橋脚辺長比 b_e/h_e ：2.0~6.0，補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：0.95~3.2，補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2~5.4，既設橋脚の引張鉄筋比 p_e ：0.25~0.88%，補強部材の引張鉄筋比 p_r ：0.61~3.8%，アンカー鉄筋比 p_a ：0.26~4.6%，既設橋脚のコンクリート強度 f'_{ce} ：17.6~29.4N/mm²，補強部材のコンクリート強度 f'_{cr} ：20.9~44.3N/mm²となっており、既設 RC 橋脚を適用対象としている。なお、適用範囲を超えた諸元の部材への適用にあたっては、適用範囲に関する確認が必要である。今後も高架下を利用している既設 RC 橋脚の耐震補強工事に側面剛体補強工法を適用することで、鉄道構造物の耐震安全性を向上させていくことが望まれる。

今後の課題

首都圏を中心に JR 東日本管内には依然として高架下を利用しているために耐震補強工事が予定通りに進まない橋脚が多数存在しており、側面剛体補強工法を用いることで耐震補強を推し進め、鉄道構造物の耐震安全性を向上させていくことが必要である。そのためには、側面剛体補強工法について改善できる点に対しては、検討を加えていく必要があると考えている。今後の課題を示すと以下のようになる。

- (1) 本研究により、段落しを有する既設 RC 橋脚を側面から曲げ補強する耐震補強工法の有効性が確認され、実橋脚へも適用することができた。段落しの曲げ補強に関しては、本研究の目的を達成することができたと考えられる。しかしながら、段落し部のせん断補強や基部の靱性補強が必要な橋脚でありながら、高架下に移設が困難な建物や施設を有していて耐震補強工事が未だ進展しない橋脚はまだ多く残っていると考えられる。このような橋脚の耐震補強工事をさらに進展されていくためには、側面剛体補強工法における段落し部のせん断補強効果や基部の靱性補強効果についても今後検討していくことで、側面剛体補強工法の適用範囲を広げていくことが必要と考えられる。

- (2) 側面剛体補強工法の施工性や経済性の面で改善できる点には検討を加えていく必要があると考えている。具体的には、アンカー鋼材の削孔長の削減や既設橋脚表面の処理方法の合理化を行うことで、側面剛体補強工法の施工性や経済性をさらに高めていくことが可能であると考えられる。
- (3) 側面剛体補強工法は、用地幅や支障物などの制約条件により、補強部材の寸法が制約を受けることが想定される補強工法である。その場合、段落し部の曲げ補強効果を高めるために、補強部材の軸方向鉄筋量を多くすることで所要の補強部材曲げ剛性比(EI_r/EI_e)を確保することが求められると想定される。補強部材の軸方向鉄筋量が多くなると、鉄筋が拘束することによる乾燥収縮による拘束ひび割れの発生が懸念される。今後の実橋脚への適用にあたっては、コンクリートに膨張材を添加するなどの対策を検討することが大切であると考えられる。
- (4) 本研究では、RC 製の補強部材を設置した場合について、実験で確認した補強部材曲げ剛性比(EI_r/EI_e)の範囲で曲げ補強効果を評価し、実橋脚に適用している。補強部材の断面をさらに大きくして補強部材曲げ剛性比を大きくした場合や SRC 製の補強部材を設置した場合の曲げ補強効果を検討することで、側面剛体補強工法の適用範囲を広げていくことは、今後の課題であると考えられる。
- (5) 段落し部で曲げ損傷させ、段落し部に十分な変形性能を付与しつつ、段落し部で途中定着された鉄筋の付着切れを防止することができる既設 RC 橋脚の耐震補強工法が今後開発されれば、地表面付近あるいは地上部に位置する段落し部で損傷させることにより、地震発生後の復旧性の面で有利になると考えられる。そのような耐震補強工法の開発および段落し部で損傷させた場合の変形性能の評価も今後の課題の一つであると考えられる。

側面剛体補強工法は、鉄道の段落しを有する既設 RC 橋脚に適用することを想定して開発した工法である。しかしながら、道路橋の既設 RC 橋脚においても、過去の大地震で損傷した既設 RC 橋脚の構造諸元を参考にすると、引張鉄筋比 p_e は概ね0.2~0.8%程度の範囲にあり、鉄道橋脚と構造諸元に大きな違いはないと考えられる。そのため、道路橋の既設 RC 橋脚においても 4 章と 5 章で述べた側面剛体補強工法の開発にあたって実施した実験の試験体諸元と相違ない諸元を有していれば、側面剛体補強工法は道路橋の既設 RC 橋脚にも適用可能であると考えられる。

1. 総則

1.1 目的

側面剛体補強工法の設計・施工マニュアル（以下、本マニュアルという）は、段落しを有する既設 RC 橋脚を側面から曲げ補強する耐震補強工法（以下、側面剛体補強工法という）の設計方法と施工方法について述べ、成果品の品質向上と業務の効率化に資することを目的とする。

なお、別途詳細な検討や実験等により安全性を確かめた場合には、本マニュアルによらず適切な方法によることができる。

【解説】

図-1.1 に示すように、高架下を移設が困難な建物、施設に利用している箇所において、高架下建物等に支障をきたさないよう、橋脚側面にあと施工アンカーを介して補強部材を設置する側面剛体補強工法を東日本旅客鉄道にて開発した。側面剛体補強工法を既設 RC 橋脚の耐震補強工事に適用する場合は、適用範囲を確認の上、施工性、経済性を考慮して適用するかどうか決定することが大切である。

1.2 適用範囲

側面剛体補強工法は、既設 RC 橋脚段落し部の曲げ補強に適用する。橋脚段落し部の曲げ補強に適用する場合の適用範囲は以下に示す通りである。

適用範囲

- a) 既設 RC 橋脚の断面の辺長比 b_e/h_e ：6.0以内
- b) 補強範囲有効高さ比 L_r/d ：1.2以上

【解説】

本マニュアルは、実験により確認できた範囲で設計、施工することを基本としているので、適用可能な範囲を示した。側面剛体補強工法の開発にあたって実施した RC 製の既設はり側面を RC 製の補強はりで補強したはり試験体を用いた曲げ載荷実験においては、既設はりの断面の辺長比 b_e/h_e が2.0~6.0、補強範囲有効高さ比 L_r/d が1.2~5.4の範囲で曲げ補強効果を確認している。そのため、本マニュアルにおいては a),b)に記載の適用範囲を設けた。なお、別途詳細な検討や実験等により曲げ補強効果を確認した場合には、本マニュアルによらず適切な方法によることができる。

側面剛体補強工法の開発にあたって実施した模型試験体を用いた曲げ載荷実験及び交番載荷実験により、側面剛体補強工法の既設 RC 橋脚段落し部の曲げ補強への有効性を確認している。しかしながら、橋脚段落し部のせん断補強、橋脚基部のじん性補強及び橋脚く体

のせん断補強については、現時点で側面剛体補強工法による補強効果が不明であるので適用対象外とした。

1.3 用語，記号の意義

本マニュアルで使用している用語，記号は，「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物（鉄道総合技術研究所編，平成 16 年 4 月）」（以下，コンクリート標準という）によるほか，以下によるものとする。

側面剛体補強工法：既設 RC 橋脚の側面となる 2 面に補強部材をあと施工アンカーで固定する耐震補強工法。



(a) 高架下利用状況



(b) 機器室内部の状況

図-1.1 高架下を機器室に使用している既設 RC 橋脚

辺長比 b_e/h_e ：既設 RC 橋脚の断面幅 b_e を断面高さ h_e で除した値.

補強部材：橋脚側面に設置する RC 製又は SRC 製の部材.

補強範囲：既設 RC 橋脚の段落し位置から補強部材を設置している区間の距離のうち、最も長さが短い区間の距離. 段落し位置が複数ある場合は、各々の段落し位置に対してそれぞれの補強範囲が定まる.

補強範囲有効高さ比 L_r/d ：補強範囲を既設 RC 橋脚の有効高さで除した値.

合成断面：既設 RC 橋脚と既設 RC 橋脚の両側面に設置された補強部材からなる一体の断面.

合成断面の中立軸：既設 RC 橋脚と補強部材からなる断面を一体として求めた中立軸. 引張側のコンクリートは無視し、圧縮側のコンクリート及び全ての軸方向鉄筋を考慮して、コンクリート標準により算定する.

既設橋脚曲げ剛性 EI_e ：合成断面の中立軸に関する圧縮側のコンクリート及び全ての軸方向鉄筋の断面二次モーメントの合計値. ただし、鉄筋のその図心に関する断面 2 次モーメントは無視する.

補強部材曲げ剛性 EI_r ：合成断面の中立軸に関する補強部材の圧縮側のコンクリート及び全ての軸方向鉄筋の断面二次モーメントの合計値. ただし、鉄筋のその図心に関する断面 2 次モーメントは無視する.

補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e ：補強部材曲げ剛性比 EI_r を既設橋脚曲げ剛性比 EI_e で除した値.

既設橋脚分担曲げモーメント M_y^T ：側面剛体補強工法で補強した後の段落し位置において、既設橋脚の引張鉄筋が降伏するときの既設橋脚単体の降伏曲げ耐力.

補強部材分担曲げモーメント M_{yr}^T ：側面剛体補強工法で補強した後の段落し位置において、既設橋脚の引張鉄筋が降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント.

補強部材曲げモーメント分担比 M_{yr}^T/M_y^T ：補強部材分担曲げモーメント M_{yr}^T を既設橋脚分担曲げモーメント M_y^T で除した値.

補強後の段落し部の耐震安全率 $M_{y(e+r)}^T/M^T$ ：段落し検断面に生じる設計曲げモーメント M^T に対する段落し位置における補強後の降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ の比率.

基部の耐震安全率 M_y^B/M^B ：基部に生じる設計曲げモーメント M^B に対する基部における降伏曲げ耐力 M_y^B の比率.

補強後の損傷形態判別係数 S' ：基部の耐震安全率に対する補強後の段落し部の耐震安全率の比率で、式(1)で表される.

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T/M^T}{M_y^B/M^B} \quad (1)$$

2. 設計

2.1 一般

本マニュアルに示す設計法は、L2 地震動に対して既設 RC 橋脚の段落し部が曲げ損傷しないように定めている。

【解説】

側面剛体補強工法の設計の手順を図-2.1 に示す。本マニュアルに示す設計法は、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震などの L2 レベルの地震動を既設 RC 橋脚が受けても、段落し部が基部に先行して曲げ損傷せず、かつ大変形を受けた後も基部に損傷が集中して段落し部が曲げ損傷しないように定めている。

側面剛体補強工法は、補強部材の曲げ剛性や補強範囲が曲げ補強効果に与える影響が大きい工法である。そのため側面剛体補強工法の設計は、設計図書や現地調査をもとに設置可能な補強部材寸法（断面寸法、補強部材長）を設定し、補強部材断面内に配置可能な引張鉄筋量を設定することから始める。耐震補強の設計に先立ち現地調査を行い、高架下の使用状況や用地幅、橋脚側面周囲の支障物（交差道路、施設との離隔）の確認を行い、橋脚側面に設置できる補強部材寸法を調査することが大切である。

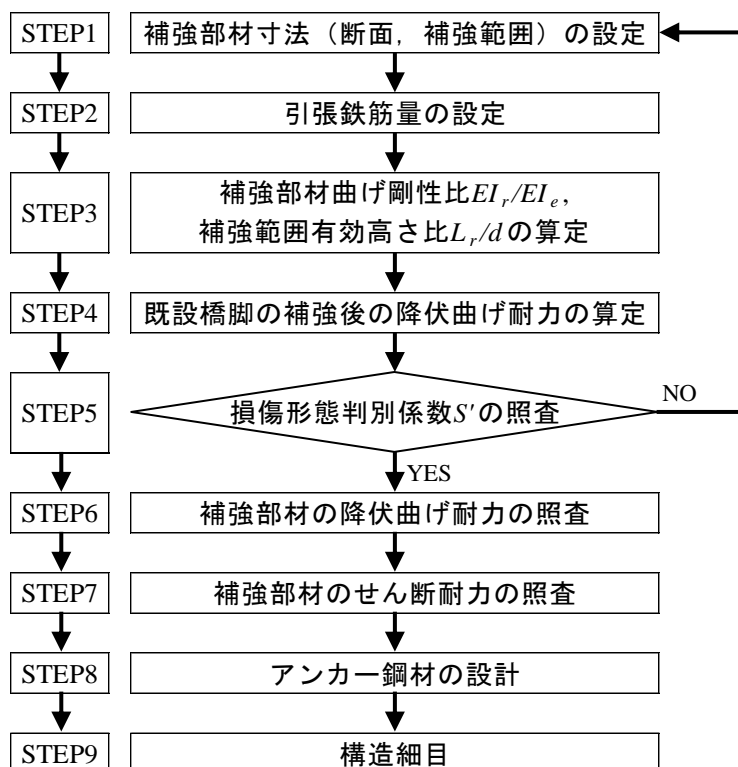


図-2.1 側面剛体補強工法の補強設計の手順

側面剛体補強工法は、図-2.2 に示すように段落し部において側面に設置した補強部材で所要の曲げモーメントを分担させ、既設 RC 橋脚段落し部が曲げ損傷するのを防止することを目的としている。段落し部において補強部材が分担する曲げモーメントは、補強範囲有効高さ比 L_r/d と補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e に比例することが実験により確認されている。したがって、補強範囲 L_r と補強部材曲げ剛性 EI_r は出来るだけ大きくすることが望ましい。引張鉄筋は補強部材曲げ剛性 EI_r に寄与するので、補強部材断面の設定にあたっては、有効高さ及び引張鉄筋断面積の合計値がなるべく大きくなるように設計するのがよい。

