

鉄道 RC 高架橋等の耐震対策としての
補修・補強・合理化に関する研究

2010 年

中村 敏晴

鉄道 RC 高架橋等の耐震対策としての補修・補強・合理化に関する研究

目 次

	頁
第 1 章 序論	
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	5
1.3 本論文の構成	5
第 2 章 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計, 耐震補強, 構造の合理化	
2.1 はじめに	9
2.2 耐震設計	9
(1) 鉄道 RC ラーメン高架橋および場所打ち杭の耐震設計の変遷	9
(2) 現在の鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計	16
(3) 現在の杭の耐震設計	20
(4) 道路橋の耐震設計	22
2.3 柱の耐震補強	26
(1) 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震補強	26
(2) コンクリートセグメントと鋼より線を用いた柱の耐震補強	29
2.4 杭頭接合部の耐震設計上の構造合理化	33
(1) 杭頭接合部の合理化に関する既往の研究	33
(2) 鋼管を用いた杭頭接合部の構造	37
第 3 章 柱の耐震補強と補修・再補強に関する研究	
3.1 はじめに	41
3.2 薄型セグメントと鋼より線による柱の耐震補強	41
(1) セグメント形状の検討	41
(2) 薄型セグメントの検討	44
(3) 薄型セグメントを用いた耐震補強柱の交番載荷試験	46
(4) 耐震補強柱の変形性能の評価	53
3.3 実大試験体による変形性能の確認	59
(1) 試験体の諸元	59
(2) 使用材料	61
(3) 載荷方法	62
(4) 交番載荷試験結果	63
(5) 変形性能	71
3.4 大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強	76
(1) 補強試験体の形状と損傷状況	76
(2) 再補強試験体の概要	77

(3) 再補強試験体の交番載荷試験結果	80
(4) 再補強試験体の変形性能の評価	92
3.5 まとめ	99

第4章 薄型セグメントと鋼より線による壁式橋脚の耐震補強に関する研究

4.1 はじめに	103
4.2 耐震補強した壁式橋脚の交番載荷試験の概要	103
4.3 耐震補強した壁式橋脚の交番載荷試験結果	109
(1) 荷重と変位の関係	109
(2) 試験体の損傷状況	109
(3) 試験体のひずみ分布状況	112
4.4 耐震補強した壁式橋脚の変形性能の評価	114
4.5 まとめ	116

第5章 鋼管を用いた杭頭接合部に関する研究

5.1 はじめに	117
5.2 杭の交番載荷試験の概要	118
(1) 試験体の種類および諸元	118
(2) 使用材料	120
(3) 載荷方法	120
(4) 計測方法	122
5.3 交番載荷試験結果	123
(1) 荷重と変位の関係	123
(2) 試験体の損傷状況	125
(3) 鋼管、軸方向鉄筋のひずみ	133
(4) 帯鉄筋のひずみ	136
5.4 杭頭接合部構造の耐荷機構と変形性能の評価	139
(1) 杭頭接合部構造の耐荷機構	139
(2) 耐荷機構が成立するための帯鉄筋量	140
(3) 杭頭接合部構造の曲げ耐力の評価	141
(4) 変形性能の評価	142
5.5 十字型試験体による交番載荷試験	148
(1) 試験体の種類および諸元	148
(2) 使用材料	148
(3) 載荷方法	153
(4) 交番載荷試験結果	154
(5) 変形性能評価式との比較	163
5.6 まとめ	164

第6章 結論	
6.1 本研究の成果	167
6.2 今後の課題と展望	171
(1) 本研究の今後の課題と展望	171
(2) コンクリート構造物のシナリオをよりよいものへ	173
謝辞	181

第1章 序 論

1.1 研究の背景

平成7年（1995年）1月17日の兵庫県南部地震（M7.2）は、阪神高速道路3号神戸線の鉄筋コンクリート（以下、本論文全章で「RC」と記す）橋脚の倒壊、山陽新幹線阪水高架橋の崩壊、東海道線六甲道駅高架橋の崩壊、地下鉄大開駅ボックスカルバート中柱の崩壊等土木構造物に深刻な被害を与えたものであった。

鉄道構造物の高架橋・橋梁は、山陽新幹線8箇所、在来鉄道等で24箇所落橋したほか、RC製高架橋柱が多数損壊した。また、鋼製橋脚が水平方向に破断したほか多数の桁式橋梁で支承部が破損した。

山陽新幹線の8箇所の落橋は、下食満高架橋（高さ10mの2層3径間RCラーメン高架橋125m間）、第一野間高架橋（高さ8mの1層3径間RCラーメン高架橋60m間）、時友高架橋（高さ13mの2層3径間RCラーメン高架橋40m間）、阪水高架橋（高さ12mの2層3径間RCラーメン高架橋155m間）、甲東園高架橋（高さ10mのRCラーメン橋台が破壊し33m間）、阪急今津線路橋（高さ9mのRCラーメン橋台が破壊し67m間）、神呪架道橋（高さ7mの1層3径間RCラーメン高架橋33m間）、伊川橋梁（高さ9mのRCラーメン橋台が破壊し33m間）である。写真-1.1.1に、被災状況の例を示す。在来線では、東海道線六甲道駅付近のRCラーメン高架橋約2.2km区間の被害が甚大であり、柱1170本のうち950本が被災し、その内約500本は、主鉄筋が柱断面外に湾曲、突出し、柱コンクリートが圧壊した¹⁾。



(a) 第一野間高架橋



(b) 阪水高架橋

写真-1.1.1 鉄道RCラーメン高架橋の被災状況¹⁾

震災の翌日に設置された運輸省（当時）の「鉄道施設耐震構造検討委員会」による被害分析および復旧方策は、以下のものである。

落橋したRCラーメン橋脚・橋台は、昭和43年（1968年）～昭和51年（1976年）に完成したものであり、設計震度は0.2である。現在の耐震設計法では、一般的な部材において脆性的なせん断破壊を避け、曲げ破壊による部材の変形性能で地震のエネルギーを吸収できる

ようにするため部材のせん断耐力が曲げ耐力に達する時のせん断力を上回るように設計することが規定されている。しかし、昭和43年（1968年）～昭和51年（1976年）当時にはこのような規定はなかった。阪水高架橋を例にとれば、柱の曲げ耐力、せん断耐力に達する震度を逆算すると、それぞれ0.53、0.4となり、せん断破壊が曲げ破壊に先行する破壊形態である。他の落橋した高架橋も同様にせん断破壊先行型の破壊形態である。すなわち、落橋した高架橋は、建設当時の設計震度に対して必要な耐力を有していたものの、それを上回る地震力が作用し、せん断破壊したものである。

復旧に当たっては、大きな地震力に対しせん断破壊する柱を曲げ破壊する柱とするため、柱のコンクリートを拘束してせん断耐力を向上させ、柱のせん断耐力が曲げ耐力に達する時のせん断力を上回るようにした。拘束する方法は、載荷試験での変形性能が確認されていることを加味して、鋼板巻立て工法が採用された。

具体的な復旧方法は、被害の程度により以下の方法とされた。

- ① 柱の破壊部を新設する場合は、10cm 間隔に帯鉄筋を配置し、外側を鋼板で被覆する。
- ② 破損しているが、破壊に至っていない柱は、破損部分を修復し、外側を鋼板で被覆する。
- ③ ひび割れ程度のものは、ひび割れ部にエポキシ樹脂等を注入し、外側を鋼板で被覆する。

鋼板の厚さは6mmを基本とし、部材と鋼板の隙間は無収縮モルタルで充填する。なお、せん断破壊を防止するために部材を拘束する場合は部材と鋼板間のずれ止めを必要としないが、部材の曲げ耐力の向上を期待する場合は部材と鋼板の一体性が必要であり部材と鋼板間のずれ止めが必要となる。

耐震性能の評価は、兵庫県南部地震で得られた神戸海洋気象台の地表地震動波形を用いて、構造物の履歴モデルをバイリニアに仮定して得られる非線形応答スペクトルで、鋼板巻立て補強柱のじん性を10とした場合の降伏震度を各高架橋の固有周期別に求め、これが各高架橋の降伏震度より小さいことを確認する方法で行われた¹⁾。

兵庫県南部地震の後、当面の措置として、現在までの知見を活用し既存構造物を緊急に耐震補強することが必要であるとして、平成7年（1995年）7月「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説（案）」²⁾が運輸省鉄道局より出された。緊急耐震補強の基本は、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないこととし、対象線区は、仙台地域、南関東地域、東海地域、名古屋地域および京阪神地域等の新幹線および輸送量の多い線区（ピーク時1時間当たり列車運行本数10本以上）とされた。対象となるRCラーメン高架橋は、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ものとし、柱のせん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えるようにするものとしている。この通達により鉄道RCラーメン高架橋の柱は、兵庫県南部地震の復旧で実績があり、炭素繊維シート巻立て補強工法に比べ経済的な鋼板巻立て工法により耐震補強されてきた。

平成15年（2003年）5月26日の宮城県沖を震源とする地震（M7.0、三陸南地震）で鉄道RCラーメン高架橋は、東北新幹線水沢江刺から盛岡間の5箇所被害を受けた。損傷は、中間の柱に比べせん断スパンの小さい端部の柱に集中する傾向を示し、せん断ひび割れが生じ、かぶりコンクリートが剥落する状態であった。復旧は、ひび割れ部に樹脂注入を行い、

かぶりコンクリートが剥落している部分では浮いているコンクリートを除去した後、コアコンクリート部分のひび割れ部に樹脂注入を行い、断面修復を施した。さらに、損傷が集中した端部の柱は鋼板巻立て補強を施した。被災した RC ラーメン高架橋は、兵庫県南部地震で被災したものと同様、いずれも昭和 53 年（1978 年）宮城県沖地震以前に完成したものであり、昭和 47 年（1972 年）6 月の全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田用）および昭和 45 年（1970 年）3 月の建造物設計標準に基づいて設計されている³⁾。この被害を受け、国土交通省は鉄道局長通達⁴⁾で、新幹線を保有する JR3 社に対し、耐震補強の必要な新幹線高架橋について、速やかに耐震補強を行うこと、また、耐震補強の実施時期等を定めた計画の策定を指示した。JR3 社からの報告によりまとめられたのが表-1.1.1 である。

表-1.1.1 新幹線高架橋の耐震補強実施計画 平成 15 年（2003 年）7 月現在

鉄道 事業者名	路線名 (区間)	高架橋柱 総本数	耐震補強必要本数			
			補強済み	今後補強予定		合計
				優先地域 全て高架下利用	優先地域外	
東日本 旅客鉄道(株)	東北新幹線 (東京～八戸)	51100	2700	100	9600	12400
	上越新幹線 (大宮～新潟)	26000	300	0	5400	5700
	北陸新幹線 (高崎～長野)	5000	0	0	0	0
東海 旅客鉄道(株)	東海道新幹線 (東京～新大阪)	34000	10400	3600	0	14000
西日本 旅客鉄道(株)	山陽新幹線 (新大阪～博多)	41600	18900	1000	12600	32500
合計		157700	32300	4700	27600	64600

平成 16 年（2004 年）10 月 23 日の新潟県中越地震では、40 年の歴史を持つ新幹線の営業列車が初めて脱線する被害を受け、上越新幹線魚沼トンネルの覆工コンクリートの崩落が生じ復旧に約 2 箇月を要した。鉄道 RC ラーメン高架橋も以下のような被害を受けた。

第一和南津高架橋、第三和南津高架橋で、せん断破壊および斜めひび割れが生じたほか、5 箇所の高架橋で曲げひび割れやかぶりコンクリートの剥落が生じた。被災した上越新幹線 RC 高架橋は、昭和 47 年（1972 年）6 月の全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田用）および昭和 45 年（1970 年）3 月の建造物設計標準に基づいて設計されている。したがって、平成 15 年（2003 年）5 月に発生した宮城県沖を震源とする地震（三陸南地震）において被災した東北新幹線の RC 高架橋と同じ基準で設計された高架橋である。新幹線脱線地点に近い十日町高架橋については、せん断破壊先行型との判断から耐震補強が行われており、損傷は生じていなかった⁵⁾。

その後、平成 19 年（2007 年）3 月 25 日の能登半島地震（M6.9）、平成 19 年（2007 年）7 月 16 日の新潟県中越沖地震（M6.8）、平成 20 年（2008 年）6 月 14 日の岩手・宮城内陸地震（M7.2）と地震が続くが幸い鉄道 RC ラーメン高架橋の被害は報告されていない。

しかし、平成 16 年（2004 年）12 月のスマトラ沖地震（M9.0）、平成 17 年（2005 年）3 月のニース島沖地震（M8.7）、平成 18 年（2006 年）11 月、平成 19 年（2007 年）1 月の千島列島東方地震（それぞれ M8.3, M8.2）、平成 20 年（2008 年）5 月の中国四川地震（M8.0）と大きな地震が頻発している。

また、地震調査研究推進本部によれば、南海地震（M8.4）、東南海地震（M8.1）、東海地震（M8）の 30 年以内の地震発生確率はそれぞれ 50%、60%、86%とされている⁶⁾。これらの地震の影響により山陽新幹線のコンクリート構造物は、全線にわたって震度 5 弱～5 強、あるいは地盤の状況によってはそれ以上の影響を受けると推定されており、未対策個所の耐震補強の実施が急がれている。しかし、耐震補強の標準的な工法となっている鋼板巻立て工法は、柱のコンクリートを全周に渡り覆ってしまうため、コンクリートの状況を目視できなくなる。これは、日常点検や地震発生時の臨時点検の妨げとなるものである。

一方、駅部や高架下利用箇所のラーメン高架橋柱は、耐震補強を施すための施工スペースが確保できない等の制約が多く、耐震補強の実施が遅れている。さらに、平面形状が扁平な長方形断面の壁式橋脚の耐震補強は、柱同様に鋼板巻立て工法により行われているため、施工性および日常点検や地震発生時の臨時点検の妨げとなるものである。

このような背景の中、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の耐震補強として矩形断面の柱の側面に、ポリマーセメントモルタルを介して、かまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）を張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）を巻立て補強する工法を考案し⁷⁾、実用化を進めてきた。この工法で耐震補強された柱は、優れた変形性能を有し、安価で施工性に優れるほか、地震時の損傷把握が容易で、既設 RC 柱の経年劣化の把握および中性化の抑制効果も期待できる等、維持管理についても配慮したものである。

一方、兵庫県南部地震や新潟県中越地震の例をあげるまでもなく地震の影響により大きな損傷を受けた鉄道構造物の早期復旧は、最優先課題である。早期復旧のためには、耐震補強した構造物や部材の損傷状況を的確に把握し、再使用可能か否かの判断を行い損傷の程度に応じた適切な補修や再補強を加える必要があるが、地震により大きな変形履歴を受けた補強柱の再補強後の変形性能に関する研究は少ないのが現状である。

さらに、兵庫県南部地震における構造物の深刻な被害を受けて、地震動の分析、被害原因の検討が精力的に行われ、耐震対策が強化された各種構造物の設計基準が定められた。鉄道構造物においても、構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動と構造物の耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動の 2 段階の地震動を考慮する設計法⁸⁾が採用された。これにより、鉄道 RC ラーメン高架橋は、兵庫県南部地震以前の設計基準に比べ、想定地震外力の大きな増加と地震時の損傷レベルが厳しく規定されるものとなり、各部材の鉄筋量が増加することとなった。なかでも、1 柱 1 杭式の接合部は、円形に配置される場所打ち RC 杭（以下「杭」と記す）の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、水平方向から矩形に配置される地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳するため、鉄筋組立てやコンクリート打設に苦慮し、品質のよい RC 部材とすることが困難な個所となっている。

1.2 研究の目的

本研究の目的は以下に示す3点である。

- ① 維持管理に配慮したセグメントと鋼より線を用いる耐震補強工法を耐震補強の実施が遅れている駅部や高架下利用箇所の鉄道 RC ラーメン高架橋柱および平面形状が扁平な長方形断面の鉄道 RC 壁式橋脚に適用するための薄型セグメントを開発し、変形性能の評価法を検討する。
- ② 地震の影響により大きな損傷を受けた鉄道 RC ラーメン高架橋柱の早期復旧のために、地震により大きな変形履歴を受けた補強柱の再補強後の変形性能に関する知見を得る。
- ③ 鉄筋が輻輳する1柱1杭式の鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部を合理的な構造とし、合理化構造の耐荷機構、変形性能の評価法を検討する。

1.3 本論文の構成

本論文は、鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を対象とし、維持管理に配慮したセグメントと鋼より線を用いる耐震補強工法の適用拡大を図るための薄型セグメントの開発ならびに壁式橋脚への適用検討、地震により損傷した耐震補強柱の再補強に関する検討、および鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部の構造合理化に関する検討を**鉄道 RC 高架橋等の耐震対策としての補修・補強・合理化に関する研究**としてまとめたものであり、6章の構成となっている。以下に各章の概要を示す。

第1章 序論では、研究の背景として、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の地震被害状況、今後の地震予測を示し、これを踏まえた本研究の目的を示した。さらに、本論文の各章の概要も示した。

第2章 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計、耐震補強、構造の合理化では、研究推進の資料として鉄道 RC ラーメン高架橋を対象に、耐震設計法の変遷、各種耐震補強方法および杭頭接合部の耐震設計上の構造合理化について示した。また、本研究で対象とした、維持管理に配慮したセグメントと鋼より線を用いる耐震補強工法（以下「本工法」と記す）の概略と、構造の合理化を目指して開発した杭頭接合部構造の概略についても示した。

第3章 柱の耐震補強と補修・再補強に関する研究では、開発・実用化を進めてきた本工法のさらなる適用範囲の拡大を目的に、セグメント厚を薄くすることを目指したセグメント載荷試験および非線形有限要素法の解析による薄型セグメントの形状検討について示すとともに、開発した薄型セグメントを用い、鋼より線量、鋼より線間隔をパラメータとした5/8縮小試験体柱の交番載荷試験による変形性能確認、変形性能評価式の検討結果を示した。

また、本工法の変形性能確認は、一連の5/8縮小試験体の交番載荷試験で行ったものである。そこで、本工法で耐震補強した実大試験体の交番載荷試験を行い、断面寸法が変形性能に与える影響について検討した結果を示した。

さらに、地震により大きな変形履歴を受けた補強柱の再補強後の変形性能に関する知見の蓄積を目的として、前述した薄型セグメントを用いて耐震補強し、交番載荷試験を行うことで軸方向鉄筋の座屈等の大きな損傷を与えた同試験体を補修後に再度耐震補強して交番載荷

第1章 序 論

試験を行い、補修・再補強試験体の変形性能について実験的に検討した結果を示した。

第4章 薄型セグメントと鋼より線による壁式橋脚の耐震補強に関する研究では、平面形状が扁平な長方形断面の鉄道 RC 壁式橋脚の耐震補強として、損傷状況確認の面で難点があると言われる鋼板巻立て工法に代えて、前章に示した薄型セグメントを用いた本工法を壁式橋脚に適用することを検討した。せん断破壊先行型の鉄道 RC 壁式橋脚の 1/10 縮小試験体に耐震補強を施し、交番載荷試験による変形性能の確認とその評価法について検討した結果を示した。

第5章 鋼管を用いた杭頭接合部に関する研究では、円形に配置される場所打ち RC 杭の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、水平方向から矩形に配置される地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳する鉄道 RC ラーメン高架橋の 1 柱 1 杭式接合部構造の合理化対策として、杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管を接合部に定着する構造（以下「本構造」と記す）について検討した。本構造の 1/2 縮小試験体を用い、角形鋼管の埋め込み深さ、角形鋼管周囲の帯鉄筋量をパラメータとした交番載荷試験結果から本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにし、本構造が杭頭の接合部構造として有効であることを確認した結果を示した。

さらに、本構造が対象とする杭－地中梁－柱を忠実にモデル化した十字型縮小試験体を用いた交番載荷試験による本構造の変形性能確認結果について示した。

第6章 結論では、本研究で得られた成果をまとめ今後の課題を挙げた。

なお、本論文では「補修」、「補強」、「耐震補強」を「2007 年制定 コンクリート標準示方書 維持管理編」⁹⁾の用語の定義に倣い以下のものとする。

補 修：第三者への影響の除去あるいは、美観・景観や耐久性の回復もしくは向上を目的とした対策。ただし、建設時に構造物が保有していた程度まで、安全性あるいは、使用性のうちの力学的な性能を回復させるための対策も含む。

補 強：建設時に構造物が保有していたよりも高い性能まで、安全性あるいは、使用性のうちの力学的な性能を向上させるための対策

耐震補強：補強の一つで、設計基準等の改定により構造物が保有する耐震性能が既存不適格となった場合に、最新の基準における耐震性能を満足させるために実施する補強

【第1章の参考文献】

- 1) 運輸省鉄道局監修，阪神・淡路大震災鉄道復興記録編纂委員会編：よみがえる鉄路 阪神・淡路大震災鉄道復興の記録，1996.5.
- 2) 運輸省鉄道局：既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説（案），1995.7.
- 3) 相沢文也，田母神宗幸：三陸南地震による東北新幹線高架橋の被害と復旧，日本鉄道施設協会誌，pp.430-432，2004.6.
- 4) 国土交通省鉄道局：新幹線の構造物の耐震補強について，2003.6.
- 5) 土木学会・地盤工学会合同調査団：新潟県中越地震 調査速報，2005.1.
- 6) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：全国を概観した地震動予測地図 報告書，2005.3.
- 7) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/VI-63，pp.185-203，2004.6.
- 8) 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，1999.10.
- 9) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 維持管理編，2007.12

第2章 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計，耐震補強，構造の合理化

2.1 はじめに

耐震設計法は，大正4年（1915年）の佐野利器博士の「耐震家屋構造論」に述べられた震度法¹⁾が，地震被害の分析を踏まえて改良され，現在では，鉄道構造物に関して動的解析を中心とした方法が示され，道路橋でも動的設計のための動的解析が示されている．ここでは，耐震設計法の変遷の概要を鉄道 RC ラーメン高架橋およびこの高架橋に用いる場所打ち杭に着目して示す．

また，平成7年（1995年）兵庫県南部地震の構造物の甚大な被害をひとつの契機として，既存構造物の新しい耐震補強工法が開発されてきた．この概要を鉄道 RC ラーメン高架橋の柱に着目して示すとともに，本研究で対象とした耐震補強方法の概略を示す．

一方，耐震対策が強化されることにより各部材の鉄筋量が増加し施工性や品質に悪影響を与えるため，構造の合理化が要望されている．この問題についても，鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部に着目して，杭頭接合部の耐震設計上の合理化に関する既往の研究について示すとともに，本研究で対象とした杭頭接合部構造の概略を示す．

2.2 耐震設計

(1) 鉄道 RC ラーメン高架橋および場所打ち杭の耐震設計の変遷

a) 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計の変遷

文献2)によれば，鉄道構造物の耐震規定は，大正12年（1937年）の関東地震後の昭和5年（1930年）に制定された「橋梁標準設計（建工169号）鉄道省建設局」に，自重および土圧に対し水平震度0.2を考慮することが示され，その後は戦中・戦後の混乱期で設計基準の改定に至らなかったとある．

昭和30年（1955年）には「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）」³⁾（以下「設計基準1955」と記す）が制定された．この設計基準1955³⁾は，地震に対して震度法を用いて応答値を算定し，安全性を許容応力度設計法で検討するものである．用いる震度は，地域ごとに定め0.3，0.2，0.15の値である．

構造細目に示される柱の帯鉄筋は，直径が6mm以上，間隔が柱の最小横寸法以下，軸方向鉄筋の直径の12倍以下，帯鉄筋の直径の48倍以下としている．設計基準1955³⁾の一般構造細目には構造物に対する鉄筋直径の標準として柱の軸方向鉄筋は16～32mm，帯鉄筋は6～16mmと示されている．ここで，柱の軸方向鉄筋の直径を25mm，帯鉄筋の直径を9mmと仮定すると，帯鉄筋の間隔は300mmとなる．また，柱の断面が大きい場合は，四隅以外の軸方向鉄筋は帯鉄筋固定度

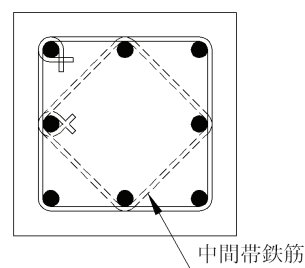


図-2.2.1 中間帯鉄筋

が小さいから，これらのみを取り囲むような，図-2.2.1に示す中間帯鉄筋を用いることを規定している．

昭和45年（1970年）には「建造物設計標準」⁴⁾（以下「設計標準1970」と記す）が制定された．この設計標準1970⁴⁾は，地震に対して震度法を用いて応答値を算定し，安全性を許容応力度設計法で検討するものである．用いる震度は，地域，地盤，建造物の種類等に応じて定め，以下に示すものである．

基準水平震度は，地域別震度（0.2，0.15）と地盤別係数（1.2，1.0，0.8）の相乗積とする．建造物に用いる設計震度は，基準水平震度に線路等級ごとに定めた線区係数（1.1，1.0，0.9，新幹線は1.1）との相乗積とする．地上10m以上の部分に対する設計水平震度は，高さ1.0m増すごとに，その値を1%増加させる．

構造細目に示される柱の帯鉄筋は，前述の設計基準1955³⁾同様，直径が6mm以上，間隔が柱の最小横寸法以下，軸方向鉄筋の直径の12倍以下，帯鉄筋の直径の48倍以下としている．梁その他と交わる柱の部分には，特に十分な帯鉄筋を用いることとされているが，範囲や量に関する記述は無い．また，中間帯鉄筋の規定は無い．

昭和53年（1978年）6月に宮城県沖地震が発生し，多数のRC造建物の柱にせん断ひび割れが見られ，せん断破壊に至ったものもあった⁵⁾．また，建設中の東北新幹線RCラーメンの梁にせん断ひび割れが発生した⁶⁾．

この後，昭和54年（1979年）には「耐震設計指針（案）解説」⁷⁾（以下「耐震設計指針1979」と記す）が制定された．

この耐震設計指針1979⁷⁾は，地震被害の分析から震度法に限界があることや軟弱地盤の特殊条件下の建造物に特別な配慮が必要であるとしている．すなわち，地盤を特殊地盤（軟弱な地盤で地震時に地盤変位が大きくなる地盤）と普通地盤に区分し，特殊地盤中の基礎には地震時の地盤変位を考慮した応答変位法を用いて応答値を算定する．上部工は，固有周期0.3秒以下の場合これを剛構造とし震度法を用い，固有周期0.3秒を超える場合これを柔構造として，建造物の固有周期により震度を変化させる修正震度法を用いて応答値を算定する．なお，固有周期が2秒以上の場合動的解析で応答値を算定するのが適当としている．安全性は許容応力度設計法で検討する．

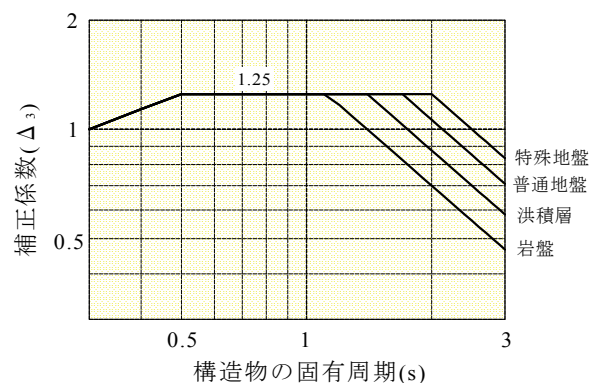


図-2.2.2 補正係数 Δ_3 の値

標準設計震度 K_0 は 0.2，地域別係数 Δ_1 は 1.0，0.75，地盤別係数 Δ_2 は 0.8，1.0 とする．震度法に用いる設計水平震度 K_h は $K_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot K_0$ とする．修正震度法に用いる設計水平震度 K_h は $K_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$ とする． Δ_3 は建造物の固有周期に応じた補正係数で図-2.2.2に値を示す．

構造細目に示される柱の帯鉄筋は，帯鉄筋比 0.2%以上とし，宮城県沖地震を省みて応力および応力変動の大きい，梁のハンチ下端およびフーチング上面から $2D$ (D ：柱の横寸法) 区間では帯鉄筋を $D13$ ，間隔を 100mm 以下としている．これは，部材のせん断破壊を防止して変形性能を向上させるための方策と考えられる．柱の断面が $1.0\text{m}\sim 1.5\text{m}$ の場合は，帯鉄筋 1 本おきに，図-2.2.1 に示した，中間帯鉄筋を用いるとしている．

昭和 58 年 (1983 年) には「国鉄建造物設計標準解説 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 プレストレストコンクリート鉄道橋」⁸⁾ (以下「コンクリート設計標準 1983」と記す) が制定された．このコンクリート設計標準 1983⁸⁾は，地震に対して，耐震設計指針 1979⁷⁾と同様な方法で検討するものである．すなわち，耐震設計指針 1979⁷⁾と同じ設計水平震度を用いて震度法，修正震度法で応答値を算定し，安全性は許容応力度設計法で検討する．さらに，設計水平震度を 1.5 倍して応答値を算定し，終局強度で断面耐力を求めて破壊に対する安全度を照査する．この破壊に対する検討においては，せん断に対する安全度を曲げに対する安全度より大きくすることも規定している．

構造細目に示される柱の帯鉄筋は，直径が 6mm 以上，間隔が柱の最小横寸法以下，軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下，帯鉄筋の直径の 48 倍以下としている．RC ラーメン高架橋の柱等でじん性率 4 を確保できるように，以下のように定めている．柱には帯鉄筋比 0.15%以上の帯鉄筋を配置する．さらに，柱および梁の接合部は構造物の弱点となりやすいので他の部分よりも帯鉄筋を密に配置する必要があるとして，部材接合部から $2D$ の区間には，最大間隔 $D/4$ 以下，帯鉄筋比 0.2%以上でかつ計算で必要な量の 1.2 倍の帯鉄筋を配置する．また，帯鉄筋の端部は 135° 以上に折り曲げて内部のコンクリートに定着するか，端部同士を溶接するとしている．図-2.2.3 に，帯鉄筋の配置例を示す．柱の断面が 1.0m を超える場合は中間帯鉄筋を用いるとしている．

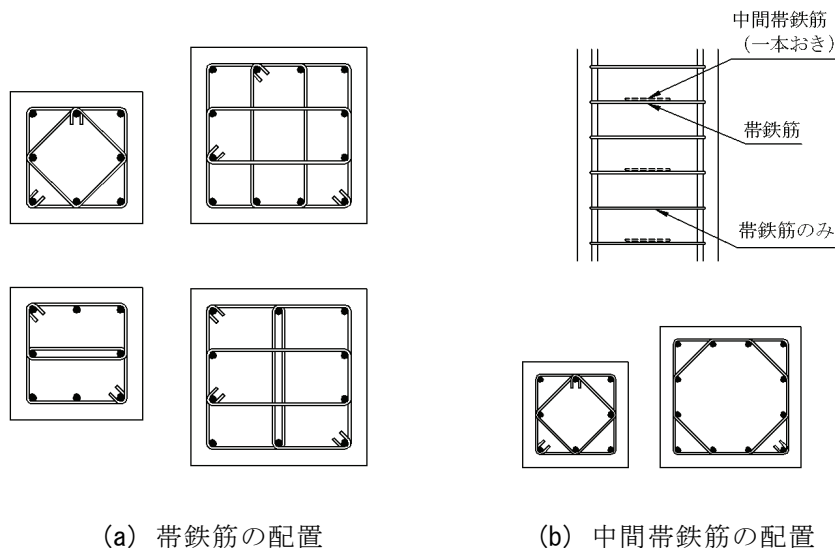


図-2.2.3 帯鉄筋の配置例

平成4年（1992年）には、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」⁹⁾（以下「コンクリート設計標準1992」と記す）が制定された。このコンクリート設計標準1992⁹⁾は、「コンクリート標準示方書 平成3年版 設計編」¹⁰⁾を参考に限界状態設計法を採用している。

耐震に関する検討は，震度法が原則であり，設計想定地震に対して所要の耐力とじん性を確保するものである。ただし，長大橋梁，高橋脚橋梁，軟弱な地盤上にある構造物は動的応答解析を併用している。

設計想定地震は，設計耐用期間（100年）中に一回程度発生する地震で，この設計水平震度を K_h とする。 K_h は $K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_{h0}$ で表現される。 K_{h0} は設計水平震度の基準値で1.0， ν_1 は地域別補正係数で1.0，0.75， ν_2 は地盤種別と構造物の等価固有周期の違いによる応答の差を評価した応答特性別補正係数で，図-2.2.4に示す1.0～0.55の値， ν_3 は，図-2.2.5に示すNewmarkのエネルギー一定則を用いて $\nu_3 = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ （ μ ：設計塑性率 $\delta a / \delta y$ ）として定めた設計塑性率別補正係数で，表-2.2.1に示す0.33～0.71の値である。なお，設計塑性率は，橋脚く体やRCラーメン橋脚の柱に許容する塑性率で，構造細目に従いせん断補強筋を配置すれば4以上を確保できるとしている。この設計想定地震を用いて発生断面力を算定し，終局限界状態を想定した断面の曲げ降伏耐力，せん断耐力より小さいことを確認することおよびせん断破壊を避けるためにせん断破壊に対する安全性を曲げモーメントに対する安全性より大きくすること，加えて部材のじん性率が設計塑性率より大きいことを確認することにより安全性を評価する。

構造細目に示される柱の帯鉄筋は，直径が10mm以上，間隔が柱の最小横寸法以下，軸方向鉄筋の直径の12倍以下，帯鉄筋の直径の48倍以下としている。RCラーメン高架橋の柱には帯鉄筋比0.15%以上の帯鉄筋を配置するとしている。さらに，部材接合部から2Dの区間には最大間隔D/4以下かつ10cm以下，帯鉄筋比0.2%以上，さらにじん性率を求める式¹¹⁾から定めたせん断補強筋量を求めるノモグラムで定まる量以上を配置するとしている。また，図-2.2.3に示したものと同一帯鉄筋の配置例が示され，柱の断面が1.0mを超える場合は中間帯鉄筋を用いている。

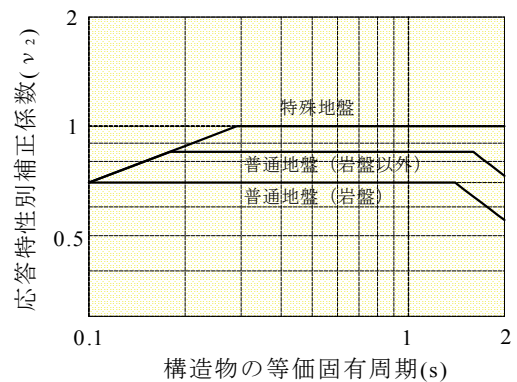


図-2.2.4 応答特性別補正係数

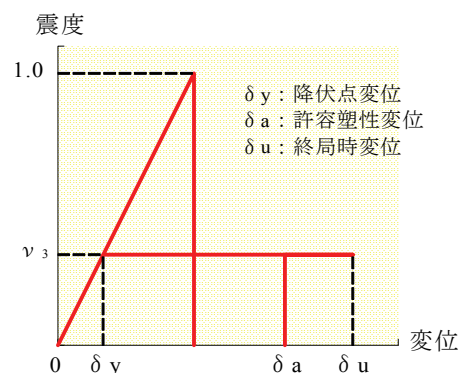


図-2.2.5 エネルギー一定則

表-2.2.1 設計塑性率別補正係数 ν_3

設計塑性率	設計塑性率別補正係数 ν_3
1.5	0.71
2.0	0.58
2.5	0.50
3.0	0.45
3.5	0.41
4.0	0.38
4.5	0.35
5.0	0.33

平成 7 年（1995 年）1 月に兵庫県南部地震が発生した．この地震により山陽新幹線で 8 箇所，在来鉄道等で 24 箇所の落橋があった他，RC ラーメン高架橋柱が多数損壊した．柱は上部または下部にせん断ひび割れが入りこれが貫通してせん断破壊したと推定される．被災した RC ラーメン高架橋は，昭和 43 年～昭和 51 年（1968 年～1976 年）に完成したものであり，コンクリート設計標準 1983⁸⁾を適用して設計された高架橋は，一部に軽微な損傷が見られる程度であった．震災の翌日に設置された運輸省（当時）の「鉄道施設耐震構造検討委員会」の被害原因の分析によれば，落橋した高架橋はせん断破壊が曲げ破壊に先行する破壊形態であったこと，また，各高架橋の固有周期が今回の地震動の主要な周期帯の範囲にあり共振に近い振動をしたことが推定され，高架橋は設計震度に対し必要な耐力を有していたが，それを上回る地震力が作用しせん断破壊したとされている¹²⁾．

平成 7 年（1995 年）7 月には，「鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について」¹³⁾が運輸省鉄道局より通達された．これは，当面，新設高架橋等の耐震設計として「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」¹⁴⁾（以下「復旧特別仕様」と記す）を用いることと，高架橋等の柱は大規模な地震に対しせん断による崩壊を防止することおよび曲げ降伏以降にコンクリートが剥落しても軸方向鉄筋を拘束するに十分な帯鉄筋を配置することを通達したものである．

上述の復旧特別仕様¹⁴⁾では，耐震設計の目標を兵庫県南部地震程度の地震に十分耐えられることとして，設計想定地震を兵庫県南部地震で観測された最大地震動とし，動的解析により変形性能の評価を行うとしている．

b) 鉄道 RC ラーメン高架橋の場所打ち杭の耐震設計の変遷

文献 15) によれば，場所打ち杭の内，オールケーシング工法は昭和 29 年（1954 年）にフランスから技術導入され，アースドリル工法は昭和 34 年（1959 年）にアメリカから技術導入され，リバースサーキュレーション工法は昭和 37 年（1962 年）に西ドイツから技術導入された．

昭和 43 年（1968 年）には「土構造物の設計施工指針（案）」¹⁶⁾（以下「設計施工指針 1968」と記す）が制定された．この設計施工指針 1968¹⁶⁾は，杭基礎設計の基本として，地震動による水平変形の影響を考慮するとしている．この解説に，地震時には，軟弱層が振幅数 10cm で振動するので，この振動および変位を考慮して設計することが望ましいとの記述がある．しかし，設計の具体的方法は記されていない．地震時の上部工の慣性力に対して，単杭の水平変位量および断面力の算定には杭を半無限長の弾性体とした解が示されている．設計震度は，設計基準 1955³⁾もしくは設計標準 1970⁴⁾の 0.2 を基準とする値を用いている．

昭和 49 年（1974 年）には「建造物設計標準解説 基礎構造物及び抗土圧構造物」¹⁷⁾（以下「基礎設計標準 1974」と記す）が制定された．この基礎設計標準 1974¹⁷⁾で杭基礎の設計方針は，杭基礎の許容耐力が杭基礎に作用する外力を上回るように設計しなければならないとある．地震時の上部工の慣性力に対して，単杭の水平変位量および断面力の算定は，杭を半無限長の弾性体とした解より求めるか，有限長の弾性体として算定するとしている．また，

杭とフーチングの結合は, 水平変位量を小さくする, 結合が容易でしかも確実である, 完全なヒンジ結合とすることは困難である等から原則剛結としている. 杭の帯鉄筋の直径は 9mm 以上, 帯鉄筋の間隔は軸方向鉄筋の直径の 20 倍以下, 帯鉄筋の直径の 48 倍以下としている. 昭和 55 年 (1980 年) に改定された基礎設計標準 1974¹⁷⁾ の巻末の補足説明に, フーチング底面から杭径の 2 倍区間の杭頭部帯鉄筋は, 鉄筋コンクリート内規のラーメン橋の柱と同じく, コンクリート断面積の 0.2% 程度を配置するとしている. これは, 基礎設計標準 1974¹⁷⁾ の改定時期から推定して下記の宮城県沖地震を省みて制定された耐震設計指針 1979⁷⁾ の柱の構造細目同様に杭のせん断破壊を防止して変形性能を向上させるための方策と考えられる. 設計震度は, 設計標準 1970⁴⁾ の 0.2 を基準とする値を用いている.

昭和 53 年 (1978 年) 6 月に宮城県沖地震が発生し, $\phi 250\text{mm}$ の既製 RC 杭の曲げひび割れが報告されている⁵⁾.

この後, 昭和 54 年 (1979 年) には耐震設計指針 1979⁷⁾ が制定された. この耐震指針 1979⁷⁾ は, 前述したように, 軟弱地盤の構造物に特別な配慮が必要であるとし, 地盤を特殊地盤 (軟弱な地盤で地震時に地盤変位が大きくなる地盤) と普通地盤に区分し, 特殊地盤中の基礎には, 上部工の慣性力の影響に加え, 地震時の地盤変位を考慮した応答変位法を用いて応答値を算定するものである. 算定には杭を有限長の弾性体として求めた算定図が用意されている. 設計震度は, 0.2 を基準とする値を用いている.

昭和 61 年 (1986 年) には「国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物 抗土圧構造物」¹⁸⁾ (以下「基礎設計標準 1986」と記す) が制定された.

基礎設計標準 1986¹⁸⁾での杭基礎の設計断面力, 設計変位量は, 図-2.2.6 に示すような, 地盤ばねで支持された骨組み解析で算定する. さらに, 耐震指針 1979⁷⁾と同様に, 地盤を特殊地盤 (軟弱な地盤で地震時に地盤変位が大きくなる地盤) と普通地盤に区分し, 特殊地盤中の基礎には, 上部工の慣性力の影響に加え, 地震時の地盤変位を考慮した応答変位法を用いて応答値を算定する.

また, 杭とフーチングの結合は, 水平変位量を小さくする, 結合が容易でしかも確実である, 構造上の不静定次数が高く, 耐震性が優れている, 水平荷重に対し, 地盤の支持範囲が大きい, 等から, 図-2.2.7 に示すように, 原則剛結としている. 解説には, ヒンジ結合では, 理論上, 杭体の最大曲げモーメントが剛結合より小さいことになるが,

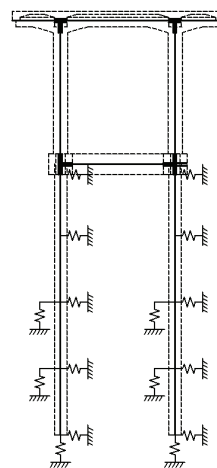


図-2.2.6 骨組みモデル

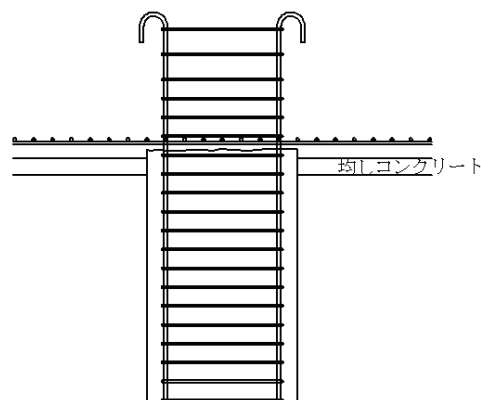


図-2.2.7 場所打ち杭の結合部

実際の地盤では，その仮定条件である水平地盤反力係数が，地盤の非線形性によって地表面に近い所ほど低下すること等から，理論とは異なった結果となる．このため同じ水平荷重に対して，剛結合の杭頭固定曲げモーメントとヒンジ結合の地中最大曲げモーメントの差がほとんど生じないという実測結果もあるとの記述がある．帯鉄筋の直径は 10mm 以上，帯鉄筋の間隔は軸方向鉄筋の直径の 20 倍以下，帯鉄筋の直径の 48 倍以下としている．杭頭部の帯鉄筋はフーチング下端から杭径の 2 倍区間はコンクリート断面積の 0.2%程度で，間隔を 150mm 以下として配置するとしている．この規定の根拠の記述は無いが杭のせん断破壊を防止して変形性能を向上させるための方策と考えられる．設計震度は，コンクリート設計標準 1983⁸⁾の 0.2 を基準とする値を用いている．

平成 9 年（1997 年）には「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物」¹⁹⁾（以下「基礎設計標準 1997」と記す）が制定された．この基礎設計標準 1997¹⁹⁾には限界状態設計法が採用されている．杭基礎の設計断面力，設計変位量は，地盤反力の上限值を有する地盤ばねで支持された骨組み解析で算定する．さらに，耐震設計指針 1979⁷⁾と同様に，地盤を特殊地盤（軟弱な地盤で地震時に地盤変位が大きくなる地盤）と普通地盤に区分し，特殊地盤中の基礎には，上部工の慣性力の影響に加え，地震時の地盤変位を考慮した応答変位法を用いて応答値を算定する．

構造細目には，杭とフーチングの結合部は，図-2.2.8 に示すような杭頭剛結とすることを規定している．帯鉄筋の直径は 10mm 以上，帯鉄筋の間隔は軸方向鉄筋の直径の 20 倍以下，帯鉄筋の直径の 48 倍以下としている．杭頭部の帯鉄筋は，フーチング下端から杭径の 2 倍の範囲は帯鉄筋比 0.3%以上を配置し，間隔は 125～150mm としている．この規定の根拠の記述は無いが杭のせん断破壊を防止して変形性能を向上させるための方策と考えられる．帯鉄筋の継手はフレア溶接継手を基本としている．杭とフーチングの結合部における軸方向鉄筋の定着長は，D19（SD345）で 50cm，D25（SD345）で 60cm，D32（SD345）で 80cm となる．設計震度は，コンクリート設計標準 1992⁹⁾の 1.0 を基準として設計塑性率に応じて低減する値を用いている．

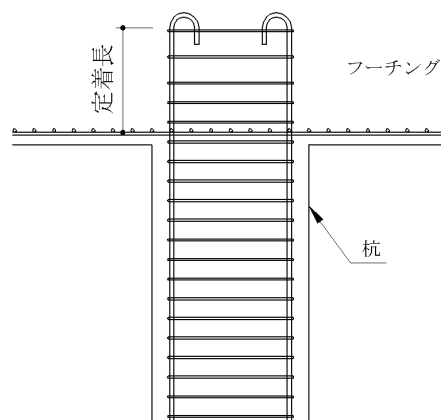


図-2.2.8 場所打ち杭の結合部

(2) 現在の鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計

平成 11 年（1999 年）に、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」²⁰⁾（以下「耐震設計標準 1999」と記す）が制定された．この耐震設計標準 1999²⁰⁾は，兵庫県南部地震直後に土木学会から出された「土木構造物の耐震基準等に関する提言」²¹⁾と同様な，① 従来の耐震設計で考えられていた構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する L 1 地震動に加えて，設計耐用期間中に発生する確率は小さいが陸地近傍で発生する大規模な海洋型地震もしくは内陸型地震による非常に強い L 2 地震動を考慮する 2 段階設計法と，② 構造物の重要度に応じて，部材の損傷レベルから想定される復旧の難易性に関する耐震性能を定め，この耐震性能を確保する設計法を採用した．

耐震設計の方法は，図-2.2.9 に示すように，① 基盤で設定した地震動を用いて，② 表層地盤の応答計算を行い，③ 得られた地震動を構造物に入力して応答を求め，④ 耐震性能を照査するものである．また，地盤および構造物の時刻歴動的解析を行う詳細な設計法（時刻歴動的解析法）と表層地盤の固有周期に応じた地盤種別ごとの地震波を用いて算定した所要降伏震度スペクトルで構造物の応答を算定する簡易な設計法（非線形スペクトル法）が示されている．

L 1 の基盤入力地震動は，構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動であり，耐震設計は弾性設計を基本とする．この標準的な弾性加速度応答スペクトルの最大値は 250gal（減衰定数 5%）である．

L 2 の基盤入力地震動の弾性加速度応答スペクトルは，① マグニチュード 8 クラスの海洋型地震を対象としたもので，弾性加速度応答スペクトルの最大値は 1100gal（減衰定数 5%）のスペクトルⅠ，② 内陸型地震を対象として既往の地震観測記録に基づいて定めたもので，弾性加速度応答スペクトルの最大値は 1700gal（減衰定数 5%）のスペクトルⅡ，③ 断層モデルにより算定した弾性加速度応答スペクトルでスペクトルⅢの 3 種類である．この 3 種のスペクトルに対し，断層調査結果の考慮，スペクトルⅡの構造物までの距離による修正，スペクトルⅠ，Ⅱへの地域別係数（0.7～1.0）の考慮等を行い一つのスペクトルを選定する．L 2 地震動を用いた構造物の応答計算は非線形解析を基本とする．

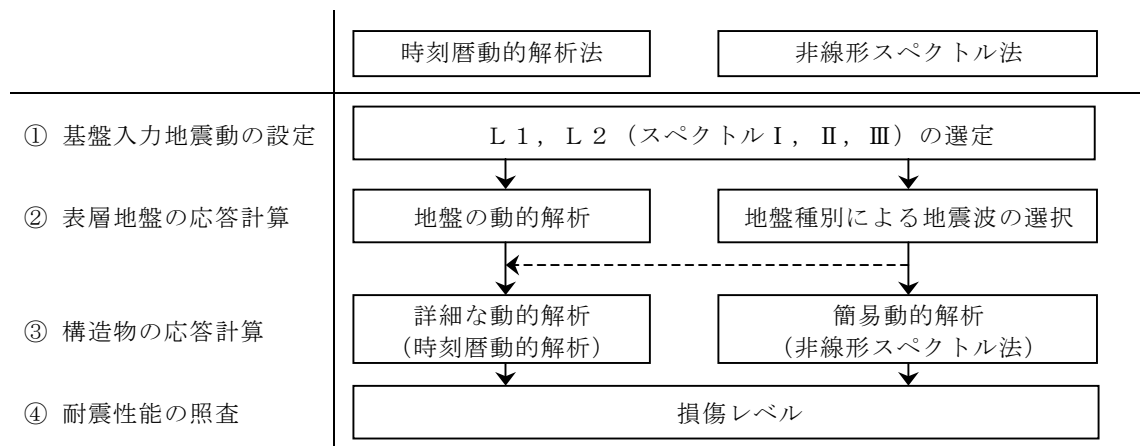


図-2.2.9 耐震設計のフローチャート

構造物に入力する地震動は，表層地盤の影響を考慮するものとし，表層地盤を固有周期ごとに G0～G7 の 8 種の地盤種別に区分し，前述の L 1，L 2 の基盤入力地震動を用いて動的解析より算定した地表面地震動の弾性加速度応答スペクトルを提示してある。ただし，表層地盤が変化に富んでいる等，地震時に詳細な検討が必要な場合には個別に動的解析を行い地表面の地震動を求めるとしている。図-2.2.10 に，地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L 2 地震動スペクトルⅡ）を示す。

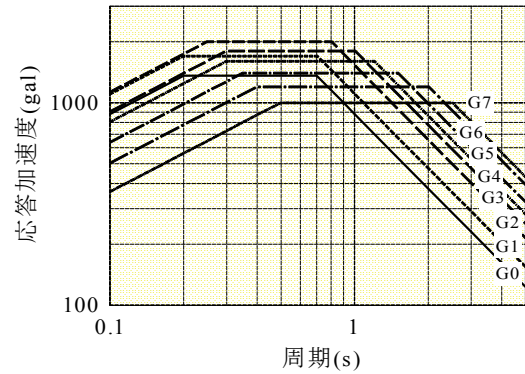


図-2.2.10 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L 2 地震動スペクトルⅡ）

構造物の応答計算は，構造物の種類に応じて動的解析法，応答変位法や静的解析法で算定する。なお，本論文で対象とする高架橋は動的解析法で応答を求めるものである。

橋梁および高架橋の動的解析法は以下の 2 方法が示されている。① 振動モードが比較的単純で，かつ塑性ヒンジの発生箇所が明確な場合は，G0～G7 まで区分された地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測する非線形スペクトル法により応答値を算定する。② 非線形スペクトル法によらない場合は時刻歴動的解析法で応答値を算定する。

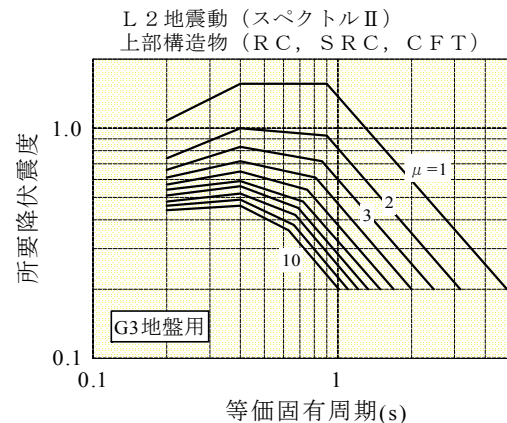


図-2.2.11 所要降伏震度スペクトル

所要降伏震度スペクトルとは，図-2.2.11 に示すように，構造物の固有周期をパラメータとして 1 自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い，その最大値を応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度（塑性率が μ になるために必要な降伏震度）との関係で示したものである。これを用いて構造物の応答値を算定する方法は以下のものである。構造物全体系の静的非線形解析により降伏震度を求め，ついで構造物の等価固有周期を求め，この値と所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を読み取り降伏変位に乘じることにより応答変位を得るものである。非線形スペクトル法によらない時刻歴動的解析法としては，基礎を支持ばねに置換したモデルや地盤・基礎・上部工を一体で非線形解析するモデルを示している。

耐震性能は，耐震性能Ⅰ，耐震性能Ⅱ，耐震性能Ⅲに区分し，L 1 地震動に対しては耐震性能Ⅰを，L 2 地震動に対しては，重要度の高い構造物は耐震性能Ⅱを，その他の構造物は耐震性能Ⅲを確保する。また，耐震性能は，図-2.2.12 に示すように，部材の損傷レベルや基礎の安定レベルで設定する。一例として図-2.2.13 に，ラーメン高架橋の損傷部位のイメージを示し，表-2.2.2 に，RC ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値を示す。

構造物の耐震性能		部材の損傷	
耐震性能Ⅰ：	地震後にも補修せずに機能を保持でき，かつ過大な変位を生じない．	損傷レベル1：	無損傷
耐震性能Ⅱ：	地震後に補修を必要とするが，早期に機能が回復できる．	損傷レベル2：	場合によっては補修が必要な損傷
耐震性能Ⅲ：	地震によって構造物全体系が崩壊しない	損傷レベル3：	補修が必要な損傷
		損傷レベル4：	補修が必要で，場合によっては部材の取替えが必要な損傷
		基礎の安定	
		安定レベル1：	無損傷（作用荷重が降伏支持力以下）
		安定レベル2：	場合によっては補修が必要な損傷
		安定レベル3：	補修が必要で，場合によっては補強や構造物の矯正等が必要な損傷

図-2.2.12 構造物の耐震性能と部材の損傷・基礎の安定

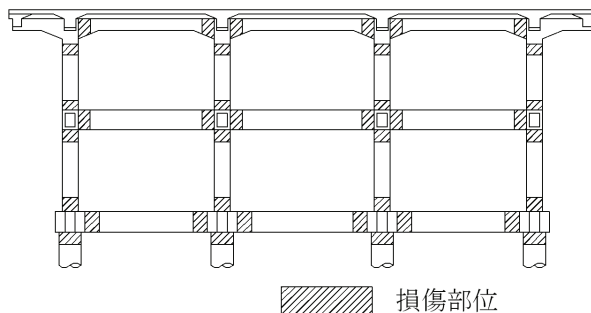


図-2.2.13 RC ラーメン高架橋の損傷部位

表-2.2.2 RC ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安

		耐震性能		
		I	II	III
部材の 損傷 レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

図-2.2.14，図-2.2.15，表-2.2.3，表-2.2.4に，曲げ破壊する RC 部材および基礎の荷重－変位曲線と損傷レベル，安定レベル，補修工法の関連を示すとともに，損傷レベル，安定レベルの変化点を規定している荷重－変位曲線の変化点の物理現象を示す。

構造細目では，部材に必要とする変形性能を得るために必要なせん断補強筋を配置することに加え，RC ラーメン高架橋の柱には帯鉄筋間隔を $D/2$ 以下，かつ軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下としている．また，帯鉄筋の横方向の間隔が帯鉄筋の 48 倍を超える場合は中間帯鉄筋を配置するとしている．また，柱の上下端から $2D$ の範囲には中間帯鉄筋を配置するのがよいとしている．

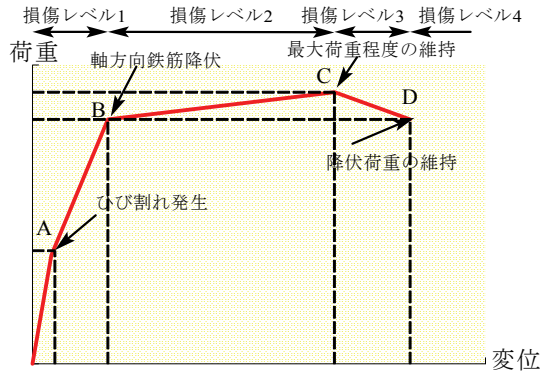


図-2.2.14 RC部材の荷重-変位曲線

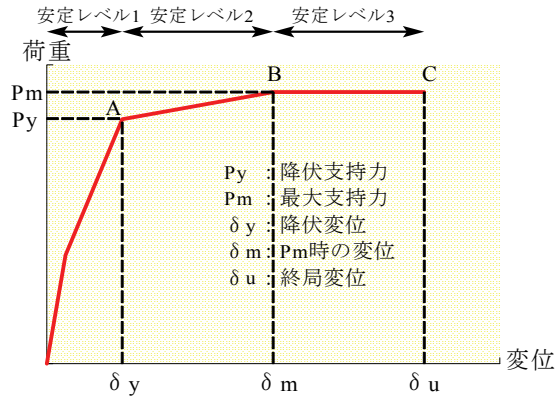


図-2.2.15 基礎の荷重-変位曲線と安定レベルの概念

表-2.2.3 RC部材の荷重-変位曲線と損傷レベル

	損傷レベル1	損傷レベル2	損傷レベル3	損傷レベル4
荷重-変位曲線上の範囲	B点まで	C点まで	D点まで	D点以降
補修工法の例	無補修（場合により耐久性上のひび割れ注入）	必要によりひび割れ注入・断面修復	ひび割れ注入，断面修復，必要により帯鉄筋等の整正	ひび割れ注入，断面修復，帯鉄筋等の整正 軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取替え

荷重-変位曲線の変化点の物理現象

- A点：コンクリートに曲げひび割れが発生する時点
 B点：軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する時点，残留変位が小さく，マクロ的には弾性的挙動を呈するので，残留ひび割れ幅も小さい。
 C点：最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位で，場合によりかぶりコンクリートが剥離し，残留ひび割れ幅も増加する。
 D点：B点相当の水平抵抗を維持する最大変位で，軸方向鉄筋の座屈が顕著となり作用軸方向力によっては軸方向変形も生じる。

表-2.2.4 基礎の荷重-変位曲線と安定レベル

	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
荷重-変位曲線上の範囲	A点まで	B点まで	C点まで
補修・補強	・補修，補強を要しない	・場合によってフーチングおよび基礎周囲の空隙への注入等	・場合によって基礎本体の補強や地盤改良等による基礎の補強 ・場合によって構造物の矯正
荷重-変位曲線の変化点の物理現象			
	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
支持力	・支持地盤の一部が塑性化する場合があるが，作用荷重が降伏支持力以下 ・部材が降伏しない	・支持地盤または基礎部材あるいは両者とも塑性化するが，なお，十分な支持力を保持	・支持地盤の破壊や基礎部材の損傷による構造物の崩壊を生じない安定性を保持
変位	・列車走行性を保持 ・有害な残留変位を生じない	・構造物の機能に有害な変位を生じない ・地震後の列車走行性（徐行）を保持	・落橋等構造物の崩壊を生じない ・補修，補強等により構造物の再使用が可能

(3) 現在の杭の耐震設計

耐震設計標準 1999²⁰⁾によれば，杭基礎の耐震設計は，前項に示したように，L 1 地震動，L 2 地震動に対して，① 非線形スペクトル法，② 基礎を支持ばねに置換する方法，③ 地盤，基礎および上部構造物の一体解析法で応答値を算定し，基礎の安定レベルの照査を，その応答塑性率，部材の損傷レベルおよび応答変位について行うものとしている。

非線形スペクトル法は，前項に示したように，振動モードが比較的単純で，かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合は，G0～G7 まで区分された地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測する方法である。

構造物の応答値は，図-2.2.16 に示すような，構造物全体系の静的非線形解析により降伏震度を求め，ついで構造物の等価固有周期を求め，この値と所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を読み取り降伏変位に乗じることにより応答変位を得る方法で求める。

基礎を支持ばねに置換する方法は，図-2.2.17 に示すような，基礎を水平ばね，回転ばね，鉛直ばねでモデル化して動的非線形解析を行う方法である。単独橋脚や直接基礎を有する連続橋脚で剛なフーチングを有する形式に適する方法である。RC ラーメン高架橋のような1柱1基礎構造物で剛なフーチングを有しない構造物では，地盤変位の影響と上部構造物の影響に位相差が生じるため，次に示す地盤，基礎および上部構造物の一体解析法が適しているとしている。

地盤，基礎および上部構造物の一体解析法は，図-2.2.18 に示すような，有限要素法や質点系モデル等がある。モデル化および計算に時間を要するが，有力な方法であるとしている。

さらに，地震時の変位が大きい地盤に建設される深い基礎の応答値は，慣性力の他に地盤変位を考慮して算定する。地盤，基礎および上部構造物の一体解析法による動的解析には慣性力の影響と地盤変位による影響が考慮される。一方，非線形スペクトル

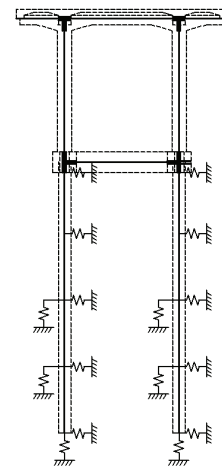


図-2.2.16 静的非線形解析モデル

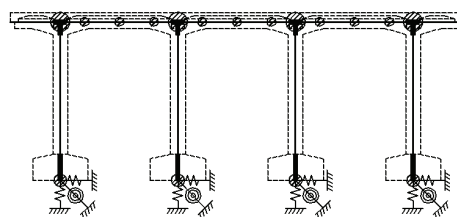


図-2.2.17 動的非線形解析モデル (支持ばね)

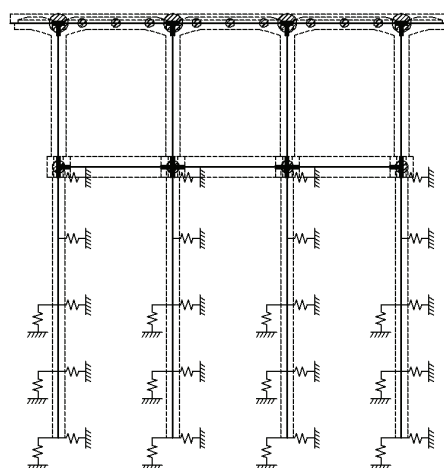


図-2.2.18 動的非線形解析モデル (地盤，基礎および上部構造物一体)

法，基礎を支持ばねに置換する方法では，慣性力の影響のみに着目していることとなる．したがって，必要となる場合は，地盤変位の影響を応答変位法で考慮する必要がある．

杭基礎の安定レベルは，応答塑性率，部材の損傷レベル，応答変位量について照査する．表-2.2.5に，場所打杭の塑性率の制限値を示す．

表-2.2.5 場所打杭の安定より定まる塑性率の制限値の目安

	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
場所打杭の塑性率の制限値	1	5	8
杭基礎の状態	杭基礎が降伏していない状態	杭体が最大曲げ耐力に達したり，一部の杭の地盤抵抗が上限値に達した状態	杭体の鉄筋の一部が座屈したり，多くの杭の地盤抵抗が上限に達した状態

塑性率：基礎の応答変位／基礎の降伏変位

部材の損傷レベル，応答変位量についての照査は，前項に示したように，表-2.2.2 RCラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安，表-2.2.3 RC部材の荷重－変位曲線と損傷レベル，表-2.2.4 基礎の荷重－変位曲線と安定レベルに基づき行う．

構造細目は，前述した基礎設計標準 1997¹⁹⁾によることとしている．

(4) 道路橋の耐震設計

平成14年（2002年）に制定された「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²²⁾においても，前述した耐震設計標準1999²⁰⁾と同様に，橋の耐震設計は，設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて，必要とされる耐震性能を確保するものであるとしている．考慮する地震動は，橋の供用期間中に発生する確率が高いレベル1地震動と橋の供用中に発生する確率は低い大きな強度を持つレベル2地震動である．レベル2地震動は，プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠおよび内陸直下型地震を想定したタイプⅡを考慮する．

耐震設計の方法は，図-2.2.19に示すように，地震時の橋の挙動により静的照査法と動的照査法に区分し，それぞれで，① 入力地震動の設定，② 構造物の応答計算，③ 耐震性能の照査を行うものである．レベル2地震動に用いるRC橋脚の静的照査法には設計水平震度を用いる地震時保有水平耐力法が示されている．

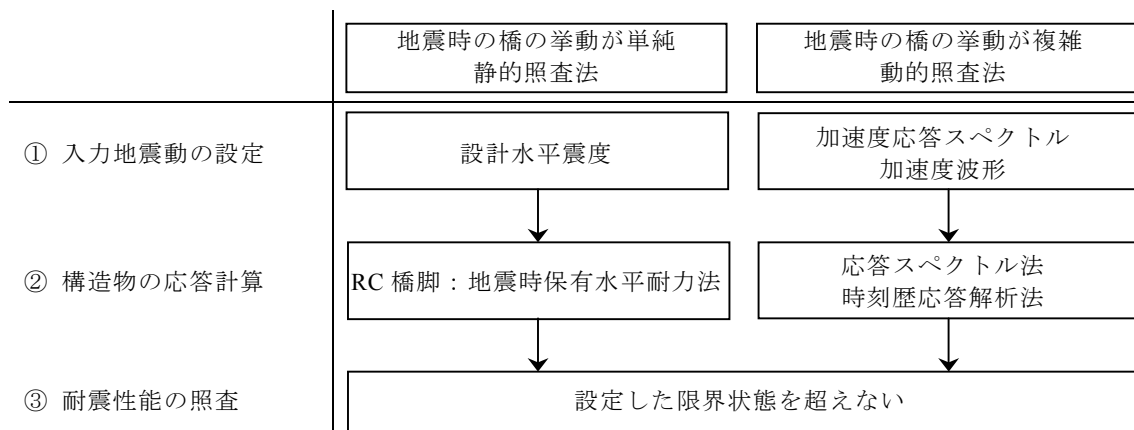


図-2.2.19 耐震設計のフローチャート

照査法を区分する地震時の挙動が複雑な橋とは，① 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが静的照査法で想定する振動モードと著しく異なる場合，② 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが2種類以上ある場合，③ レベル2地震動に対する耐震性能の照査において，塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合，または，複雑な構造で塑性ヒンジがどこに生じるかはっきりしない場合，④ レベル2地震動に対する耐震性能の照査において，構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合としている．

入力地震動は，表層地盤を固有周期ごとにⅠ～Ⅲの3種の地盤種別に区分し，それぞれの地盤種別ごとに加速度応答スペクトルを示し，これに地域別係数（0.7～1.0）を考慮するものである．また，断層モデルを用いて設計地震動を算定する方法も用いることができる．レベル1の加速度応答スペクトルの最大値は，3種の地盤それぞれで200，250，300galの値である．この値は，地盤種別によっては前述の耐震設計標準1999²⁰⁾の値に比べ100gal程度小さくなるものもある．図-2.2.20に，レベル2地震動のⅡ種地盤の加速度応答スペクトルを，耐震設計標準1999²⁰⁾に示される地盤の固有周期の範囲がほぼ同一の加速度応答スペクトルとともに示す．図中Ⅱで示すものが道路橋，G2，G3，G4で示すものが鉄道構造物である．

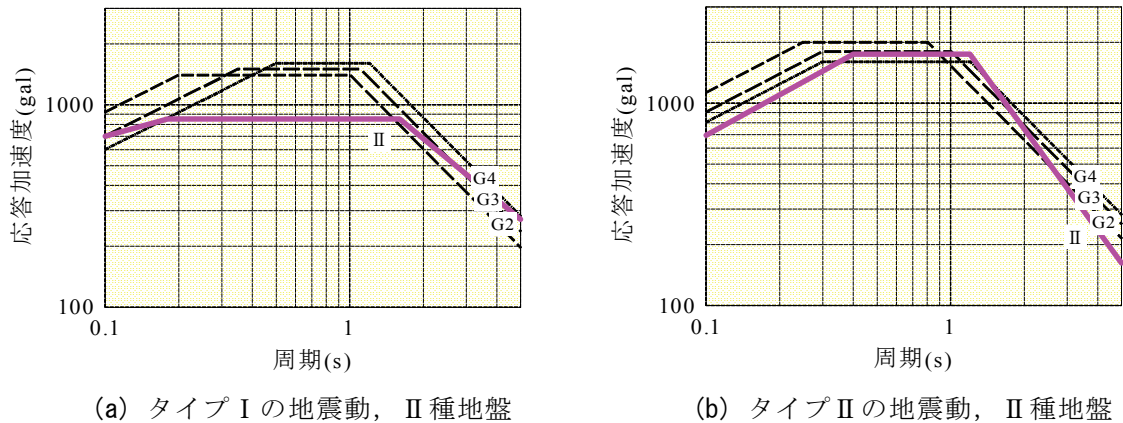


図-2.2.20 レベル2地震動の加速度応答スペクトル

道路橋と鉄道構造物でレベル2地震動の加速度応答スペクトルには，レベル1地震動と同様に違いが見られる。

構造物の応答計算は，前述した静的照査法に用いる震度法や地震時保有水平耐力法および動的照査法に用いる時刻歴応答解析法や応答スペクトル法等が示されている。

耐震性能の照査は，高速道路等の重要度の高いB種の橋とそれ以外のA種の橋に区分した重要度に応じて表-2.2.6に示す耐震性能を表-2.2.7に示すように確保するものである。

耐震性能2に対する限界状態は，橋としての機能の回復を速やかに行い得るようにするために，塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区別し，生じる損傷が修復を容易に行い得る程度に抑えられるものとする．塑性化を考慮する部材の例を図-2.2.21に示す。

表-2.2.6 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の 安全性	耐震設計上の 供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての健全性を 損なわない性能	落橋に対する 安全性を確保 する	地震前と同じ 橋としての機 能を確保する	機能回復のた めの修復を必 要としない	軽微な修復で よい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的なものに とどまり，橋としての機能の回復 が速やかに行い得る性能		地震後橋とし ての機能を速 やかに回復で きる	機能回復のた めの修復が応 急修復で対応 できる	比較的容易に 恒久復旧を行 うことが可能 である
耐震性能3： 地震による損傷が橋として致命的 とならない性能		—	—	—

表-2.2.7 設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプⅠの地震動	地震による損傷が橋として致 命的とならない性能 (耐震性 能3)	地震による損傷が限定的なも のにとどまり，橋としての機 能の回復が速やかに行い得る 性能 (耐震性能2)
	タイプⅡの地震動		

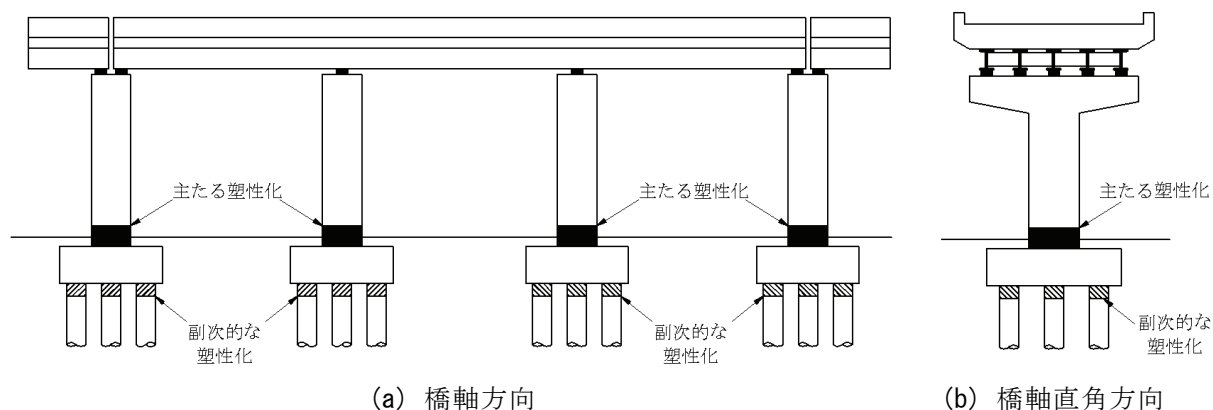


図-2.2.21 塑性化を考慮する部材（単柱橋脚）

静的照査法に用いられる地震時保有水平耐力法とは、レベル 2 地震動が作用する RC 橋脚を対象として構造物の非線形域の変形性能や動的耐力を考慮して地震による荷重を静的に作用させ、エネルギー一定則を用いて設計する耐震設計法である。

地震時保有水平耐力法による RC 単柱式橋脚の耐震性能の照査は地震時保有水平耐力と残留変位の照査を行うものである。

地震時保有水平耐力の照査は、構造物の重量にレベル 2 地震動の設計水平震度を乗じたものが RC 橋脚の地震時保有水平耐力以下であることを確認するものである。設計水平震度は、曲げ破壊型の RC 橋脚の挙動をバイリニアの弾塑性応答にモデル化して算定し許容塑性率を求め、この許容塑性率を用いたエネルギー一定則で設計水平震度の標準値を低減して定める。地震時保有水平耐力は、RC 橋脚の断面において平面ひずみを仮定し鉄筋の応力ひずみ関係にはバイリニア、コンクリートの応力ひずみ関係には地震動のタイプや帯鉄筋の拘束効果を考慮した関係を用いて算定する。

残留変位の照査は、橋脚の残留変位が許容残留変位以下であることを照査するものである。橋脚の残留変位は、バイリニア型の履歴特性を有する RC 橋脚を対象に、強震記録による残留変位算定結果に基づき、橋脚の応答塑性率や残留変位補正係数 0.6 を用いて表現したものである。許容残留変位は橋脚高さのほぼ $1/100$ としている。



The diagram shows a two-span RC bridge with a central pier. The bridge is represented by a horizontal line with circular joints at the supports. The spans are labeled L_p . At each support, there is a vertical line representing the pier, with a circular joint at the base. The residual displacement is indicated by a horizontal arrow at the base of the pier, labeled L_p . The diagram illustrates the measurement points for residual displacement at the supports of the bridge.