補強範囲と補強部材の断面寸法及び軸方向鉄筋量が決定したら、段落し部における補強後の降伏曲げ耐力を計算し、補強後の段落し部の損傷形態判別係数 S' が1.30以上あることを照査する。 S' が1.30未満の場合、補強部材諸元を再設定し、 S' が1.30以上となるように補強部材の設計を行う。

補強後の損傷形態判別係数 S' の値を満足する補強部材諸元（補強部材長、断面寸法、軸方向鉄筋量）が決定したら、補強部材に配置するせん断補強鉄筋量を設定し、補強部材の曲げ降伏耐力とせん断耐力の照査を行う。次に、降伏曲げ耐力時に補強部材が分担する曲げモーメントから算定される既設 RC 橋脚と補強部材の境界面に働くせん断力に対して、必要なアンカー鋼材量を設計する。

2.2 補強部材の設計

2.2.1 曲げに関する段落し部の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' は式(2)を満足するものとする。

$$S' \geq 1.3 \tag{2}$$

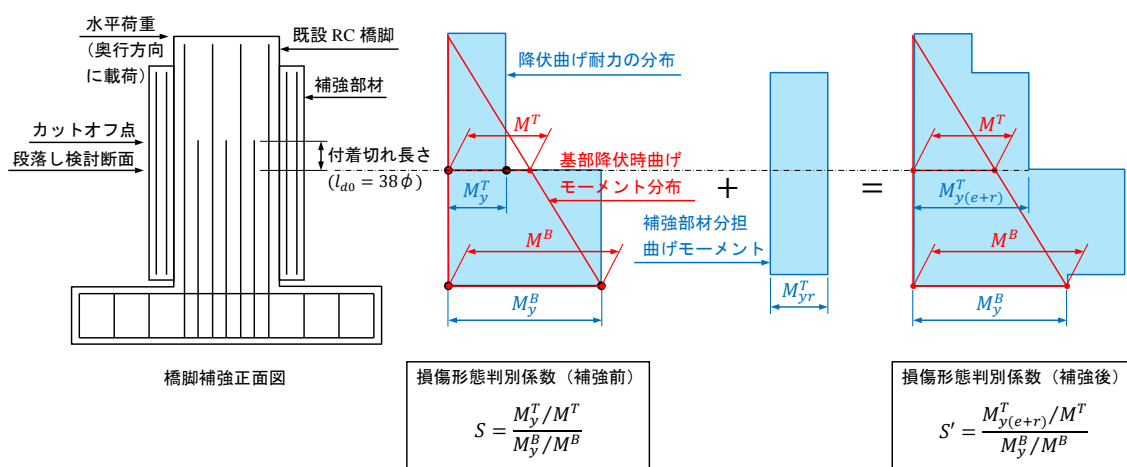


図-2.2 橋脚の曲げモーメント分布と補強前後の降伏曲げ耐力の分布

ここで、 S' ：補強後の段落し部における損傷形態判別係数

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T / M^T}{M_y^B / M^B} \quad (3)$$

$M_{y(e+r)}^T$ ：補強後の段落し部の降伏曲げ耐力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）で式(4)により算定する。

$$M_{y(e+r)}^T = M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\} \quad (4)$$

M_y^T ：補強前の既設 RC 橋脚の段落し部における降伏曲げ耐力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

$\frac{L_r}{d}$ ：補強範囲有効高さ比

L_r ：補強範囲（ mm ）。 L_r の値は、段落しから補強部材上下端までの距離のうち短い方を用いる。

d ：既設橋脚の有効高さ（ mm ）。

$\frac{EI_r}{EI_e}$ ：補強部材曲げ剛性比。式(5)で算定する。

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{\frac{2E_{cr}b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2}{\frac{E_{ce}b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2} \quad (5)$$

EI_r ：補強部材の曲げ剛性($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)

EI_e ：既設橋脚の曲げ剛性($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)

E_{cr} ：補強部材のコンクリートの弾性係数(N/mm^2)

b_r ：橋脚片側の補強部材の断面幅(mm)

x_r ：合成断面の中立軸から補強部材圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)

E_s ：鉄筋の弾性係数。本マニュアルでは、 $E_s = 200\text{kN}/\text{mm}^2$ とする。

A_{rsi} ：補強部材に配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm^2)

x_{rsi} ：合成断面の中立軸から補強部材に配置された各軸方向鉄筋までの距離
(mm)

E_{ce} ：既設橋脚のコンクリートの弾性係数(N/mm^2)

b_e ：既設橋脚の断面幅(mm)

x_e ：合成断面の中立軸から既設橋脚圧縮縁コンクリートまでの距離(mm)

A_{esi} ：既設橋脚に配置された各軸方向鉄筋の断面積(mm^2)

x_{esi} ：合成断面の中立軸から既設橋脚に配置された各軸方向鉄筋までの距離
(mm)

M^B ：設計地震力を作用させた時に基部に生じる曲げモーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。本マニュアルでは、 $M^B = M_y^B$ とする。

M^T ：設計地震力を作用させた時に段落し部に生じる曲げモーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。本マニュアルでは、 M^T は $M^B = M_y^B$ として求める。ここで、段落し部で損

傷が進展した際の付着切れ長さ l_{d0} を 38ϕ (ϕ :軸方向鉄筋径)と仮定し、カットオフ点より 38ϕ 下がった断面を段落し部の検討断面に設定する。したがって、 M^T は、 $M^B = M_y^B$ としたときに段落し部の検討断面に生じる曲げモーメントである。

M_y^B : 基部における既設橋脚の降伏曲げ耐力 (kN・m)

【解説】

既往の研究¹⁾では、橋脚段落し部で損傷すると基部で損傷する場合に比べて最大耐力が低下するとともに最大荷重後の耐力低下度合も大きくなり、耐震性能の観点からは段落し部で損傷させないことが重要であると述べられている。また、段落し部での損傷を防止するためには段落し部で曲げ損傷させないことが重要であるとも述べられている。段落し部で曲げ損傷させないためには、段落し部で引張鉄筋を降伏させないことが重要であると考えられる。そのため側面剛体補強工法の開発にあたって実施した曲げ載荷実験と交番載荷実験では、既設 RC 橋脚が初めて降伏に達する荷重(以下、既設初降伏荷重という)に着目し、既設初降伏荷重時において既設 RC 橋脚及び補強部材が分担する曲げモーメントの検討を行っている。

(1) 補強後の損傷形態判別係数 S' について

橋脚の曲げモーメント分布と補強前及び補強後における基部及び段落し部の降伏曲げ耐力分布を模式的に図-2.2 に示す。川島ら¹⁾は、段落し部での曲げ損傷発生の有無を、段落し部で発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率(段落し部の耐震安全率)と基部で発生する曲げモーメントに対する基部の降伏曲げ耐力の比率(基部の耐震安全率)を比べることにより評価している。本マニュアルにおいてもこれを参考にして、基部が降伏曲げ耐力に達する時点で段落し部に発生する曲げモーメントに対する段落し部の降伏曲げ耐力の比率として、既往の研究¹⁾で示されている式(3)に示す損傷形態判別係数 S' を用いて段落し部における曲げ損傷の有無を判定することにした。

既往の研究²⁾において、実大 RC 橋脚模型の加震実験結果より、地震時に段落し部で損傷すると段落しされた軸方向鉄筋の付着切れが生じることが示されている。本マニュアルではこれを参考にして、段落し部で損傷が進展した際の付着切れ長さ l_{d0} を 38ϕ (ϕ :軸方向鉄筋径)と仮定した。カットオフ点より 38ϕ 下がった断面を段落し部の検討断面に設定することとし、段落し部の検討断面において損傷形態判別係数 S' を算定した。

側面剛体補強工法の開発に際して実施した交番載荷実験では、補強前の損傷形態判別係数 S が $0.61\sim 0.84$ 程度の諸元を有し、段落し部が基部に先行して曲げ損傷すると想定される RC 橋脚側面に RC 製の補強部材を設置した縮小模型橋脚試験体を製作して実験を行っている。その結果、補強後の損傷形態判別係数 S' の値が 1.02 となる段落しを有する試験体では、段落し部に一部曲げ損傷は見られたものの、最終的には基部での曲げ損傷が顕著となった。一方、 S' の値が 1.3 程度となる段落しを有する試験体では、段落し部の損傷は見られず基部

のみで損傷が進展した。この結果から、本マニュアルでは、補強後の損傷形態判別係数 S' の値が1.3以上となるように補強することで段落し部の損傷を防止できるとし、式(2)を満足するように補強部材の設計を行うこととした。

(2) 補強後の段落し部の降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ について

(1)により補強後の損傷形態判別係数 S' を求めるには、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ を算定することが必要となる。そのため、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ を求めることを目的として、曲げ載荷実験において各実験要因の影響を検討した。曲げ載荷試験体は、既設 RC 橋脚を模擬した RC 製の既設はり側面にアンカー鉄筋を介して補強部材を模擬した RC 製の補強はりを設置した。

曲げ載荷実験では、壁式の既設 RC 橋脚を模擬して、既設はり辺長比 b_e/h_e を2.0~6.0の範囲で変化させて実験を行った。その他の実験要因は、曲げ補強効果に影響を及ぼすと想定された補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e 、補強範囲有効高さ比 L_r/d 、及び既設はり補強はりの一体性に直接関係すると想定されたアンカー鉄筋比 p_a を変化させて曲げ載荷実験を行った。曲げ載荷実験の結果、多くの試験体において、既設はりの断面中央部付近の引張鉄筋が最初に降伏ひずみに達し、既設はり端部、補強はりの順に引張鉄筋のひずみは順次小さくなる傾向が見られた。一般的に、側面剛体補強工法で補強された RC はりの降伏曲げ耐力の実験値は、既設はり補強はりを一体の合成断面として求めた降伏曲げ耐力の計算値より小さくなることが分かった。

次に、橋脚段落し部の曲げ補強を想定し、既設初降伏荷重時に既設はり及び補強はりそれぞれが分担する曲げモーメントの検討を行った。既設初降伏時の引張鉄筋の平均ひずみを用いて、既設初降伏時に既設はりが分担する荷重 P_e と補強はりが分担する荷重 P_r を評価した。補強はりが分担する荷重 P_r を既設はりが分担する荷重 P_e で除した補強はり荷重分担比 P_r/P_e と各実験要因の関係について検討を行った結果、補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、補強はりの曲げ剛性 EI_r を既設はりの曲げ剛性 EI_e で除した補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e 及び補強範囲 L_r を既設はりの有効高さ d で除した補強範囲有効高さ比 L_r/d とそれぞれ比例関係にあること、実施した実験条件の範囲内においては既設はり辺長比 b_e/h_e の影響を受けないことなどが確認できた。最終的に、補強はり荷重分担比 (P_r/P_e) は、補強はり曲げ剛性比と補強範囲有効高さ比の積 $((L_r/d) \times (EI_r/EI_e))$ に比例し、式(解1)で算定できることが分かった。

$$\frac{P_r}{P_e} = 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \quad (\text{解 1})$$

補強はりが分担する荷重 P_r 及び既設はりが分担する荷重 P_e は、それぞれの部材が分担する曲げモーメント M_r, M_e をせん断スパンで除して2倍することにより算定しているので、 P_r/P_e は M_r/M_e と等しい。以上の結果から、補強後の段落し部の降伏曲げ耐力 $M_{y(e+r)}^T$ は、式(解1)を

もとに本マニュアルに示す式(4)で表されることになる。

なお、式(解 1)を求めた曲げ載荷実験における各実験要因の範囲は、既設はり辺長比 b_e/h_e : 2.0~6.0, 補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e : 0.95~3.2, 補強範囲有効高さ比 L_r/d : 1.2~5.4, 既設はりの引張鉄筋比 p_e : 0.25~0.88%, 補強はりの引張鉄筋比 p_r : 0.61~3.8%, アンカー鉄筋比 p_a : 0.26~4.6%, 既設はりのコンクリート強度 f'_{ce} : 17.6~29.4N/mm², 補強はりのコンクリート強度 f'_{cr} : 20.9~44.3N/mm²であり、これらが式(解 1)及び式(4)を用いる場合の適用範囲となる。各パラメータがここに示した範囲を超える場合は、曲げ補強効果に関する検討を別途行う必要がある。