地震時保有水平耐力法による RC ラーメン橋脚の耐震性能の照査については、一層式 RC 橋脚の面内の終局限界について、交番載荷試験結果に基づき以下のように示している。終局限界は、図-2.2.22 に示すモデルにおいて、複数箇所が生じる塑性ヒンジが全て終局状態に至るか塑性ヒンジに生じる曲率が当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のいずれか早い方とする。

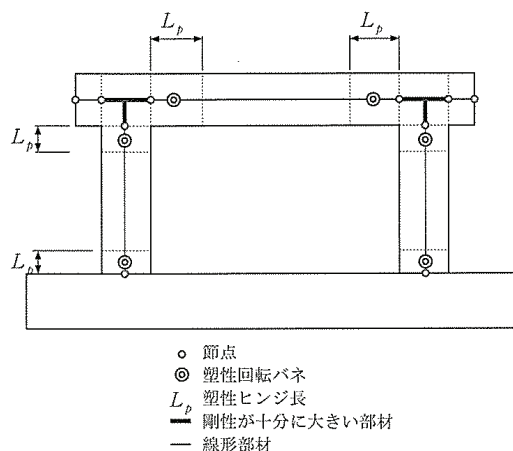


図-2.2.22 RC ラーメン橋脚のモデル
(橋軸直角方向に地震動が作用する場合)

動的照査法において，レベル2地震動に対する耐震性能の照査に用いる動的解析法としては，構造部材に対して非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法がよいとしている．RC 橋脚の解析モデル例を図-2.2.23に示す．耐震性能2，3の照査は応答塑性率および残留変位等が許容値以下となることを確認するものである．なお，平成8年（1996年）に制定された「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²³⁾以前の動的解析の位置づけは，静的計算の確認用であったが，平成14年（2002年）に制定された「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²²⁾では動的設計のための動的解析となっている．

RC 橋脚のじん性を向上するための構造細目として以下のものが示されている．

軸方向鉄筋の継手は，塑性化を考慮する領域には設けない．帯鉄筋は，D13mm以上とし，塑性化を考慮する領域では間隔を150mm以下とする．帯鉄筋は軸方向鉄筋を取り囲むように配置し，端部はフックをつけて内部コンクリートに定着する．中間帯鉄筋は，帯鉄筋の配置される全断面に同材質・同径で配置し，間隔を1.0m以下とする．また，原則として軸方向鉄筋の段落しは行わないとしている．

以上のように，道路橋の耐震設計は，地震動を2段階考慮し，構造物の重要度に応じて部材の損傷レベルから想定される復旧の難易性に関する耐震性能を定め，この耐震性能を確保する設計法であり，この点では鉄道構造物の耐震設計と同様である．一方，既に示したように，道路橋の耐震設計と鉄道構造物の耐震設計の入力地震動，応答計算，耐震性能の照査方法の個々については多少の違いが見られる．しかし，耐震設計とは入力地震動，応答計算，耐震性能の照査方法からなるシステムとして捉えるべきものである．道路橋と鉄道構造物それぞれの構造物の形式が異なるため，その固有周期も異なり入力地震動の着目する周期が異なり，構造物の特徴を捉えた応答計算の方法が採用され，かつ構造物の特徴を捉えた耐震性能の照査方法が採用されているので，入力地震動，応答計算，耐震性能の照査方法の個々については多少の違いが見られて当然と考える．

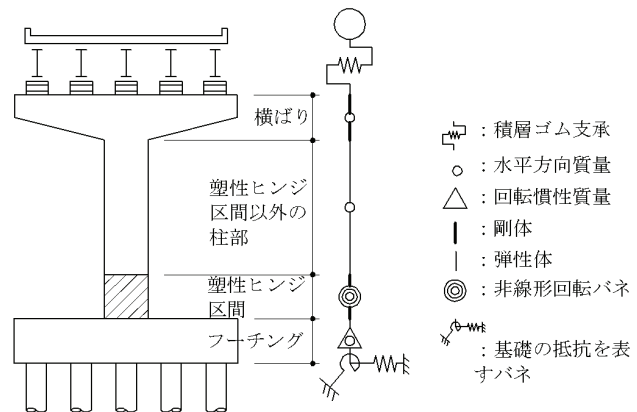


図-2.2.23 RC 橋脚の動的解析モデル
（橋軸方向に地震動が作用する場合）

2.3 柱の耐震補強

(1) 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震補強

昭和 53 年（1978 年）の宮城県沖地震で被害を受けた RC ラーメン高架橋の柱は，RC 巻立て，RC 耐震壁等で補強された²⁴⁾。

平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震の後，当面の措置として，現在までの知見を活用し緊急に耐震補強することが必要であるとして，平成 7 年（1995 年）7 月「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説（案）」²⁵⁾ が運輸省鉄道局より出された．緊急耐震補強の基本は，大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないこととし，対象線区は，仙台地域，南関東地域，東海地域，名古屋地域および京阪神地域等の新幹線および輸送量の多い線区（ピーク時 1 時間当たり列車運行本数 10 本以上）とされた．緊急耐震補強の期間は，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 年とされた．対象となる RC ラーメン高架橋は，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ものとし，柱のせん断耐力，じん性を強化し大規模な地震に耐えるようにしている．

耐震補強設計の流れを図-2.3.1 に示す．この図に従い，文献 26) による RC ラーメン高架橋柱の耐震補強設計の概要を示す．

① 補強目的は，じん性補強，せん断補強，曲げ補強がある．このうち曲げ補強，せん断補強は，柱の水平耐力を増加するため基礎への影響についても検討を要し，必要ならば基礎の補強が生じる．したがって，柱の耐力を増加させないじん性補強により地震エネルギーを吸収する補強工法が多用されている．② 補強工法は，兵庫県南部地震以前から用いられている鋼板巻立て工法に加え，各種の工法が開発されている．表-2.3.1 に，柱のじん性補強，せん断補強を目的とした主な耐震補強工法を示す．補強工法の選定は，柱の形状，寸法，環境条件（重機使用の可否，騒音の許容限度，施工時間の制限，占有可能範囲）等を考慮して行う．③ 補強目的に見合う補強材量を仮定する．④ 構造解析により等価固有周期，降伏水平震度を算定する．⑤ 設計応答塑性率の μ_{rd} は，下式で算定する．

$$\mu_{rd} = \frac{\left\{ \left(\frac{K_0}{K_{hy}} \right)^2 + 1 \right\}}{2} \quad (2.3.1)$$

ここに， K_0 ：水平震度（弾性応答時）

K_{hy} ：降伏水平震度

⑥ 安全性の照査は下式で行う．

せん断補強に対して

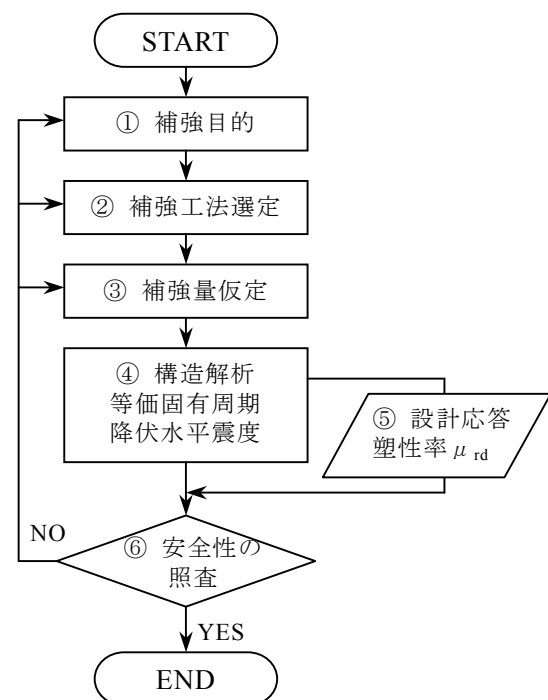


図-2.3.1 耐震補強設計の流れ

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (2.3.2)$$

ここに， V_d ：設計せん断力の最大値

V_{yd} ：設計せん断耐力

γ_i ：構造物係数

じん性補強に対して

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{dd} \leq 1.0 \quad (2.3.3)$$

ここに， μ_{rd} ：設計応答塑性率

μ_{dd} ：設計じん性率（耐震補強工法により算定式は異なるが概ね補強材量の関数で与えられる）

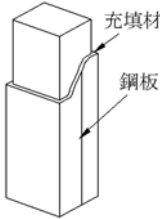
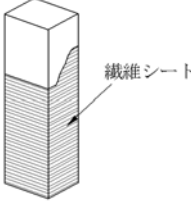
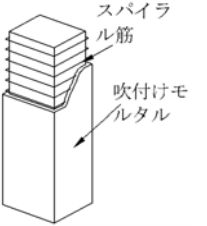
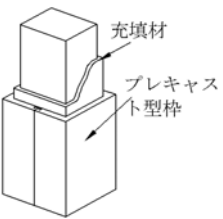
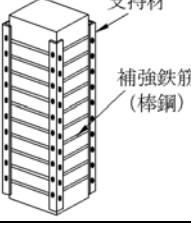
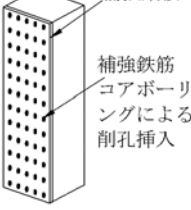
兵庫県南部地震後の応急復旧およびその後の緊急耐震補強においては，経済性から主として鋼板巻立て工法を採用し，新大阪～岡山間の山陽新幹線では，RC ラーメン高架橋柱約 18,300 本に対し，平成 14 年（2002 年）度末現在で，約 17,300 本の耐震補強を終えていた．この時点で，今後補強を予定している岡山以西の山陽新幹線 RC ラーメン高架橋柱約 15,200 本の耐震補強工事を速やかに実施していくため，さらに経済的で施工性のよい耐震補強工法の開発が強く望まれていた．

RC ラーメン高架橋柱の耐震補強は，地震により構造物が壊滅的に崩壊することを防止するために実施するものであるが，用いる補強材は，構造物の維持管理に必要な点検の妨げとならず，地震発生時には損傷有無の確認や損傷程度の把握，場合によっては耐震補強の再施工を容易にかつ速やかに実施できるよう考慮されたものがよい．しかし，平成 14 年（2002 年）度までに実施されてきた耐震補強工法（表-2.3.1 の No.1～5）は，主として耐震補強そのものが目的となっており，表-2.3.1 に示すように，日常の維持管理，地震発生後の緊急点検や補修補強までを見据えて開発されているとはいえない面がある．

これを踏まえて平成 12 年（2000 年）から平成 14 年（2002 年）にかけて，次項に示す維持管理に配慮した新しい耐震補強工法「コンクリートセグメントと鋼より線を用いた柱の耐震補強工法」を開発した．

なお，表-2.3.1 の No.6，7 は，日常の維持管理，地震発生後の緊急点検が可能であるが，上述の新しい耐震補強工法とほぼ同時期に開発された工法である．

表-2.3.1 柱の耐震補強工法 (文献 27) に加筆修正)

耐震補強工法名		概 要	略 図	維持管理上の課題	
				補強材	既設柱
1	鋼板巻立て補強 ²⁸⁾ 波形分割鋼板巻立て補強 ²⁹⁾ 鋼製パネル組立補強 ³⁰⁾	6mm 以上の厚さの鋼板を巻き付け, 柱との間隙には無収縮性の充填材を詰め, 一体性を保持する. 鋼板の接合は, 溶接を基本とするが, 機械的な接合でもよい.		塗装が必要	柱面が覆われているため日常点検困難 地震時の緊急点検困難
2	炭素繊維シート巻立て補強 ³¹⁾ アラミド繊維シート巻立て補強 ³²⁾	厚さ数 mm 程度の炭素繊維シートを巻き付ける. クレーン等の重機は不要. 補強厚も薄く, 建築限界等の支障が少ない.		表面防護工として塗装, 外力に対してモルタル等で保護	柱面が覆われているため日常点検困難 地震時の緊急点検困難
3	FRP 吹付け補強 ³³⁾	ガラス繊維と樹脂をスプレーガンで柱表面に吹き付ける. クレーン等の重機は不要. 補強厚も薄く, 建築限界等の支障が少ない.		表面防護工として塗装	柱面が覆われているため日常点検困難 地震時の緊急点検困難
4	スパイラル筋巻立て補強 ²⁶⁾ 吹付けモルタル補強 ³⁴⁾	柱の外側にスパイラル状の細径異形 PC 鋼棒または帯鉄筋を配置し, 吹き付けモルタルで表面を覆う. クレーン等の重機は不要. 施工後の構造物の保守管理は既存の構造物と同様.		特に無し	柱面が覆われているため日常点検困難 モルタルを介し地震時の緊急点検可能
5	プレキャスト型枠補強 ³⁵⁾	帯鉄筋が内包された高強度モルタルによって構築されたプレキャスト部材で囲む. 施工後のメンテナンスがほとんどいらない. 組立作業で施工も比較的容易である.		特に無し	柱面が覆われているため日常点検困難 地震時の緊急点検困難
6	補強鉄筋を柱外周に配置する耐震補強 ³⁶⁾	柱の外周に補強鉄筋を配置し, 柱の四隅で定着する方法で, 材料が鉄筋と山形鋼等のみなのでクレーン等の重機は不要.		塗装が必要	日常点検可能 地震時の緊急点検可能
7	一面耐震補強 ^{37),38)}	柱の一面からのみで施工できる工法である. コアボーリングで削孔し鉄筋を挿入し鋼板を取り付けるものである.		塗装が必要	鋼板の無い面から日常点検可能 地震時の緊急点検可能

(2) コンクリートセグメントと鋼より線を用いた柱の耐震補強

前項に示したように，平成 14 年（2002 年）度までに実施されてきた耐震補強工法は，主として耐震補強そのものが目的となっており，日常の維持管理，地震発生後の緊急点検や補修補強までを見据えて開発されているとは言い難い面がある。

これを踏まえて平成 12 年（2000 年）から平成 14 年（2002 年）にかけて，維持管理に配慮した新しい耐震補強工法「コンクリートセグメントと鋼より線を用いた柱の耐震補強工法」を以下に示すコンセプトで開発した。

維持・管理面において

- ① 地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認できること
- ② 耐震補強実施後も既設 RC 柱の経年劣化の把握が可能で維持管理の妨げとならないこと
- ③ 既設 RC 柱の中性化抑制効果が期待できること

設計施工面において

- ① 変形性能の十分な向上が期待できること
- ② 鋼板巻立て工法よりも，さらに安価であること
- ③ 人力で容易に施工できること

開発したコンクリートセグメントと鋼より線を用いた柱の耐震補強工法（以下「本工法」と記す）は，図-2.3.2 に示すように，矩形断面の柱側面に，ポリマーセメントモルタルを介して，別途製作したかまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）を張り付け，その外周にスパイラル状に加工した垂鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立て補強するものである。

本工法は，セグメントと鋼より線が一体となって効率的に既設 RC 柱のコンクリートを拘束し，せん断破壊の防止および軸方向鉄筋の座屈を防止することで柱に優れた変形性能を付与することができる耐震補強工法である。

また，日常点検においては，柱四隅のセグメントの無い部分から柱を直接観察でき，地震後の緊急点検時には，柱の損傷状況を柱四隅のセグメントの無い部分から直接目視確認できるとともに，セグメント表面に生じるひび割れを介しても柱の損傷状況を推定できる。

セグメントは高さ方向に 50cm 程度で分割されていること，鋼より線も重量 50kg 程度で分割されていることにより，いずれも人力運搬が可能である。施工は，下記に示す施工手順のように，シンプルで短期施工が可能である。また，工場管理できる材料を用いることから品質も良好である。

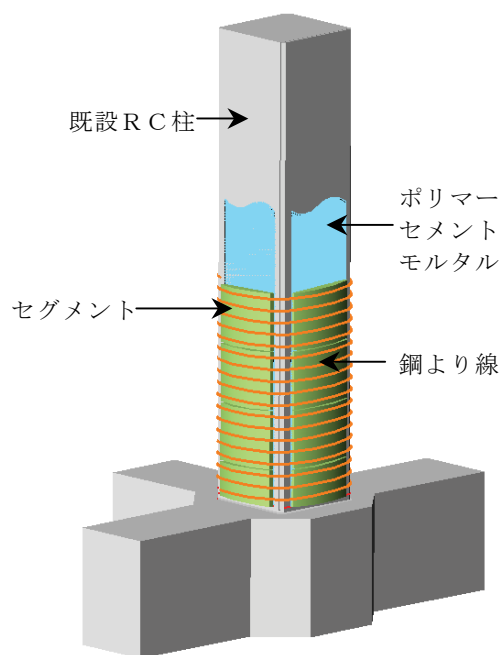


図-2.3.2 本工法概念図

施工手順

- ① 準備工 — 柱の原寸を確認するとともに支障物の移設撤去を行う。
- ② 柱表面処理工 — 柱表面の劣化部の補修を行い，汚れ・異物等を除去した後，水洗い等の清掃を行う。
- ③ セグメント取り付け工 — 柱にポリマーセメントモルタルを厚さ 5mm 程度塗布し，セグメントを密着させる。
- ④ 鋼より線巻付工 — 組立可能な自動巻付機または人力施工により鋼より線を巻き付けた後，所定の緊張力（1.5kN）を導入する。
- ⑤ 復旧工 — 準備工で移設・撤去した各種設備・施設を所定の位置に復旧する。

セグメントの標準図を図-2.3.3 に示し，コンクリートと鋼より線の仕様を表-2.3.2 に示す。

セグメントは，高さを人力施工が可能となるよう，重量制限の観点から 50cm 程度とした。断面形状は，横幅を柱の幅より左右それぞれ 10cm 小さくし，既設柱を直接観察できる部分を設けた。さらに，セグメント形状は，柱四面にセグメントを配した補強断面が円形となるもの（以下「円形セグメント」と記す）が拘束効果の面からはよいと考えられるが，施工性，経済性を追及して，セグメント端部の鋼より線による支圧破壊を避け得る適切な厚さの採用と円弧部半径を大きくして中心部の厚さを減ずる扁平な形状（以下「扁平セグメント」と記す）としてある³⁹⁾。

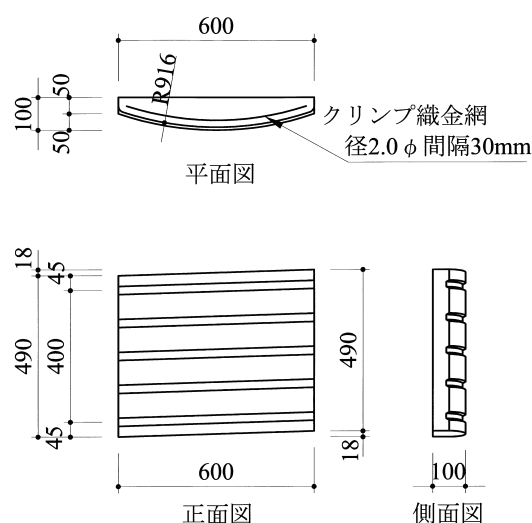


図-2.3.3 扁平セグメント標準図
(単位 mm)

表-2.3.2 使用材料の仕様等

セグメント の仕様	設計基準強度 (N/mm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 W/C (%)
	40	20	12	55
鋼より線 の仕様	使用材料	亜鉛めっき鋼より線		
	規格	JIS G 3537 2号 (a) 1種A級		
ポリマー セメント モルタルの配合	セメント	珪砂 (7号)	接着増強剤	水
	19.2 kg	5.8 kg	2 kg	4 kg

セグメントには，図に示すように，鋼より線のガイドとなる溝を 10cm 間隔で設けるとともに，右肩上がりの平行四辺形とすることにより鋼より線をスパイラル状に巻き付けできるようにした。

鋼より線は亜鉛めっき鋼より線を用いる。これは防錆処理として 230g/m² 以上の溶融亜鉛

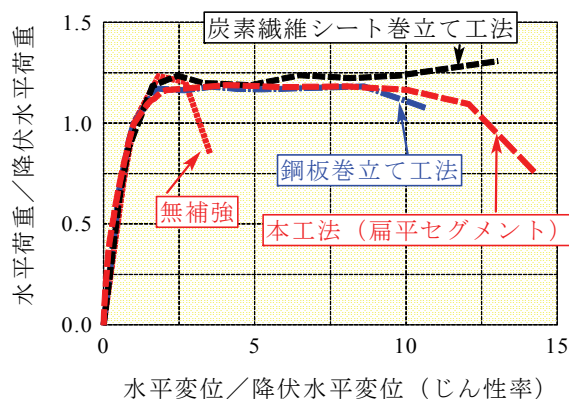


図-2.3.4 試験体 荷重－変位曲線
(従来工法との比較)

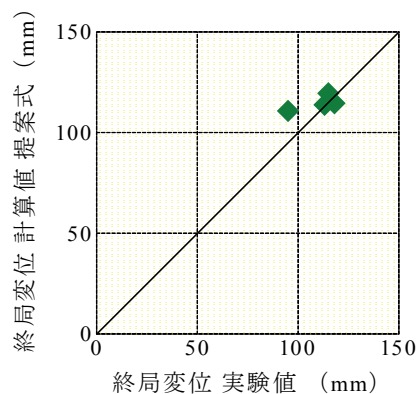


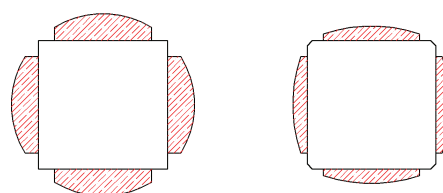
図-2.3.5 提案式による変位と
実験値の比較

めっき処理を行っており，亜鉛付着量の実績は 400 g/m^2 以上である．亜鉛めっき鋼より線は，亜鉛付着量を 400 g/m^2 とすれば海岸地域で約 20～30 年，田園地域で約 90 年，都市工業地域で約 50 年の耐用年数が見込まれる⁴⁰⁾．

本工法による耐震性能を確認するため 5/8 縮小柱試験体による交番载荷試験を実施した．その結果以下のことが明らかになった⁴¹⁾．

- ① 本工法により補強された柱は，図-2.3.4 に示すように，じん性率 11～15 の変形性能に富む曲げ破壊性状を示した．このじん性率は，鋼板巻立て工法，炭素繊維シート巻立て工法等の従来工法のじん性率 9～13 と同等以上のものである．
- ② 本工法の設計補強せん断耐力等の設計は，「既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 スパイラル筋巻立法 編 平成 8 年」²⁶⁾ に基づき設計できる．また，補強された柱の変形性能については，耐震設計標準 1999²⁰⁾ を準用できるが，セグメントや鋼より線による外部拘束効果を見込んだ提案式で変形性能を更に適切に評価することができる．(図-2.3.5 参照)

- ③ せん断補強および変形性能に大きく影響する既設コンクリートの鋼より線とセグメントによる拘束力は，図-2.3.6(a)に示すように，柱四面にセグメントを配した断面形状が円形となる場合に最も期待できる．しかし，この円形セグメントはその体積が大きく，施工性，経済性の観点からは不利となる．そこで，図-2.3.6(b)に示す扁平セグメントを検討した．この扁平セグメントは，鋼より線の緊張力が同一であれば既設コンクリートを拘束



(a) 円形セグメント (b) 扁平セグメント

図-2.3.6 セグメント形状

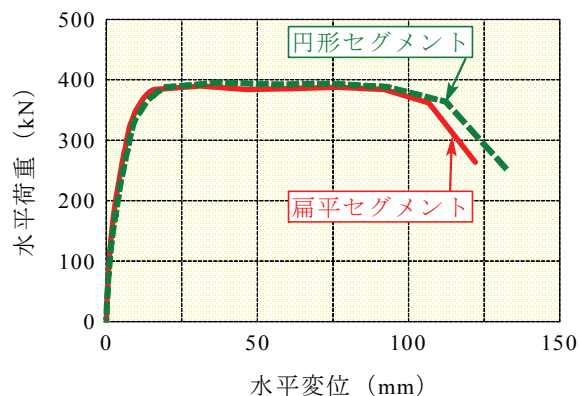


図-2.3.7 試験体 荷重－変位曲線
(セグメント形状による比較)

する力が計算上は円形セグメントの 60% 程度となるが, 図-2.3.7 に示すように, 変形性能に与える影響は小さい. したがって, 施工性や経済性の点からは扁平セグメントが有利である.

- ④ 本工法により補強された柱では, 図-2.3.8 に示すセグメント撤去前後のひび割れ状況の比較により, セグメント表面に生じているひび割れは, 概ね既設 RC 柱に生じているひび割れの状況を表していると考えることができる. したがって, セグメント端部の柱隅角部のひび割れおよびセグメント表面のひび割れ状況から, 柱の損傷状況を把握することが可能である. これは柱の損傷状況を目視できない鋼板巻立て工法, 炭素繊維シート巻立て工法等に比べ地震発生時の緊急点検に有利である. また, 地震後に補修が必要な場合, 補強部材の撤去が容易で構造物の早期復旧が可能である.

本工法は, 山陽新幹線の RC ラーメン高架

橋の耐震補強工法として使用され平成 17 年(2005 年)度までに約 5000 本の施工がなされた. 一方, 駅部や高架下利用箇所の鉄道 RC ラーメン高架橋柱は, 耐震補強を施すための施工スペースが確保できない等の制約が多く, 耐震補強の実施が遅れている. また, 平面形状が扁平な長方形断面の壁式橋脚の耐震補強は, 主に鋼板巻立て工法により行われているが, 施工性および地震の影響による損傷状況確認の面で難点があると考えられる.

これらの箇所を対象に, 本工法を適用するためには, 狭隘な場所が多い駅部や高架下利用箇所での補強後のセグメントによる断面増加を極力抑えること, また, 壁式橋脚では, 鉄道 RC ラーメン高架橋柱より断面形状が大きく必然的にセグメントの断面形状も大きくなるが, 施工性を考慮すると補強後の断面増加を極力抑えることが必要になる.

さらに, 本工法の特徴である補強部材の撤去が容易で構造物の早期復旧が可能なことを生かし, 地震後の再補強にも本工法を適用するために, 地震時に耐震補強した構造物や部材の損傷状況を的確に把握し, 再使用可能か否かの判断を行い損傷の程度に応じた適切な補修や再補強を加えるための知見を蓄積する必要がある.

3 章では, 本工法に用いるセグメント厚をさらに薄くし, セグメント縁端部が支圧破壊しないよう鋼板で補強した, 軽量で施工性の良好な薄型セグメント(以下「薄型セグメント」と記す)に関する検討結果を示すとともに, 地震により大きな変形履歴を受けた本工法による補強柱の再補強後の変形性能に関する検討結果を示した. また, 4 章では薄型セグメントを用いた壁式橋脚の耐震補強に関する検討結果を示した.

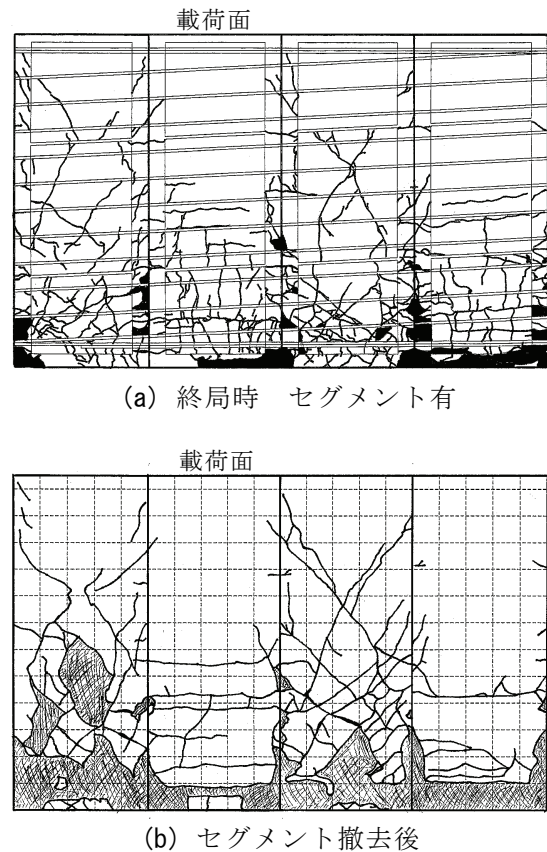


図-2.3.8 試験体のひび割れ発生状況(展開図)

2.4 杭頭接合部の耐震設計上の構造合理化

(1) 杭頭接合部の合理化に関する既往の研究

基礎設計標準 1974¹⁷⁾には、杭とフーチングとの結合は、水平変位量が小さくなる、結合が容易でしかも確実である、完全なヒンジ結合とすることは困難である、等から原則として剛結合とすると記されている。

建築分野では、昭和 53 年（1978 年）6 月の宮城県沖地震での PHC 杭の杭頭破壊を受けて改定⁴²⁾された「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」⁴³⁾で、とりあえず杭頭を完全固定として設計することが推奨された。半無限弾性地盤中の理論解から、杭頭に水平力を受ける場合における杭の断面力等の特徴を整理して以下に示す⁴⁴⁾。

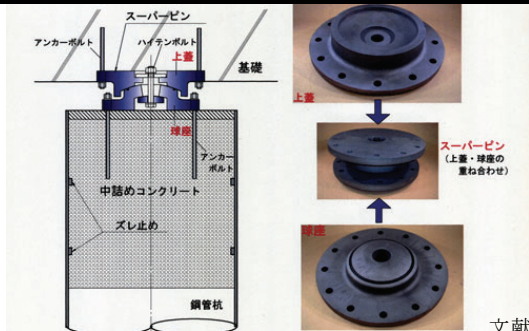
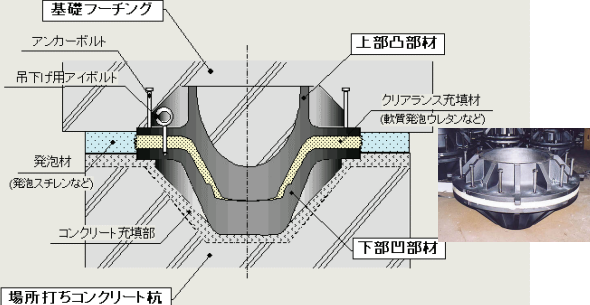
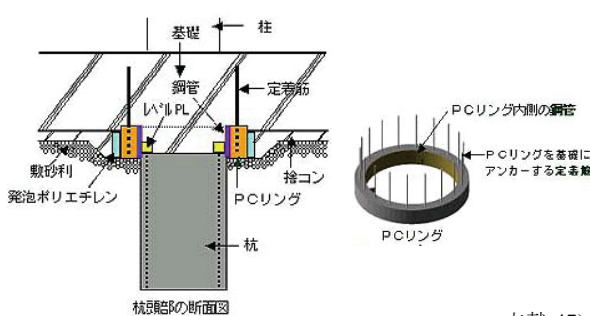
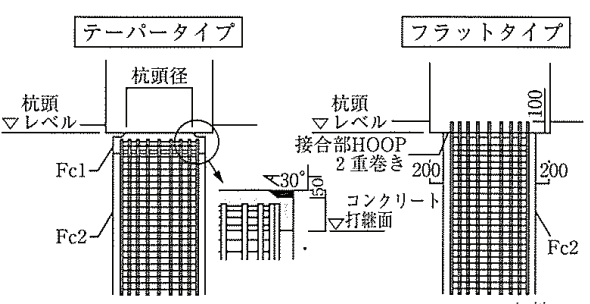
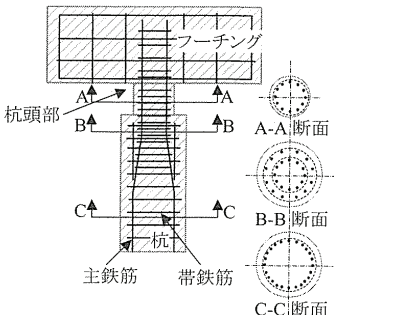
① 杭頭を完全固定とした場合、最大曲げモーメントは杭頭部に生じ、地中部の最大値はその約 2 割である。② 杭頭ピンの場合の地中部最大曲げモーメントは、杭頭固定時の杭頭曲げモーメントの約 6 割である。③ 地中部最大曲げモーメントと杭頭曲げモーメントの値が等しくなる杭頭の固定条件は、おおよそ完全固定の 40%に相当する固定度の場合である。④ 杭頭ピンの場合の杭頭水平変位は、杭頭完全固定の場合の 2 倍となる。

これを踏まえて、杭頭接合部の応力を低減することを目的にピン構造や半剛構造の杭頭構造が各種開発されている。表-2.4.1 に、ピン構造や半剛構造の杭頭接合構造を示す。

しかし、鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部にピン構造や半剛構造を採用するには、増加する水平変位低減策が必要となる。鉄道構造物において列車の走行性を保持することは最重要課題であり、地震時の変位増加は避けるべきである。そこで、兵庫県南部地震以降の耐震対策強化により各部材の鉄筋量が増加し、構造の合理化が要望されている 1 柱 1 杭式 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部の新たな構造には、基礎設計標準 1997¹⁹⁾に定められている剛結構造のものを開発した。この新たな構造は、杭の軸方向鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管を接合部に定着する構造である。

構造の概要は次項に示す。

表-2.4.1 ピン構造や半剛結構造の杭頭接合構造 (文献 44) に加筆修正)

構造名	構 造 概 要	杭 径 (mm)	概 要 図
スーパー ピン構造	ダクティル鉄製の 上蓋と球座を重 ね合わせる構造	$\phi 800 \sim 2200$	 文献 45)
BP-CAP 構造	凸材と凹材との組 合せにより完全ピ ンに近づけた構造	$\phi 800 \sim 3000$	 文献 46)
キャップ リング パイル構造	ひげ鉄筋付きのブ レキャスト製リン グを杭頭に被せる だけで定着鉄筋を 用いない構造	$\phi 800 \sim 2000$	 文献 47)
F.T.Pile 構造	杭頭部にテーパ ーを設けるタイプ またはフラットタ イプとし, 定着芯 鉄筋を用いない構 造, 杭頭部に高強 度コンクリートを用 いる.	$\phi 800 \sim 3000$	 文献 44)
鉄道建設・ 運輸施設整備 支援機構 の構造 ⁴⁷⁾	杭頭接合部の断面 積を縮小し, 帯鉄 筋量を増加させる ことで杭頭部の回 転性能を向上させる.	$\phi 1000$	 文献 48)

杭頭結合部等に鋼管を埋め込んだ構造に関する研究には，飯森ら⁴⁹⁾，飯田ら⁵⁰⁾，齋藤ら⁵¹⁾，野澤ら⁵²⁾のものがある．

飯森らのものは，図-2.4.1 に示すように，杭から直接柱を立ち上げる1柱1杭基礎構造の中高層建物を対象に，柱を角形鋼管，杭を鋼管巻き場所打ちコンクリートとした構造である．交番載荷試験より柱－杭接合部の荷重－変位関係を，図-2.4.2 に示す力学モデルで弾性支承上の梁理論を用いて表現する方法を示している⁵³⁾．さらに，柱－杭接合部の荷重－変位関係の略算法として図-2.4.3 に示す力学モデルで算定する方法を示している⁵⁴⁾．

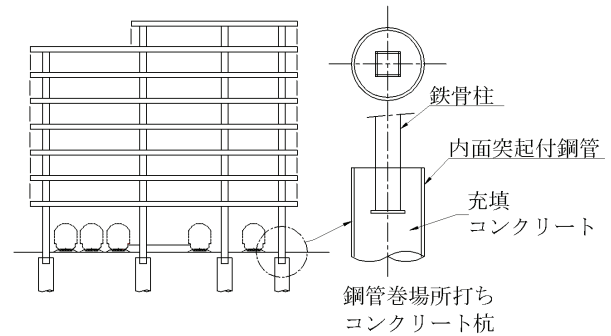


図-2.4.1 1柱1杭基礎構造の杭頭接合部構造⁴⁹⁾

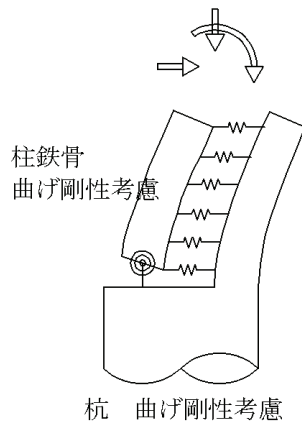


図-2.4.2 杭頭接合部の力学モデル⁵³⁾

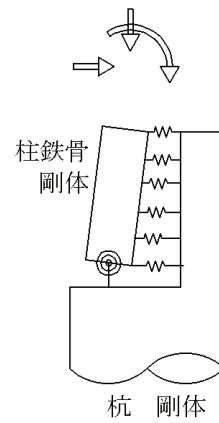


図-2.4.3 杭頭接合部の力学モデル (略算用)⁵⁴⁾

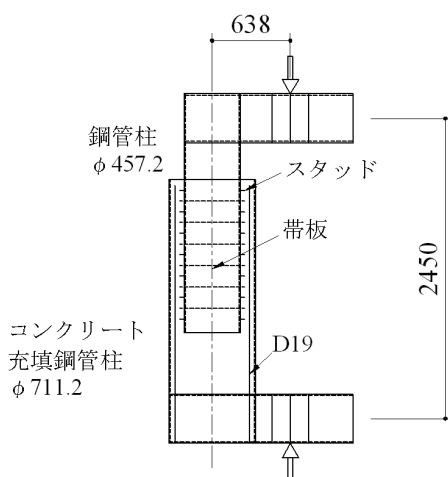


図-2.4.4 コンクリート充填差し込み継ぎ手試験体⁵⁰⁾ (単位 mm)

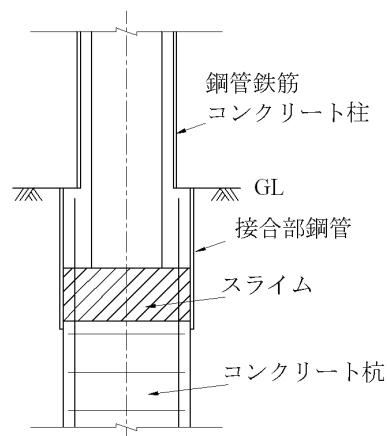


図-2.4.5 1柱1杭式ラーメン高架橋⁵¹⁾

飯田らのものは, 図-2.4.4 に示すように, 鋼管杭の中に径のやや小さい鋼管を差し込み, その間にコンクリートを充填した継手構造である. 載荷試験により, 最大荷重, 変形性能の確認を行ったものである.

齋藤らのものは, 図-2.4.5 に示すように, 地中梁をなくした 1 柱 1 杭式ラーメン高架橋の鋼管鉄筋コンクリート柱と RC 杭の接合部の載荷試験を行ったものである. RC 杭の接合部の外周には鋼管を配してある. また, 杭頭処理の省略を意図してスライムを想定したソイルセメントを接合部に配している.

野澤らのものは, 図-2.4.6 に示すように, コンクリート充填鋼管を柱構造に使用した場合において, 溶接およびボルト接合等の従来からの接合方式に代わる簡素で合理的な接合方法として, 径の大きな鋼管内に, それより径の小さな充填鋼管柱を所定長さ差し込みその環状の隙間にもコンクリートまたはモルタルを充填し一体化する接合構造について検討している.

結論は以下のものである. 接合部の破壊は, 差し込み長さが短い場合は柱の抜け出し, 柱径以上差し込んだ場合は外周鋼管の降伏の進展による. 接合部の耐荷機構は, 柱鋼管と外周鋼管の間に発生する支圧力の偶力と, 鋼管とモルタルまたはコンクリートの間に発生する摩擦力の偶力により抵抗する. 接合部の終局強度算定式を示した.