(3) 補強範囲有効高さ比 L_r/d と補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e について

a) 補強範囲有効高さ比 L_r/d

段落し部で補強部材に曲げモーメントを分担させるため、段落し部の上下にわたって補強部材を設置する。段落し部で補強部材が分担する曲げモーメントは、補強範囲有効高さ比 L_r/d に比例するため、段落し部の上下の補強範囲のうち小さい方を L_r として算定した曲げモーメントを補強部材が分担すると考えられる。そのため、補強部材の設計に用いる補強範囲 L_r は、段落し位置から上下の補強部材端部までの距離のうち小さい方の値とした。

b) 補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e

曲げ載荷実験における補強はり荷重分担比 P_r/P_e は、補強はり曲げ剛性比 EI_r/EI_e 及び補強範囲有効高さ比 L_r/d を用いて式(解 1)で求めることができた。このとき、補強はりの曲げ剛性 EI_r と既設はりの曲げ剛性 EI_e は、圧縮側のコンクリート及び全ての軸方向鉄筋を考慮した場合に最も P_r/P_e と相関性が高くなることが確認された。そのため、本マニュアルでは次に示す方法で既設 RC 橋脚の曲げ剛性 EI_e 及び補強部材の曲げ剛性 EI_r を算定することにした。

既設橋脚及び補強部材それぞれの曲げ剛性 (EI_e , EI_r) は、降伏荷重時には各部材に曲げひび割れが発生していることを考慮し、図-2.3 に示すように引張側のコンクリートを無視し、既設橋脚と補強部材が一体の合成断面であると仮定して求めた中立軸に関する圧縮側のコンクリートと全ての軸方向鉄筋の断面二次モーメントの合計値とした。ここで、既設橋脚及び補強部材のコンクリートの弾性係数 E_{ce} , E_{cr} はコンクリート標準³⁾により算定する。鉄筋の弾性係数 E_s は 200kN/mm² とする³⁾。以上に述べた算定方法による補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e の算定式は式(5)のように表される。

2.2.2 補強部材の降伏曲げ耐力の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' が 1.3 となるときに補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を補強部材の設計降伏曲げ耐力 M_{yrd} が上回ることを式(6)で照査する。

$$\gamma_i \cdot M_{1.3r}^T / M_{yrd} \leq 1.0 \quad (6)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で1.0とする。

$M_{1.3r}^T$ ：補強後の段落し部の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担する曲げモーメント (kN・m)

$$M_{1.3r}^T = \frac{1.3}{S'} M_{yr}^T \quad (7)$$

S' ：補強後の損傷形態判別係数

M_{yr}^T ：既設橋脚の段落し部が降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント

$$M_{yr}^T = 0.183 M_y^T \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{E I_r}{E I_e} \right) \quad (8)$$

M_{yrd} ：補強部材の設計降伏曲げ耐力 (kN・m)。コンクリート標準³⁾により、コンクリートの材料係数 γ_c を1.3，鉄筋の材料係数 γ_s 及び部材係数 γ_b を1.0として算定する。

【解説】

段落し部において補強部材が分担する曲げモーメントに対して補強部材が降伏すると、補強部材による曲げ補強効果が十分に発揮されない可能性があるため、補強部材は降伏させないこととした。既設橋脚の段落し部が降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント

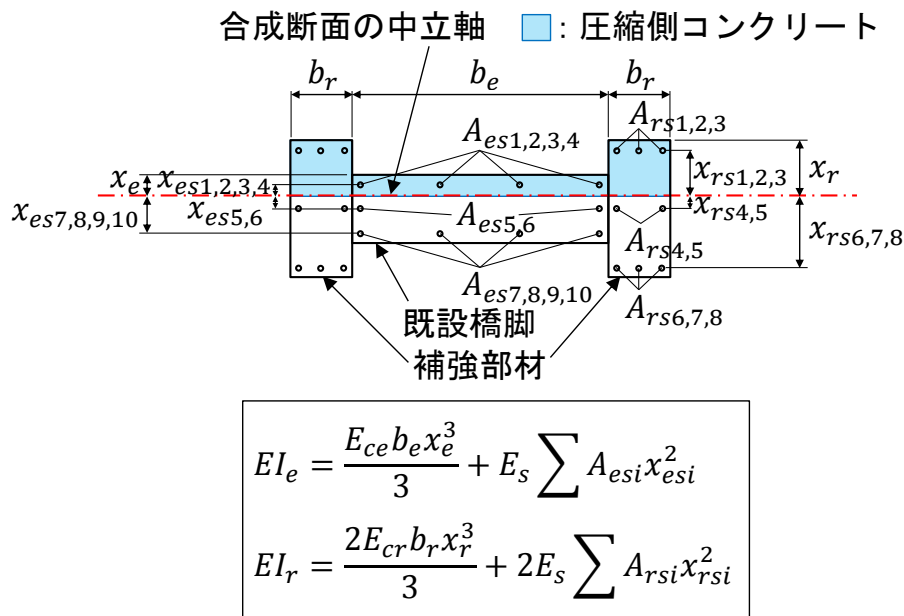


図-2.3 曲げ剛性の算定方法

ント M_{yr}^T は式(8)で算定できるが、補強後の損傷形態判別係数 S' の値が1.3あれば段落し部の曲げ損傷は防止できる。したがって、補強部材の降伏曲げ耐力の照査では、損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を補強部材の設計降伏曲げ耐力 M_{yrd} が上回ることを照査することとした。

2.2.3 補強部材のせん断耐力の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ を補強部材の設計せん断耐力 V_{yrd} が上回ることを式(9)で照査する。

$$\gamma_i \cdot S_{1.3r}^T / V_{yrd} \leq 1.0 \quad (9)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で1.0とする。

$S_{1.3r}^T$ ：補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 (kN)

$$S_{1.3r}^T = \frac{M_{1.3r}^T}{L_r} \quad (10)$$

$M_{1.3r}^T$ ：補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担する曲げモーメント (kN・m)

$$M_{1.3r}^T = \frac{1.3}{S'} M_{yr}^T$$

S' ：補強後の損傷形態判別係数

M_{yr}^T ：既設橋脚段落し部が降伏する時に補強部材が分担する曲げモーメント

$$M_{yr}^T = 0.183 M_y^T \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right)$$

V_{yrd} ：補強部材の設計せん断耐力 (kN)。コンクリート標準³⁾で定められている棒部材の設計せん断耐力式により算定する。

$$V_{yrd} = V_{crd} + V_{srd} \quad (11)$$

V_{crd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 (kN)

$$V_{crd} = (0.75 + 1.4 d_r / L_r) \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot 2b_r \cdot d_r / \gamma_b \quad (12)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72 \text{ N/mm}^2$ となる場合は $f_{vcd} = 0.72 \text{ N/mm}^2$ とする。

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_r}$ ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする。

$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u$ ($N'_d \geq 0$ の場合) ただし、 $\beta_n > 2$ となる場合は2とする。

$= 1 + 4M_0/M_u$ ($N'_d < 0$ の場合) ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は0とする。

側面剛体補強工法の場合、補強部材は軸力の影響を受けないものとし

て、 $\beta_n = 1$ とする。

M_u : 曲げ耐力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d による引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

N'_d : 設計軸方向圧縮力で、側面剛体補強工法の補強部材の場合 $N'_d = 0$ とする。

b_r : 補強部材の幅 (mm)

d_r : 補強部材の有効高さ (mm)

L_r : 補強範囲 (mm)

p_c : せん断引張鋼材比。

$$p_c = A_{rs} / (2b_r \cdot d_r)$$

A_{rs} : 引張側鋼材の断面積 (mm²)。

A_{rs} は側方鉄筋の影響を考慮して次式で求める。

$$A_{rs} = A_{rs1} + A_{rs2} \cdot \frac{d_2}{d_r} + A_{rs3} \cdot \frac{d_3}{d_r} + \dots + A_{rsn} \cdot \frac{d_n}{d_r} \quad (13)$$

A_{rs} : 引張側鋼材の断面積 (mm²)。

$A_{rs1}, A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$: 合成断面の中立軸から引張側にある補強部材の軸方向鉄筋の総断面積で、引張縁側から $A_{rs1}, A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$ とする (mm²)。

d_2, d_3, \dots, d_n : $A_{rs2}, A_{rs3}, \dots, A_{rsn}$ の各軸方向鉄筋の圧縮縁コンクリートからの距離 (mm)。

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で 1.3 とする。

V_{srd} : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 (kN)

$$V_{srd} = (A_w \cdot f_{wyd} \cdot z / s_s) / \gamma_b \quad (14)$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鋼材の総断面積 (mm²)

f_{wyd} : せん断補強鋼材の設計引張降伏強度で、400 N/mm² 以下を原則とする。

z : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心までの距離で、 $d_r/1.15$ とする (mm)。

s_s : せん断補強鋼材の配置間隔 (mm)

γ_b : 部材係数で 1.1 とする。

【解説】

段落し部において補強部材が分担するせん断力に対して補強部材がせん断破壊すると、補強部材による曲げ補強効果が発揮されなくなると考えられるため、補強部材はせん断破壊させないこととした。補強部材のせん断耐力の照査では、降伏曲げ耐力の照査に準じて、

補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ を補強部材の設計せん断耐力 V_{yrd} が上回ることを照査することとした。なお、本マニュアルでは、 $S_{1.3r}^T$ は補強後の損傷形態判別係数 S' が1.3となるときに補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を補強範囲 L_r で除すことにより算定することとした。

2.2.4 アンカー鋼材の設計

補強範囲 L_r に配置するアンカー鋼材量は、式(15)を満足するものとする。

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} \leq 1.0 \quad (15)$$

ここで、 γ_i ：構造物係数で1.0とする。

M_{yr}^T ：段落し部において補強部材が分担する曲げモーメント (kN・m) で、式(8)により算定する。

μ ：既設橋脚・補強部材間の摩擦係数で、0.7とする。

f_{sya} ：アンカー鋼材の設計引張降伏強度 (N/mm²)

L_r ：補強範囲 (mm)

n_a ：補強範囲に配置するアンカー鋼材本数 (橋脚片側の補強部材あたりの本数)

A_{sa} ：アンカー鋼材の断面積 (mm²)

【解説】

地震時に慣性力を受けた既設 RC 橋脚からアンカー鋼材を介して補強部材に順次応力が伝達されて補強部材が曲げ補強効果を発揮する性状を模擬するため、曲げ載荷実験では既設はり全幅で載荷を行い補強はりには載荷していない。そのため、既設はりが載荷に伴い鉛直下側に変形するのに伴い、補強はりにはアンカー鉄筋から鉛直下向きに力が加わると想定される。アンカー鉄筋に作用するせん断力により、アンカー鉄筋には鉄筋軸方向の引張応力が発生すると考えられる。そこで、本マニュアルでは、既設橋脚が段落し部において降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T を作用させるアンカー鋼材せん断力に対して必要となるアンカー鋼材量を補強範囲 L_r に配置することとした。

図-2.4 はアンカー鋼材に発生する引張ひずみから補強部材が分担する曲げモーメントを算定する方法を示したものである。既往の研究で示されているコンクリートブロック間の直接せん断試験結果⁴⁾を参考にすると、既設はりと補強はりの境界面に発生する摩擦力 S_a は、アンカー鉄筋に発生する引張力から式(解 2)で算定できると考えられる。

$$S_a = \mu \times E_{sa} \times \varepsilon_{sa} \times A_{sa} \times n_a \quad (\text{解 2})$$

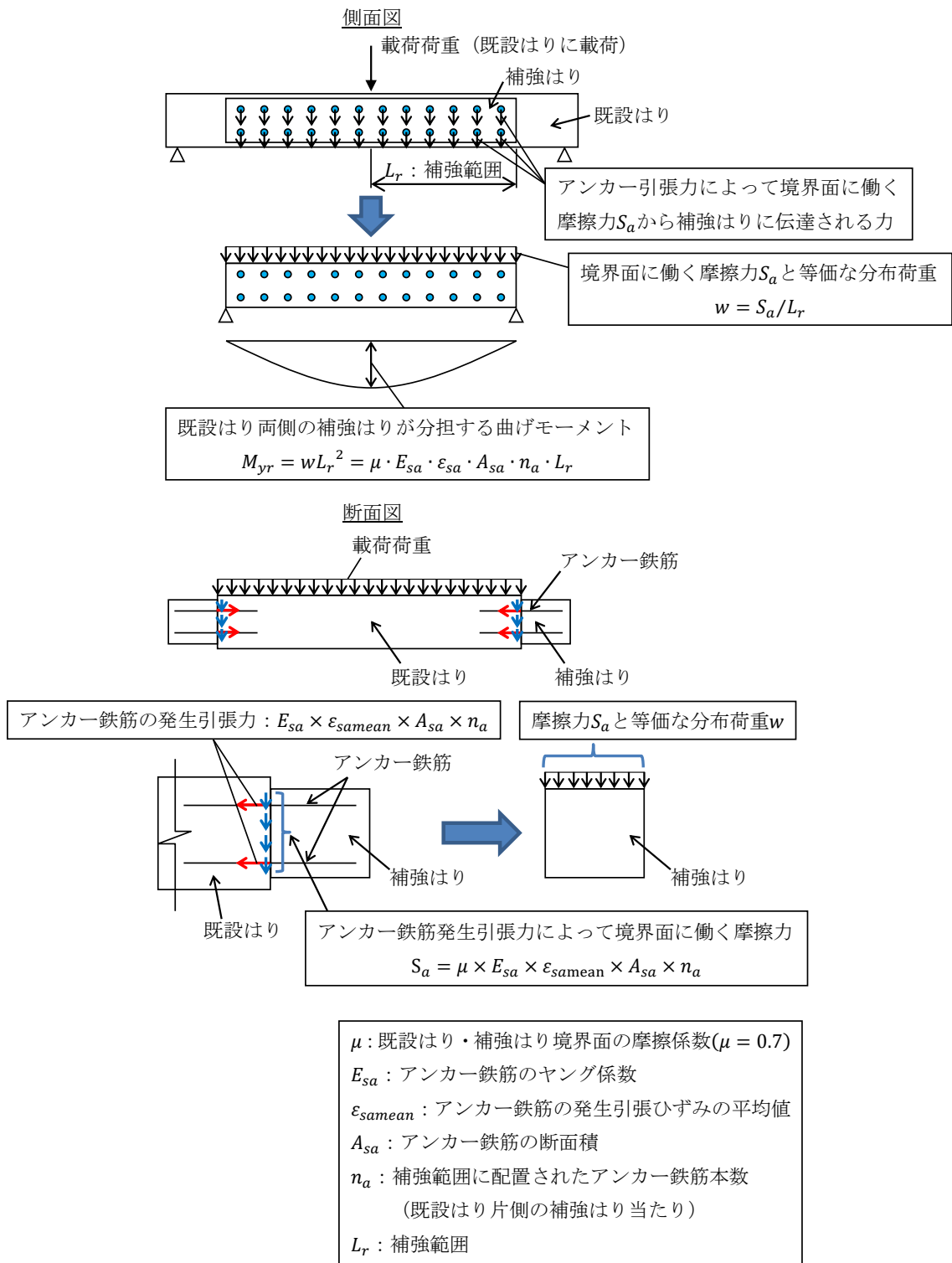


図-2.4 既設はり・補強はり境界面における伝達力と補強はりが分担する曲げモーメント

ここで、 S_a ：既設はりと補強はりの境界面に発生する摩擦力 (kN)

μ ：既設はり・補強はり間の摩擦係数で、0.7とする。

E_{sa} ：アンカー鉄筋の弾性係数 (kN/mm²)

ε_{sa} ：アンカー鉄筋の発生引張ひずみ

A_{sa} ：アンカー鉄筋の断面積 (mm²)

n_a ：補強範囲のアンカー鉄筋本数 (既設はり片側の補強はり当たりの本数)

次に、既設はりから補強はりに作用する分布荷重 w は、図-2.4 に示すように摩擦力 S_a から式(解3)で算定できる。

$$w = S_a/L_r \quad (\text{解 3})$$

ここで、 w ：既設はりからアンカー鉄筋を介して補強はりに作用する分布荷重 (kN)

したがって、既設はり両側に設置された補強はりが分担する曲げモーメント M_{yr} は式(解4)で算定できる。

$$M_{yr} = (1/8) \times w(2L_r)^2 \times 2 = wL_r^2 \quad (\text{解 4})$$

式(解2)~(解4)をまとめると、既設初降伏時に補強はりが分担する曲げモーメント M_{yr} は式(解5)で表すことができる。

$$M_{yr} = \mu \cdot E_{sa} \cdot \varepsilon_{sa} \cdot A_{sa} \cdot n_a \cdot L_r \quad (\text{解 5})$$

したがって、はりの曲げ載荷実験から導いた式(解5)より、既設 RC 橋脚の段落し部が降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr} に対して必要なアンカー鋼材量を求めると、式(15)で表すことができる。

2.3 構造細目

2.3.1 補強部材軸線方向のアンカー鋼材の配置

- (1) アンカー鋼材は、補強範囲に均等に配置することを原則とする。
- (2) 橋脚中間部の複数箇所で段落しされている既設 RC 橋脚を補強する場合、上下の段落しの間となる区間には、上端の段落しより上部の区間と下端の段落しより下部の区間のうち、小さい方のアンカー鋼材比 p_a 以上となるアンカー鋼材量を配置することを原則とする。

【解説】

(1)について

アンカー鋼材が補強範囲に均等に配置されていない場合、既設 RC 橋脚から補強部材に力が十分に伝達されず、補強部材が設計で想定した曲げ補強効果を発揮できない可能性がある。そのため、アンカー鋼材は補強範囲に均等に配置することとした。

(2)について

例えば、既設 RC 橋脚に段落しが2箇所ある場合、上側の段落しより上部の区間及び下側の段落しより下部の区間にそれぞれ式(15)から算定される既設橋脚が段落し部で降伏するときに補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T を伝達するために必要なアンカー鋼材量を配置すれば、設計に必要なアンカー鋼材の総断面積は確保されることになる。しかしながら、実験におけるアンカー鉄筋ひずみ分布の測定結果によると、補強範囲 L_r 内のアンカー鉄筋には値は異なるもののそれぞれ応力が発生しており、アンカー鉄筋は部材全長にわたって応力を負担していると考えられる。したがって、既設 RC 橋脚から補強部材にはアンカー鋼材を介して補強範囲全長にわたって荷重が伝達されていると考えられ、上下の段落しの間にアンカー鋼材が十分に配置されていない区間があると、段落し部において補強部材が設計で想定した曲げモーメントを分担できなくなることが懸念される。そのため、段落しを2箇所以上有する既設 RC 橋脚を補強する場合においては、図-2.5 に示すように、各段落しの上下の補強範囲に式(15)から求まる所要のアンカー鋼材量を配置するとともに、上下の段落しの間にも、上端の段落しより上部の区間と下端の段落しより下部の区間のうち、小さい方のアンカー鋼材比 p_a 以上となるアンカー鋼材量を配置することを原則とした。

2.3.2 補強部材端部付近のアンカー鋼材の配置

補強部材端部付近に配置するアンカー鋼材は、補強部材端部に近づけて配置しなければならない。なお、アンカー鋼材は補強部材のかぶりコンクリート部分には配置してはならない。

【解説】

側面剛体補強工法の開発に際して実施した曲げ載荷実験では、補強はり端部付近に配置されたアンカー鉄筋の引張ひずみが大きくなる傾向が見られ、補強はり端部付近に配置されたアンカー鉄筋は、補強はりが曲げモーメントを分担するのに寄与していると考えられる。

側面剛体補強工法は、既設 RC 橋脚からアンカー鋼材を介して補強部材に荷重が伝達されて曲げ補強効果を発揮する工法である。補強部材端部付近にアンカー鋼材が配置されていないと補強部材が有効に働く範囲が小さくなり、見かけ上の補強範囲が実際に補強部材が設置された補強範囲 L_r よりも小さくなる。その場合、設計で想定した補強範囲有効高さ比 L_r/d に相当する曲げモーメント M_{yr}^T を補強部材が分担できない可能性がある。したがって、図-2.6 に示すように、補強部材端部付近に配置するアンカー鋼材はできるだけ補強部材端部に近づけて配置することとした。なお、アンカー鋼材は補強部材のせん断補強鉄筋や軸

方向鉄筋で囲まれた内側部分に配置することとし、かぶりコンクリート部分に配置してはならない。

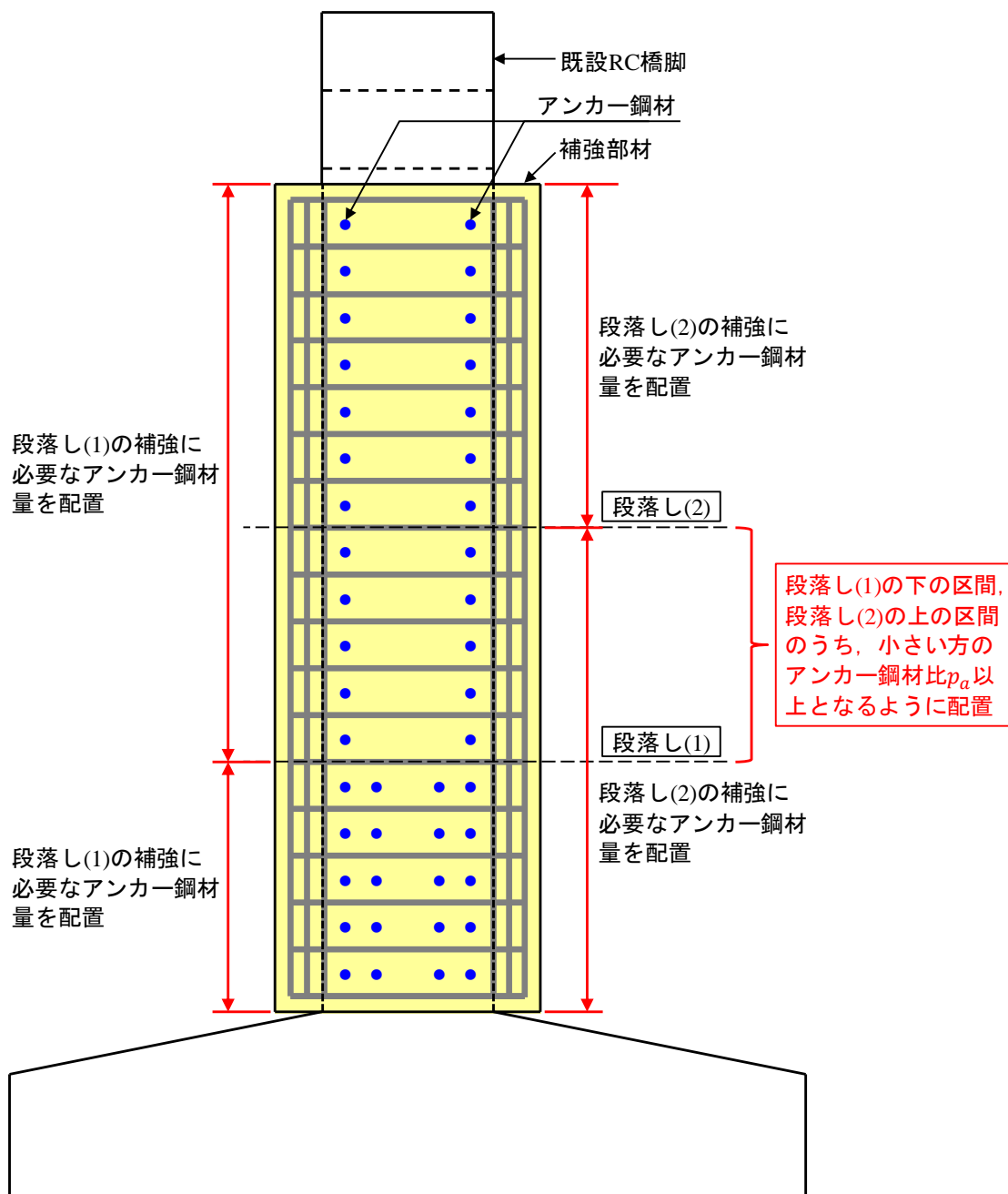


図-2.5 アンカー鋼材の最小鋼材量について

2.3.3 既設橋脚断面高さ方向のアンカー鋼材配置

- (1) アンカー鋼材は、既設橋脚断面高さ方向に2段以上配置しなければならない。
- (2) 既設橋脚断面高さ方向の最外縁に配置するアンカー鋼材相互の間隔は、既設橋脚の断面高さ h_e の50%程度以上とすることを原則とする。

【解説】

(1), (2)について

側面剛体補強工法の開発に際して実施した曲げ載荷実験及び交番載荷実験に用いた模型試験体では、アンカー鉄筋を既設橋脚部材の断面高さ方向に2~3段配置しており、既設橋

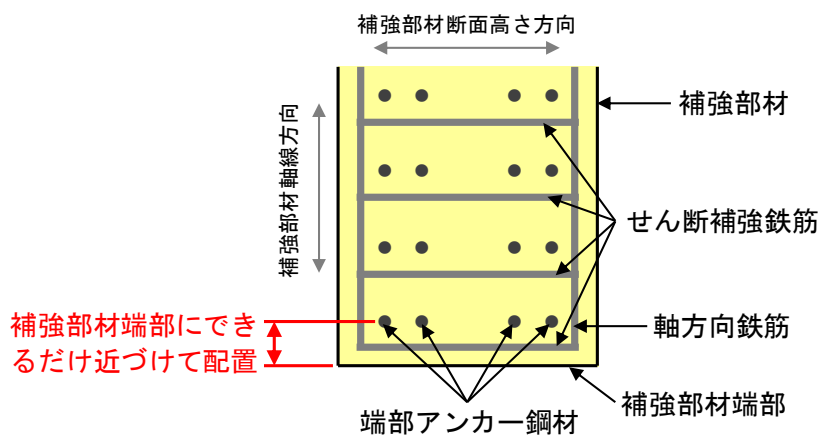


図-2.6 補強部材端部付近のアンカー鋼材配置 (補強部材正面図)