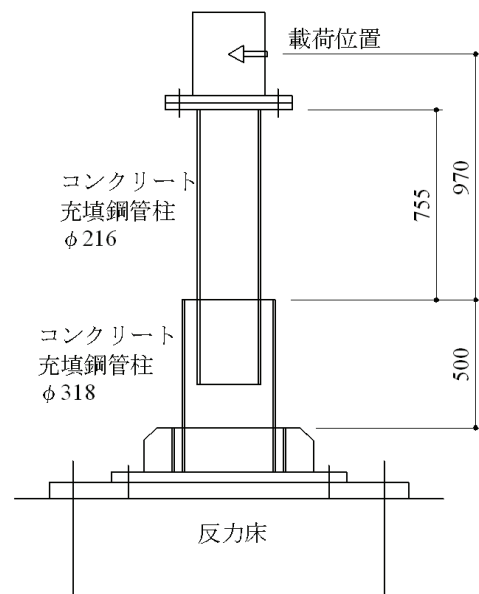


図-2.4.6 コンクリート充填ソケット接合部試験体 (単位 mm) ⁵²⁾

(2) 鋼管を用いた杭頭接合部の構造

鉄道 RC ラーメン高架橋の1柱1杭式の杭頭接合部を図-2.4.7に示す。接合部は、図-2.4.8(a)に示すように、円形に配置される場所打ち RC 杭の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、水平方向から矩形に配置される地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳することに加え、兵庫県南部地震以降の耐震対策の強化に伴い鉄筋量が増加しているため、鉄筋組立てやコンクリート打設に苦慮し、品質のよい RC 部材とすることが困難な個所となっている。

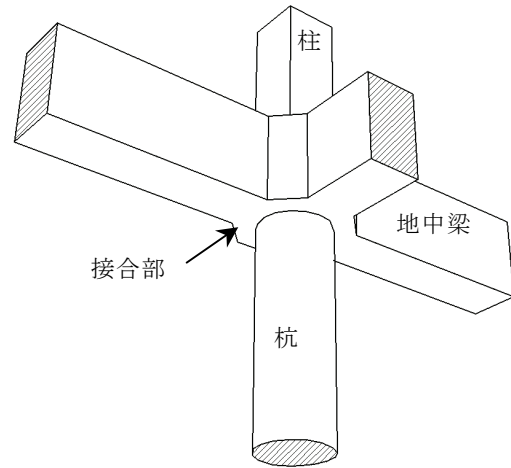


図-2.4.7 1柱1杭式の杭頭接合部

前述したように、この鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部にピン構造や半剛構造を採用するには、増加する水平変位低減策が必要となる。鉄道構造物において列車の走行性を保持することは最重要課題であり、地震時の変位増加は避けるべきである。そこで、1柱1杭式 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部の新たな構造には、基礎設計標準 1997¹⁹⁾に定められている剛構造のものを開発した。この新たな構造は、図-2.4.8(b)に示すように、輻輳する鉄筋を簡素化するため杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管を接合部に定着するものである（以下「本構造」と記す）。本構造を用いることにより、接合部に円形に配置され、配筋作業の大きな支障となっていた杭の軸方向鉄筋がなくなり、接合部の配筋作業の効率が大幅に改善される。なお、鋼管を角形としたのは地中梁の軸方向鉄筋の配筋作業に対する施工性を考慮したものである。

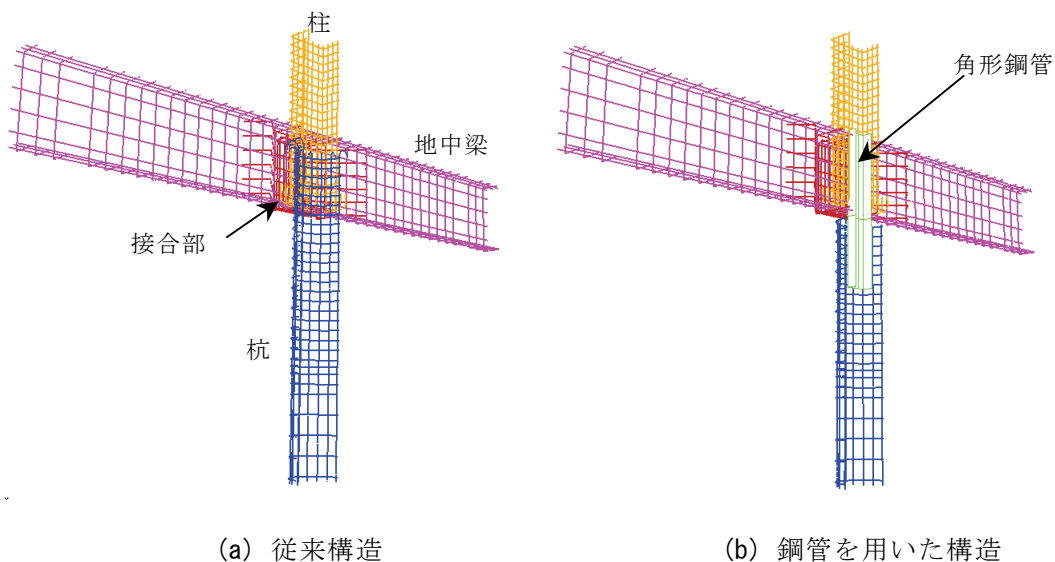


図-2.4.8 杭頭接合部の配筋状況の比較（半断面）

本構造を実用化するためには，構造の耐荷機構および変形性能を明らかにし，杭頭の接合部構造として有効であることを確認する必要がある．5章に縮小試験体を用いた本構造の耐荷機構および変形性能に関する検討結果を示した．

【第2章の参考文献】

- 1) 久保慶三郎，鹿島出版会：地震と土木構造物，p42，1981.8.
- 2) 西村昭彦：鉄道橋の耐震設計基準の変遷，橋梁と基礎，Vol.30,No.8，pp.199-207，1996.8.
- 3) 日本国有鉄道：無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案），1955.4.
- 4) 日本国有鉄道 施設局・建設局，山陽新幹線建設部：建造物設計標準，1970.3.
- 5) 日本建築学会：1978年宮城県沖地震被害調査報告，1980.2.
- 6) 石橋忠良，加藤勝美：中層梁の地震被害と復旧について，構造物設計資料 No.67，pp.15-67，1981.9.
- 7) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説，1979.7.
- 8) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説 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 プレストレストコンクリート鉄道橋，1983.5.
- 9) 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，1992.10.
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書 平成3年版 設計編，1991.3.
- 11) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.57-66，1988.2.
- 12) 運輸省鉄道局監修，阪神・淡路大震災鉄道復興記録編纂委員会編：よみがえる鉄路 阪神・淡路大震災鉄道復興の記録，1996.5.
- 13) 鉄道施設耐震構造検討委員会：鉄道新設構造物の耐震設計にかかわる当面の措置について，1995.7.
- 14) 鉄道施設耐震構造検討委員会：阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様について，1995.4.
- 15) 福井次郎：場所打ちコンクリート杭の変遷と今後の課題，基礎工，Vol.29,No.12，pp.6-10，2001.12.
- 16) 日本国有鉄道建設局編：土構造物の設計施工指針（案），1968.2.
- 17) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説，基礎構造物及び抗土圧構造物，1974.6.
- 18) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，基礎構造物 抗土圧構造物，1986.3.
- 19) 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 基礎構造物・抗土圧構造物，1997.3.
- 20) 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，1999.10.
- 21) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1995.5.
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.

- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 24) 尾坂芳夫：1978 年宮城県沖地震後におけるコンクリート土木構造物の耐震対策，コンクリート工学，Vol.20 No.9，1982.9.
- 25) 運輸省鉄道局：既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説（案），1995.7.
- 26) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 スパイラル筋巻立工法編，1996.12.
- 27) 近畿運輸局鉄道部業務連絡：緊急耐震補強工法の取り扱いについて（その 2），1997.1.
- 28) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.7.
- 29) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 波形分割鋼板巻立て補強編，2006.4.
- 30) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼製パネル組立補強編，2006.9.
- 31) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.7.
- 32) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.11.
- 33) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 FRP 吹付け補強編，1996.11.
- 34) 鉄道総合技術研究所：吹付けモルタルによる鉄道高架橋柱の耐震補強法設計・施工指針，1996.10.
- 35) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 RC プレキャスト型枠工法編，1996.12.
- 36) 津吉毅，石橋忠良，小林将志，田附伸一：鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.205-216，2000.11.
- 37) 小林薫，石橋忠良：RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.91-102，2001.8.
- 38) 小林薫，石橋忠良：RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.75-89，2001.8.
- 39) 松田好史，中村敏晴，柴田輝和，北後征雄，宮川豊章：アンボンド横拘束筋を用いた耐震補強柱の挙動に関する研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 4 巻，pp.417-424，2004.10.
- 40) 松田好史：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究，京都大学学位論文，pp.117，2005.1.
- 41) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/VI-63，pp.185-203，2004.6.
- 42) 杉村義弘：性能設計の時代における杭頭接合，基礎工，Vol.29, No.12，pp.2-5，2001.12.

- 43) 建設省住宅局建築指導課監修：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，日本建築センター，1984.9.
- 44) 梅野岳：場所打ちコンクリート杭の杭頭処理と接合方法，基礎工，Vol.33, No.2 pp.26-29, 2005.2.
- 45) http://www.shimz.co.jp/news_release/2003/558.html
- 46) <http://www.dynamic-d.co.jp/contents/technologies/gijyutu/bp-cap/more.html>
- 47) <http://www.kajima.co.jp/news/press/200301/17a1fo-j.htm>
- 48) 神田政幸，濱田吉貞，青木一二三，山東徹生：大地震時対応の杭頭接合構造に関する水平交番載荷実験，鉄道総研報告，Vol.19, No.3, pp.35-40, 2005.3.
- 49) 飯森輝好，加藤勉，森田耕次，町田重美，石橋輝樹，井出隆也，岡松真之，長岡弘明：線路上空利用建物1柱－1杭基礎構造の接合部に関する研究 その1) 試験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1525-1526, 1989.10.
- 50) 飯田字朗，青木徹彦，佐藤章次：コンクリート充填異径鋼管差し込み継ぎ手の耐荷力実験について，土木学会第49回年次学術講演会，I -365, pp.728-729, 1994.9.
- 51) 齋藤貴，野澤伸一郎，古谷時春，鷹野秀明：スライム含有杭－柱接合部耐力試験について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, 1997.
- 52) 野澤伸一郎，木下雅敬，築嶋大輔，石橋忠良：コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価，土木学会論文集，No.606/V -41, pp.31-42, 1998.11.
- 53) 高田啓一，加藤勉，高梨晃一，石橋輝樹，濱田伸一：線路上空利用建物1柱－1杭基礎構造の接合部に関する研究 その7) 弾塑性域における強度と変形，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1935-1936, 1992.8.
- 54) 濱田伸一，加藤勉，高梨晃一，蓮田常雄，高田啓一：線路上空利用建物1柱－1杭基礎構造の接合部に関する研究 その8) スケルトン曲線の略算法，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1937-1938, 1992.8.

第3章 柱の耐震補強と補修・再補強に関する研究

3.1 はじめに

2.3(2)項に示したように、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の耐震補強として矩形断面の柱の側面に、ポリマーセメントモルタルを介して、かまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）を張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）を巻立て補強する工法（以下「本工法」と記す）を考案し^{1),2),3),4)}、実用化を進めてきた。

一方、駅部や高架下利用箇所の鉄道 RC ラーメン高架橋柱は、耐震補強を施すための施工スペースが確保できない等の制約が多く、耐震補強の実施が遅れている。これらの箇所を対象に、本工法の適用範囲のさらなる拡大を図るため、セグメントの適切な形状についてセグメント載荷試験および非線形有限要素法の解析により検討し、セグメント厚をさらに薄くしセグメント縁端部が支圧破壊しないよう鋼板で補強した軽量で施工性の良好な薄型セグメントを開発した。この薄型セグメントを用いて耐震補強した 5/8 縮小試験体の交番載荷試験を行い十分な変形性能を有することを確認し、変形性能評価式の検討を行った⁵⁾。

本工法の変形性能の確認は、5/8 縮小試験体の交番載荷試験で行ったものである^{1),2),3),4),5)}。曲げ破壊する柱の寸法効果に関する研究は少ないが、奥らの研究⁶⁾によれば、曲げ破壊する T 形梁に対する寸法の影響は、耐力に関しては見られないが、変形性能は試験体が大きくなると劣るとしている。また、星限らの研究⁷⁾によれば、曲げ破壊する柱の荷重－変位曲線は、試験体の大小にかかわらず、比較的良好に一致したとある。さらに、文献8)によれば、鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を鋼板巻立て工法で耐震補強した場合の塑性ヒンジ回転角は 600/柱幅 (mm) に比例するとしている。ここでは、実大試験体の交番載荷試験を行い、断面寸法が変形性能に与える影響について検討した。

さらに、兵庫県南部地震や新潟県中越地震の例をあげるまでもなく地震の影響により大きな損傷を受けた鉄道構造物の早期復旧は、最優先課題である。早期復旧のためには、耐震補強した構造物や部材の損傷状況を的確に把握し、再使用可能か否かの判断を行い損傷の程度に応じた適切な補修や再補強を加える必要があるが、地震により大きな変形履歴を受けた補強柱の再補強後の変形性能に関する研究は少ない^{9),10),11)}。そこで、前述した薄型セグメントを用いて耐震補強し、交番載荷試験を行うことで軸方向鉄筋の座屈等の大きな損傷を与えた同試験体を補修後に再度耐震補強して交番載荷試験を行い、補修・再補強試験体の変形性能について実験的に検討した¹²⁾。

3.2 薄型セグメントと鋼より線による柱の耐震補強⁵⁾

(1) セグメント形状の検討¹³⁾

本工法において、施工性を改善し高架下利用可能空間の減少を抑えるため、セグメントの厚さを薄くすると、鋼より線によりセグメント端部が支圧破壊する懸念が生じる。

そこで、セグメント形状について、鋼より線によるセグメントの支圧破壊に着目した載荷試験（以下「セグメント支圧載荷試験」と記す）を行った。表-3.2.1、図-3.2.1に、検討対象としたセグメントの形状を示す。端部厚さ、円弧部半径をパラメータとして8種類の実物大セグメントについて検討した。

円形 80 は、セグメントの端部厚さを 80mm とし、80×80cm の柱の補強後断面が円形となるセグメント（以下「円形セグメント」と記す）であり、鋼より線とセグメントによる既設コンクリートの拘束力が最も期待できる。円形 40、円形 25 は、円形 80 のセグメント円弧部半径を変えずにセグメントの端部厚さをそれぞれ 40mm、25mm としたものである。

偏平 I 40 は、セグメントの施工性、経済性向上を目指して円形 80 の円弧部半径を倍増し、端部厚さを半減することでセグメント重量を軽減したものである。この偏平 I 40 の拘束比³⁾は 0.62、セグメント端部厚さが 40mm で、既に実用に供されているセグメントである（以下偏平 I 40 を「扁平セグメント」と記す）。偏平 I 80、扁平 I 25 は、扁平 I 40 のセグメント円弧部半径を変えずにセグメントの端部厚さをそれぞれ 80mm、25mm としたものである。

表-3.2.1 セグメント支圧載荷試験のセグメント形状

端部厚 拘束比	1.0	0.62	0.31
	r=566mm	r=916mm	r=1812mm
80mm	円形 80	偏平 I 80	—
40mm	円形 40	偏平 I 40	偏平 II 40
25mm	円形 25	偏平 I 25	偏平 II 25

セグメント奥行き幅：490mm，r：セグメント円弧部半径，セグメント：設計基準強度 40 N/mm²
（材料試験結果：圧縮強度 46.8 N/mm²，割裂引張強度 3.49 N/mm²，弾性係数 3.11×10⁴ N/mm²）
垂鉛めっき鋼より線：2号(a)1種 A 級 φ9.6mm @100mm5 本
（材料試験結果：降伏強度 1044 N/mm²，引張強度 1481 N/mm²，弾性係数 1.80×10⁵ N/mm²）
拘束比³⁾：円形セグメントが柱を拘束する力に対する扁平 I や扁平 II のセグメントが柱を拘束する力の比

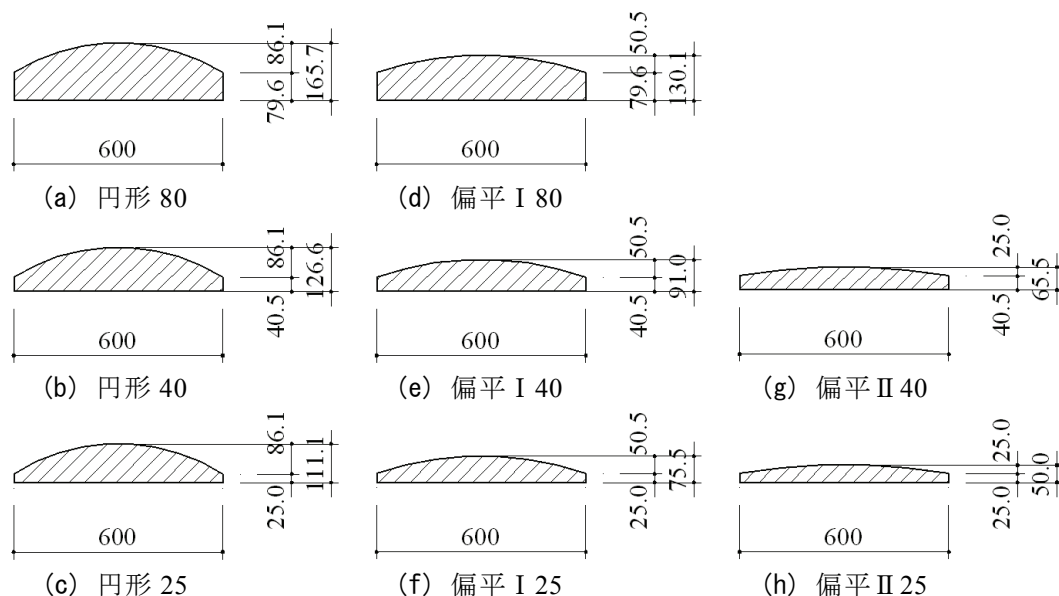


図-3.2.1 セグメント支圧載荷試験のセグメント形状（単位 mm）

扁平Ⅱ25 は、扁平Ⅰ40 の円弧部半径を倍増し、端部厚さを半減したものである。扁平Ⅱ40 は、扁平Ⅱ25 のセグメント円弧部半径を変えずにセグメントの端部厚さを 40mm としたものである。

セグメントの载荷は、図-3.2.2、写真-3.2.1 に示すように、鋼より線の両端を固定しセグメント下方から変位制御のジャッキで押し上げる方法で行い、セグメントの支圧破壊性状を明らかにすることを目的としている。

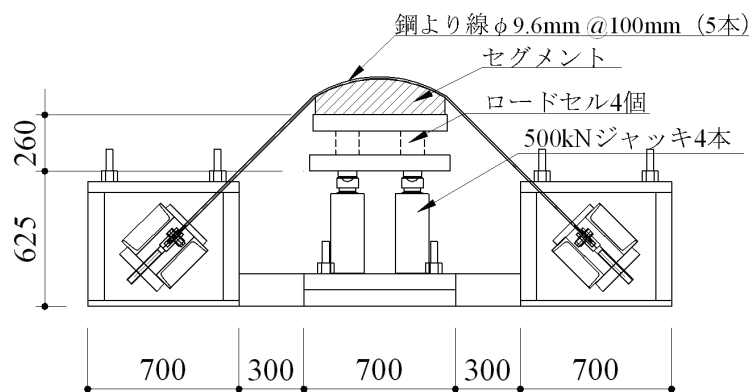


図-3.2.2 セグメント支圧载荷試験装置
(単位 mm)

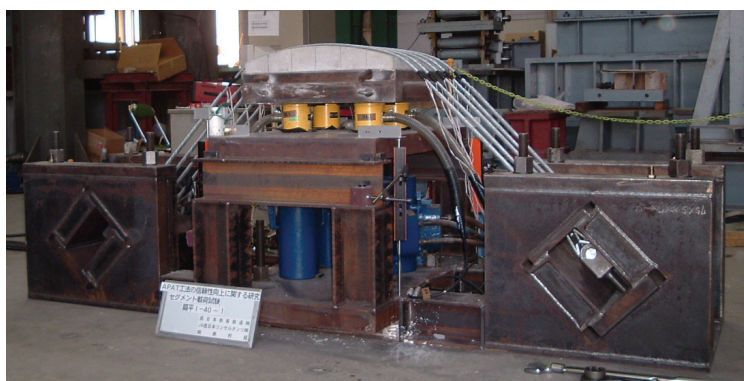
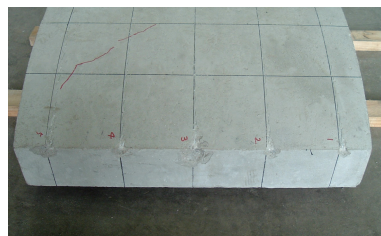
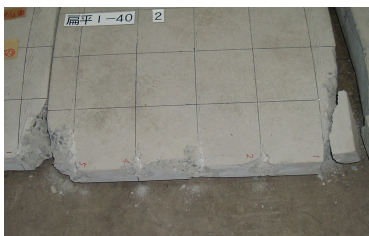


写真-3.2.1 セグメント支圧载荷試験装置



(a) 円形 80



(b) 扁平Ⅰ40



(c) 扁平Ⅱ25

写真-3.2.2 セグメント最終状況

セグメント支圧载荷試験の結果、いずれのセグメントも全て鋼より線の破断で終了した。セグメントの支圧破壊性状は、円形 80（円形セグメント）を除いていずれも四隅のコーナー部が鋼より線により斜めに支圧破壊した。

セグメント隅部において写真-3.2.2 に示すようなひび割れが発生し支圧破壊した時の鋼より線のひずみを図-3.2.3 に示す。図にはせん断補強鋼材量の算定に用いる鋼より線の応力度 800N/mm^2 ¹⁴⁾ (材料試験結果の応力ひずみ曲線では、ひずみ約 4800×10^{-6}) の値も示した。鋼より線ひずみが 4800×10^{-6} に達する時点でセグメントが支圧破壊直前の状態であれば、セグメントと鋼より線の材料強度を最も有効に利用していることとなる。図-3.2.3 によれば、

円形 40, 円形 25, 偏平 I 80 はセグメントに余裕があり, 偏平 I 25, 偏平 II 40, 偏平 II 25 はセグメントの 4 隅のうち複数箇所に支圧破壊が発生している. 支圧破壊性状からは, 偏平 I 40 (扁平セグメント) の形状が妥当であると考えられる.

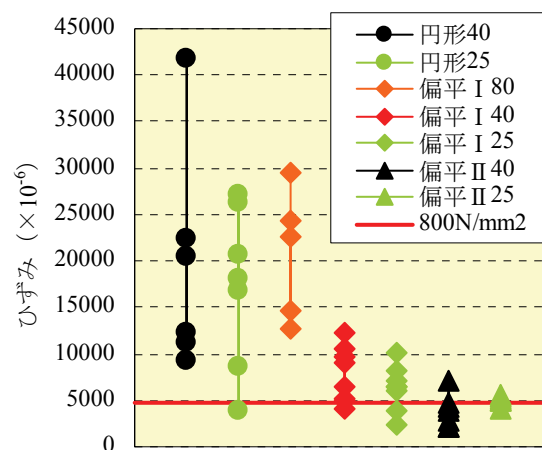


図-3.2.3 セグメント支圧破壊時の鋼より線のひずみ

(2) 薄型セグメントの検討

適用範囲のさらなる拡大を企図してより薄い形状のセグメント, 例えば前項の扁平 II 25 のようなセグメントを用いるためには, セグメント端部の角欠け対策が不可欠であることが明らかとなったことから, セグメントが支圧破壊する端部を鋼板で補強することとした. この補強効果を非線形有限要素法の解析で確認するとともに, 表-3.2.2 に示すように, セグメント円弧部半径, 中央部厚さ, 補強鋼板の形状をパラメータに, 前項と同様に薄いセグメントの実物大セグメント支圧載荷試験を行った.

表-3.2.2 セグメント支圧載荷試験の薄いセグメントの形状

試験体 No.	セグメント形状			補強鋼板	
	円弧部半径 (mm)	端部厚さ (mm)	中央部厚さ (mm)	鋼板厚さ (mm)	鋼板幅 (mm)
1	1812	25	46	4	50
2				6	
3				3.2	
4				4	100
5	5504		32		50
6	平板		25		

試験体 No.3 の形状を図-3.2.4 および写真-3.2.3 に示す. これは前項の扁平 II 25 を基に定めたものでセグメント端部の補強に厚さ 3.2mm 幅 50mm の鋼板を用いたものである.

図-3.2.5 に, 非線形有限要素法の解析モデルを示す. 解析コードは DIANA で, 分散ひび割れモデルの回転ひび割れモデルを用いた. コンクリートの応力-ひずみ関係は破壊エネルギーに基づく曲線を用い, 鋼より線の応力-ひずみ関係はバイリニア型とした. また, 鋼より線がアンボンド状態であることをモデル化してコンクリートとの接触面には界面要素を使

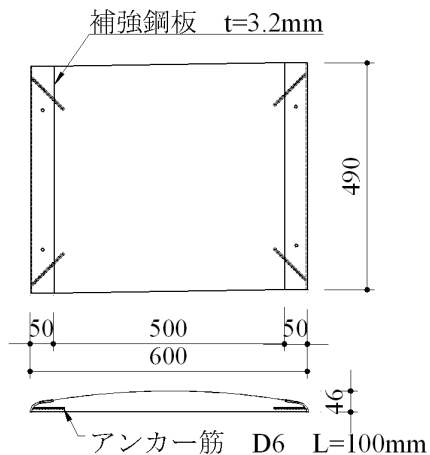


図-3.2.4 試験体 No.3 の形状
(単位 mm)

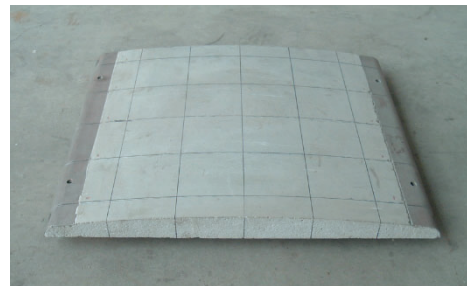


写真-3.2.3 試験体 No.3

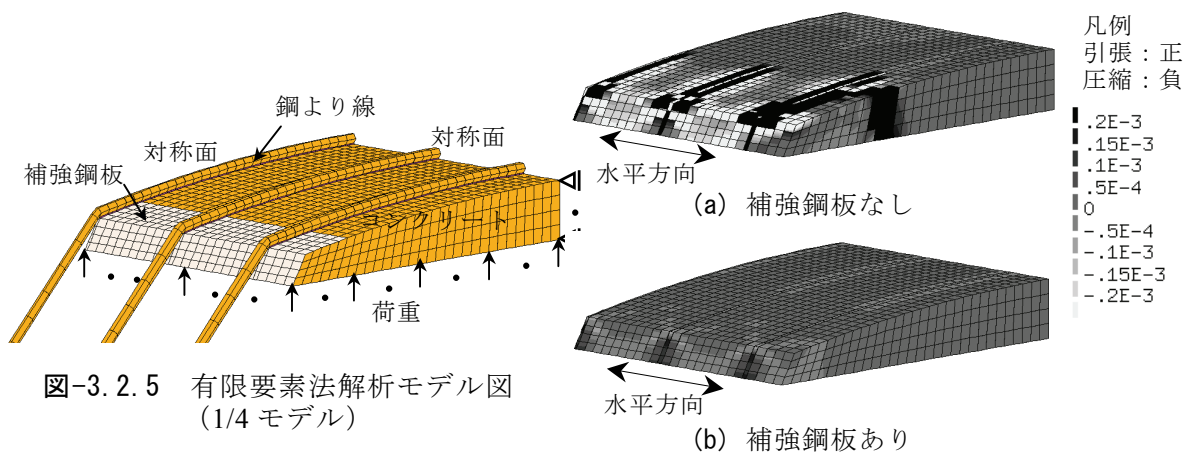


図-3.2.5 有限要素法解析モデル図
(1/4 モデル)

図-3.2.6 水平方向ひずみ分布
(鉛直変位 4.2mm；補強鋼板なしの
最大荷重時)

用し、界面要素の鉛直剛性は鋼材の約 1000 倍 ($\pm 2.0\text{E}11\text{kN/m}^2$) と十分大きな値、せん断剛性は自由となるようバイリニア型で剛性をコンクリートの約 1/10000 ($\pm 1.0\text{E}3\text{kN/m}^2$) で上限値を $\pm 1.0\text{kN/m}^2$ と十分小さい値とした。

図-3.2.6 に、解析結果の水平方向ひずみ分布図を示す。図-3.2.6(a)の補強鋼板の無いモデルでは、コーナー部に 200×10^{-6} を超える引張ひずみが生じ、前項のセグメント支圧載荷試験の破壊性状と対応するひび割れの発生が予想される。また、図-3.2.6(b)の補強鋼板のあるモデルでは、同じ鉛直変位レベルにおいてコーナー部に大きな引張ひずみが発生していないことから、補強鋼板の有効性が確認できる。

表-3.2.2 に示したセグメント支圧載荷試験は、全ての試験体において鋼より線の破断で終了した。いずれの試験体においても補強鋼板には、鋼より線との擦り傷が見られる程度でコンクリートの支圧破壊は生じなかった。

しかし、鋼より線巻立て時の鋼より線とセグメントとの密着度を現場において試験施工し

確認したところ、試験体 No.5, 6 においてはセグメントが偏平なために、セグメント端部から約 100mm の間でセグメントと鋼より線の間に 1mm~4mm の隙間が生じることとなった。

以上のことから薄いセグメントの形状は、補強鋼板が最も薄くて鋼板幅の小さい試験体 No.3 の形状が適当と判断した。以後試験体 No.3 の形状を「薄型セグメント」と記す。

(3) 薄型セグメントを用いた耐震補強柱の交番載荷試験

セグメントを薄くした場合、セグメントの円弧部半径が大きくなり計算上は鋼より線とセグメントによる外部拘束効果が低下する³⁾。そのため薄型セグメントを用いて耐震補強した既設 RC 柱の交番載荷試験を行い、変形性能を確認することとした。試験体は、既設 RC 柱の断面寸法を 5/8 に縮小したもの（断面寸法 50×50cm）で、補強が施されない場合にはせん断破壊するもの（材料試験結果を用い安全係数を考慮せずに計算した曲げせん断耐力比 0.68）である。

表-3.2.3, 4 に試験体の種類と諸元および材料試験結果、図-3.2.7 に試験体構造図および配筋図、図-3.2.8 に補強詳細図、図-3.2.9 に 5/8 に縮小した薄型セグメント詳細図を示す。

試験体は、円形セグメントを用いて補強した既往の交番載荷試験³⁾と同量・同間隔の鋼より線量とした C-1, 2 試験体と鋼より線量を約 40%減量した C-3 試験体とした（以下 3.2 節において、個々の試験体は記号で示す）。

載荷は、図-3.2.10, 写真-3.2.4 に示すように、試験体頭部に一定の軸力（死荷重により既設柱が受ける圧縮応力度に相当する値：1N/mm²）を加えた状態で正負交番の水平力を加えるものである。

荷重ステップは、降伏変位 δ_y までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。載荷パターンを図-3.2.11 に示す。

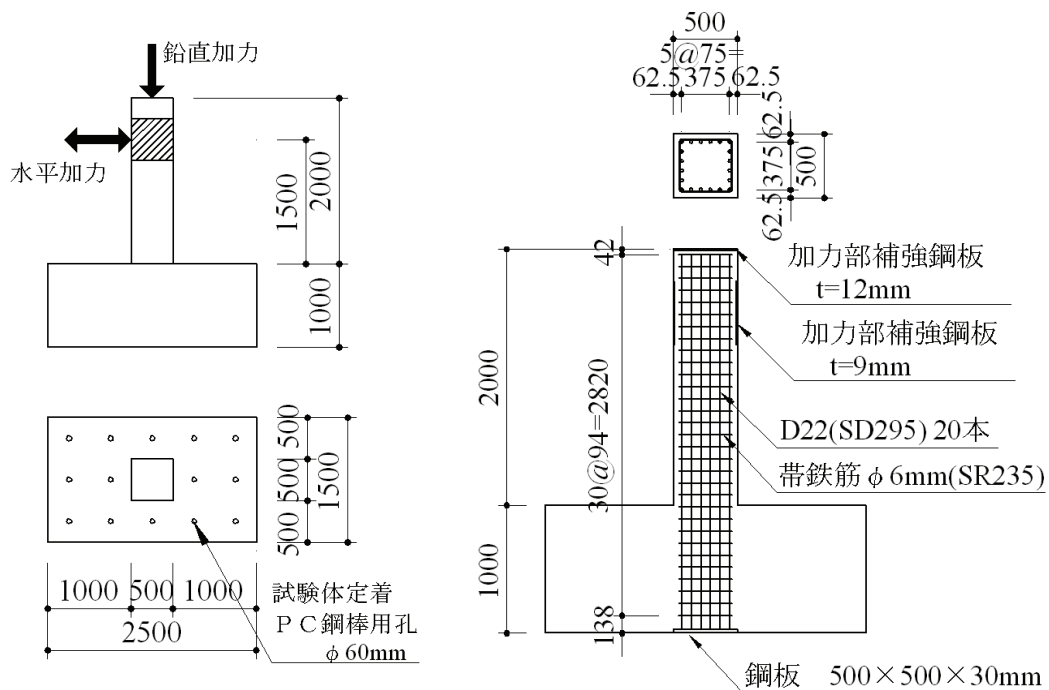


図-3.2.7 試験体構造図・配筋図（単位 mm）

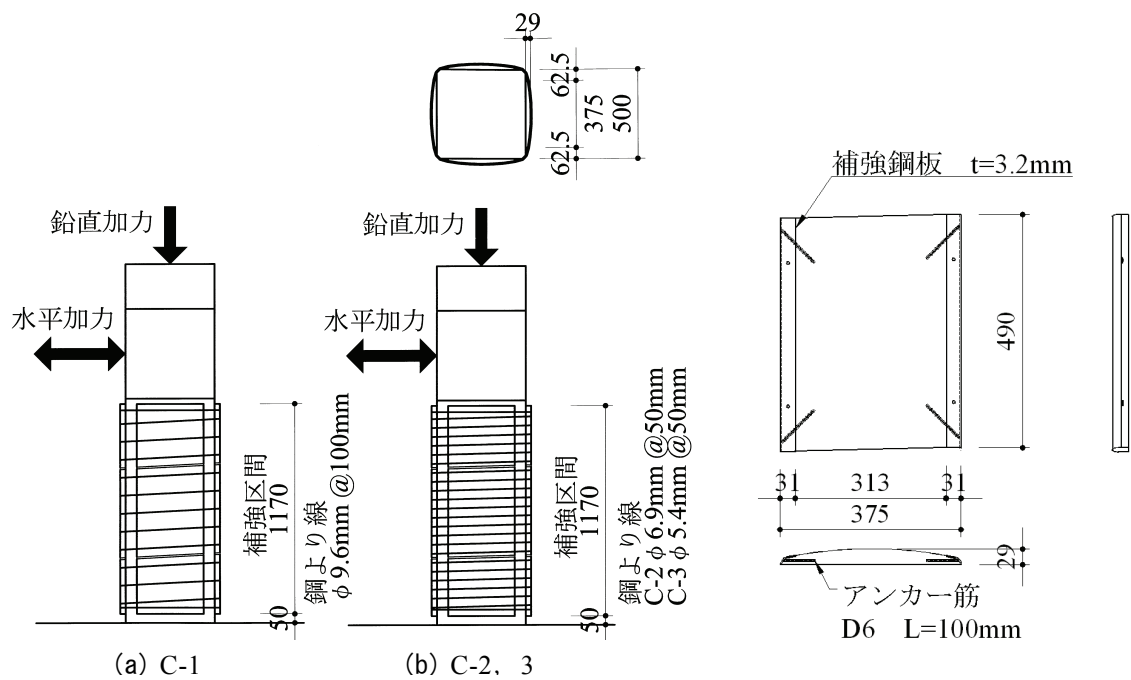


図-3.2.8 補強詳細図 (単位 mm)

図-3.2.9 セグメント詳細図 (単位 mm)

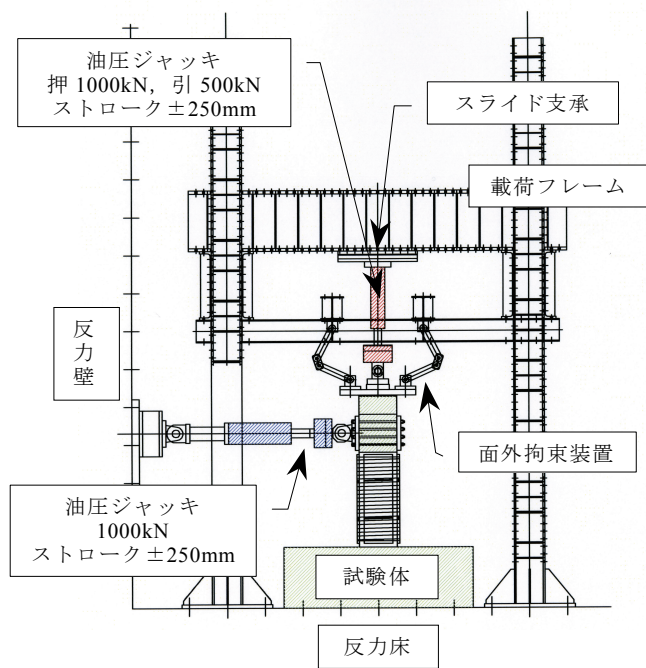


図-3.2.10 荷重装置



写真-3.2.4 荷重装置

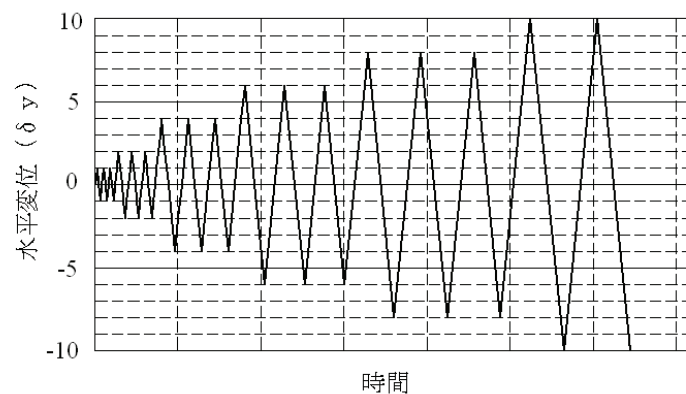


図-3.2.11 荷重パターン

表-3.2.3 試験体の種類と諸元

試験体名		C-1	C-2	C-3
柱形状		断面寸法 50×50cm, 有効高さ d=44cm せん断スパン a=150cm, せん断スパン比 a/d=3.4		
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 (SD295) 20 本		
	帯鉄筋	φ 6mm (SR235) @94mm 帯鉄筋比 0.12%		
コンクリート	柱	設計基準強度 21 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 13mm		
	ベース	設計基準強度 27 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm		
補強材	鋼より線	亜鉛めっき鋼より線 2 号(a)1 種 A 級		
		φ 9.6mm @100mm	φ 6.9mm @50mm	φ 5.4mm @50mm
	補強筋比	0.23%		0.14%
	セグメント	設計基準強度 40 N/mm ² 円弧部半径 1132mm, 最大厚さ 29mm 端部補強鋼板 t=3.2mm 幅 31mm		