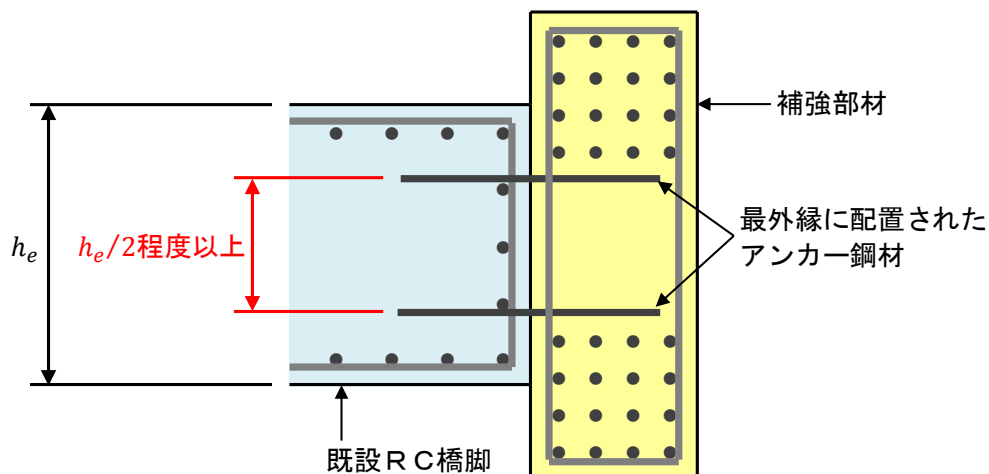


図-2.7 既設橋脚断面高さ方向のアンカー鋼材配置間隔

脚部材断面高さ方向の最外縁に配置したアンカー鋼材相互の間隔は既設橋脚部材の断面高さ h_e の48~51%程度となっている。アンカー鋼材を1段しか配置していない場合及び2段以上配置した場合の最外縁アンカー鋼材相互の配置間隔が小さい場合の曲げ補強効果は実験では確認されていない。したがって、補強設計では、図-2.7に示すように既設橋脚部材の断面高さ方向にはアンカー鋼材を2段以上配置することとし、既設橋脚の断面高さ方向の最外縁に配置するアンカー鋼材相互の間隔は、既設橋脚の断面高さ h_e の50%程度以上とすることを原則とした。

2.3.4 アンカー鋼材の定着長

アンカー鋼材は、既設橋脚内部及び補強部材内部でそれぞれかぶり厚さと基本定着長を合計した長さを確保して定着することを標準とする。

【解説】

アンカー鋼材は、補強設計において、既設橋脚と補強部材の境界面で降伏引張強度相当の引張応力を発揮することを期待しているため、そのために必要な定着長を既設橋脚内部及び補強部材内部にそれぞれ確保する必要がある。曲げ載荷実験及び交番載荷実験は、アンカー鉄筋を既設橋脚部材に 30ϕ (ϕ : アンカー鉄筋径) の長さで定着した試験体を用いているため、現状の知見では、図-2.8に示すように、アンカー鋼材はかぶり厚さとコンクリート標準³⁾で定められている基本定着長を合計した値以上の長さを確保して定着することを標準とした。

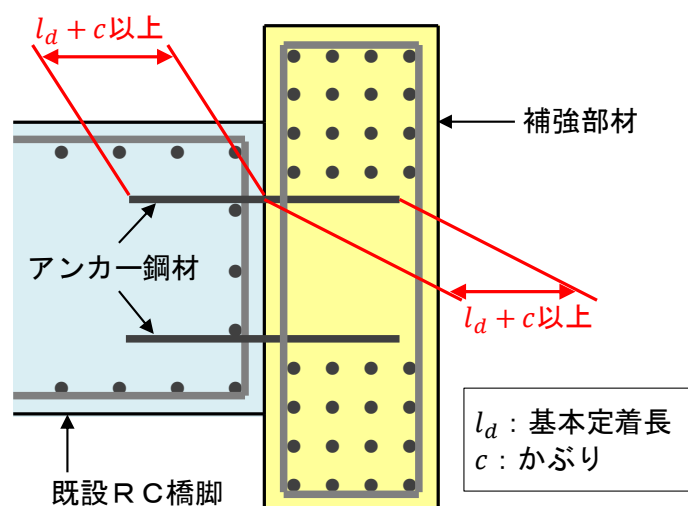


図-2.8 アンカー鋼材の定着長

2.3.5 補強部材の軸方向鉄筋の定着長

補強部材に配置される軸方向鉄筋は、段落し位置から 30ϕ 以上（ ϕ ：軸方向鉄筋径）伸ばして定着しなければならない。

【解説】

曲げ載荷実験では、補強部材の軸方向鉄筋を載荷点から 20ϕ 程度伸ばして端部に標準フック（半円形フック）を設けて定着した試験体を用いて実験を行い、所定の曲げ補強効果を有していることを確認している。実際の耐震補強工事では、補強部材の軸方向鉄筋は施工性の観点からフックを設けずに定着することが多いと想定されるため、補強部材の軸方向鉄筋は、段落し位置から 30ϕ 以上伸ばして定着することとした。

なお、本マニュアルの適用範囲で定めているように、段落し位置から補強部材端部までの長さで表される補強範囲 L_r は、既設橋脚部材の有効高さ d の1.2倍以上の長さとしなければならない。

3. 施工

3.1 一般

側面剛体補強工法の曲げ補強効果を発揮する方法で施工しなければならない。

【解説】

側面剛体補強工法の施工手順の例を図-3.1に示す。この節では、施工に関わる事項のうち、側面剛体補強工法の曲げ補強効果を発揮するために重要となる、既設橋脚の配筋調査、既設橋脚の表面処理、アンカー削孔及び打設、鉄筋組立及びコンクリートの打込みについて、施工の標準を示した。

3.2 既設橋脚の配筋調査

設計の構造細目を満足するため、アンカー鋼材位置は、現地における既設橋脚の配筋調査をもとに定めなければならない。

【解説】

既設橋脚の配筋は設計図書で確認できるが、実際に補強設計で定めた位置にあと施工アンカーを配置できるか現地で既設橋脚側面の配筋調査を行う必要がある。既設橋脚には軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が配置されているため、配筋調査では橋脚側面を鉛直方向と水平方向に1~2箇所程度、帯状の範囲をはつり、軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が設計図書に比べてどの程度の誤差を持って配置されているか確認する。軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の配置位置に関する調査結果は、橋脚側面に墨出し表示し、アンカー鋼材の設置位置を決定する。

アンカー鋼材は、設計の構造細目を満足するように削孔位置を定めることとする。調査

結果をもとに定めたアンカー鋼材位置は、監督員の承諾を得た上でアンカー削孔の施工を行わなければならない。

3.3 既設橋脚側面の表面処理

補強部材を設置する既設橋脚側面の表面は、補強部材が設計で要求された曲げ補強効果を発揮するために適切に表面処理を行わなければならない。表面処理後の付着強度は、付着強度試験の平均値が 1.0 N/mm^2 以上であることを確認することを原則とする。

【解説】

側面剛体補強工法では、地震時に水平荷重を受けた既設橋脚から側面のアンカー鋼材を介して補強部材に順次応力が伝達されて補強効果を発揮する。既設橋脚と補強部材間のコンクリート境界面の付着力と摩擦力を十分確保することも重要であり、境界面の粗度を向上することで補強効果を高めることができると考えられる。そのため、既設橋脚側面は吸塵式のブラスト処理等により付着強度を高めることとした。

境界面の付着強度は、土木工事標準仕様書⁵⁾のコンクリート剥落修繕工の品質管理方法を参考に、実構造物での付着強度試験を行い、付着強度の平均値が 1.0 N/mm^2 以上であることを確認することとした。

3.4 アンカーの削孔・打設

側面剛体補強工法において施工したあと施工アンカーが所定の性能を有していることを

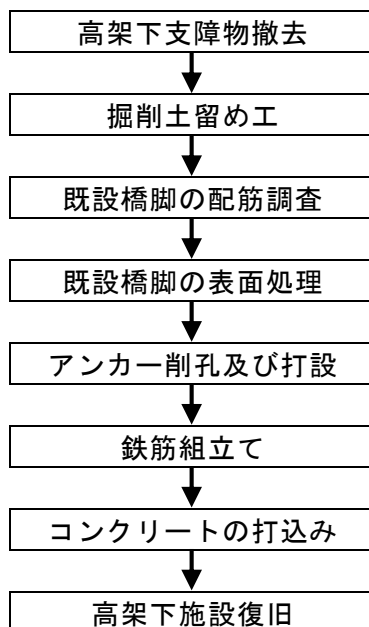


図-3.1 側面剛体補強工法の施工手順

確認しなければならない。アンカーの削孔長は、設計で定めた削孔長以上でなければならない。あと施工アンカーの性能は、適切な頻度でアンカーの引抜試験を行い、引抜強度がアンカー鋼材の設計引張降伏強度以上を有することとする。

【解説】

既設橋脚の配筋調査で決定したアンカー鋼材位置でアンカーの削孔を行う。アンカーの削孔はコアマシンで行い、削孔後に設計通りの削孔長となっているか、超音波探傷試験等で削孔長の全数確認を行う。

アンカー鉄筋の打設にあたっては、土木工事標準仕様書⁵⁾に則り、施工本数の1/30の頻度で引き抜き試験を実施し、アンカー鋼材の設計引張降伏強度以上の引抜強度が得られていることを確認することとする。

3.5 鉄筋組立て

施工計画段階において、アンカー鋼材と補強部材の軸方向鉄筋等の組立順序を適切に定めなければならない。

【解説】

橋脚側面付近の支障物や用地幅から補強部材寸法が制約されることが多いため、補強部材の曲げ剛性を確保する関係上、補強部材の引張鉄筋には、一般に太径の鉄筋を多く配置することが必要になることが想定される。また、補強部材は段落し部において所定の曲げモーメントを分担することが期待されるため、補強範囲はフーチング天端から橋脚天端付近まで補強部材を設置することが基本となる。橋脚基部が土中深くに埋まっている場合は、狭い掘削土留め工内部での鉄筋組立作業となることが想定されるため、鉄筋組立作業には必要によりクレーンを併用することを検討し、鉄筋組立順序を施工計画段階で十分に検討することが大切である。

補強部材に所定の曲げモーメントを分担させるため、一般にアンカー鋼材に太径鉄筋や高強度鋼材を使用することが必要になると想定される。アンカー鋼材はあと施工アンカーでの配置となること、補強部材の配筋作業にアンカー鉄筋が支障することが想定されること、及び太径のアンカー鉄筋は定着長が長くなることなど、鉄筋組立作業での施工性が懸念される。その場合、鉄筋組立作業の施工性から、設計段階からアンカー鉄筋には鉄筋継手や機械式定着の使用を検討するとよい。

3.6 コンクリートの打込み

補強部材のコンクリート打込みにおいては、高流動コンクリートを使用することを標準とする。

【解説】

補強部材は、用地境界の制約や高架下利用状況との関係から、比較的小さい断面となりかつ軸方向鉄筋量が多くなることが想定され、一般に補強範囲は橋脚のフーチング付近か

ら天端付近までとなりコンクリート打設高さも大きくなる。そのため、コンクリートの打込み作業では、配筋が密な補強部材内部に補強部材全長にわたって確実にコンクリートが充填されるよう、高流動コンクリートを使用することを標準とした。

4. 設計計算例（高架下に移設が困難な設備を有する高架橋への適用例）

4.1 適用理由

東北新幹線仙台・古川間第6小鶴沢高架橋の4P,5Pの橋脚2基に側面剛体補強工法を適用した。図-4.1は当該橋脚の概要を示している。第6小鶴沢高架橋は、4P~6P橋脚間の高架下が信号通信機器室として利用されている。4P,5P橋脚付近には移設が困難な信号機器が配置されており、RC巻立て工法を適用する場合、機器の移転が必要となりその移設費用が莫

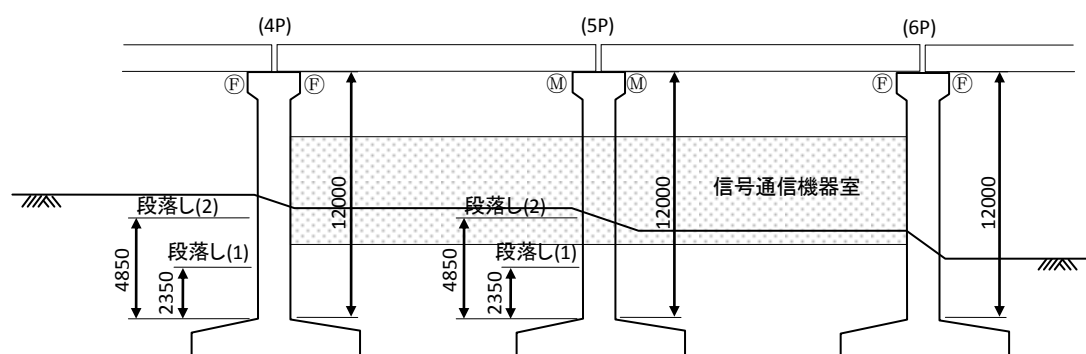


図-4.1 東北新幹線第6小鶴沢高架橋の概要

表-4.1 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の構造諸元

橋脚 No.	幅 b_e ×高さ h_e (mm)	コンクリート設計強度 f'_c (MPa)	部位	基部から段落しまでの高さ (mm)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_e (%)	鉄筋規格	せん断スパン L_a (mm)
4P	9000 × 1500	21.0	基部	—	71-D32,37-D25	0.62	SD345	12000
			段落し(1)	2350	71-D32	0.49		
			段落し(2)	4850	37-D32	0.27		
5P			基部	—	71-D29	0.38		
			段落し(1)	2350	59-D29	0.32		
			段落し(2)	4850	37-D29	0.21		

大となり、工程も長くなることが問題となっていた。そのため、機器室の支障移転工事に係る工事費の低減と工期の短縮を図るため、4P橋脚および5P橋脚を対象として機器室の移設を省略できる側面剛体補強工法を適用することにした。

4P橋脚および5P橋脚の構造諸元を表-4.1に示す。4P,5P橋脚の竣工は昭和52年(1977年)となっている。4P,5P橋脚ともに断面幅 b_e が9000mm, 断面高さ h_e が1500mmで辺長比 b_e/h_e は6.0の扁平な断面形状となっており、フーチング上面から高さ2350mm, 4850mmの2箇所において軸方向鉄筋が段落しされている。4P橋脚と5P橋脚では上部工(桁)の支持条件が異なるため(4P橋脚は固定支承, 5P橋脚は可動支承), 4P橋脚の引張鉄筋量は5P橋脚に比べて大きくなっている。

4.2 補強前の曲げに関する耐力評価

補強前の段落し部における曲げ損傷の可能性は、既往の研究¹⁾で示されている式(4.1)に示す損傷形態判別係数 S を用いて評価する。

$$S = \frac{M_y^T/M^T}{M_y^B/M^B} \quad (16)$$

ここで、 M_y^T , M_y^B : 段落し部及び基部における降伏曲げ耐力, M^T , M^B : 設計地震力を作用させた時に段落し部及び基部に生じる曲げモーメントである。段落し部に生じる曲げモーメント M^T は $M^B = M_y^B$ として求めてよい。また M^T は、段落し部で定着された引張鉄筋の付着が切れることを想定し、損傷が進展した際の付着切れ長さ(l_{d0})として 38ϕ (ϕ : 軸方向鉄筋径)だけカットオフ点より下がった断面で算定する。

4P,5P橋脚の損傷形態判別係数 S を表-4.2に示す。補強前における4P,5P橋脚の損傷形態判別係数 S の値は0.71~0.95となっており、段落し部の耐震安全率が基部の耐震安全率よりも小さい値となっている。したがって耐震補強をしない場合、4P,5P橋脚は地震時に段落し部での曲げ損傷が基部に先行して発生する可能性があるため、段落し部の曲げ補強を行う

表-4.2 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の補強前の損傷形態判別係数 S

橋脚No.		段落しNo.	損傷形態判別係数 S (補強前)
実橋脚	4P	段落し(1)	0.90
		段落し(2)	0.71
	5P	段落し(1)	0.95
		段落し(2)	0.87

必要がある。なお、本橋脚はせん断耐力や橋脚基部の変形性能は確保されており、段落し部の曲げ耐力だけが不足していると判定されたため、段落し部の曲げ補強のみを行うものである。

4.3 補強設計

図-2.1 の設計手順に則り、補強設計を行った。以下に5P橋脚の場合を例に、補強設計例を示す。図-4.2 に5P橋脚の配筋概要を示す。

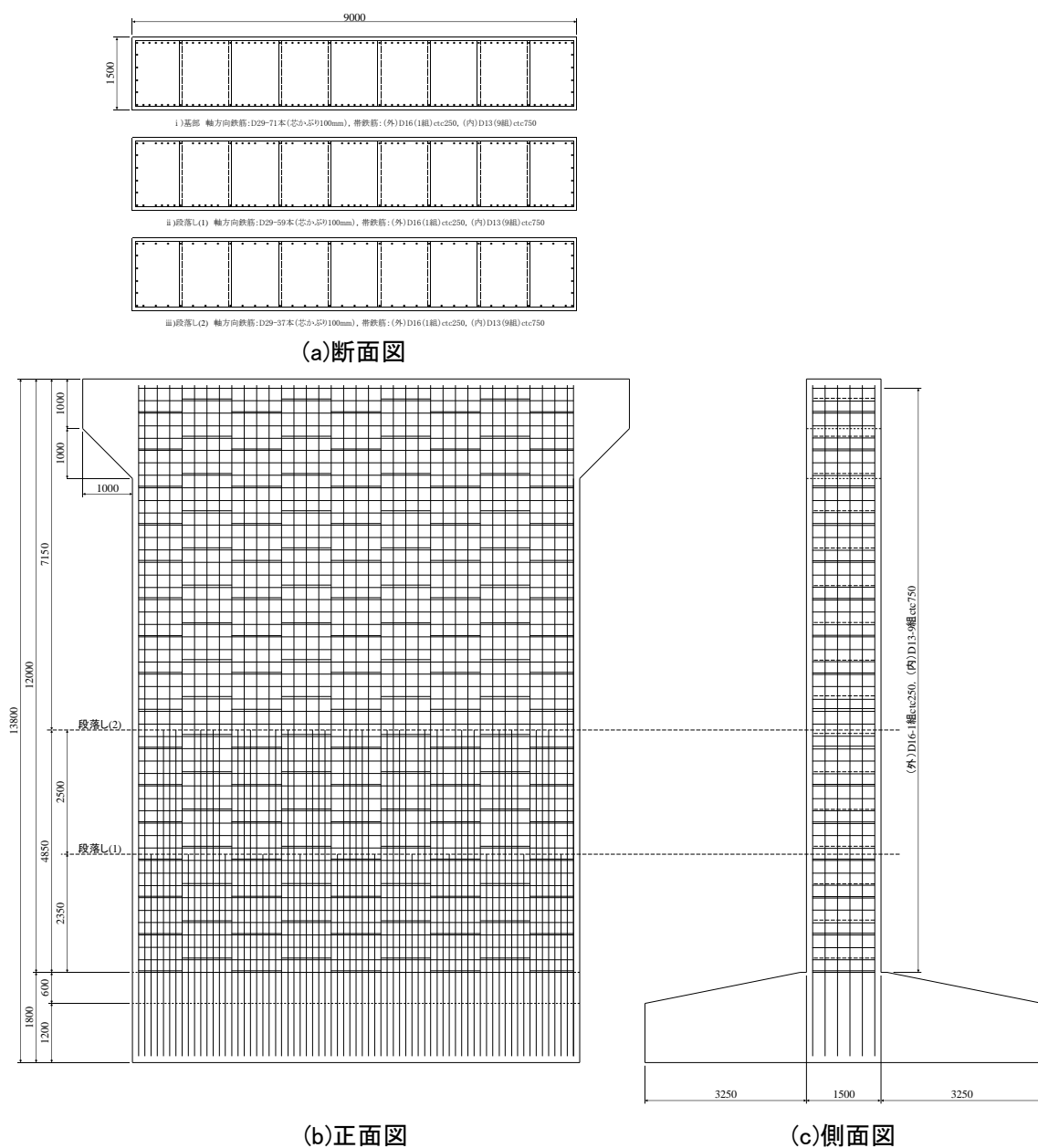


図-4.2 第6小鶴沢高架橋5P橋脚配筋図

4.3.1 5P橋脚 段落し(1)

(1) 補強部材寸法（断面，補強範囲）の設定

5P橋脚の片側の側面は信号通信機器室の通路として使用されており，補強後も必要な通路幅員を確保するため，**図-4.3**に示すように，橋脚側面に補強部材幅 b_r ：700mm，補強部材高さ h_r ：2500mmのRC補強部材を設置することとした．既設橋脚の断面高さ h_e （1500mm）に対して補強部材高さ h_r を大きくすることで（ $h_r/h_e = 1.67$ ），補強部材の曲げ剛性 EI_r を大きくするようにした．

補強範囲は，**図-4.3**に示すように，フーチング天端（下部）から橋脚張出し梁ハンチ下（上部）までとして，補強部材長は9900mmとした．したがって，段落し(1)の補強範囲 L_r は2350mm，段落し(2)の補強範囲 L_r は4850mmとなる．

(2) 引張鉄筋量の設定

補強部材断面で配置可能な引張鉄筋量として，D38(SD590)×4,4,4,3本を4段で配置することとした．

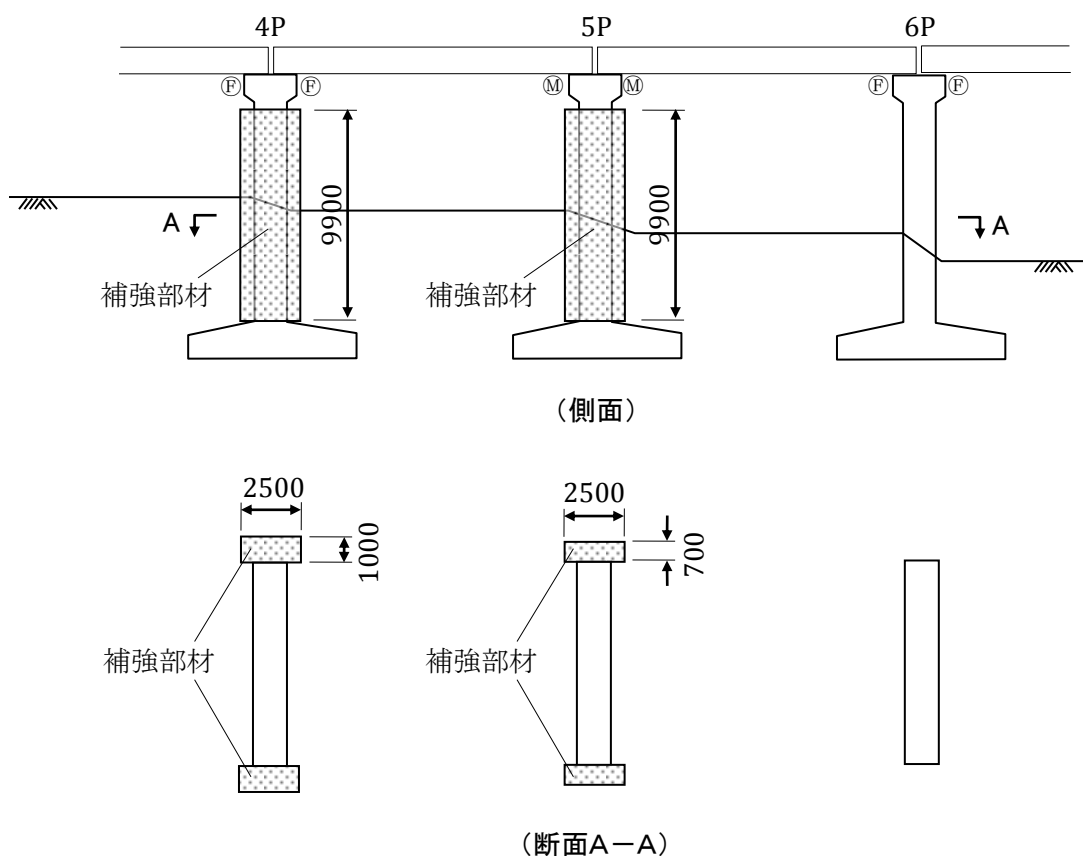


図-4.3 4P,5P橋脚の補強概要

(3) 補強部材曲げ剛性比，補強範囲有効高さ比の算定

図-2.3 に示すように，既設橋脚と補強部材の合成断面で圧縮縁コンクリートから中立軸までの距離 x_e, x_r を算定し，中立軸位置をもとに補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e を算出する。 x_e, x_r は，コンクリート断面計算より，段落し(1)における軸力 $N'_d : 7394\text{kN}$ を用いて算定する。

$$x_e = 267\text{mm}$$

$$x_r = 767\text{mm}$$

既設橋脚部材の曲げ剛性 EI_e 及び補強部材の曲げ剛性 EI_r を算定する。

ここで，コンクリート標準より，

$$E_{ce} = 23.5 \text{ kN/mm}^2 \quad (f'_{ce} = 21 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_{cr} = 31.0 \text{ kN/mm}^2 \quad (f'_{cr} = 40 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$d = 1400\text{mm}$$

とする。

$$EI_e = \frac{E_{ce} b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2$$

$$= \frac{23.5 \times 9000 \times 267^3}{3} + 200$$

$$\times 642.4 \times \{59 \times (1133^2 + 167^2) + 2 \times (873^2 + 613^2 + 353^2 + 93^2)\}$$

$$= 11,610,725,682,220 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_r = \frac{2E_{cr} b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2$$

$$= \frac{2 \times 31.0 \times 1000 \times 767^3}{3} + 200$$

$$\times [1140 \times \{4 \times (1593^2 + 1443^2 + 1318^2 + 352^2 + 477^2 + 627^2) + 3 \times (1193^2 + 227^2)\} \\ + 387.1 \times 2 \times (693^2 + 273^2)] \times 2$$

$$= 21,670,204,695,773 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

ゆえに，補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e は，

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{21,670,204,695,773}{11,610,725,682,220} = 1.87$$

補強範囲有効高さ比 L_r/d を算定する。

$$\frac{L_r}{d} = \frac{2350}{1400} = 1.68$$

(4) 既設橋脚降伏曲げモーメント（補強部材分担曲げモーメント）の算定

補強後の段落し部の降伏曲げ耐力を算定する。

既設橋脚の段落し(1)における降伏曲げ耐力 $M_y^T = 22327\text{kN}\cdot\text{m}$ （段落し(1)における軸力 $N'_d = 7394\text{kN}$ を用いて算定）なので、

$$M_{y(e+r)}^T = M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\}$$
$$= 22327 \times (1 + 0.183 \times 1.68 \times 1.87) = 35127\text{kN}\cdot\text{m}$$