表-3.2.4 材料試験結果

材料名 仕様		試験体	降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋 D22 (SD295A)		共通	339	1900	1.78	505	16
帯鉄筋 φ6mm (SR235)		共通	345	1630	2.12	511	25
亜鉛めっき 鋼より線 2号(a)1種A級	φ9.6mm	C-1	1029	5420	1.90	1368	6
	φ6.9mm	C-2	1146	6300	1.82	1489	6
	φ5.4mm	C-3	1134	6160	1.84	1452	5
材料名 仕様 使用部位			試験体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	備考
コン ク リ ー ト	設計基準強度 21 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 13mm	柱	C-1	27.6	2.62	3.09	交番載荷 試験日の 材料試験 による
			C-2	26.6	2.56	3.01	
			C-3	30.1	2.90	3.13	
	設計基準強度 40 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 15mm	セグメント	C-1	48.7	3.11	3.53	
			C-2	48.6	3.11	3.44	
			C-3	48.0	3.08	3.37	
	設計基準強度 27 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	ベース	C-1	35.4	3.26	3.20	
			C-2	33.6	3.25	3.05	
			C-3	37.8	3.29	3.52	

鋼より線の降伏強度は0.2%耐力の値、0.2%耐力の降伏ひずみは0.2%耐力を弾性係数で除した値

表-3.2.5 交番載荷試験結果

試験体名	C-1	C-2	C-3
鋼より線量	φ9.6mm @100mm	φ6.9mm @50mm	φ5.4mm @50mm
降伏変位 δ _y (mm)	8.9	8.3	8.5
降伏荷重 (kN)	323	311	326
最大荷重時変位 (mm)	89.3	83.3	85.2
最大荷重 (kN)	373	387	388
終局変位 δ _u (mm)	108.6	104.3	99.1
じん性率 δ _u /δ _y	12.2	12.6	11.7

荷重が正の値で算定

降伏変位 : 軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平変位

降伏荷重 : 降伏変位時の水平荷重

最大荷重時変位 : 繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大水平変位¹⁵⁾

最大荷重 : 最大荷重時変位の時の荷重

終局変位 : 水平荷重－水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

じん性率 : 終局変位を降伏変位で除した値

交番載荷試験結果を表-3.2.5、荷重－変位曲線を図-3.2.12 に示す。なお、荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した。以下3.2節において、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重・水平変位を「-」として記す。また、「荷重」および「変位」は水平荷重載荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。

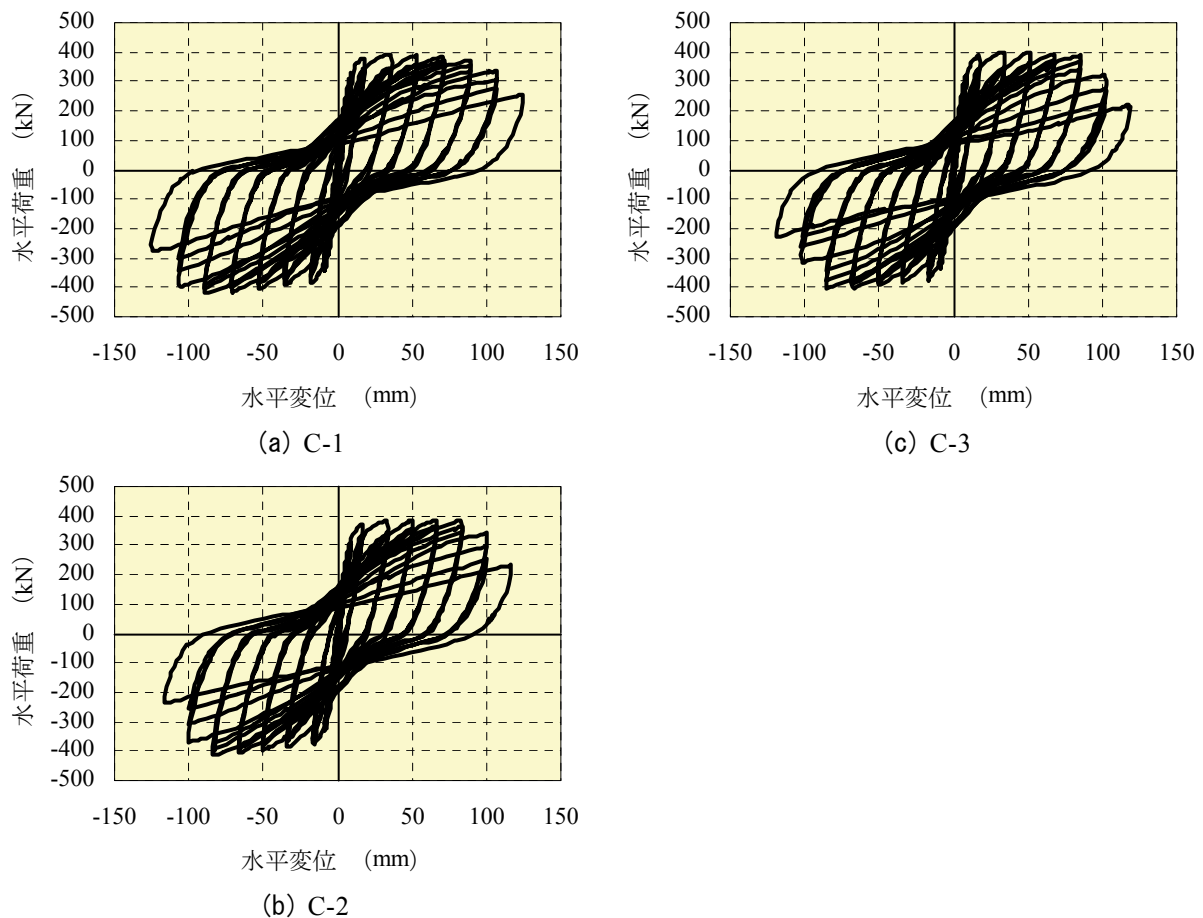


図-3.2.12 荷重－変位曲線

いずれの試験体も優れた変形性能を示した．その荷重－変位性状は，降伏後荷重がほぼ一定のまま変形が増大し，履歴形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した． $10\delta_y$ 以降は軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う柱下端から $0.34D$ (170mm ， D ：柱断面高さ) 区間の最下段セグメントのはらみ出しがあり柱下端から約 $0.16D$ (80mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した．軸方向鉄筋は，柱基部において座屈したが破断はしなかった．また，いずれの試験体のセグメントも載荷終了の $14\delta_y$ でも補強鋼板の効果により支圧破壊せずその形状を保ち柱の変形性能向上に大きく寄与した．

鋼より線の補強量が同じで配置間隔の異なる C-1 と C-2 の終局変位はそれぞれ 108.6mm ， 104.3mm とほぼ同等であり，鋼より線の間隔が変形性能に与える影響は小さいと言える．一方，鋼より線量を減量した C-3 の終局変位は 99.1mm と C-1，2 より僅かではあるが小さくなっている．なお，「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成4年」¹⁶⁾（以下「コンクリート設計標準 1992」と記す）に基づき，表-3.2.4 に示す材料試験結果を用い安全係数を考慮せずに計算した曲げせん断耐力比は C-1，2 が 1.5，C-3 は 1.2 であった．

図-3.2.13 に，交番載荷試験終了後の各試験体についてセグメント撤去前後の損傷状況を示す．セグメント撤去前後において，載荷直角面の斜めのせん断ひび割れ，載荷面の水平の曲げひび割れはよく対応しており，柱隅角部やセグメント表面のひび割れ状況から，既設 RC 柱の損傷状況を目視で確認，推定することができることを確認した．

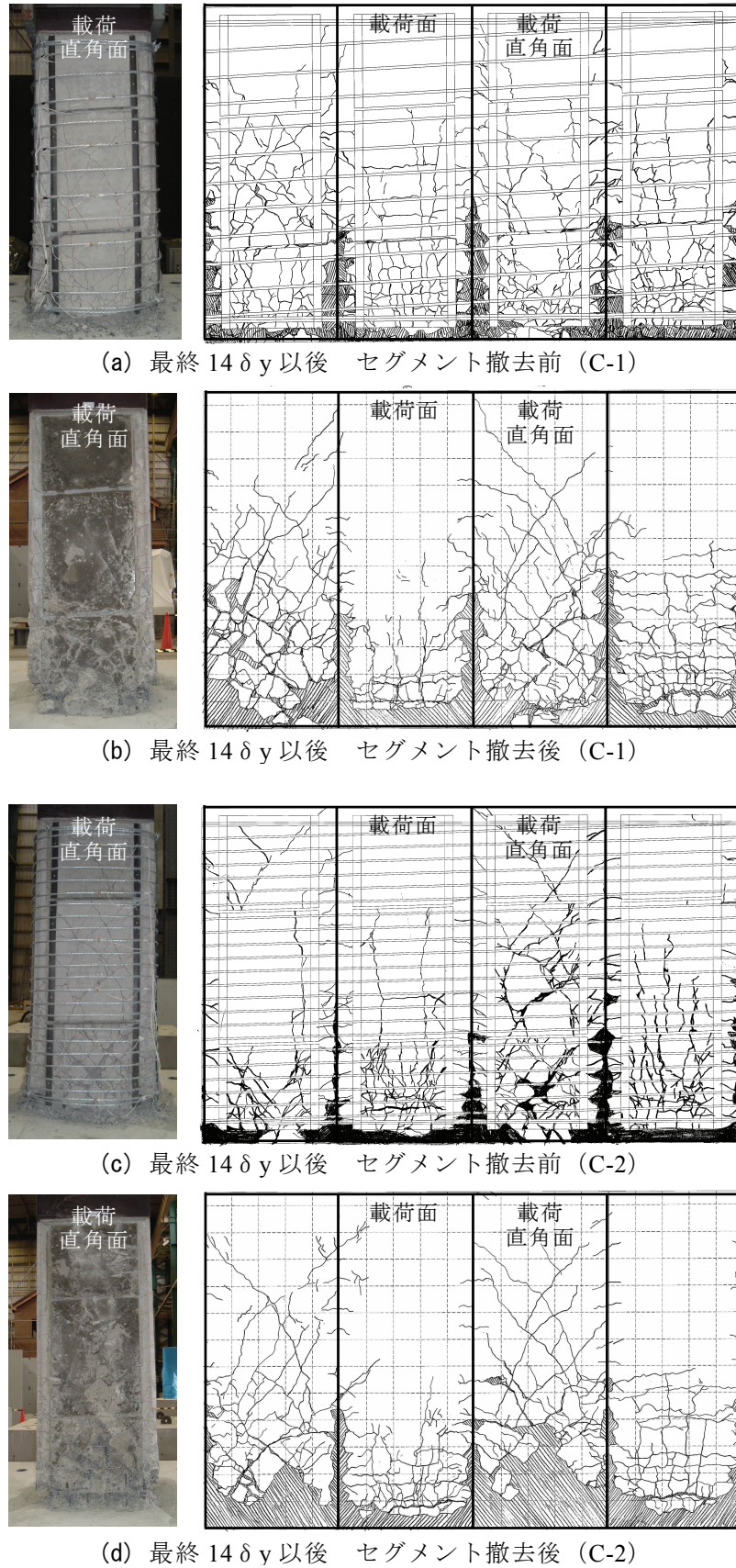


図-3.2.13(1) 損傷状況

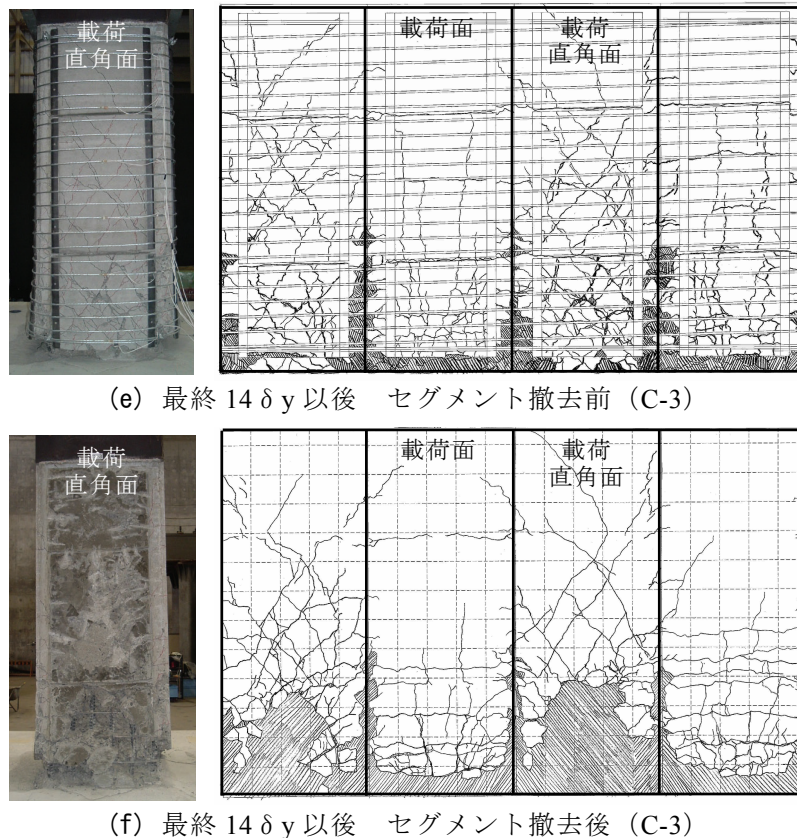


図-3.2.13(2) 損傷状況

水平ジャッキを押し出す方向に載荷したときの C-3 の軸方向鉄筋・帯鉄筋・鋼より線のひずみ分布を図-3.2.14 に示す。軸方向鉄筋は、変位の増加とともに降伏ひずみ 1900×10^{-6} を超える降伏領域が上方に拡大するが $1.4D$ (700mm) よりも小さい範囲となっている。帯鉄筋は、 $6\delta y$ 前後で柱基部より $0.34D \sim 1.5D$ ($170 \sim 740\text{mm}$) までの範囲が降伏ひずみ 1630×10^{-6} を超えた。この $6\delta y$ 前後で帯鉄筋が降伏した範囲の鋼より線のひずみが増加することがわかる。鋼より線の降伏ひずみは 6160×10^{-6} であり鋼より線は終局時 (約 $12\delta y$) においても降伏していない。水平ジャッキを引き戻す方向に載荷したとき、および C-1, C-2 についても同様の傾向を示した。

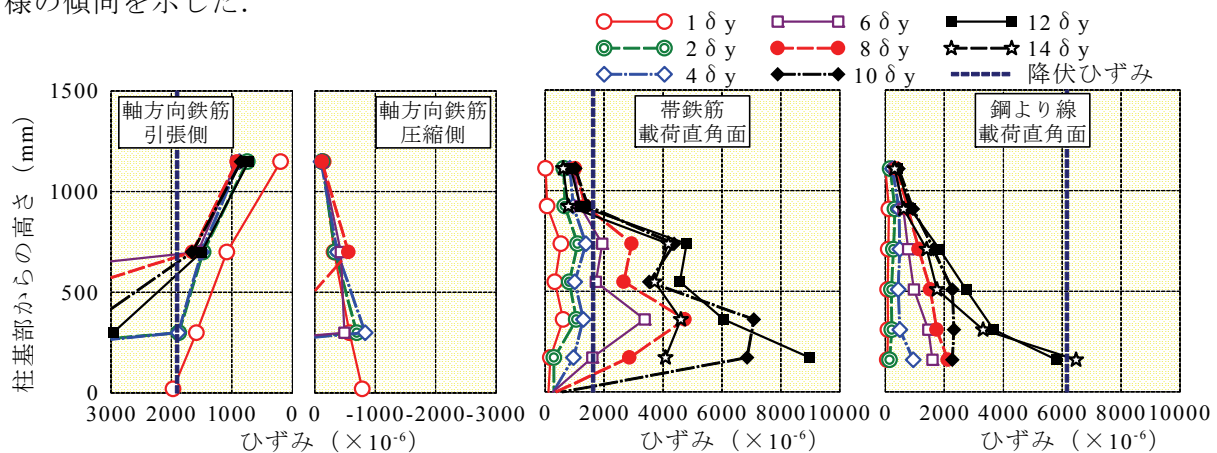


図-3.2.14 ひずみ分布 (C-3)

(4) 耐震補強柱の変形性能の評価

本工法の変形性能の評価式として、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，平成 11 年」¹⁷⁾（以下「耐震設計標準 1999」と記す）を準用して鋼より線とセグメントの拘束効果を見込んだ式が提案されている³⁾。ここでは，薄型セグメントの交番載荷試験結果も取り込み，変形性能評価式の適用性について検討した。

a) 変形性能評価式

耐震設計標準 1999¹⁷⁾は，2.2(2)項に示したように，性能照査型の設計法を採用している。すなわち，構造物が必要とする耐震性能を地震後の復旧性で定義し，この耐震性能を補修方法を考慮して定めた構造物の損傷レベルで照査するものである。

耐震設計標準 1999¹⁷⁾では，鉄筋コンクリート部材において，曲げ破壊モードの棒部材の部材端部の曲げモーメント M と変位 δ （=せん断スパン $L_a \times$ 部材角 θ ）の関係を図-3.2.15のように与えている。図中の柱変位 δ_y ， δ_m ， δ_n は表-3.2.6に示すような損傷レベルの制限値として用いられる値であり，鉄筋コンクリート部材において，損傷と補修工法の関係を表-3.2.7のように区分している。

本工法で提案されている変形性能評価式は，耐震設計標準 1999¹⁷⁾および渡邊らの研究成果¹⁵⁾に基づき柱の曲げ耐力と変形との関係において検討を加え，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に，セグメントや亜鉛めっき鋼より線による拘束効果を見込んだものである。

以下に，Y点，M点，N点の評価法について示す。以下の評価法においてセグメントは考慮しないものとする。

Y点は，軸方向鉄筋が引張降伏強度に達し引張降伏するときの曲げモーメント M_y と損傷レベル1の制限値 δ_y で与えられる点である。曲げモーメント M_y は，鉄筋コンクリート

M_c ：曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 M_y ：降伏時の曲げモーメント
 M_m ：最大曲げモーメント
 δ_c ：曲げひび割れ発生時の柱変位
 δ_y ：降伏時の柱変位
 δ_m ： M_m を維持できる最大の柱変位
 δ_n ： M_y を維持できる最大の柱変位

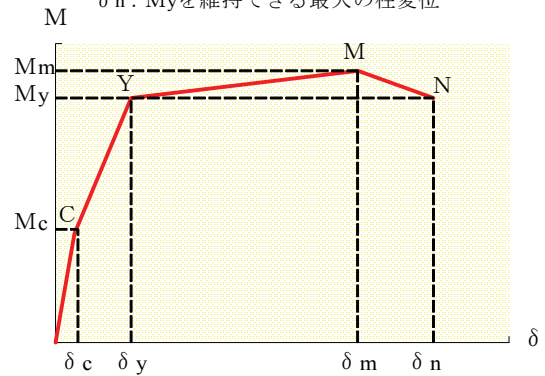


図-3.2.15 部材端部の曲げモーメントと柱変位の関係

表-3.2.6 損傷レベルと制限値

損傷レベル	損傷状況	制限値
1	無損傷	δ_y
2	場合によっては補修が必要な損傷	δ_m
3	補修が必要な損傷	δ_n

表-3.2.7 損傷と補修工法の関係

荷重変位包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法
Y点：軸方向鉄筋が引張降伏する変位	曲げひび割れ	無補修（場合により耐久性上のひび割れ注入）
M点：最大水平荷重程度を維持する最大変位	曲げひび割れまたは曲げひび割れとせん断ひび割れ ひび割れ幅の拡大，かぶりコンクリート剥離，軸方向鉄筋のわずかな座屈	必要によりひび割れ注入，断面修復
N点：降伏荷重を維持する最大変位	かぶりコンクリートの剥落，内部コンクリートの損傷，軸方向鉄筋の座屈，帯鉄筋の変形	ひび割れ注入，断面修復，必要により帯鉄筋等の整正

断面として、平面保持を仮定してコンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係にコンクリート設計標準 1992¹⁶⁾に示されるものを用いて算定する。 δ_y は式(3.2.1)で算定する¹⁷⁾。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (3.2.1)$$

ここに、 δ_{y0} ：Y点におけるく体変形による変位で、部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を2階積分して算定（耐震設計標準 1999¹⁷⁾ 準用、以下「く体曲げ変位」と記す）

δ_{y1} ：Y点におけるベース内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位（耐震設計標準 1999¹⁷⁾ 準用、以下「拔出し変位」と記す）

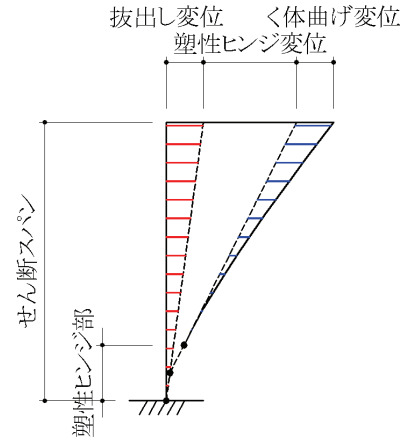


図-3.2.16 M点、N点の変位概念図

M点は、コンクリートの最外縁に生じる圧縮ひずみが 0.0035 となるときの曲げモーメント M_m と損傷レベル 2 の制限値 δ_m で与えられる点である。曲げモーメント M_m は、鉄筋コンクリート断面として M_y と同様の方法で算定する。 δ_m は、図-3.2.16 に示す概念で、式(3.2.2)で算定する³⁾。

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (3.2.2)$$

ここに、 δ_{mb} ：M点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位で、Y点と同様の方法で算定

δ_{mp} ：M点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位でセグメントや垂鉛めつき鋼より線による拘束効果を考慮したもの（以下「塑性ヒンジ変位」と記す）

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3.2.3)$$

ここに、 L_a ：せん断スパン

L_p ：等価塑性ヒンジ長 $L_p = 0.5d + 0.05L_a$

d ：断面の有効高さ

θ_{pm} ：塑性ヒンジの回転角

$$\theta_{pm} = \frac{\theta_{pm}'}{0.79 \cdot p_t + 0.153} \quad (3.2.4)$$

$$\theta_{pm}' = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \quad (3.2.5)$$

$$\text{ただし、} \theta_{pm}' \leq 0.07 \quad (3.2.6)$$

$$0.79 \cdot p_t + 0.153 \geq 0.78 \quad (3.2.7)$$

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0} = f_{wy} / 390$

f_{wy} : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

p_w : 帯鉄筋比 (%)

p_t : 引張鉄筋比 (%)

k_{ws} : 鋼より線強度を考慮する係数 $k_{ws} = f_{sy} / 390$

f_{sy} : 鋼より線の引張降伏強度 (N/mm²)

p_s : 鋼より線比 (せん断補強筋比)

α : セグメントと鋼より線による拘束効果を補正する係数

$\alpha = 0.03$ (ただし, $0.31 \leq \text{拘束比}^3) \leq 1.0$)

δ_{m1} : M点におけるベース内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (耐震設計標準 1999¹⁷⁾ 準用)

N点は、降伏荷重を維持できる最大変位と定義される。曲げモーメントMn はMy で評価する。 δ_n は式(3.2.8)で算定する (耐震設計標準 1999¹⁷⁾ 準用)。

$$\delta_n = \delta_{nb} + \delta_{np} + \delta_{n1} \quad (3.2.8)$$

ここに、 δ_{nb} : N点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位で、Y点と同様の方法で算定

δ_{n1} : N点におけるベース内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、 δ_{m1} で評価

δ_{np} : N点における塑性ヒンジ変位

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3.2.9)$$

ここに、 θ_{pn} : 塑性ヒンジ部の回転角で、M点とN点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta\theta_p$ を用いて算定

$$\Delta\theta_p = -0.1 \frac{M_y - M_m}{M_m} \quad (3.2.10)$$

なお、Y点は交番載荷試験結果の降伏点、M点は最大荷重時、N点は終局に相当する。

b) 変形性能評価

表-3.2.8 に文献3) に示される本工法による既往の交番載荷試験結果を示す。また、図-3.2.17 には荷重－変位曲線の包絡線で既往の交番載荷試験結果と C-1, 2, 3 の交番載荷試験結果の比較を示す。

表-3.2.8 交番載荷試験結果³⁾

試験体名	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
鋼より線量	$\phi 6.9\text{mm}$ @50mm	$\phi 9.6\text{mm}$ @100mm		
セグメント形状	円形 80		偏平 I 40	
降伏変位 δ_y (mm)	7.5	7.6	9.3	9.0
降伏荷重 (kN)	303	322	333	326
最大荷重時変位 (mm)	89.5	91.9	93.3	74.2
最大荷重 (kN)	384	384	388	387
終局変位 δ_u (mm)	115.0	112.9	118.0	94.9

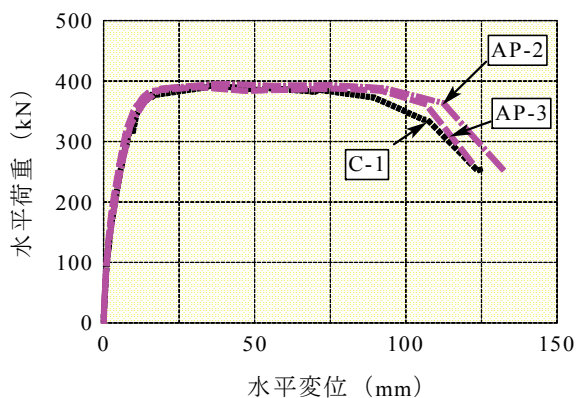
荷重が正の値で算定

降伏変位，降伏荷重，最大荷重時変位，最大荷重，終局変位の定義は表-3.2.5 参照

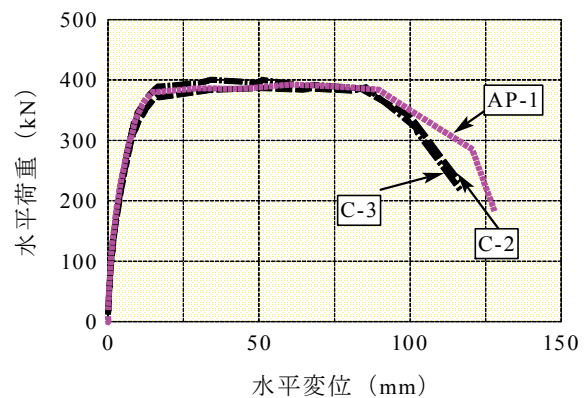
セグメント形状は図-3.2.1 参照

AP-4 は下部に無補強区間(0.25D)あり

補強前の柱仕様は C-1, 2, 3 と同一



(a) 鋼より線@100mm



(b) 鋼より線@50mm

図-3.2.17 荷重－変位曲線の比較（包絡線）

図-3.2.17 (a) は，鋼より線量が同一（ $\phi 9.6\text{mm}$ @100mm）でセグメント形状が円形（AP-2），偏平（AP-3），薄型（C-1）と異なるものを示す。また，図-3.2.17 (b) は，鋼より線量が同一（ $\phi 6.9\text{mm}$ @50mm）でセグメント形状が円形（AP-1），薄型（C-2）と異なるもの，セグメント形状が同一（薄型）で鋼より線量が $\phi 6.9\text{mm}$ @50mm（C-2）， $\phi 5.4\text{mm}$ @50mm（C-3）と異なるものを示す。セグメント形状が変化すれば拘束効果が変化し³⁾，変形性能に影響するものと考えられるが，図-3.2.17 (a)，(b) に示すように，本実験の範囲内では変形性能が大きくは変わらなかった。

図-3.2.18 に，セグメントと鋼より線による拘束効果を補正する係数を考慮しない耐震設計標準 1999¹⁷⁾ による変形性能に関する計算値と実験値の比較を示す。

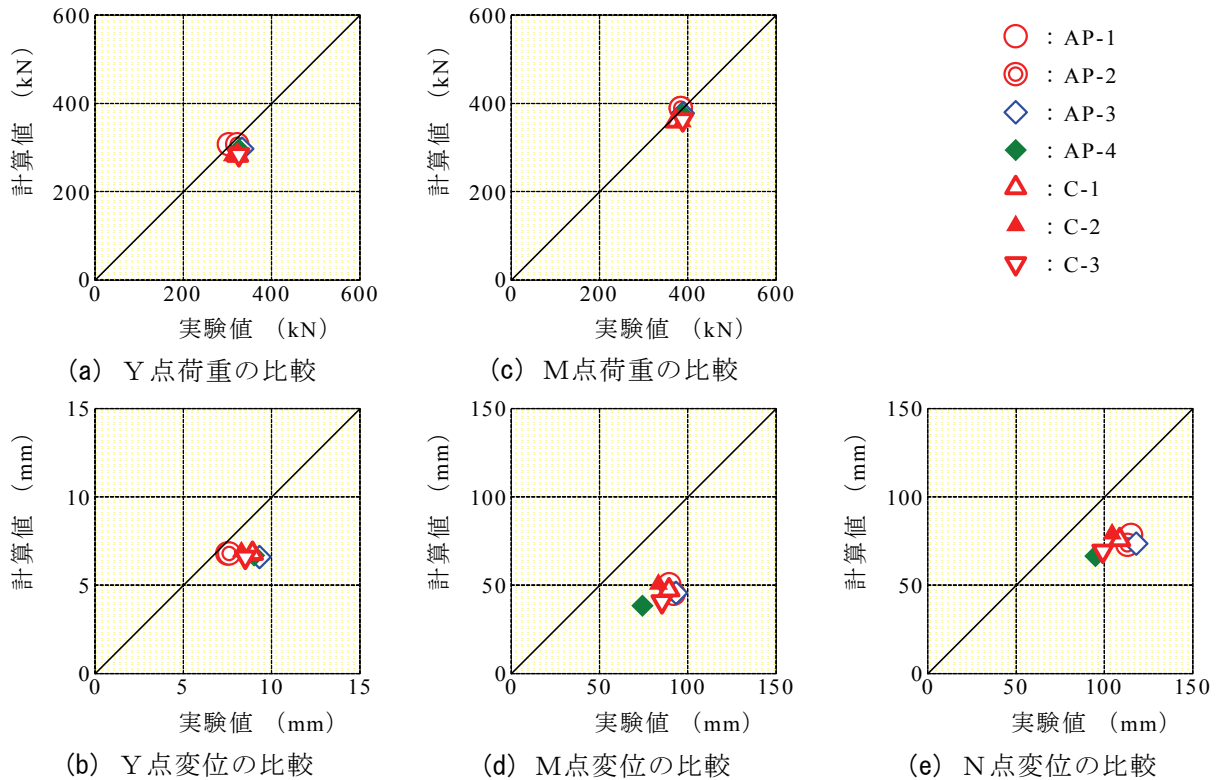


図-3.2.18 計算値と実験値の比較

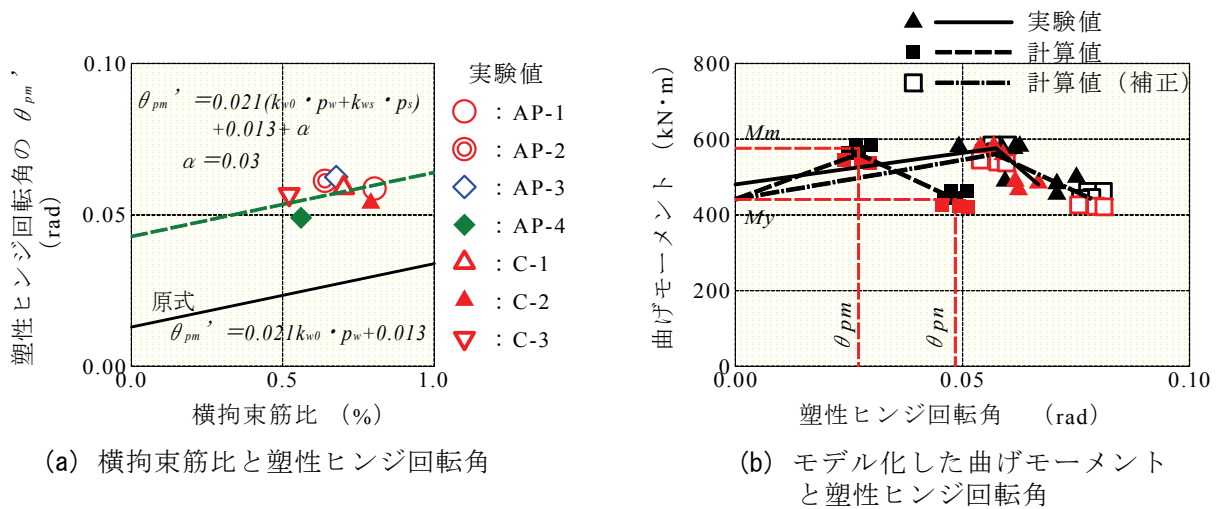


図-3.2.19 計算値と実験値の比較

Y点荷重、Y点変位、M点荷重の計算値は、図-3.2.18(a), (b), (c)に示すように、Y点変位に実験値より小さいものも見られるが、実験値とほぼ対応している。しかし、M点変位とN点変位は、図-3.2.18(d), (e)に示すように、計算値より実験値の変位が大きくなっている。これは耐震設計標準 1999¹⁷⁾に基づく変位の評価式が、本工法特有のセグメントと鋼より線による拘束効果を適切に評価できていないためと考えられる。

セグメントと鋼より線による拘束効果を補正する係数 $\alpha=0.03$ （ただし、 $0.31 \leq$ 拘束比³⁾ ≤ 1.0 ）は、図-3.2.19(a)より、セグメントと鋼より線の拘束効果による補正を考慮して定め

たものであり、薄型セグメントを用いた C-1, 2, 3 のM点塑性ヒンジ回転角も式(3.2.5)で表現できることがわかる。なお、図-3.2.19(a)のM点塑性ヒンジ回転角の θ_{pm} 実験値は、M点変位の実験値からM点の軸方向鉄筋の拔出し変位の計算値と塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位の計算値を差し引き式(3.2.4)の $0.79 \cdot p_t + 0.153$ の項（今回の試験の場合 0.99）を考慮して算定したものである。

N点変位は、式(3.2.8～10)に示すようにY点、M点の値を元に算定する方法となっている。このY点、M点の値を精度よく算定すれば、本工法におけるN点変位は耐震設計標準 1999¹⁷⁾を準用することで算定できることを確認している³⁾。

図-3.2.19(b)に、モデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角との関係を示す。図-3.2.19(b)において破線は耐震設計標準 1999¹⁷⁾による計算値の平均値を示す。一点鎖線は式(3.2.4)により補正した塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} を用いた同試験体の計算値の平均値であるが、実線で示す同試験体の実験値の平均値とよく一致している。

図-3.2.20 は、M点変位およびN点変位について、実験値と式(3.2.4)により補正した計算値を対比したものである。両者は概ね一致している。

本工法により耐震補強された柱の変形性能は、耐震設計標準 1999¹⁷⁾を準用するとともに、M点に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の算定に、鋼より線とセグメントによる拘束効果を見込んだ式(3.2.4)を用いることで、適切に評価することが可能であることが確認できた。

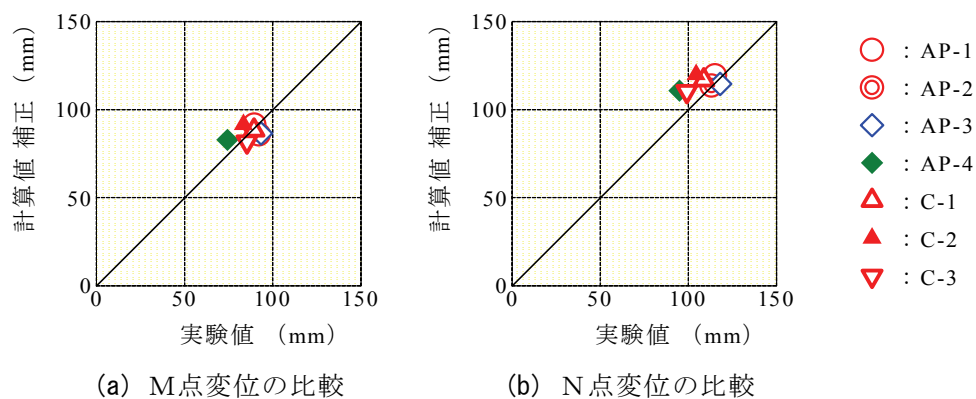


図-3.2.20 計算値（補正後）と実験値の比較

3.3 実大試験体による変形性能の確認

(1) 試験体の諸元

補強対象とする既設 RC 柱は，昭和 54 年（1979 年）制定の「耐震設計指針（案）解説」¹⁸⁾以前の基準に基づいて設計された RC ラーメン高架橋柱（断面寸法 80×80cm）とした．この試験体は，せん断補強が施されない場合，設計に用いる材料強度で安全係数を考慮し，コンクリート設計標準 1992¹⁶⁾に準拠して算定したせん断耐力比が 0.4 となり，せん断破壊するものである．

表-3.3.1 に試験体の諸元，図-3.3.1 に試験体構造図，図-3.3.2 に試験体配筋図を示す．

なお，試験体の断面形状，鉄筋量とその配置，およびコンクリート強度は，既往の鋼板巻立て工法による補強柱の実験結果¹⁹⁾と比較するために，既往のものと同一となるよう配慮した．

補強は，表-3.3.1，図-3.3.3 に示すように，設計に用いる材料強度で安全係数を考慮し，コンクリート設計標準 1992¹⁶⁾に準拠して算定したせん断耐力比が 1.0 となる量の鋼より線 $\phi 12.0\text{mm} @ 100\text{mm}$ を配置し，扁平セグメントを用いるものである．

表-3.3.1 試験体の諸元

補強方法		扁平セグメントによる本工法で補強	
柱形状		断面寸法 80×80cm 有効高さ d=74cm せん断スパン a=260cm せん断スパン比 a/d=3.5	
鉄筋	軸方向鉄筋	D32 (SD345) 20 本 引張鉄筋比 0.8%	
	帯鉄筋	$\phi 9\text{mm}$ (SR235) @150mm 帯鉄筋比 0.11%	
コンクリート	柱	配合強度 24 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	
	ベース	配合強度 30 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	
補強材	鋼より線	亜鉛めっき鋼より線 2 号(a)I 種 A 級 $\phi 12.0\text{mm} @ 100\text{mm}$ 補強筋比 0.22% 巻付方法 スパイラル状	
	セグメント	扁平セグメント 鋼より線ガイド溝付き 幅 60cm，標準高さ 50cm，中心部厚さ 10cm 設計基準強度 40 N/mm ² 最大粗骨材寸法 20mm	
柱下端無補強区間		50mm	
軸方向圧縮応力度		3.7 N/mm ²	

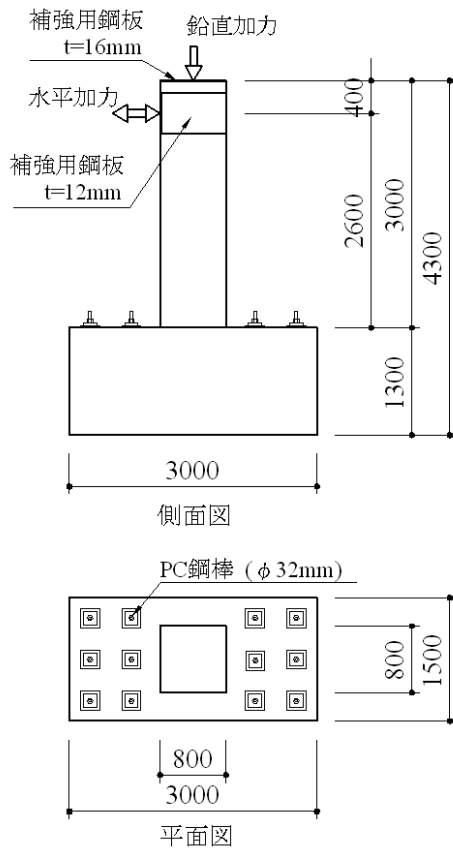


図-3.3.1 試験体構造図 (単位 mm)

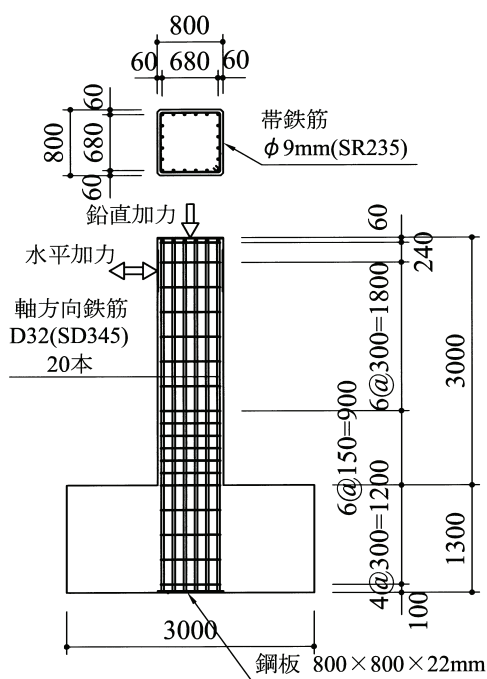


図-3.3.2 試験体配筋図 (単位 mm)

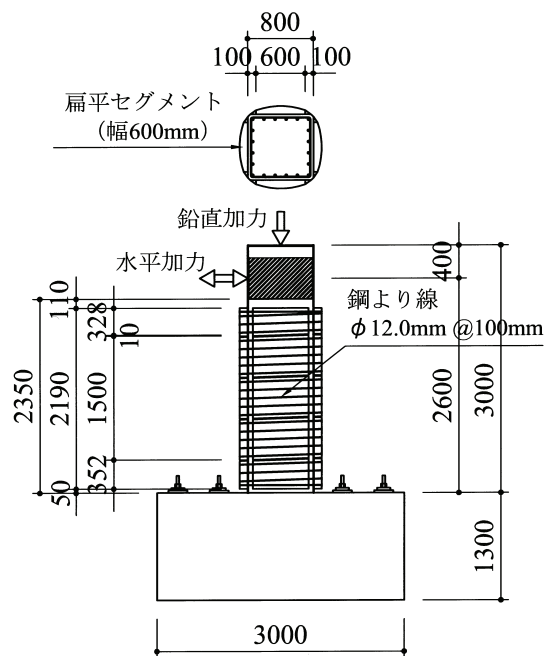


図-3.3.3 試験体補強図 (単位 mm)

(2) 使用材料

表-3.3.2 に使用材料試験結果を示す.