(5) 損傷部位（損傷形態判別係数）の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' を算定する。

ここで、

$M_y^B = 26141\text{kN}\cdot\text{m}$ （基部における軸力 $N'_d = 8171\text{kN}$ を用いて算定）

$M^B = M_y^B$ とする。

$$M^T = 26141 \times \frac{12.0 - 2.35 + 38 \times 29/1000}{12.0} = 23422\text{kN}\cdot\text{m}$$

よって、

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T / M^T}{M_y^B / M^B} = \frac{35127/23422}{26141/26141} = 1.50 \geq 1.30 \text{ (OK)}$$

(6) 補強部材の降伏曲げ耐力の照査

既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T をもとに、補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに段落し部で補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を算定する。既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T は次式で算定する。

$$M_y^T = 22327\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yr}^T = 0.183 M_y^T \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) = 0.183 \times 22327 \times 1.68 \times 1.87 = 12800\text{kN}\cdot\text{m}$$

補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに段落し部で補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ は次式で算定する。

$$M_{1.3r}^T = \frac{1.3}{S'} M_{yr}^T = \frac{1.30}{1.50} \times 12800 = 11096\text{kN}\cdot\text{m}$$

断面計算より、補強部材の設計降伏曲げ耐力 $M_{ydr} = 35493\text{kN}\cdot\text{m}$ （補強部材に作用する軸力

$N'_d = 0\text{kN}$ として算定)

よって,

$$\gamma_i \cdot M_{1.3r}^T / M_{ydr} = 1.0 \times 11096 / 35493 = 0.31 \leq 1.0 \quad (\text{OK})$$

(7) 補強部材のせん断耐力の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ は次式で算定する.

$$S_{1.3r}^T = \frac{M_{1.3r}^T}{L_r} = \frac{11096}{2.35} = 4722\text{kN}$$

補強部材の設計せん断耐力 V_{ydr} を算定する.

$$\begin{aligned} V_{cdr} &= (0.75 + 1.4 d_r/L_r) \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot 2b_r \cdot d_r / \gamma_b \\ &= (0.75 + 1.4 \times 2360/2350) \times 0.81 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.63 \times 2 \times 700 \times 2360 / (1.3 \times 1000) \\ &= 2772\text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{ここで, } f_{vcd} = 0.2^3 \sqrt{f'_{cd}} = 0.2^3 \sqrt{30.8} = 0.63 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_r} = \sqrt[4]{1000/2360} = 0.81$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c} = \sqrt[3]{100 \times 1.0} = 1.0$$

$$\beta_n = 1.0$$

$$b_r = 700\text{mm}$$

$$d_r = 2360\text{mm}$$

$$p_c = A_{rs} / (2b_r \cdot d_r) = 33039 / (2 \times 700 \times 2360) = 1.00$$

$$A_{rs} = A_{rs1} + A_{rs2} \cdot \frac{d_2}{d_r} + A_{rs3} \cdot \frac{d_3}{d_r} + \dots + A_{rsn} \cdot \frac{d_n}{d_r}$$

$$= \left[1140 \times \left\{ 4 \times \left(1 + \frac{2210}{2360} + \frac{2085}{2360} \right) + 3 \times \left(\frac{1960}{2360} \right) \right\} + 387.1 \times 2 \times \left(\frac{1460}{2360} + \frac{1040}{2360} \right) \right] \times 2$$

$$= 33039\text{mm}^2$$

$$f'_{cd} = 40/1.3 = 30.8 \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_b = 1.3$$

$$V_{sdr} = (A_w \cdot f_{wyd} \cdot z/s_s) / \gamma_b = 1548.1 \times 345 \times 2052.1 / (300 \times 1000 \times 1.1) = 3322\text{kN}$$

$$\text{ここで, } A_w = 387.1 \times 2 \times 2 = 1548.4\text{mm}^2$$

$$f_{wyd} = 345 \text{N/mm}^2$$

$$z = d_r/1.15 = 2360/1.15 = 2052.1\text{mm}$$

$$s_s = 300\text{mm}$$

$$\gamma_b = 1.1$$

よって,

$$V_{ydr} = V_{cdr} + V_{sdr} = 2772 + 3322 = 6094 \text{ kN}$$

$$\gamma_i \cdot S_{1.3r}^T / V_{ydr} = 1.0 \times 4722 / 6094 = 0.77 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

(8) アンカー鋼材の設計

既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T が既設橋脚から補強部材に伝達されるために必要となるアンカー鋼材量を算定する。次式を満足するアンカー鋼材量を配置する。

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} \leq 1.0$$

補強範囲 L_r (2350mm) にアンカー鋼材D38(SD590)を16本(橋脚側面片側の補強部材あたり)配置する。配置するアンカー鋼材の総断面積は,

$$n_a A_{sa} = 16 \times 1140 = 18240 \text{ mm}^2$$

必要なアンカー鋼材量は,

$$\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} = \frac{12800 \times 10^6}{0.7 \times 590 \times 2350} = 13189 \text{ mm}^2$$

よって,

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} = 1.0 \times \frac{13189}{18240} = 0.72 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

4.3.2 5P橋脚 段落し(2)

(1) 補強部材寸法(断面, 補強範囲)の設定

段落し(1)と同じ。

(2) 引張鉄筋量の設定

段落し(1)と同じ。

(3) 補強部材曲げ剛性比, 補強範囲有効高さ比の算定

図-2.3 に示すように, 既設橋脚と補強部材の合成断面に対して圧縮縁コンクリートから中立軸までの距離 x_e, x_r を算定し, これより補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e を算出する.

x_e, x_r は, コンクリート断面計算より, 段落し(2)における軸力 N'_d : 6567kNを用いて算定する.

$$x_e = 240\text{mm}$$

$$x_r = 740\text{mm}$$

既設橋脚部材の曲げ剛性 EI_e 及び補強部材の曲げ剛性 EI_r を算定する.

ここで, コンクリート標準より,

$$E_{ce} = 23.5 \text{ kN/mm}^2 (f'_{ce} = 21 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_{cr} = 31.0 \text{ kN/mm}^2 (f'_{cr} = 40 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$d = 1400\text{mm}$$

とする.

$$EI_e = \frac{E_{ce} b_e x_e^3}{3} + E_s \sum A_{esi} x_{esi}^2$$

$$= \frac{23.5 \times 9000 \times 240^3}{3} + 200$$

$$\times 642.4 \times \{37 \times (1160^2 + 140^2) + 2 \times (900^2 + 640^2 + 380^2 + 120^2)\}$$

$$= 974,592,000,000 + 6,844,026,816,000$$

$$= 7,818,618,816,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_r = \frac{2E_{cr} b_r x_r^3}{3} + 2E_s \sum A_{rsi} x_{rsi}^2$$

$$= \frac{2 \times 31.0 \times 700 \times 740^3}{3}$$

$$+ 200 \times [1140 \times \{4 \times (1620^2 + 1470^2 + 1345^2 + 325^2 + 450^2 + 600^2) + 3 \times (1220^2 + 200^2)\} + 387.1 \times 2 \times (720^2 + 300^2)] \times 2$$

$$= 5,862,240,533,333 + 15,525,969,312,000$$

$$= 21,388,209,845,333 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

ゆえに,

$$\frac{EI_r}{EI_e} = \frac{21,388,209,845,333}{7,818,618,816,000} = 2.74$$

補強範囲有効高さ比 L_r/d を算定する.

$$\frac{L_r}{d} = \frac{4850}{1400} = 3.46$$

(4) 既設橋脚降伏曲げモーメント（補強部材分担曲げモーメント）の算定

補強後の段落し部の降伏曲げ耐力を算定する.

ここで,

既設橋脚の段落し(2)における降伏曲げ耐力 $M_y^T = 15654\text{kN}\cdot\text{m}$ （段落し(2)における軸力 $N'_d = 6567\text{kN}$ を用いて算定）

$$\begin{aligned} M_{y(e+r)}^T &= M_y^T \left\{ 1 + 0.183 \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) \right\} \\ &= 15654 \times (1 + 0.183 \times 3.46 \times 2.74) = 42802\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(5) 損傷部位（損傷形態判別係数）の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' を算定する.

ここで,

$M_y^B = 26141\text{kN}\cdot\text{m}$ （基部における軸力 $N'_d = 8171\text{kN}$ を用いて算定）

$M^B = M_y^B$ とする.

$$M^T = 26141 \times \frac{12.0 - 4.85 + 38 \times 29/1000}{12.0} = 17976\text{kN}\cdot\text{m}$$

よって,

$$S' = \frac{M_{y(e+r)}^T/M^T}{M_y^B/M^B} = \frac{42802/17976}{26141/26141} = 2.38 \geq 1.30 \text{ (OK)}$$

(6) 補強部材の降伏曲げ耐力の照査

既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T をもとに, 補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに段落し部で補強部材が分担する曲げモーメント $M_{1.3r}^T$ を算定する. 既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T は次式で算定する.

$$M_y^T = 15654\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yr}^T = 0.183 M_y^T \left(\frac{L_r}{d} \right) \left(\frac{EI_r}{EI_e} \right) = 0.183 \times 15654 \times 3.46 \times 2.74 = 27148\text{kN}\cdot\text{m}$$

補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに段落し部で補強部材が分担する曲げ

モーメント $M_{1.3r}^T$ は次式で算定する.

$$M_{1.3r}^T = \frac{1.3}{S'} M_{yr}^T = \frac{1.30}{2.38} \times 27148 = 14822 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

断面計算より, 補強部材の設計降伏曲げ耐力 $M_{ydr} = 35493 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (補強部材に作用する軸力 $N'_d = 0 \text{ kN}$ として算定)

よって,

$$\gamma_i \cdot M_{1.3r}^T / M_{ydr} = 1.0 \times 14822 / 35493 = 0.42 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

(7) 補強部材のせん断耐力の照査

補強後の損傷形態判別係数 S' が制限値1.3となるときに補強部材が分担するせん断力 $S_{1.3r}^T$ は次式で算定する.

$$S_{1.3r}^T = \frac{M_{1.3r}^T}{L_r} = \frac{14822}{4.85} = 3056 \text{ kN}$$

補強部材の設計せん断耐力 V_{ydr} を算定する.

$$\begin{aligned} V_{cdr} &= (0.75 + 1.4 d_r / L_r) \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot 2b_r \cdot d_r / \gamma_b \\ &= (0.75 + 1.4 \times 2360 / 4850) \times 0.81 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.63 \times 2 \times 700 \times 2360 / (1.3 \times 1000) \\ &= 1840 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{ここで, } f_{vcd} = 0.2^3 \sqrt{f'_{cd}} = 0.2^3 \sqrt{30.8} = 0.63 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_r} = \sqrt[4]{1000/2360} = 0.81$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c} = \sqrt[3]{100 \times 1.0} = 1.0$$

$$\beta_n = 1.0$$

$$b_r = 700 \text{ mm}$$

$$d_r = 2360 \text{ mm}$$

$$p_c = A_{rs} / (2b_r \cdot d_r) = 33039 / (2 \times 700 \times 2360) = 1.00$$

$$A_{rs} = A_{rs1} + A_{rs2} \cdot \frac{d_2}{d_r} + A_{rs3} \cdot \frac{d_3}{d_r} + \dots + A_{rsn} \cdot \frac{d_n}{d_r}$$

$$= \left[1140 \times \left\{ 4 \times \left(1 + \frac{2210}{2360} + \frac{2085}{2360} \right) + 3 \times \left(\frac{1960}{2360} \right) \right\} + 387.1 \times 2 \times \left(\frac{1460}{2360} + \frac{1040}{2360} \right) \right] \times 2$$

$$= 33039 \text{ mm}^2$$

$$f'_{cd} = 40 / 1.3 = 30.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_b = 1.3$$

$$V_{sdr} = (A_w \cdot f_{wyd} \cdot z/s_s) / \gamma_b = 1548.1 \times 345 \times 2052.1 / (300 \times 1000 \times 1.1) = 3322 \text{ kN}$$

$$\text{ここで, } A_w = 387.1 \times 2 \times 2 = 1548.4 \text{ mm}^2$$

$$f_{wyd} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$z = d_r / 1.15 = 2360 / 1.15 = 2052.1 \text{ mm}$$

$$s_s = 300 \text{ mm}$$

$$\gamma_b = 1.1$$

よって,

$$V_{ydr} = V_{cdr} + V_{sdr} = 1840 + 3322 = 5162 \text{ kN}$$

$$\gamma_i \cdot S_{1.3r}^T / V_{ydr} = 1.0 \times 3056 / 5162 = 0.59 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

(8) アンカー鋼材の設計

既設初降伏時に補強部材が分担する曲げモーメント M_{yr}^T が既設橋脚から補強部材に伝達されるために必要となるアンカー鋼材量を算定する。次式を満足するアンカー鋼材量を配置する。

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{ry}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} \leq 1.0$$