表-3.3.2 材料試験結果

材料名 仕様		降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋 D32 (SD345)		379	1950	1.94	573	21
帯鉄筋 φ9 (SR235)		361	1740	2.07	501	26
鋼より線亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級 φ12.0mm		1040	5150	2.02	1462	5
材料名 仕様 使用部位			圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	備 考
コン ク リ ー ト	配合強度 24 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	柱	27.5	3.04	2.67	交 番 載 荷 試 験 日 の 材 料 試験による
	設計基準強度 40 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	セグメント	52.2	3.13	3.68	
	配合強度 30 N/mm ² 粗骨材の最大寸法 20mm	ベース	31.3	3.29	3.10	

鋼より線の降伏強度は 0.2%耐力の値, 0.2%耐力の降伏ひずみは 0.2%耐力を弾性係数で除した値

(3) 載荷方法

載荷は、図-3.3.4、写真-3.3.1に示す載荷装置を用い、試験体頭部に一定の軸力（上部工の死荷重と活荷重に相当する圧縮応力度 3.7N/mm^2 ）を加えた状態で正負交番の水平力を加えるものである。

荷重ステップは、軸方向鉄筋が降伏する時点（ $1\delta y$ ）までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし、降伏変位の偶数倍の変位を各3サイクルずつ載荷した。図-3.3.5に載荷パターンを示す。以下3.3節において、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重・水平変位を「-」として記す。また、「荷重」および「変位」は水平荷重載荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。

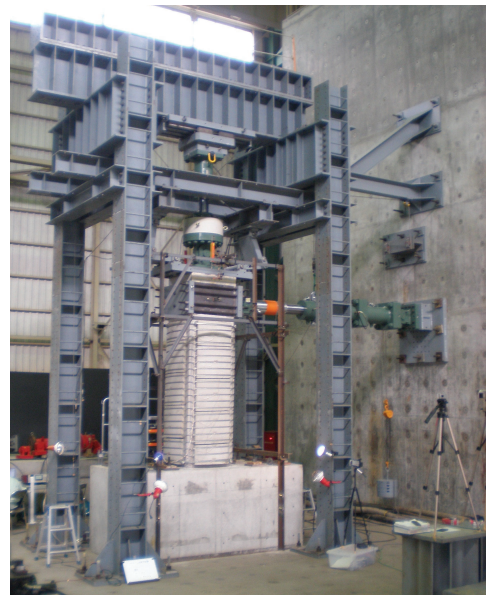
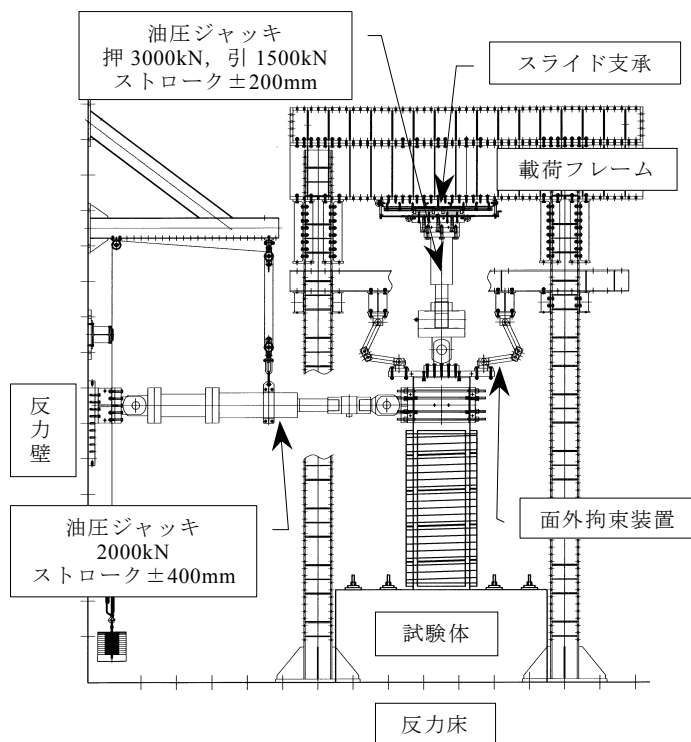


写真-3.3.1 載荷装置

図-3.3.4 載荷装置

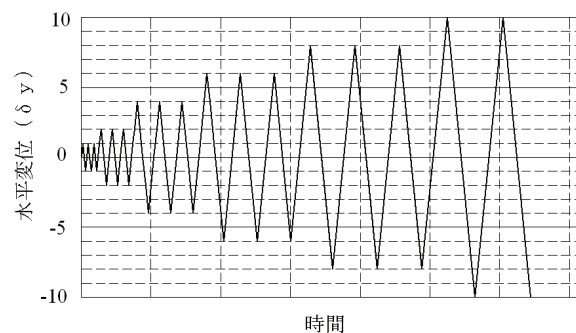


図-3.3.5 載荷パターン

(4) 交番載荷試験結果

a) 荷重と変位の関係

交番載荷試験結果を表-3.3.3、荷重－変位曲線を図-3.3.6に示す。なお、荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した。試験体は、最大荷重時変位 117.7mm、終局変位 178.0mm の変形性能を示し、その荷重－変位性状は、降伏後水平荷重がほぼ一定のまま変形が増大し、履歴形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した。繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大変位時で定義される最大荷重時¹⁵⁾の $6\delta y$ 以降は、柱下端から 0.5D (400mm, D: 柱断面高さ) 区間の軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段のセグメントのはらみ出しがあり、柱下端から約 0.5D (400mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。なお、3 サイクル目の 1 サイクル目に対する荷重低下率は、 $6\delta y$ で 0.93, $8\delta y$ では 0.89 となった。 $10\delta y$ では耐力の低下がさらに顕著になり、7 本の軸方向鉄筋が破断した。

表-3.3.3 交番載荷試験結果

	荷重 (kN)	変位 (mm)
降伏時	930	20.5
最大荷重時	1130	117.7
終局時	930	178.0
じん性率	8.7	

荷重が正の値で算定

降伏時: 軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点, 最大荷重時: 繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大変位時¹⁵⁾, 終局時: 荷重－変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大変位時, じん性率: 終局変位を降伏変位で除した値

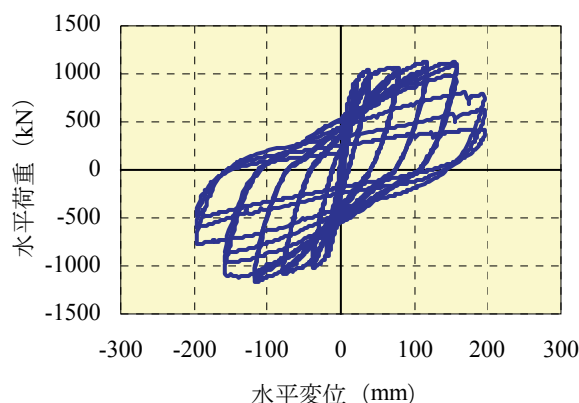


図-3.3.6 荷重－変位曲線

b) 試験体の損傷状況

試験体の損傷状況を図-3.3.7に示す。図-3.3.7(a)に示すように、 $1\delta y$ までに柱基部から 1.1D (900mm) 間の柱隅角部に 5～6 本の曲げひび割れおよび柱隅角部とセグメントに 3 本程度のせん断ひび割れが生じていた。図-3.3.7(b)に示すように、最大荷重時の $6\delta y$ までに、柱基部のコンクリートの圧壊、柱基部から 1.1D (900mm) 間の柱隅角部に多数の曲げひび割れ、柱上部隅角部の多数のせん断ひび割れ、セグメントの数本のせん断ひび割れ、下から 2 段目のセグメントの曲げひび割れおよび下から 1 段目 2 段目のセグメントに縦方向のひび割れが生じていた。図-3.3.7(c)に示すように、終局時付近では、最下段のセグメントのはらみ出しが大きくなり、軸方向鉄筋の破断が生じた。

図-3.3.8 にセグメント取り外し後の損傷状況写真およびひび割れスケッチの展開図を載荷時の最終状況と比較して示す。図の (b) と (c) の比較より、柱の隅角部およびセグメントのひび割れ状況から柱の損傷状況が推定できることがわかる。

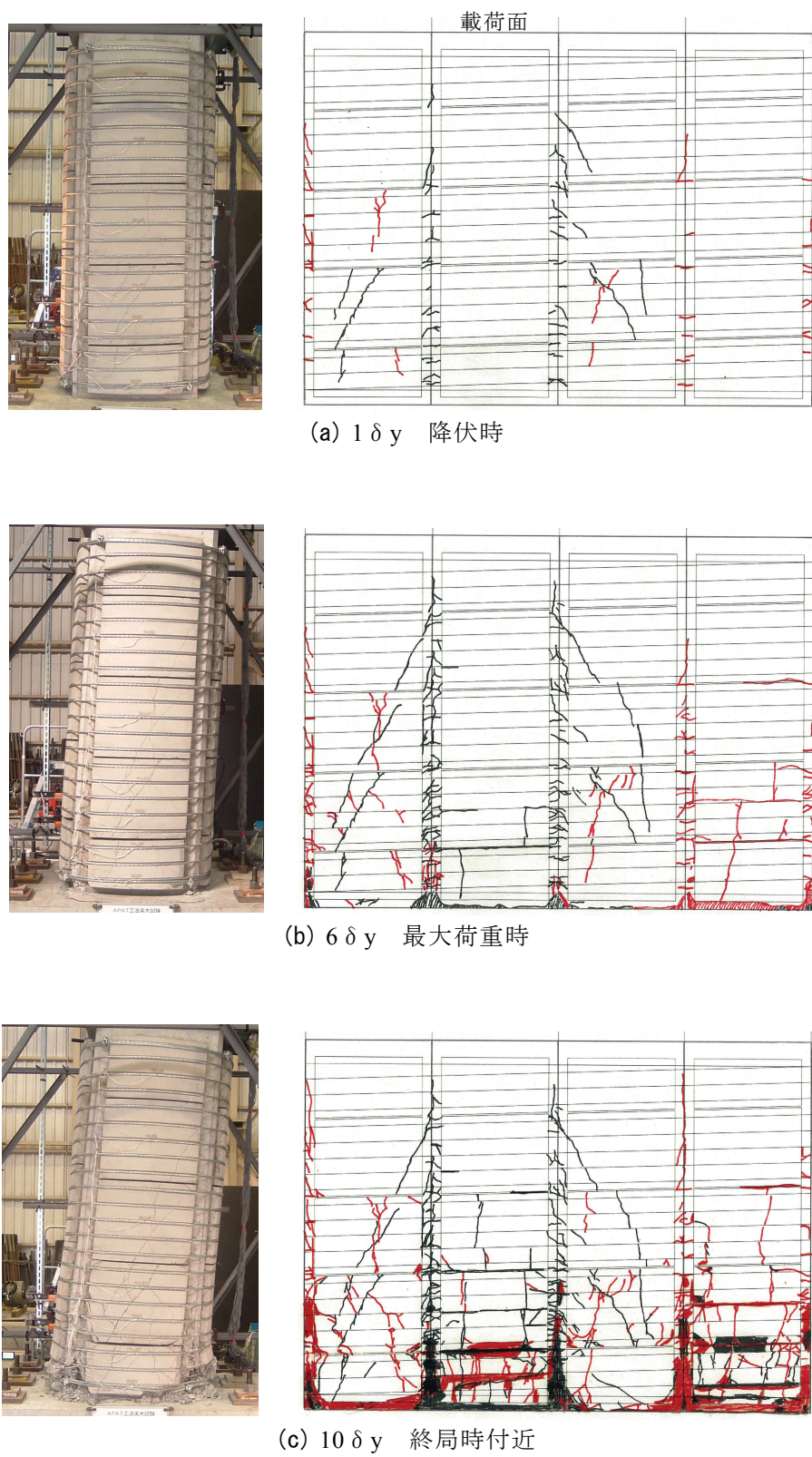
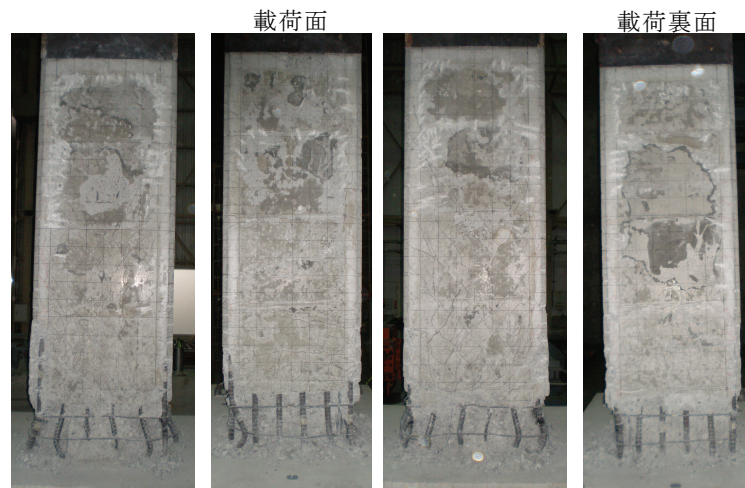
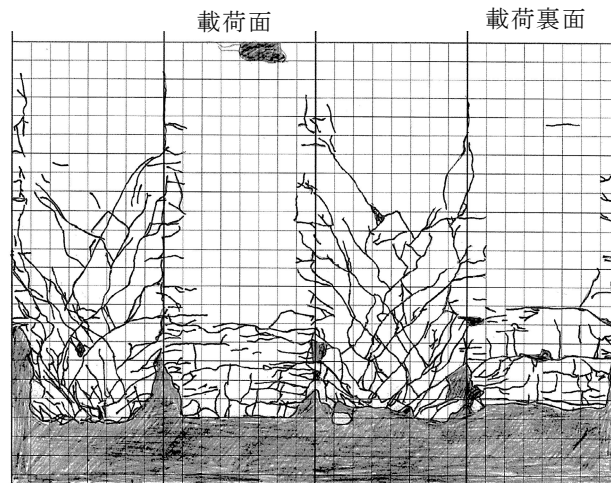


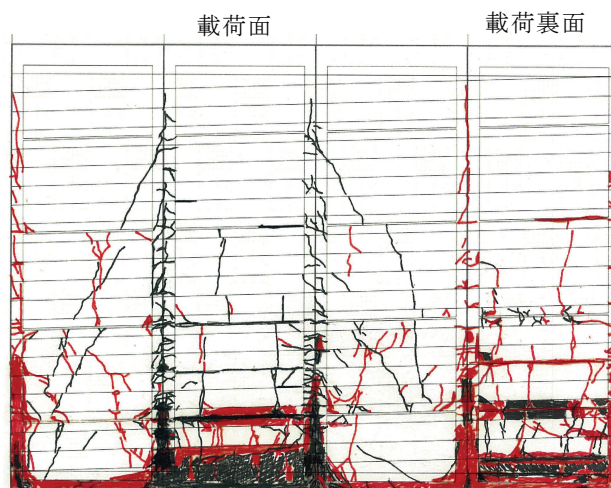
図-3.3.7 損傷状況



(a) セグメント取り外し後の損傷状況写真



(b) セグメント取り外し後の損傷状況



(c) 載荷最終時の損傷状況 (10 δy 3 サイクル 負載荷)

図-3.3.8 損傷状況 (セグメント取り外し後と載荷最終時)

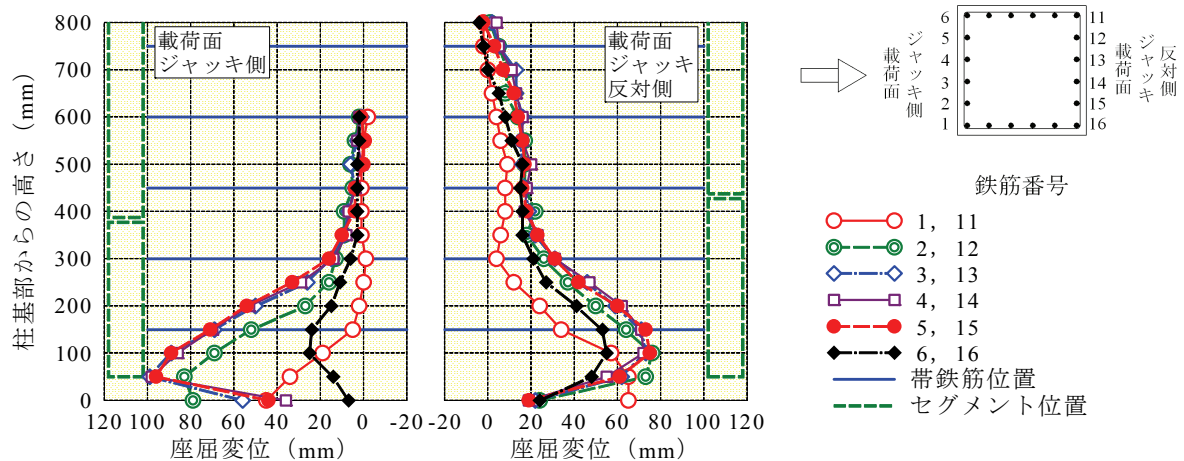


図-3.3.9 軸方向鉄筋座屈状況

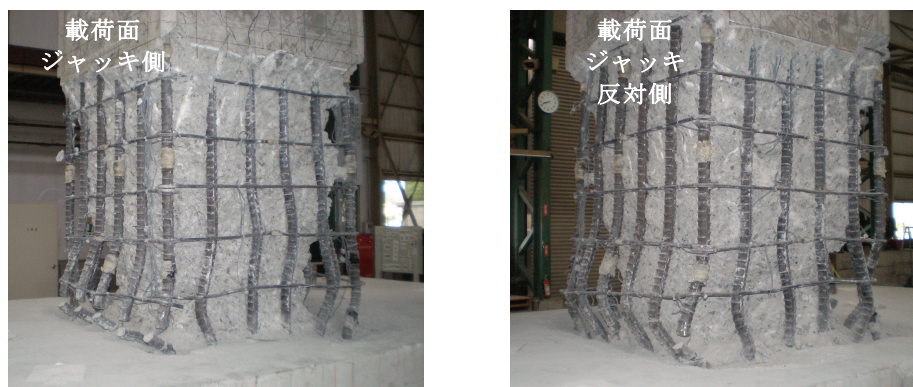


写真-3.3.2 軸方向鉄筋座屈状況

図-3.3.9, 写真-3.3.2 に交番載荷試験終了後に測定した軸方向鉄筋座屈状況を示す。測定は、ベースコンクリートに曲尺を垂直に置いて、この曲尺から鉄筋までの距離を載荷方向に平行に計測した。軸方向鉄筋は図-3.3.9 の凡例に示す鉄筋番号で 1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, が柱基部から $0.06 \sim 0.1D$ ($50 \sim 80\text{mm}$) 上の位置で破断していた。図より、軸方向鉄筋の座屈長は、 $0.5 \sim 0.6D$ (柱基部より下方のベース内で変形している部分 50mm も含めて $400 \sim 500\text{mm}$) 程度、座屈変位は 80mm 程度 (座屈変位/座屈長 $= 0.16 \sim 0.2$) である。なお、鉄筋番号 1, 6, 11, 16 の座屈状況は特異な様相を呈しているが、これは鉄筋が隅角部に位置し座屈の変位方向が載荷方向と異なる方向へ変位したためである。

c) 試験体の変形状況とひずみ分布状況

図-3.3.10 に試験体の変位分布と水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の軸方向鉄筋、帯鉄筋、鋼より線のひずみ分布を示す。

柱は柱基部で大きく変形していることがわかる。

柱基部より $1.0D$ (825mm) までの軸方向鉄筋のひずみは、 $1 \sim 6 \delta y$ までに降伏ひずみを超えることがわかる。しかし、 $8 \delta y$ 以降 $1.0D$ (825mm) の位置のひずみは降伏ひずみ以下となっている。これより塑性ヒンジ領域は最大でも $1.0D$ (825mm) 程度と考えることができる。

帯鉄筋は $1\delta y$ より降伏ひずみに近い値を示すが、 $6\delta y$ までは降伏しない。 $8\sim 10\delta y$ では柱基部から $1.1D$ (900mm) までの帯鉄筋は降伏ひずみを超えるものもある。鋼より線は、 $1\sim 6\delta y$ までは柱基部から $0.9D$ (750mm) 付近のひずみが他の部分に比べ大きい。以上より鋼より線は、当初せん断破壊しようとする柱を拘束し中央部のひずみが大きくなり、最大荷重以降軸方向鉄筋が座屈し、セグメントがはらみ出してくるとこれを拘束するために下部のひずみが大きくなることがわかる。鋼より線のひずみと帯鉄筋のひずみを同一変位時点で比較すると変位量が小さい時は帯鉄筋のひずみの方が大きい。これは、鋼より線の巻き付け時に 1.5kN 程度の緊張力を導入して行っているが、柱およびセグメントと鋼より線が一体として挙動するには至っていないことを示している。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

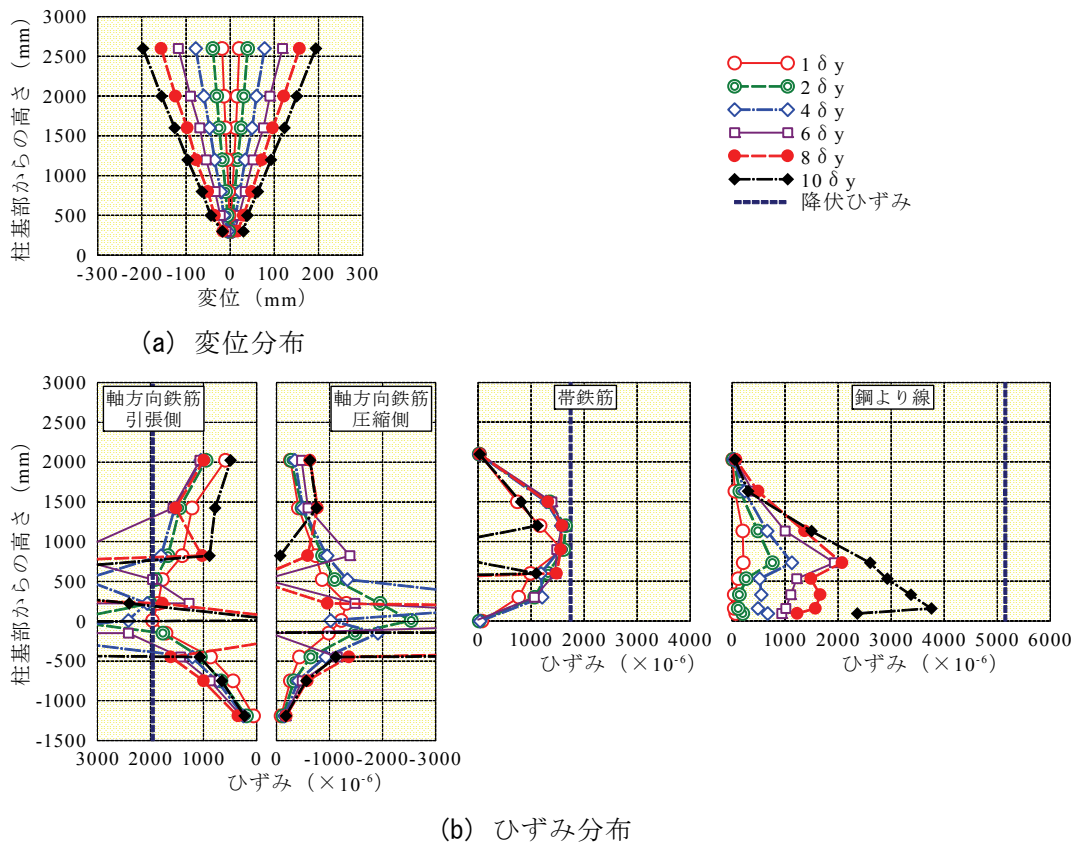


図-3.3.10 変位・ひずみ分布

d) 5/8 縮小試験体との比較

本工法の変形性能評価式の検討について記述した文献3)に示される 5/8 縮小試験体は、本節に示す実大試験体を縮小した試験体ではない。したがって、引張鉄筋比、軸方向圧縮応力度等は異なるため 5/8 縮小試験体と実大試験体を単純には比較できない懸念もあるが、相違点があることを認識した上で、文献3)に示される 5/8 縮小試験体 AP-3 と比較した。AP-3 は実大試験体と同じ扁平セグメントを用いたものである。表-3.3.4 に、実大試験体と AP-3 の

表-3.3.4 試験体の諸元

				実大試験体	縮小試験体 AP-3
補強方法				扁平セグメントによる本工法で補強	
補強材	鋼より線	亜鉛めっき 鋼より線 2号(a) 1種A級	径, 間隔	φ 12.0mm@100mm	φ 9.6mm@100mm
			補強筋比 (%)	0.22	0.23
			降伏強度 (N/mm ²)	1040	1003
			弾性係数 (N/mm ²)	2.02×10 ⁵	1.90×10 ⁵
	セグメント	鋼より線ガイド溝		有	無
		幅, 標準高さ, 中心部厚さ		60cm, 50cm, 10cm	37.5cm, 50cm, 5.63cm
		圧縮強度 (N/mm ²)		52.2	48.9
		弾性係数 (N/mm ²)		3.13×10 ⁴	3.16×10 ⁴
		最大粗骨材寸法 (mm)		20	
柱形状	断面寸法 (cm)		80×80	50×50	
	有効高さ d (cm)		74	43.75	
	せん断スパン a (cm)		260	150	
	せん断スパン比 a/d		3.51	3.43	
鉄筋	軸方向鉄筋	径, 本数		D32 (SD345) 20 本	D22 (SD295A) 20 本
		引張鉄筋比 (%)		0.8	1.1
		降伏強度 (N/mm ²)		379	356
		弾性係数 (N/mm ²)		1.94×10 ⁵	1.84×10 ⁵
	帯鉄筋	径, 間隔		φ 9 (SR 235) @150mm	φ 6 (SR 235) @94mm
		帯鉄筋比 (%)		0.11	0.12
		降伏強度 (N/mm ²)		361	314
		弾性係数 (N/mm ²)		2.07×10 ⁵	2.00×10 ⁵
コンクリート	柱	圧縮強度 (N/mm ²)		27.5	30.5
		弾性係数 (N/mm ²)		3.04×10 ⁴	2.94×10 ⁴
		粗骨材の最大寸法 (mm)		20	13
	ベース	圧縮強度 (N/mm ²)		31.3	34.8
		弾性係数 (N/mm ²)		3.29×10 ⁴	—
		粗骨材の最大寸法 (mm)		20	
柱下端無補強区間 (mm)				50	
軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)				3.7	1.0

諸元の比較を示す。

図-3.3.11 に、実大試験体と縮小試験体 AP-3 の荷重－変位曲線の比較を示す。両試験体は大きさが異なるので、荷重は降伏荷重で正規化し、変位は部材角で示した。両試験体の履歴性状には大きな違いは認められなかった。変形性能は、縮小試験体 AP-3 に比べ実大試験体の方が僅かではあるが低下した。

図-3.3.12 に、実大試験体と縮小試験体 AP-3 の損傷状況の比較を示す。両試験体のせん断ひび割れ状況や曲げひび割れ状況に大きな違いは認められなかった。しかし、縮小試験体 AP-3 の軸方向鉄筋は破断しなかったが、実大試験体の軸方向鉄筋は破断した。軸方向鉄筋の破断伸びは、実大試験体が 20.6%、縮小試験体 AP-3 が 19.5%とほぼ同等の値であった。実大試験体の方が縮小試験体 AP-3 に比べ座屈変位／座屈長の値が大きいために軸方向鉄筋の破断が生じたとも考えられるが、縮小試験体 AP-3 の座屈変位／座屈長の値は測定しなかったため断定はできない。ちなみに、実大試験体の座屈変位／座屈長の値は 0.16～0.2 であり、後述する薄型セグメントを用いた縮小試験体の座屈変位／座屈長の値は、0.05, 0.06 であった。

また、セグメントに表れるひび割れは、せん断ひび割れ、曲げひび割れ、ともに実大試験体より縮小試験体の方が多い。これは、セグメントの厚さ、実大試験体中心部断面厚さ 100mm、端部厚さ 50mm、縮小試験体 AP-3 中心部断面厚さ 56.3mm、端部厚さ 25.4mm の違いが一因と考えることができる。セグメントにせん断ひび割れ、曲げひび割れが入りセグメントが細分化していく過程で、厚いセグメントは薄いセグメントに比べせん断耐力、曲げ耐力が大きいので、厚いセグメントの方が薄いセグメントに比べ大きいブロックの時に既設柱との付着が切れ、既設柱からの応力伝達が少なくなったものとする。

図-3.3.13 に実大試験体と縮小試験体 AP-3 のひずみ分布状況の比較を示す。軸方向鉄筋のひずみ分布は両試験体に大きな違いは認められない。帯鉄筋と鋼より線のひずみ分布は、縮小試験体 AP-3 の方が実大試験体に比べ大きくなっている。これは、実大試験体の柱基部の塑性ヒンジが確実に形成され、この塑性ヒンジで変形をほとんど受け持つことで柱のせん断変形は増加しなくなるが、縮小試験体の塑性ヒンジは実大試験体より剛性が高く、柱の変形には柱のせん断変形も加わることで帯鉄筋と鋼より線のひずみが増加していると考えられる。これは、実大試験体の軸方向鉄筋が破断したこととも符合する。しかし、この結果はそれぞれ一体のみの交番載荷試験の結果であり普遍的なものかどうかは断定できない。今後、実大試験体と縮小試験体でなぜ塑性ヒンジの状況が異なるのかを解明する必要がある。

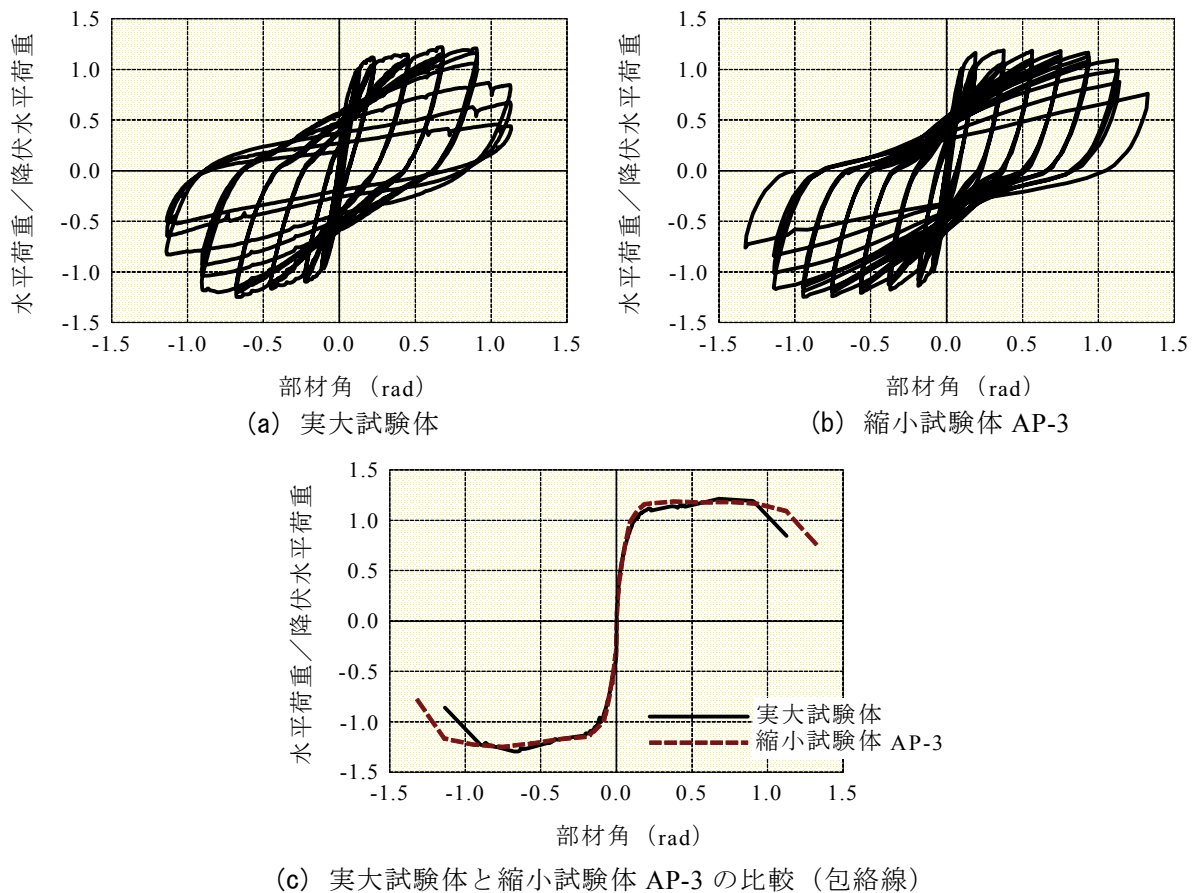


図-3.3.11 荷重－変位曲線の比較

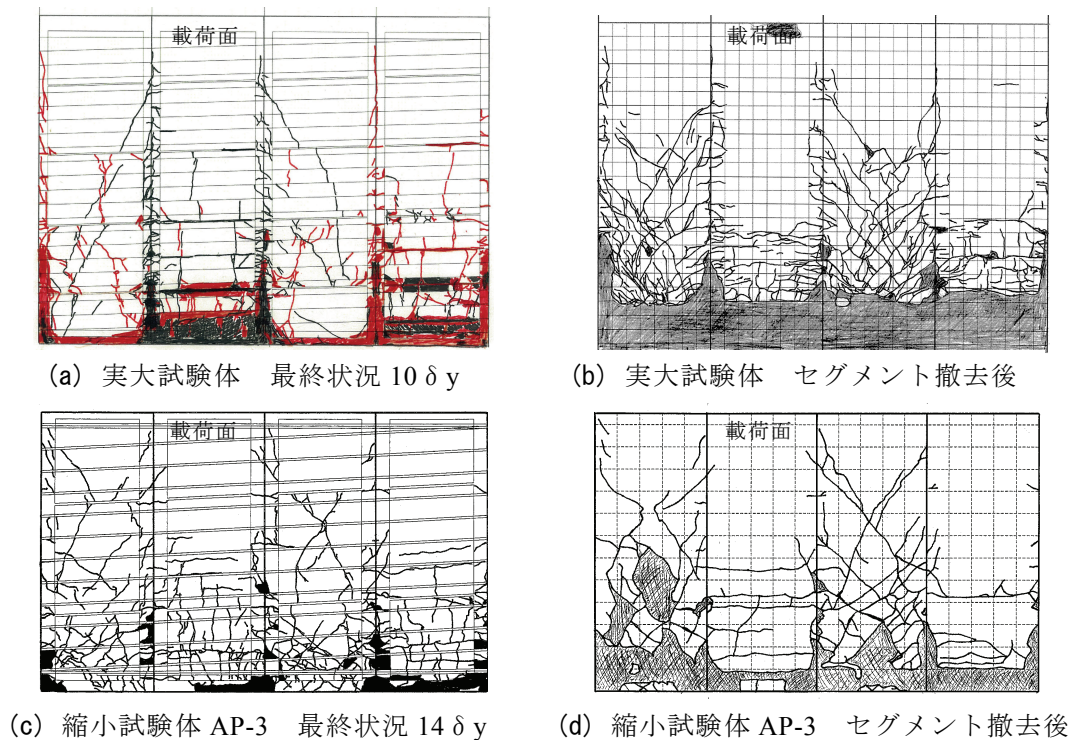


図-3.3.12 損傷状況の比較

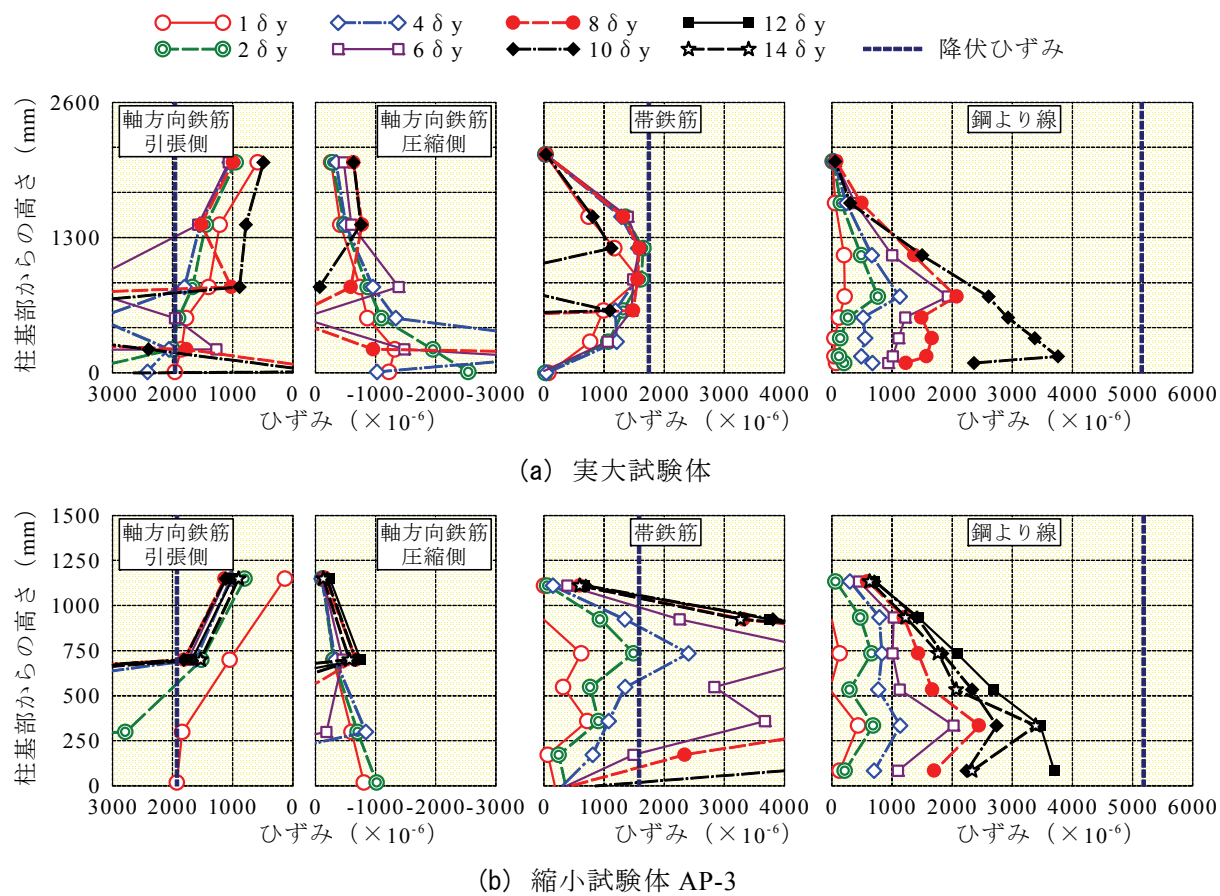


図-3.3.13 ひずみ分布の比較

(5) 変形性能

a) 既往の研究結果との比較

本工法の変形性能を、鋼板巻立て補強工法の交番載荷試験結果¹⁹⁾と比較した。鋼板巻立て補強工法の交番載荷試験は鋼板分割の影響を検討するために行ったものである。

表-3.3.5 に試験体諸元の比較を示し、図-3.3.14 に鋼板補強例を示す。比較対象とした試験体は、本工法の試験体と断面寸法・配筋状況は同一で、せん断スパンは本工法で2600mm、鋼板巻立て補強工法で3000mmである。

補強は、鋼板巻立て工法で一般的に用いられる厚さ6mmの鋼板を用い、試験体 W1 は鋼板を高さ300mmで分割したもの、試験体 W2 は800mmで分割したもの、H2 は分割の無いものである。

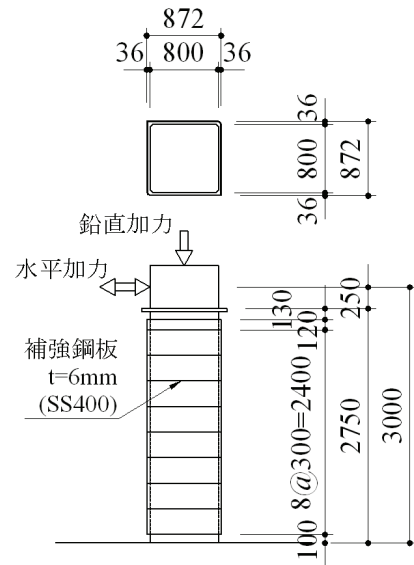


図-3.3.14 試験体 W1 補強図
(単位 mm)

表-3.3.5 試験体諸元の比較

		本工法	W1	W2	H2
補強方法		扁平セグメントと鋼より線を用いる本工法	鋼板巻立て工法		
補強材		鋼より線 φ 12.0mm @100mm セグメント 幅 60cm 高さ 50cm	鋼板（SS400）厚さ 6mm		鋼板分割無し
			鋼板分割（水平方向）		
			分割長 300mm	分割長 800mm	
柱下端無補強区間（mm）		50	100		
柱形状等	断面形状等	断面寸法 800×800mm 有効高さ d=740mm 軸方向鉄筋 D32-20 本，帯鉄筋 φ 9mm @150mm			
	せん断スパン a（mm）	2600	3000		
	せん断スパン比 a/d	3.51	3.75		
材料試験結果					
軸方向鉄筋	鋼材種別	SD345	SD295A		
	降伏強度（N/mm ² ）	379	350		345
	弾性係数（N/mm ² ）	1.94×10 ⁵	1.94×10 ⁵		2.06×10 ⁵
帯鉄筋	鋼材種別	SR235			
	降伏強度（N/mm ² ）	361	318		356
	弾性係数（N/mm ² ）	2.07×10 ⁵	2.00×10 ⁵		1.92×10 ⁵
コンクリート 柱	圧縮強度（N/mm ² ）	27.5	23.2	26.7	35.7
	弾性係数（N/mm ² ）	3.04×10 ⁴	2.22×10 ⁴	2.39×10 ⁴	2.87×10 ⁴
コンクリート ベース	圧縮強度（N/mm ² ）	31.3	28.8	31.4	35.7
	弾性係数（N/mm ² ）	3.29×10 ⁴	2.21×10 ⁴	2.27×10 ⁴	2.87×10 ⁴

荷重－変位曲線を本工法も含めて図-3.3.15 に示す．いずれの試験体も良好な変形性能を示している．本工法と鋼板巻立て補強工法の試験体は，せん断スパンが異なり荷重－変位曲線では直接比較できないため，図-3.3.16 に示すモーメント－部材角で比較した．図より，本工法は鋼板巻立て工法と同等の変形性能を有することがわかる．

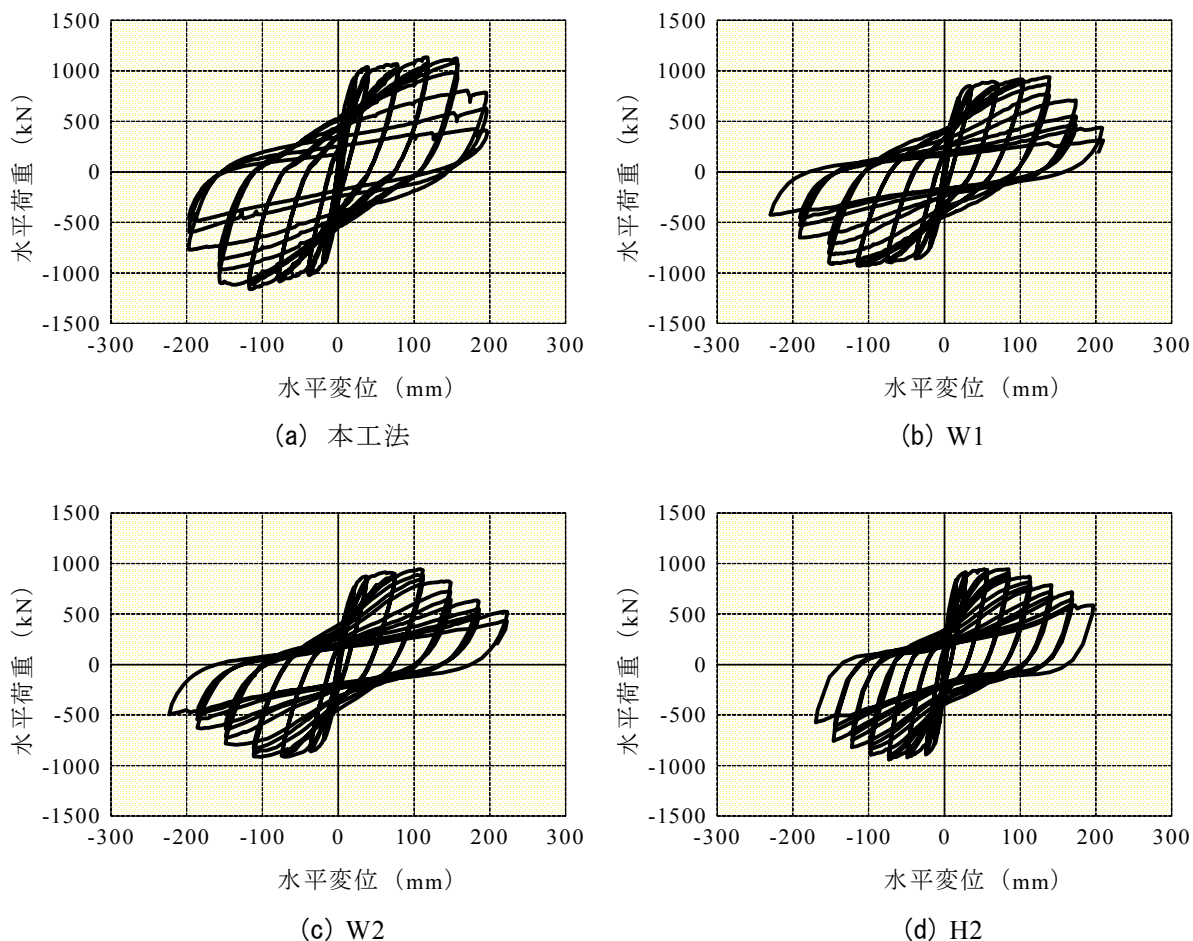


図-3.3.15 荷重－変位曲線

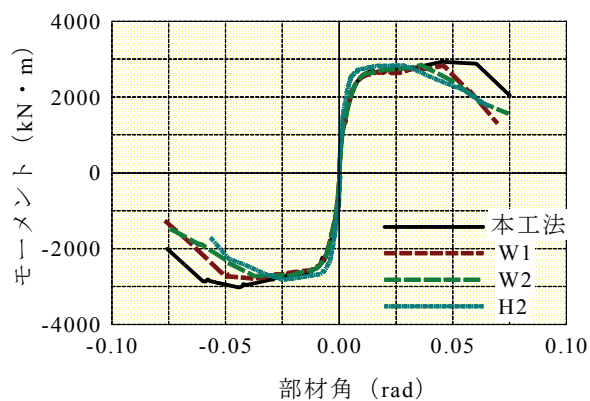


図-3.3.16 モーメント－部材角の比較
(包絡線)

b) 変形性能の評価

前述したように、実大試験体は縮小試験体より変形性能が劣る結果となった。実大試験体と縮小試験体で大きく異なる点は、断面寸法、引張鉄筋比、軸方向圧縮応力度である。

軸方向圧縮応力度に関しては、軸方向圧縮応力度 1.0N/mm^2 だった縮小試験体 AP-3 と同一試験体、同一補強方法で軸方向圧縮応力度を 7.0N/mm^2 として交番載荷試験を実施した結果によると、終局変位はそれぞれ 119.9mm 、 117.2mm となった。また、本工法と補強工法が異なるが、同一の試験体で軸方向圧縮応力度を 1.0N/mm^2 と 4.0N/mm^2 とした交番載荷試験でも、終局変位はそれぞれ 72mm 、 70mm となった。いずれも、軸方向圧縮応力度が高い方が僅かに変形性能は小さくなっているが、ほぼ同一の変形性能が得られた²⁰⁾。したがって、 $1.0\sim 7.0\text{N/mm}^2$ 程度の軸方向圧縮応力度の範囲では、軸方向圧縮応力度が変形性能に与える影響は小さいことがわかる。

鉄道 RC ラーメン高架橋柱を対象とした本工法の変形性能評価式として、3.2(4)項に示したように、耐震設計標準 1999¹⁷⁾を準用して鋼より線とセグメントの拘束効果を見込んだ式が 5/8 の縮小試験体の交番載荷試験に基づき提案されている³⁾。本工法の変形性能評価式は、Y 点荷重、M 点荷重、Y 点変位、N 点変位には、耐震設計標準 1999¹⁷⁾を準用し、M 点変位の算定にはセグメントと鋼より線による拘束効果を見込んだ式を用いるものである。

ここでは、この変形性能評価式を用いて、断面寸法が変形性能に与える影響について検討した。

M 点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の実験値は、図-3.3.17 に示すように、5/8 縮小試験体 (3.2(4)項参照) と異なり、実大試験体は式(3.2.5)との対応がよくないことがわかる。なお、図-3.3.17 の M 点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の実験値は、M 点変位の実験値から M 点の軸方向鉄筋の拔出し変位の計算値と塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位の計算値を差し引き式(3.2.4)の引張鉄筋比の影響の項 $0.79 \cdot p_t + 0.153 = 0.79$ を考慮して算定したものである。

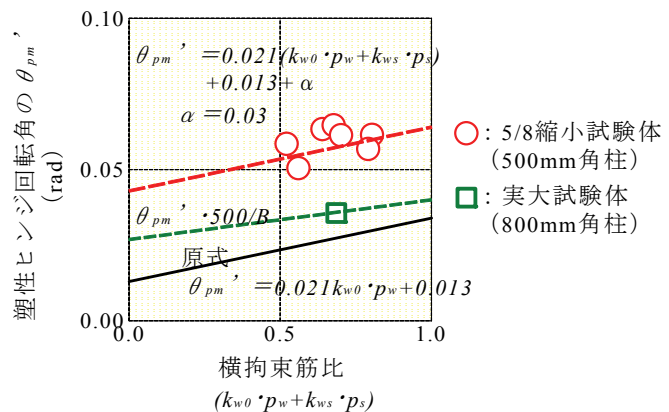


図-3.3.17 横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角

図-3.3.18 に本工法の変形性能評価式による計算値と実験値の比較を示す。Y 点荷重、Y 点変位、M 点荷重は、いずれも計算値と実験値がほぼ対応している。しかし、M 点変位、N 点変位は、上述したように、変形の 90%程度を占める M 点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の評価式が対応しないため、計算値の方が実験値より大きくなることがわかる。

M 点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の評価式が実大試験体で実験値と対応しなくなるのは、断面寸法の影響と考えられる。文献 8)では、鋼板巻立て補強工法の柱の変形性能について、M 点の塑性ヒンジの回転角は $600/B$ (B : 柱幅, 単位 mm) に比例するとしている。本工法の場合 500mm の試験体で検討したので塑性ヒンジ回転角の評価式は $600/500$ の値で大きく評価されていることになる。したがって、本工法の塑性ヒンジ回転角の評価式に関する断面寸法の影響は

(500/600)・600/B より 500/B となる．図-3.3.17 にはM点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の評価式に 500/B を乗じて B=800 として算定したラインも示した．これより，M点塑性ヒンジ回転角の評価式に 500/B を乗じて断面寸法の影響を考慮すれば，M点の塑性ヒンジ回転角を評価できることがわかる．

図-3.3.18 の計算値と実験値の比較にはM点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' に 500/B を乗じて計算値を補正した値も示した．これより，M点塑性ヒンジ回転角の評価式に 500/B を乗じて断面寸法の影響を考慮すれば，M点変位およびN点変位も実験値と対応することがわかる．

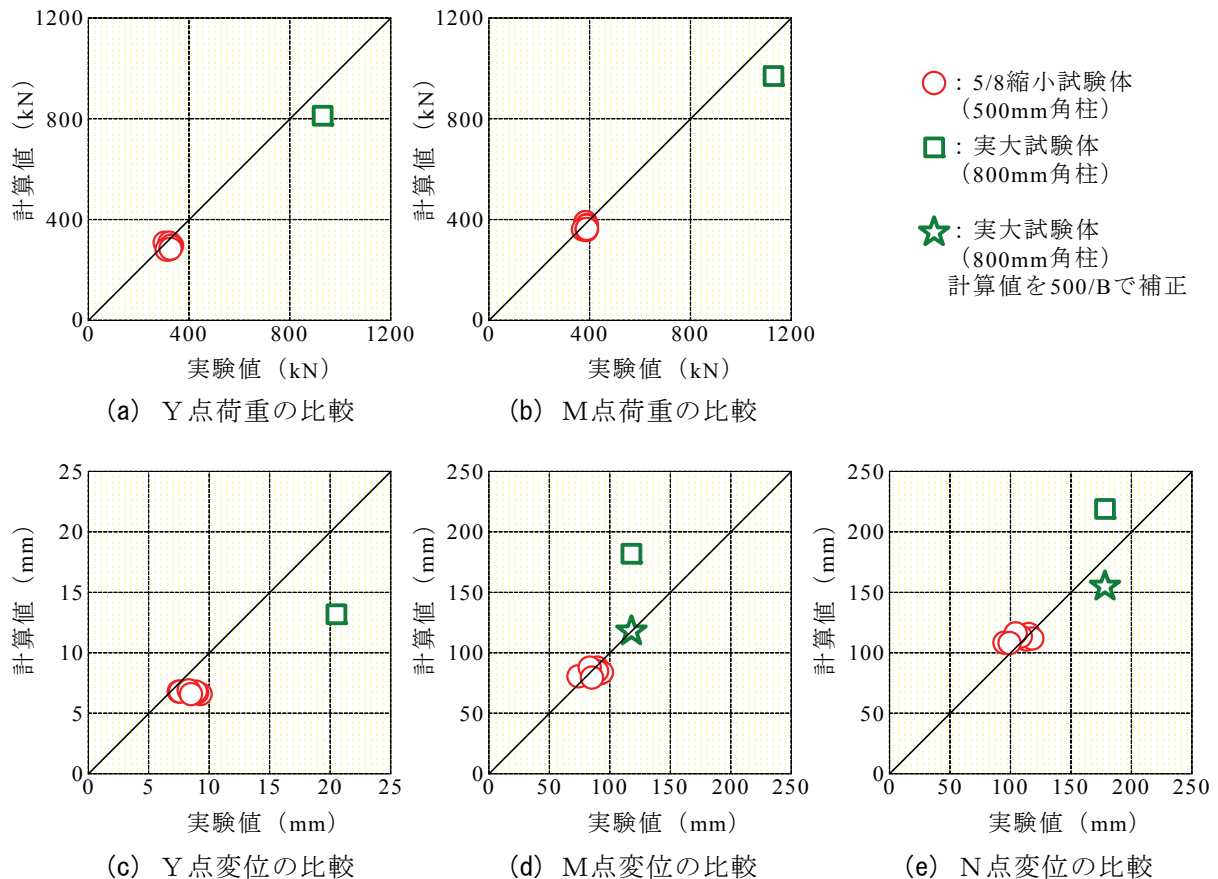


図-3.3.18 計算値と実験値の比較

図-3.3.19 に実大試験体について変形性能評価式で算定した骨格曲線とともに実験の荷重－変位曲線を示す．図より，荷重については計算値が実験値に比べやや過小評価になっているのがわかる．なお，渡邊らの文献¹⁵⁾でもY点，M点荷重の計算値が実験値に比べやや過小評価の傾向があることが示されている．

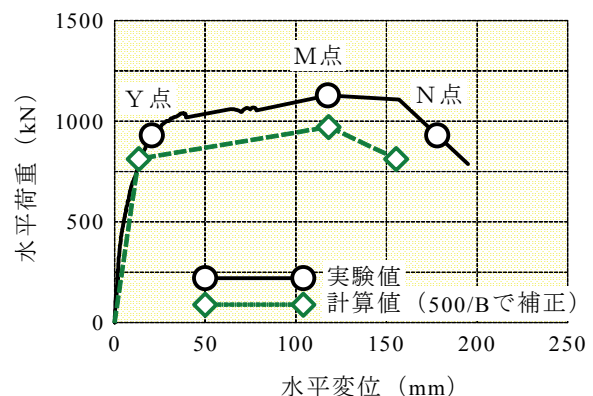


図-3.3.19 荷重－変位曲線（実大試験体）

表-3.3.6 に軸方向鉄筋のひずみから推定した塑性ヒンジ長の値，軸方向鉄筋の座屈長を塑性ヒンジ長とした値と 3.2(4) 項に示した本工法の変形性能評価式の塑性ヒンジ算定式による値の比較を示す．軸方向鉄筋のひずみは測定が離散的であり塑性ヒンジ長を確定的に得ることはできない．したがって，軸方向鉄筋の座屈長を塑性ヒンジ長とした方がひずみから推定するより算定式との対応はよい．渡邊らの文献¹⁵⁾においても軸方向鉄筋のひずみから推定した塑性ヒンジ長は $0.8d \sim 1.6d$ (d : 断面有効高さ) の範囲であることが示されている．しかし，塑性ヒンジ長が $0.5d \sim 1.5d$ の範囲であっても塑性ヒンジ回転角に与える影響は小さいことも示されている．

表-3.3.6 塑性ヒンジ長の比較

	塑性ヒンジ長 (mm)		
	軸方向鉄筋		算定式から
	ひずみから	座屈長から	
5/8 縮小試験体 (500mm 角柱)	300~700 (0.7d~1.6d) 1.0~2.3	350~400 (0.8d~0.9d) 1.2~1.3	300
実大試験体 (800mm 角柱)	520~830 (0.7d~1.1d) 1.0~1.7	350~450 (0.5d~0.6d) 0.7~0.9	500
1/10 壁式橋脚 (250×600mm)	250 (1.1d) 1.7	120 (0.5d) 0.8	150

() 内の値は断面有効高さ d との比
下段の値は算定式との比
算定式は 塑性ヒンジ長= $0.5d+0.05 \times$ せん断スパン長
1/10 壁式橋脚は 4 章参照

3.4 大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強¹²⁾

3.2 節には、鉄道 RC ラーメン高架橋のせん断破壊先行型（曲げせん断耐力比 0.68）の柱を 5/8 に縮小した試験体に薄型セグメントを用いて耐震補強し、交番載荷試験を行うことで軸方向鉄筋の座屈等の大きな損傷を与え、変形性能の確認や変形性能評価式の検討を行った結果を示した。

ここでは、変形性能の確認を行った試験体に補修を施し、再度薄型セグメントを用いて耐震補強して交番載荷試験を行い、補修・再補強試験体の変形性能について実験的に検討した結果を示す。

なお、本節では、3.2 節で示した試験体を「補強試験体」と記し、これを補修・再補強した試験体を「再補強試験体」と記す。

また、交番載荷試験は補強試験体と再補強試験体で、両試験体を比較するために、同一の制御変位（制御のための降伏変位）を用いた。3.4 節では、載荷を制御した降伏変位を Δy と記し、軸方向鉄筋の降伏ひずみから判定した降伏変位を δy と記すこととした。これは、補強試験体においては Δy と δy の値は等しいものの、再補強試験体では軸方向鉄筋の 0.2% 耐力を弾性係数で除したひずみの値に達した時の変位を降伏変位 δy と定義し、 Δy と区別したためである。

(1) 補強試験体の形状と損傷状況⁵⁾

補強試験体の形状と損傷状況は 3.2 節に示したが要約を以下に示す。

試験体は、既設鉄道 RC ラーメン高架橋柱の断面寸法を 5/8 に縮小したもの（断面寸法は 50×50cm）で、補強が施されない場合にはせん断破壊するもの（曲げせん断耐力比 0.68）である。（補強試験体の種類および諸元は表-3.2.3、構造図および配筋図は図-3.2.7、補強詳細図およびセグメント詳細図は図-3.2.8、9 を参照）

補強試験体 C-1, C-2, C-3（以下 3.4 節において、個々の試験体は記号で示す）は、鋼より線の間隔および鋼より線量が変形性能に与える影響を確認することを目的に製作したもので、いずれも端部が支圧破壊しないように補強鋼板を用いて保護することにより薄型化・軽量化した薄型セグメントを使用した。交番載荷試験は、試験体頭部に一定の軸力（死荷重により既設柱が受ける圧縮応力度に相当する値：1N/mm²）を加えた状態で正負交番の水平力を加えて行った。荷重ステップは、軸方向鉄筋の降伏で判定する降伏変位 Δy までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし、降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。

いずれの補強試験体も優れた変形性能を示した。その荷重－変位性状は、降伏後水平荷重がほぼ一定のまま変形が増大し、履歴曲線の形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した。いずれも柱下端の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出しや、これによる最下段のセグメントのはらみ出しがあり、柱下端のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。軸方向鉄筋は、柱基部において座屈したが破断はしなかった。C-3 の終局変位は、補強部材の鋼より線量の相違から C-1, C-2 に比べ小さいが、荷重－変位曲線の比較、損傷状況の比較から、荷重－変位性状および損傷状況についてはいずれの試験体も大差ないと言える。

（交番載荷試験結果は表-3.2.5、荷重－変位性状は図-3.2.12、損傷状況の写真およびひび割

れスケッチ展開図は図-3.2.13を参照)

(2) 再補強試験体の概要

交番載荷試験が完了した補強試験体のその後の試験概要を表-3.4.1に示し、補修方法・補修材料および再補強方法を表-3.4.2に示す。

C-1 は、座屈部および柱上部から軸方向鉄筋をはつり出し、軸方向鉄筋の引張強度や伸び能力を確認するため引張試験を行い、鉄筋の損傷状況を把握した。

C-2 の補修は、写真-3.4.1に示すように、損

表-3.4.1 交番載荷試験後の補強試験体の試験概要

試験体名	C-1	C-2-R	C-3-R
試験内容	軸方向鉄筋をはつり出して引張試験を実施	補修・再補強を施し、再度の交番載荷試験を実施 その後、軸方向鉄筋をはつり出して引張試験を実施	

表-3.4.2 再補強試験体の概要

試験体名		C-2-R	C-3-R
補修方法		軸方向鉄筋および帯鉄筋無整形	
		柱基部1D区間のコンクリートを除去 型枠設置 コンクリート打設による断面修復 ひび割れ箇所の補修なし	柱基部の塑性ヒンジ部の損傷コンクリートを除去 ポリマーセメントモルタル充填による断面修復 ひび割れ箇所にエポキシ樹脂注入
補修材料	柱基部のコンクリート損傷部	断面修復 : コンクリート	プライマー : アクリル樹脂系 断面修復 : ポリマーセメントモルタル
	ひび割れ箇所	補修なし	注入 シーリング材 : エポキシ樹脂系 パテ状シーリング材 注入材 : 低粘度エポキシ樹脂, 比重 1.15, 粘度 500mPa・s
再補強方法		本工法により補強 鋼より線 : 亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種 A級 $\phi 6.9\text{mm}$ @50mm, 補強筋比 0.23% セグメント (表-3.2.3と同じ仕様)	

傷を受けてブロック状になったものを含む柱基部1D(D:柱断面高さ)区間のコンクリートを、電動ピックおよび人力で全て取り除き、軸方向鉄筋は、整形せずに座屈した形状のまま使用した。その結果軸方向鉄筋のかぶりが最小20mmとなるものもあったが、断面増加は行わなかった。また、帯鉄筋も取り替えずに所定の位置に結束線で緊結して再使用した。この状態で、型枠を設置してコンクリートを打設することにより断面修復を行った。その際、柱基部1Dより上のひび割れ箇所は無補修とした。補修後、本工法により再補強し、再補強試験体C-2-Rとして交番載荷試験を行った。

C-3の補修は、写真-3.4.2に示すように、柱基部から約45cm区間のコンクリートのうち、損傷を受けてブロック状になったものについては人力で丁寧に取り除いた。残ったコンクリート形状は、せん断ひび割れに沿った角錐状のものとなった。軸方向鉄筋は、整形せず座屈した形状のまま使用した。その結果軸方向鉄筋のかぶりが最小16mmとなるものもあったが、

表-3.4.3 材料試験結果

材料名 仕様		試験体	降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋 D22 (SD295A)		共通	339	1900	1.78	505	16
帯鉄筋 φ 6mm (SR235)		共通	345	1630	2.12	511	25
鋼より線 亜鉛めっき 鋼より線 2号(a)1種 A 級	φ 9.6mm	C-1	1029	5420	1.90	1368	6
	φ 6.9mm	C-2	1146	6300	1.82	1489	6
	φ 5.4mm	C-3	1134	6160	1.84	1452	5
	φ 6.9mm	C-2-R C-3-R	1154	6170	1.87	1438	6
材料名 仕様 使用部位			試験体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	備 考
コン ク リ ー ト	設計基準強度 21 N/mm ² 粗骨材の 最大寸法 13mm	柱	C-1	27.6	2.62	3.09	交 番 載 荷 試 験 日 の 材 料 試 験 による
			C-2	26.6	2.56	3.01	
			C-3	30.1	2.90	3.13	
		柱（無損傷部）	C-2-R	37.8	2.85	2.53	
			C-3-R	43.9	2.94	4.38	
			柱（断面修復部）	C-2-R	35.6	2.84	
	設計基準強度 40 N/mm ² 粗骨材の 最大寸法 15mm	セグメント	C-1	48.7	3.11	3.53	
			C-2	48.6	3.11	3.44	
			C-3	48.0	3.08	3.37	
			C-2-R	50.8	3.22	3.77	
			C-3-R	48.4	3.11	3.66	
	設計基準強度 27 N/mm ² 粗骨材の 最大寸法 20mm	ベース	C-1	35.4	3.26	3.20	
			C-2	33.6	3.25	3.05	
			C-3	37.8	3.29	3.52	
			C-2-R	44.4	2.76	3.50	
			C-3-R	46.7	2.82	2.61	
ポリマーセメントモルタル（断面修復部）			C-3-R	46.4	1.98	11.7	
エポキシ樹脂			C-3-R	81.5	0.21	50.7	—

エポキシ樹脂：圧縮強度、弾性係数は JIS K 7208、引張強度は JIS K 7113 による
 鋼より線の降伏強度は 0.2%耐力の値、0.2%耐力の降伏ひずみは 0.2%耐力を弾性係数で除した値

断面増加は行わなかった。また、帯鉄筋も取り替えずに所定の位置に結束線で緊結して再使用した。残ったコンクリート部分にプライマーを塗布後、ポリマーセメントモルタルで断面修復を行った。柱基部約 45cm より上部のコンクリートに存在するひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れには、注入材流出防止のシール材を設置後、エポキシ樹脂を注入した。補修後、本工法により再補強し、再補強試験体 C-3-R として交番載荷試験を行った。なお、C-2-R、C-3-R の鋼より線は φ6.9mm @50mm で同量である。

交番載荷試験の後、C-2-R、C-3-R は、C-1 同様に、座屈部および柱上部から軸方向鉄筋をはつり出し、引張試験を行い、再損傷の影響を把握した。

表-3.4.3 に、材料試験結果を示す。



(a) 損傷部除去



(b) 補修完了

写真-3.4.1 C-2-R 補修状況



(a) 損傷部除去



(b) モルタル充填



(c) エポキシ樹脂注入



(d) 補修完了

写真-3.4.2 C-3-R 補修状況

(3) 再補強試験体の交番载荷試験結果

再補強試験体の交番载荷試験は、軸方向鉄筋が既に降伏していることから降伏変位が新たに得られないことおよび再補強前後の結果比較を容易にするため、C-2-R、C-3-R それぞれについて C-2、C-3 の降伏変位 Δy 8.3mm、8.5mm を用いて変位制御により補強試験体と同様に以下の方法で行った。

载荷は、図-3.4.1、写真-3.4.3 に示すように、試験体頭部に一定の軸力（死荷重により既設 RC 柱が受ける圧縮応力度に相当する値： 1N/mm^2 ）を加えた状態で正負交番の水平力を加えるものである。荷重ステップは、降伏変位 Δy までは荷重制御で载荷，以降の载荷は変位制御とし降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ载荷した。载荷パターンを図-3.4.2 に示す。

以下 3.4 節において、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重・水平変位を「-」として記す。また、「荷重」および「変位」は水平荷重载荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。試験結果の図表については、再補強前後の結果比較が容易になるよう再補強前後を対比して示した。

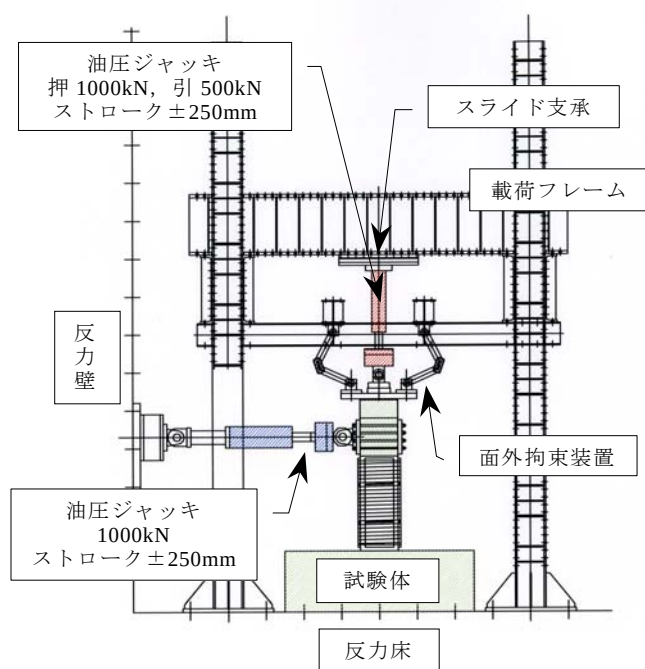


図-3.4.1 载荷装置



写真-3.4.3 载荷装置

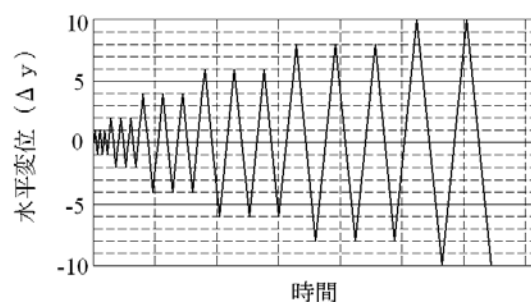
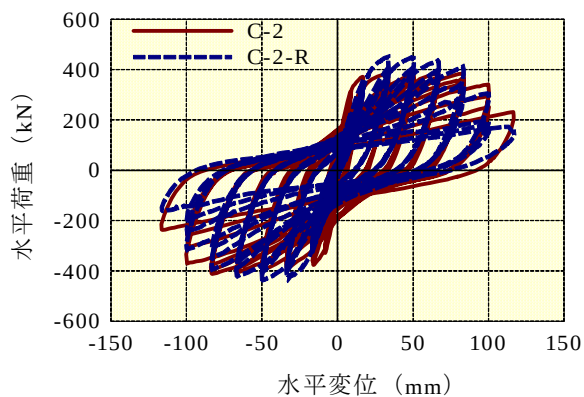