補強範囲 L_r (4850mm) にアンカー鋼材D38(SD590)を32本(橋脚側面の片側補強部材あたり)配置する。配置するアンカー鋼材の総断面積は,

$$n_a A_{sa} = 32 \times 1140 = 36480 \text{ mm}^2$$

必要なアンカー鋼材量は,

$$\frac{M_{yr}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} = \frac{27148 \times 10^6}{0.7 \times 590 \times 4850} = 13553 \text{ mm}^2$$

よって,

$$\gamma_i \frac{\left(\frac{M_{ry}^T}{\mu \times f_{sya} \times L_r} \right)}{n_a A_{sa}} = 1.0 \times \frac{13553}{36480} = 0.38 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

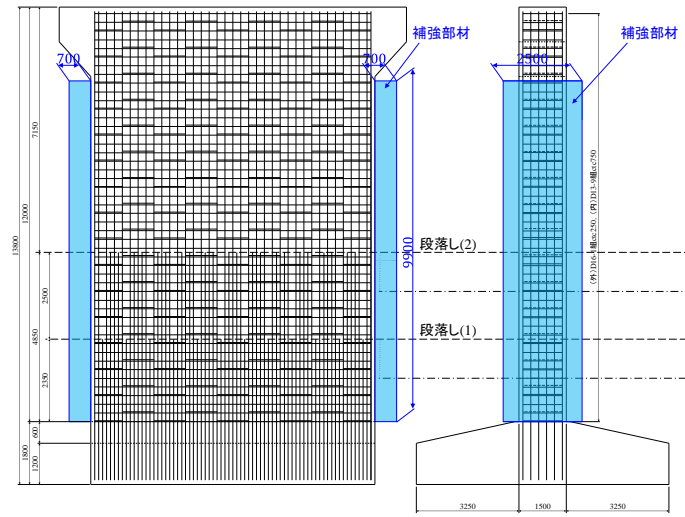
4.3.3 補強設計のまとめ

(1) 5P橋脚の補強設計結果

表-4.3 に5P橋脚の補強設計結果(補強部材諸元, アンカー鋼材量, 照査結果)を示す。

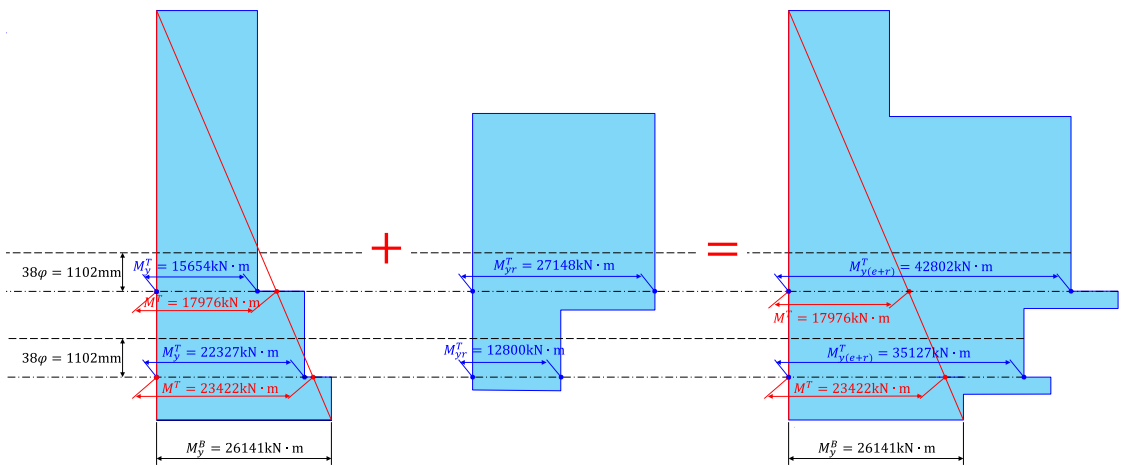
表-4.3 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の補強設計結果

橋脚 No.	幅 b_r ×高さ h_r (mm)	コンクリート強度 f'_c (MPa)	引張鉄筋	引張鉄筋比 p_r (%)	径・間隔×段数 (規格)	アンカー鉄筋比 p_a (%)
4P	1000 × 2500	40.0	6-D38×5段 (USD590)	1.36	D38ctc333 ×4段 (USD590)	0.91
5P	700 × 2500		4-D38×3段 3-D38×1段 (USD590)	1.00	D38ctc500 ×3段 (USD590)	0.52



橋脚正面図

橋脚側面図



補強前の降伏曲げ耐力と曲げモーメント分布

補強部材が分担する曲げモーメント

補強後の降伏曲げ耐力と曲げモーメント分布

図-4.4 5P橋脚の曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力分布

また、図-4.4に5P橋脚の曲げモーメント分布と降伏曲げ耐力の分布を示す。補強部材には、引張鉄筋としてD38(SD590)×4,4,4,3本を4段で配置して、引張鉄筋量をできるだけ大きくすることで補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e を大きくして、補強部材が分担する曲げモーメントが大きくなるように設計した。図-4.5に5P橋脚の補強設計図を示す。

(2) 4P橋脚の補強設計結果

表-4.3に4P橋脚の補強設計結果を、図-4.6に4P橋脚の補強設計図を示す。4P橋脚は用地

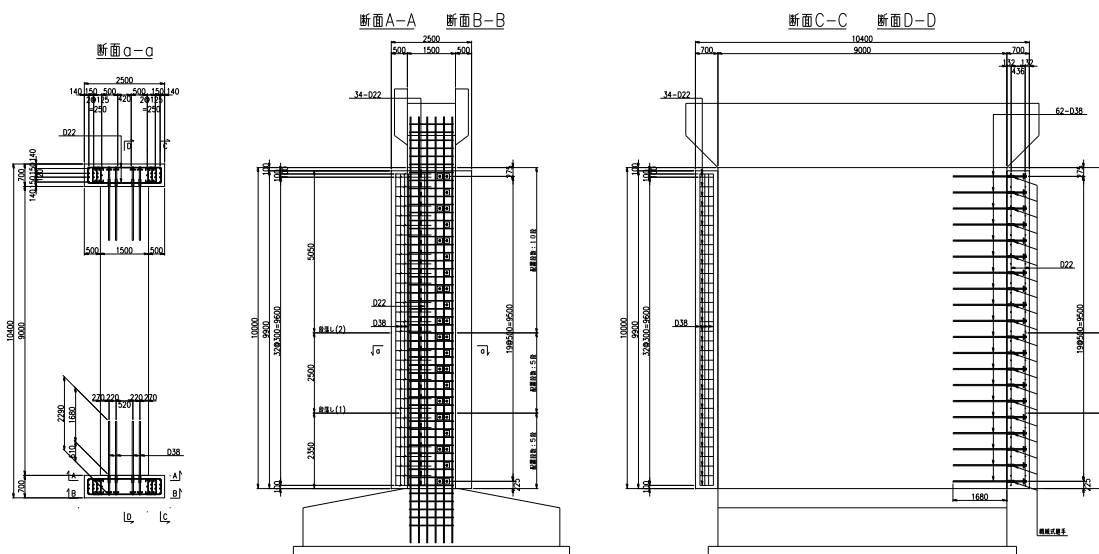


図-4.5 5P橋脚の補強設計図

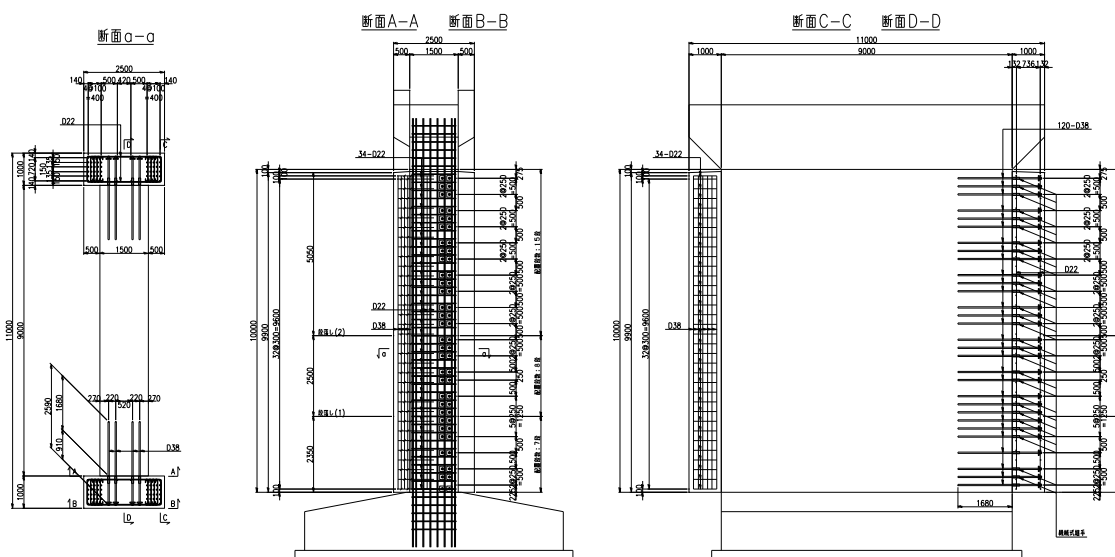


図-4.6 4P橋脚の補強設計図

表-4.4 第6小鶴沢高架橋4P,5P橋脚の補強前後の損傷形態判別係数

橋脚No.	段落しNo.	補強前	補強後		
		損傷形態判別係数 S	補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e	補強範囲有効高さ比 L_r/d	損傷形態判別係数 S'
4P	段落し(1)	0.90	2.37	1.68	1.56
	段落し(2)	0.71	4.00	3.46	2.51
5P	段落し(1)	0.95	1.87	1.68	1.50
	段落し(2)	0.87	2.74	3.46	2.38

幅を考慮し現地で設置可能な補強部材寸法として、補強部材幅 b_r を1000mmに設定した。4P橋脚は既設橋脚の引張鉄筋量が5P橋脚に比べて大きいこと、補強前の損傷形態判別係数 S の値が5P橋脚に比べて小さいことから、補強部材断面と引張鉄筋量が大きくなっている。

(3) 4P,5P橋脚における補強前後の損傷形態判別係数 S, S'

表-4.4 に4P,5P橋脚の補強前後の損傷形態判別係数 S および S' 及び補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e 、補強範囲有効高さ比 L_r/d をまとめて示す。補強前の損傷形態判別係数 S が0.71~0.95と段落し部が基部に先行して損傷する諸元であったものが、補強後の損傷形態判別係数 S' は1.50~2.51に向上しており、段落し部の損傷を防止できる S' の値1.30よりも改善できている。4P,5P橋脚とも段落し部(2)の S' の値が段落し部(1)の S' の値よりも大きくなっている。これは、既設橋脚の引張鉄筋量は、段落し(2)の方が段落し(1)よりも小さいことから、既設橋脚の曲げ剛性 EI_e も段落し(2)の方が段落し(1)に比べて小さくなっており、それに応じて補強部材曲げ剛性比 EI_r/EI_e の値は、段落し(2)の方が段落し(1)に比べて大きくなっているためである。

参考文献

- 1) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No.525, I -33, pp.83-95, 1995.10.
- 2) 佐々木智大, 川島一彦: E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第30巻), pp.434-441, 2009.
- 3) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.
- 4) 石橋忠良, 中原繁則, 佐藤勉: コンクリートブロック間の各種せん断伝達方法とその効

- 果, 構造物設計資料, No.80, pp.10-16, 1984.12.
- 5) 東日本旅客鉄道株式会社: 土木工事標準仕様書.
 - 6) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦: 段落しを有する橋脚の側面から補強する耐震補強工法の曲げ補強効果に関する研究, 土木学会論文集 (投稿中).
 - 7) Taichiro Watanabe, Kaoru Kobayashi, Takahiro Kanno, Shigehiko Saito :Development of a New Seismic Retrofit Method Reinforcing only Two-sides of RC Bridge Pier with Bar Cut-off Sections, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, September 23-25 2015, Geneva, Switzerland.
 - 8) 渡部太一郎, 小林薫, 菅野貴浩, 斉藤成彦: 補強部材の曲げ剛性が側面補強された RC はりの曲げ性能に与える影響に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.859-864, 2015.
 - 9) 太田浩一郎, 斉藤成彦, 渡部太一郎, 小林薫: 側面補強された RC はりの曲げ補強効果に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1033-1038, 2009.
 - 10) 渡部太一郎, 小林薫: 側面から補強する RC 橋脚の耐震補強工法に関する交番載荷実験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, pp.319-320, 2007.
 - 11) 渡部太一郎, 小林薫, 新田昭彦, 高橋直希, 奥山祐一, 伊藤憲司, 佐藤吉運, 小林将志, 築嶋大輔, 菅野貴浩: 東北新幹線第 6 小鶴沢高架橋耐震補強の設計施工ー当該橋脚を模擬した模型実験に基づく耐震補強 (橋脚側面に剛性のある RC 補強部材を配置する補強方法)ー, 東日本旅客鉄道株式会社, SED-STRUCTURAL ENGINEERING DATAー, No.30, pp.204-219, 2008.5.
 - 12) 山本強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 348 号, V-1, pp.61-70, 1984.8.