図-3.4.2 载荷パターン

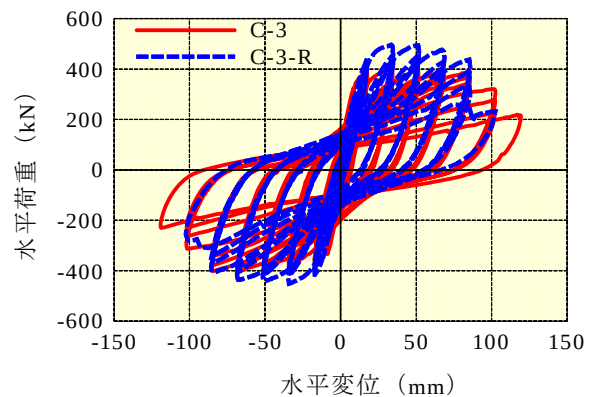
a) 交番載荷試験結果

・荷重と変位の関係

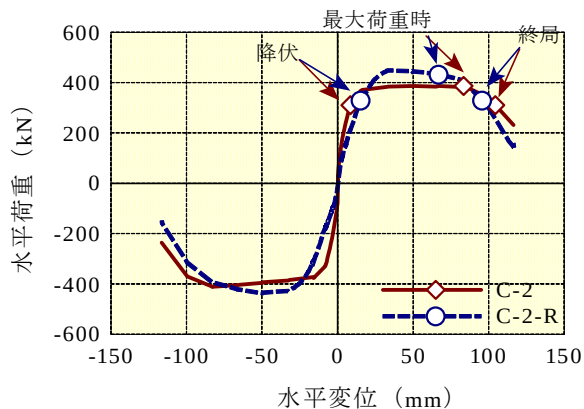
図-3.4.3 に、荷重－変位の履歴曲線および包絡線を示す。なお、荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した。図より、C-2-R、C-3-R いずれも、C-2、C-3 と同様に優れた変形性能を示し、履歴曲線の形状についても吸収エネルギーの大きい安定した形を示すことがわかる。図-3.4.4 に、吸収エネルギーの累積値と等価粘性減衰定数を示す。図より、C-2-R、C-3-R いずれも吸収エネルギーの累積値と等価粘性減衰定数は、C-2、C-3 に比べ、わずかながら小さくなり、C-3-R に比べ C-2-R の方が小さいことがわかる。なお、C-2、C-2-R と C-3、C-3-R では、交番載荷試験の制御変位が、それぞれ 8.3mm、8.5mm と異なることから、吸収エネルギー累積値はそれぞれ C-2、C-3 の正負の弾性エネルギーの和で正規化して示した。



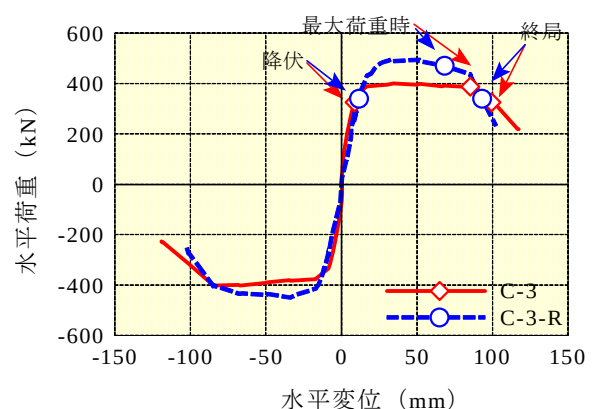
(a) 履歴曲線 (C-2, C-2-R)



(b) 履歴曲線 (C-3, C-3-R)



(c) 包絡線 (C-2, C-2-R)



(d) 包絡線 (C-3, C-3-R)

図-3.4.3 荷重－変位曲線

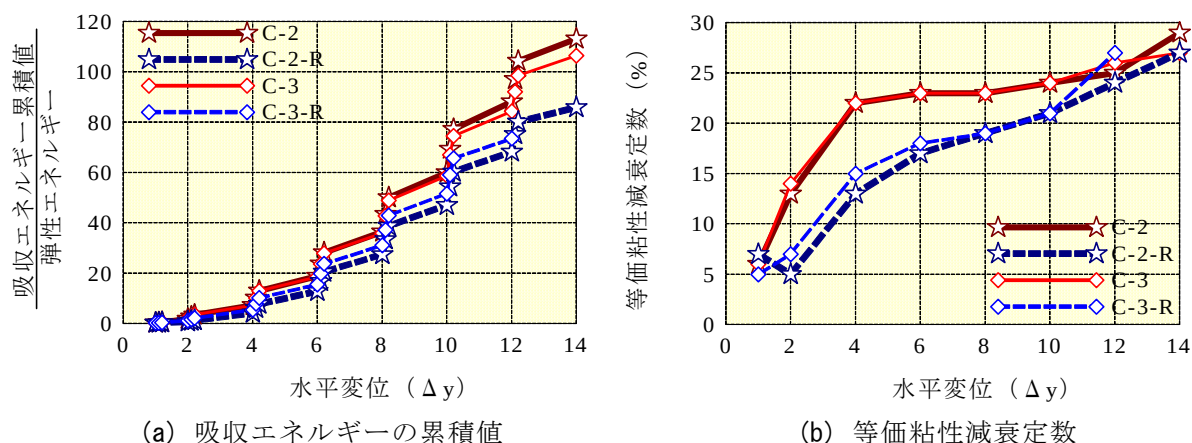


図-3.4.4 吸収エネルギーと減衰定数

表-3.4.4 に、交番载荷試験結果を示す。再補強試験体の降伏変位は、補強試験体に比べ大きく、C-3-R に比べ C-2-R の方が大きい。これを荷重－変位曲線の降伏変位での割線勾配をとった初期剛性で見ると、再補強試験体の初期剛性は、補強試験体より低下し、両者の比をとった初期剛性比からわかるように C-3-R に比べ C-2-R の方が大きく低下した。なお、C-2-R と C-3-R の降伏は、C-1 の柱基部軸方向鉄筋の材料試験から得られた 0.2%耐力を弾性係数で除したひずみの値に達した時点とした。

表-3.4.4 交番载荷試験結果

試験体名	C-2	C-2-R	C-3	C-3-R
降伏変位 δy (mm)	8.3	15.0 ^{*2}	8.5	11.4 ^{*2}
降伏変位比 ^{*1}	—	1.81	—	1.34
降伏荷重 (kN)	311	328	326	340
初期剛性 ^{*3} (kN/mm)	37.5	21.9	38.4	29.7
初期剛性比 ^{*1}	—	0.58	—	0.77
最大荷重時変位 (mm)	83.3	66.7	85.2	68.2
最大荷重時変位比	—	0.80	—	0.80
最大荷重 (kN)	387	431	388	470
最大荷重比 ^{*1}	—	1.1	—	1.2
終局変位 δu (mm)	104.3	95.6	99.1	92.9
終局変位比 ^{*1}	—	0.92	—	0.94
じん性率 $\delta u / \delta y$	12.6	6.4	11.7	8.1

荷重が正の値で算定

*1 降伏変位比、初期剛性比、最大荷重比、最大荷重時変位比、終局変位比：それぞれについて補強試験体に対する再補強試験体の比をとったもの

*2 再補強試験体の降伏変位：最外縁軸方向鉄筋のひずみが表-3.4.6 に示す C-1 の柱基部軸方向鉄筋の材料試験から得られた 0.2%耐力を弾性係数で除したひずみの値に達した時点

*3 初期剛性：荷重－変位曲線の降伏変位における割線勾配

また、最大荷重（繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大水平変位を示す時点の荷重¹⁵⁾）は、再補強試験体の方が補強試験体より大きく、C-2-R に比べ C-3-R の方が大きくなった。最大荷重時変位は、再補強試験体の方が小さくなり、C-2-R と C-3-R はほぼ同等で、最大荷重時変位比も同程度となった。なお、渡邊らの研究¹⁵⁾によれば最大荷重時変位を超えると軸方向鉄筋の座屈が生じ、同一変位における 2 サイクル目、3 サイクル目の繰返し載荷により耐力低下が顕著になるとされている。今回の試験でも C-2、C-3、C-2-R および C-3-R において最大荷重時変位の 1 サイクル目に対する 2 サイクル目、3 サイクル目の耐力比は平均 0.93, 0.88 であるが、最大荷重時変位を超えた時点のそれは、0.86, 0.73 と大きく低下し、軸方向鉄筋の座屈が生じた。

終局変位は、荷重－変位曲線の包絡線で、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の水平変位とした¹⁵⁾。この終局変位は、再補強試験体の方が補強試験体より小さく C-2-R と C-3-R はほぼ同等で終局変位比も同程度となった。

再補強試験体の最大荷重が補強試験体より大きくなったのは、表-3.4.3 に示すように、再補強試験体断面修復部のコンクリートおよびポリマーセメントモルタルの圧縮強度が補強試験体のコンクリートの圧縮強度より大きいことによるものと考えられる。C-2-R に比べ C-3-R の最大荷重が大きくなったのは再補強試験体断面修復部のコンクリートとポリマーセメントモルタル強度の差と考えられる。

再補強試験体の初期剛性が補強試験体より低下するのは、補強試験体の交番載荷試験でベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態のまま再補強試験体の変位制御による交番載荷を行ったため、鉄筋の抜け出しによる回転変位が大きくなったことおよび断面修復部以外のひび割れ部の剛性低下によるものと考えられる。また、C-3-R に比べ C-2-R の初期剛性が大きく低下したのは断面修復部以外のひび割れ部補修の有無に起因するものと考えられる。C-2-R と C-3-R の断面修復部のコンクリートおよびポリマーセメントモルタルには、表-3.4.3 に示すように、圧縮強度、弾性係数、引張強度に違いが見られる。しかし、それぞれの値を用いて降伏時の断面修復部の変位を算定すると C-2-R で 4.2mm、C-3-R で 3.9mm と C-2-R の方が大きいとその差は 0.3mm と微小な値であり C-2-R と C-3-R の初期剛性の違いに与える影響は小さい。

初期剛性の低下は、補修時に初期剛性が低下することを考慮した変位量の照査を適切に行うことが重要であることを示唆している。

再補強試験体の最大荷重が補強試験体より大きくなっているにも拘らず、再補強試験体の吸収エネルギーと等価粘性減衰定数が補強試験体より小さくなるのは、図-3.4.5 に一例として示す C-2、C-2-R の $4\Delta y$ 1 サイクル時の荷重－変位曲線からわかるように、耐力増加による吸収エネルギーの増加を上回る除荷時の剛性低下による吸収エネルギーの低下があるためと考えられる。また、C-3-R に比べ C-2-R の吸収エネルギーと等価粘性減衰定

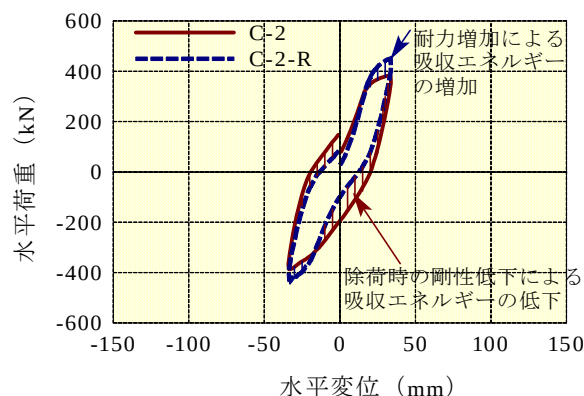


図-3.4.5 荷重－変位曲線 ($4\Delta y$ 1 サイクル時)

数が小さいのは、断面修復部以外のひび割れ部補修の有無に起因する剛性差によるものと考えられる。

再補強試験体の最大荷重時変位および終局変位が補強試験体より小さくなるのは、試験体の耐力低下が軸方向鉄筋の座屈に伴い生じる現象であり、軸方向鉄筋が座屈した形状のまま補修した再補強試験体の軸方向鉄筋は、補強試験体の軸方向鉄筋より早期に座屈すると考えられること、および補強試験体時の載荷による軸方向鉄筋の応力履歴の影響も考えられる。また、C-2-R、C-3-R で最大荷重時変位および終局変位がほぼ同等となり、C-2、C-2-R および C-3、C-3-R の終局変位比がほぼ同等となるのは、変形の大半を占める柱基部塑性ヒンジ部における変位がせん断補強筋比に大きく影響を受け、断面修復部のコンクリートとポリマーセメントモルタルの強度の差による影響は小さく、軸方向鉄筋の座屈および軸方向鉄筋の変形が C-2-R、C-3-R でほぼ同時期かつ同程度となったためと考えられる。

・試験体の損傷状況

C-2-R、C-3-R はいずれも $6\Delta y$ で柱基部のコンクリートが圧壊し、 $10\Delta y$ で下部のセグメントのはらみ出しが大きくなり、 $12\Delta y$ で軸方向鉄筋の一部が破断して水平荷重が大きく低下した。

図-3.4.6 に、交番載荷試験終了時の損傷状況の写真とひび割れスケッチ展開図を再補強前後で比較して示す。図より、いずれの試験体も、載荷面に平行な面にはコンクリートのはらみ出しによる縦方向のひび割れがあり、載荷面に直角な面にはせん断ひび割れが発生していることがわかる。しかし、C-3-R の最下段セグメントにはせん断ひび割れが見られない。これは、断面補修に使用したポリマーセメントモルタルの引張強度が柱のコンクリート引張強度の約 3.7 倍と大きいことから、柱にせん断ひび割れが生じにくくなっていることが一因と考えられる。

図-3.4.7 に、それぞれの交番載荷試験終了後に測定した軸方向鉄筋座屈状況の写真と図を示す。C-2 の状況は、柱基部 1D 区間のコンクリートを電動ピックおよび人力で健全な部分を含め全て取り除いたものであり、C-3 の状況は、柱基部から約 45cm 区間のコンクリートのうち損傷を受けてブロック状になったものを人力でていねいに取り除いたものである。C-2-R、C-3-R の状況は C-3 同様に損傷を受けてブロック化したコンクリートを人力でていねいに取り除いたものである。C-3-R は、C-3、C-2-R に比べ残っている部分がより多いことがわかる。また、この残った部分に顕著なせん断ひび割れは生じていなかった。

図-3.4.7 には、載荷面と平行な面に配置された鉄筋の座屈変位を示した。なお座屈変位の測定は交番載荷試験終了後に行い、ベースコンクリートに曲尺を垂直に置いて、この曲尺から鉄筋までの距離を載荷方向に平行に計測した。表-3.4.5 に、破断鉄筋番号、座屈長、座屈変位を各試験体ごとに示した。図表より座屈長は二度にわたる交番載荷試験でほぼ同一、座屈変位は、増加していることがわかる。

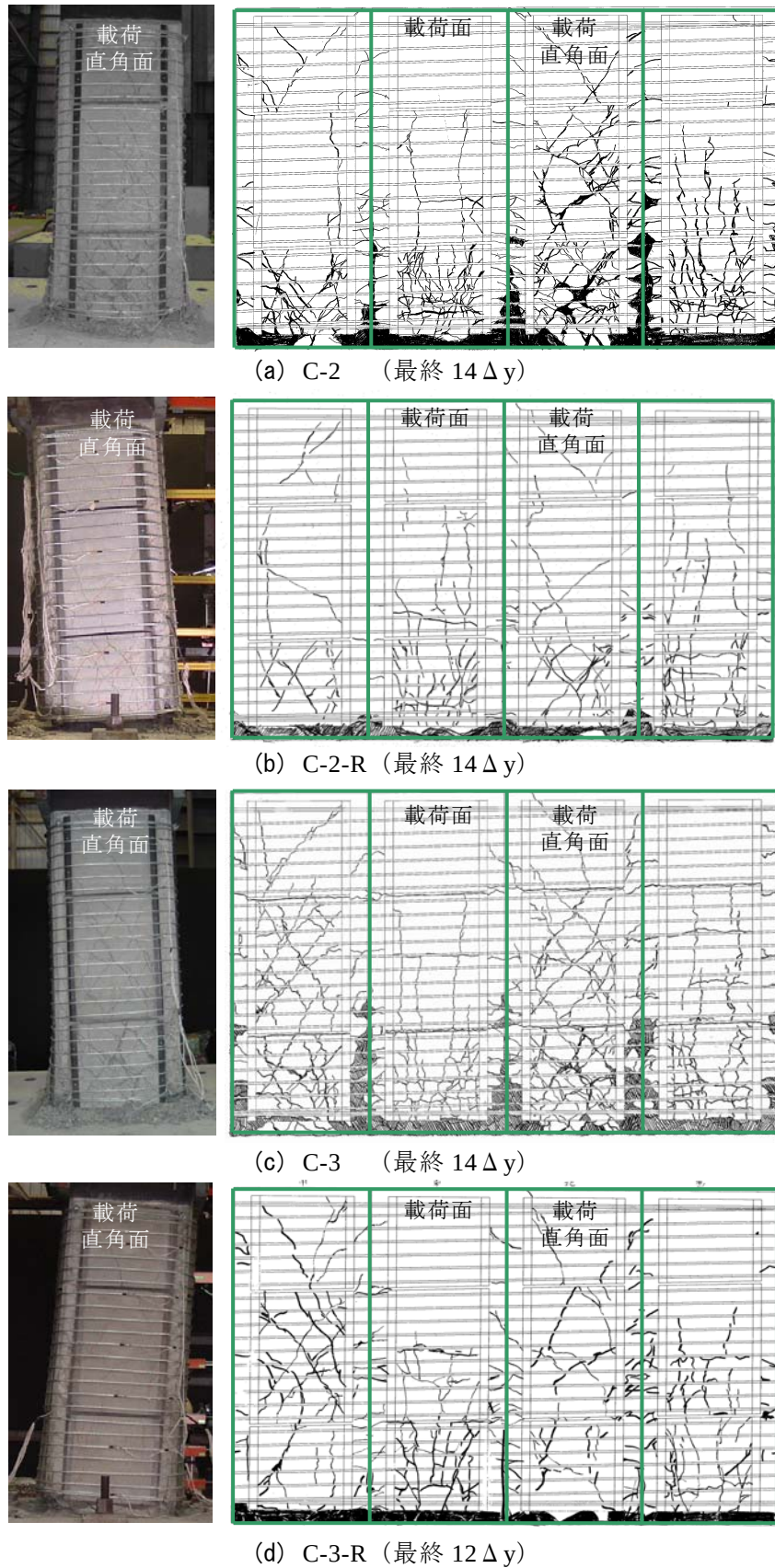


図-3.4.6 損傷状況

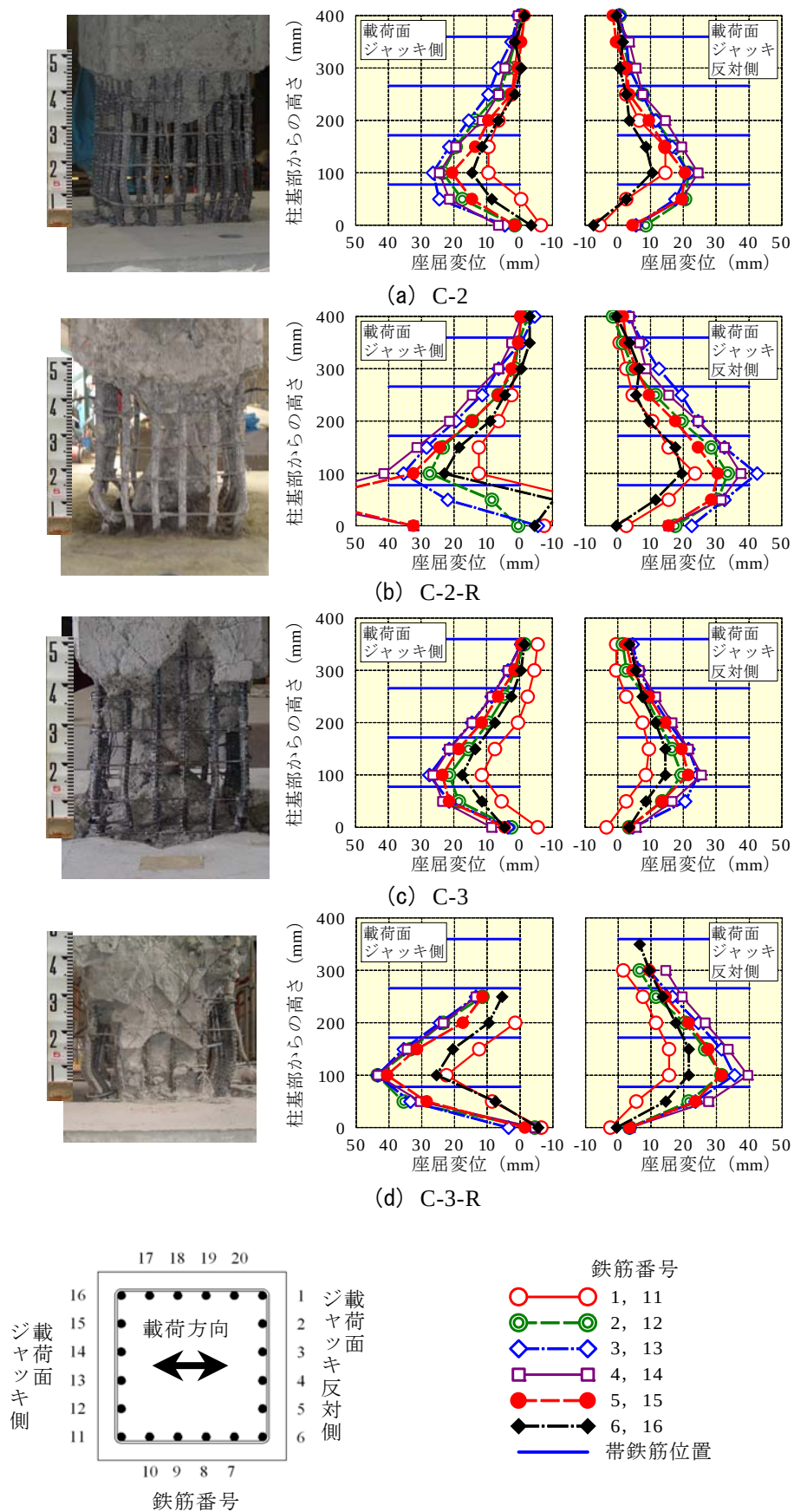


図-3.4.7 軸方向鉄筋座屈状況

表-3.4.5 軸方向鉄筋座屈状況

試験体名	C-2	C-2-R	C-3	C-3-R
破断鉄筋 番号*1	破断無し	5,11,12,13, 14,15,16	破断無し	5,11,12,14, 15,16
座屈長*2 (mm)	350~400 程度 (0.7~0.8D) *3			
座屈変位*2 (mm)	19	31	20	31
	平均値			
座屈変位 ／座屈長*2	0.05	0.08	0.06	0.09
	平均値			

*1 鉄筋番号は図-3.4.11に示す

*2 破断したものは除いた

*3 Dは断面高さ

・変形状況とひずみ

試験体の変形状況を図-3.4.8に示す。図より、柱は柱基部で大きく変形し、柱く体の曲げ変形の影響は少ないこと、およびC-3-Rは柱下端部の並進変位がC-3に比べ小さいことがわかる。これは前述したように、補修に用いたモルタルの引張強度が大きいことため柱基部のせん断変形が抑えられたためと考えられる。

水平ジャッキを押し出す方向に載荷したときの軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.4.9に示す。図は、縦軸に柱基部からの高さを示し、左側にジャッキ載荷面側の軸方向鉄筋ひずみ分布、右側に載荷面と反対側の分布を示すものである。なお、C-2-Rの軸方向鉄筋のひずみは、C-2の交番載荷試験終了後にひずみゲージのリード線を切断したため、補修時に新たにひずみゲージを添付した柱基部のみを示す。

図より、補強試験体、再補強試験体ではほぼ同様のひずみ分布を示すが、C-2-R、C-3-Rいずれも引張側の $1\Delta y$ で柱基部のひずみが補強試験体の降伏ひずみ 1900×10^{-6} より小さい。これは、当初の交番載荷試験でベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態のまま補修および再補強を行い、変位制御による交番載荷を行ったため、変位に占める鉄筋の抜け出しによる回転変位分が大きくなったことおよび断面修復部以外のひび割れ部の剛性が低下し断面修復部の変形が大きくなったことから、 $1\Delta y$ に占める柱基部の曲げ変形分が少なくなったためと考えられる。

水平ジャッキを押し出す方向に載荷したときの帯鉄筋・鋼より線のひずみ分布を図-3.4.10に示す。図は、縦軸に柱基部からの高さを示し、左側に帯鉄筋ひずみ分布、右側に鋼より線ひずみ分布を示すものである。なお、C-2-Rの帯鉄筋のひずみは、C-2の交番載荷試験終了後にひずみゲージのリード線を切断したため補修時に新たにひずみゲージを添付した柱基部のみを示す。

図より、C-3-Rの帯鉄筋のひずみ分布は、C-3に比べ、柱基部で小さく柱の上部で大きい。また、C-2-RおよびC-3-Rの鋼より線のひずみ分布は、C-2およびC-3に比べ、わずかに小さいがほぼ同様な分布形状を示していることがわかる。柱基部でC-3-Rの帯鉄筋・鋼より線のひずみがC-3より小さいのは、試験体の変形状況で述べたように、せん断変形が抑制されていることが一つの要因と考えられる。

ひずみ分布は水平ジャッキを押し出す方向に載荷したときのものを示したが、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷したときもほぼ同様の傾向を示した。

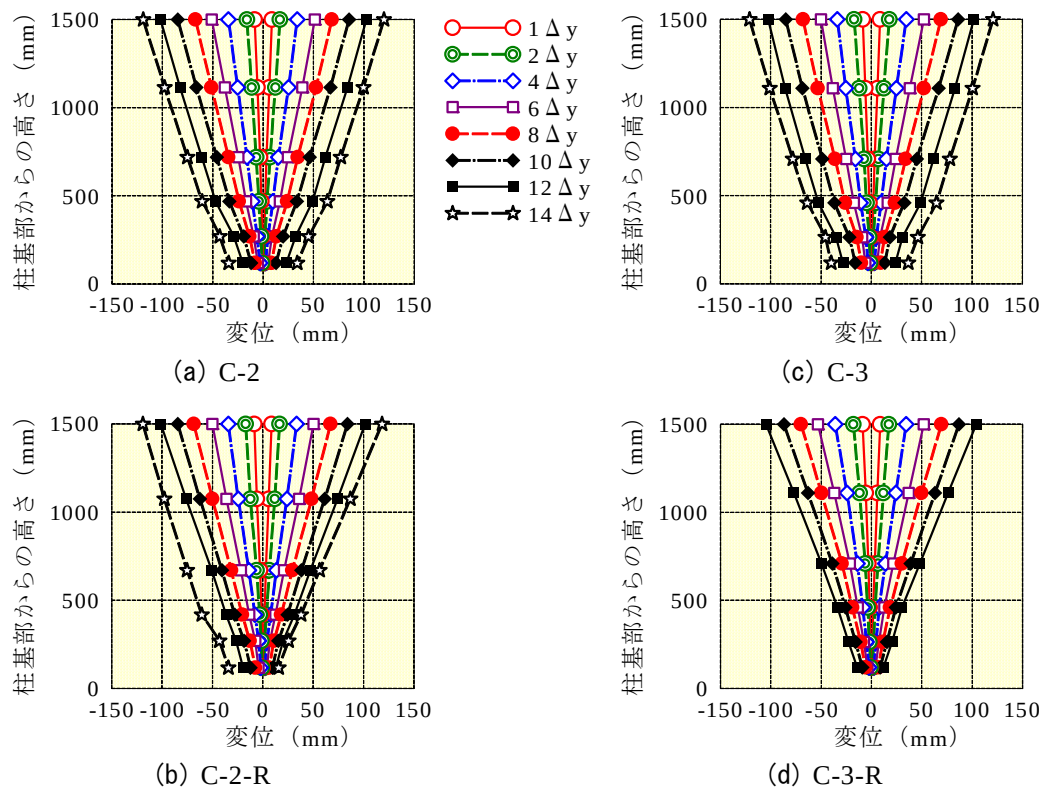


図-3.4.8 変位分布

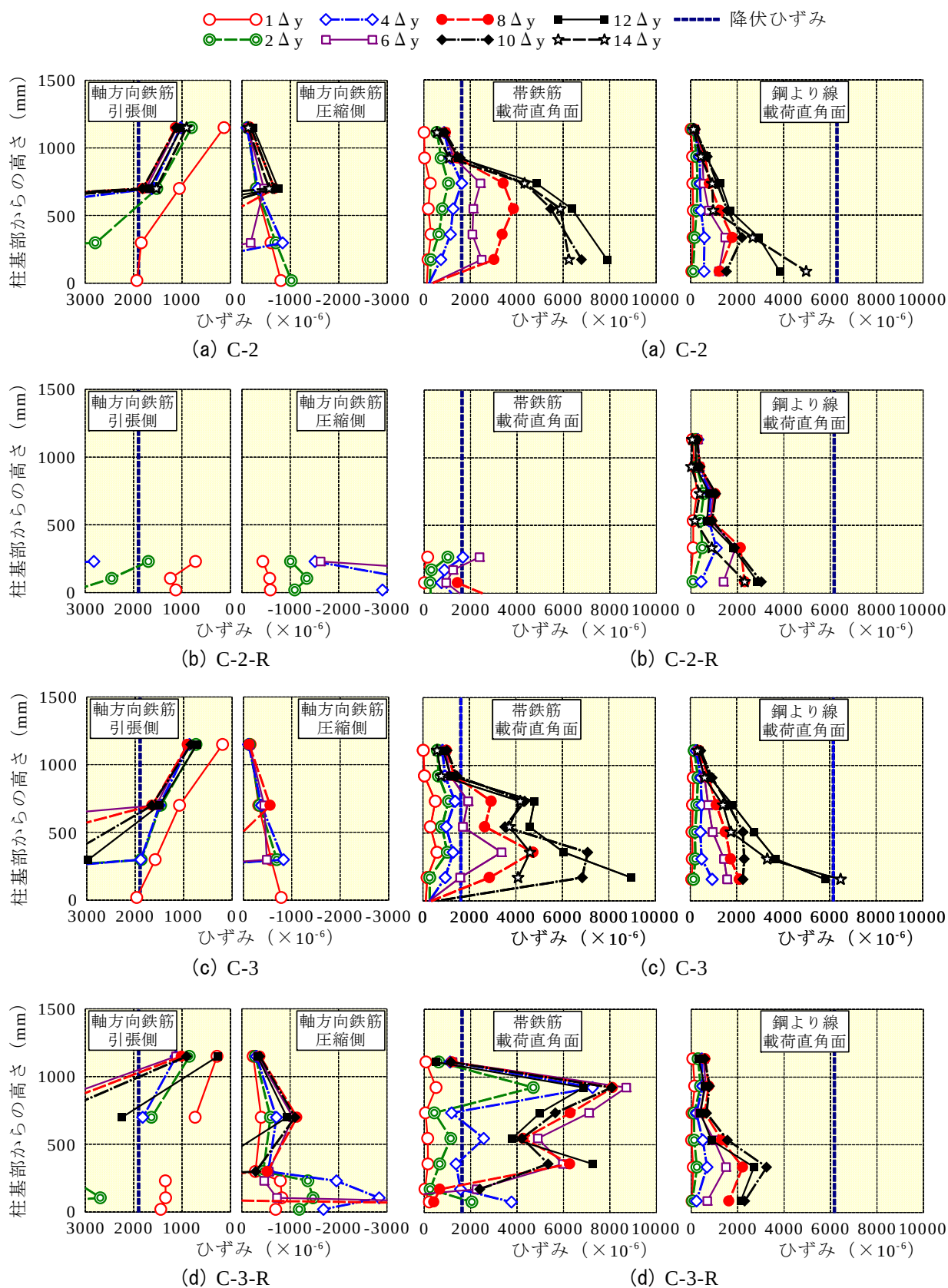


図-3.4.9 軸方向鉄筋ひずみ分布

図-3.4.10 帯鉄筋・鋼より線ひずみ分布

b) 鉄筋引張試験

図-3.4.11 に、軸方向鉄筋引張試験の応力-ひずみ曲線を示す。(a)に示した健全部は C-1 の柱上部載荷点付近の鉄筋である。(b)(c)(d)に柱基部の載荷面に平行に配置した鉄筋を示し、鉄筋位置を番号で示した。番号を○で囲ってあるものは、座屈した鉄筋を引張試験装置の制約から鉄筋ベンダーでほぼ直線に整形したものである。(e)は、健全部の平均破断伸びの値を基準として、(a)から(d)の応力-ひずみ関係を再表示したものである。

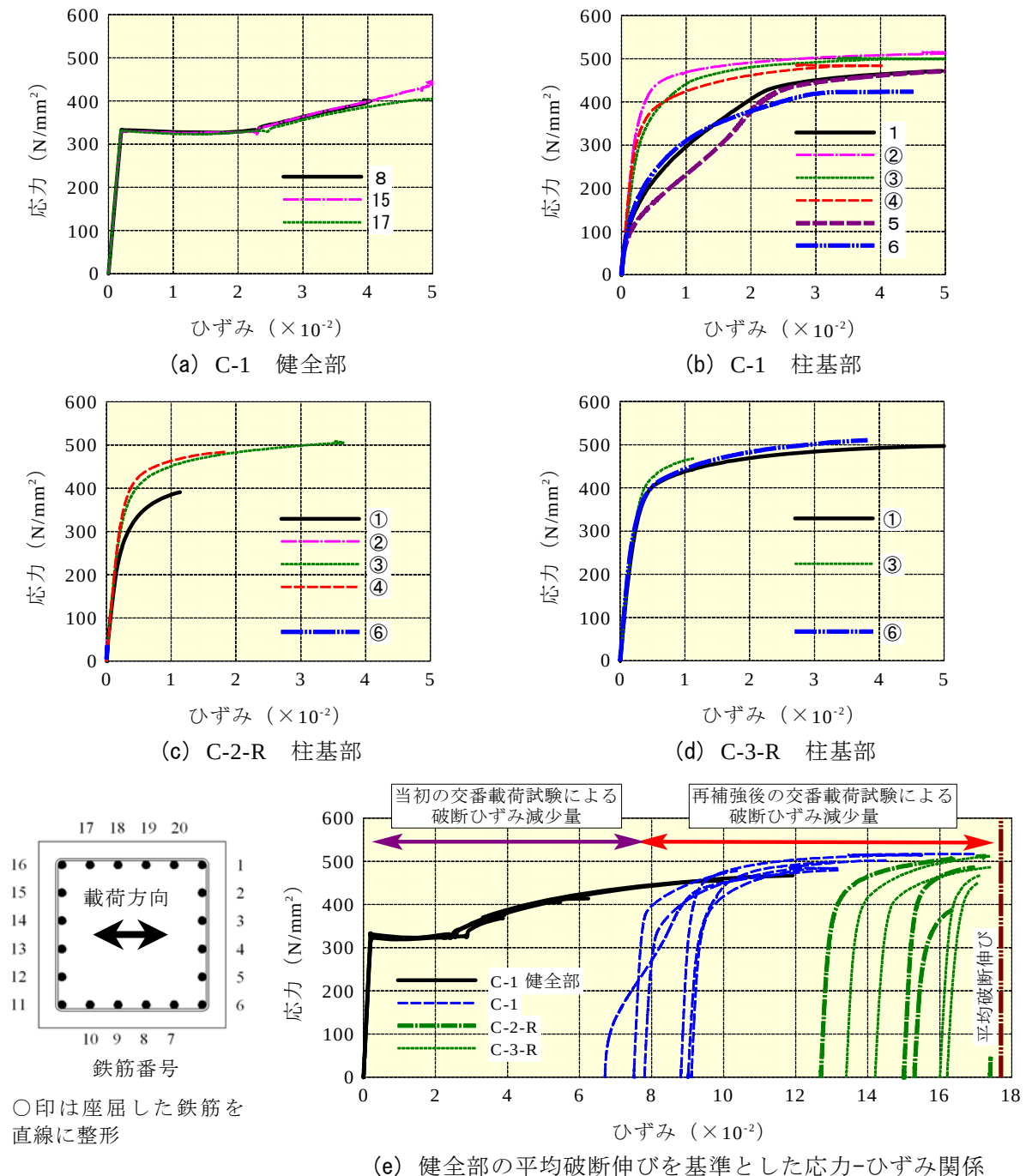


図-3.4.11 軸方向鉄筋引張試験結果

柱基部の鉄筋は、いずれも明瞭な降伏点を示さなかったが、直線状に整形した鉄筋の応力－ひずみ曲線の初期勾配は健全部とほぼ同等であった。座屈した形状のまま引張試験を実施した C-1 の鉄筋 1, 5, 6 の弾性係数は、初期不整のため見かけ上は小さいが、補修により周囲をコンクリート等で取り囲まれて鉄筋コンクリートとして挙動するときは、ほぼ直線に整形した鉄筋の応力－ひずみ曲線に近い挙動をすると考えられる。

表-3.4.6 に、軸方向鉄筋引張試験結果を示す。C-1 の載荷面に平行に配置した軸方向鉄筋の破断伸びは、柱基部で平均 9.6%、健全部で 17.0% (JIS G 3112 の規格値 16%以上) であり、柱基部は健全部に比べひずみで 7.4%減少している。C-2-R, C-3-R の載荷面に平行に配置した軸方向鉄筋はそれぞれ 12 本中 7 本および 6 本は交番載荷試験時に柱基部からの高さがほぼ 0mm の位置で破断し、C-3-R の 2 本は、取出し後、直線に整形する時点で破断した。残る C-2-R 5 本、C-3-R 4 本の破断伸びは、柱基部でそれぞれ平均 2.2%、2.8%であった。引張強度はいずれの試験体とも 500N/mm^2 前後で、健全部、柱基部でほぼ同等であった。

C-2, C-3 の交番載荷試験において、図-3.4.11 (e) および表-3.4.6 を参照して、軸方向鉄筋の破断伸びの減少量が C-1 と同程度の 7.4%と仮定すると、C-2-R, C-3-R の軸方向鉄筋は、交番載荷試験前においてそれぞれ 10.6%、10.9%の伸び余力を有し、2 度目の交番載荷試験における破断伸びの減少量は、破断した鉄筋も半数あることを考慮して、それぞれ 8.4～10.6%、8.1～10.9%であったと想定できる。以上のことから、今回の交番載荷試験では、軸方向鉄筋の伸び余力が概ね 8～11%程度以上あれば 1 度目の交番載荷試験の終局変位の 92～94%程度に至るまでの変形能力を有すると考えることができ、地震の影響により大きな損傷を受けた部材の補修において、軸方向鉄筋を再使用できるかどうかの目安として鉄筋の伸び能力がひずみで 11%程度あればよいと考えることができる。ただし、この値は今後同様のデータを蓄積して信頼性の有る値とする必要がある。

表-3.4.6 軸方向鉄筋引張試験結果

試験体	部位	降伏強度 N/mm^2	弾性係数 10^5N/mm^2	引張強度 N/mm^2	破断伸び %	試験数
C-1	健全部	330	1.67	496	17.0	3
	柱基部 ^{*1}	367 ^{*2}	1.78 ^{*2}	512	9.6	6 ^{*3}
C-2-R	健全部	338	1.86	510	18.0	3
	柱基部 ^{*1}	408 ^{*2}	1.78 ^{*2}	476 ^{*5}	2.2	5 ^{*4}
C-3-R	健全部	339	1.80	517	18.3	3
	柱基部 ^{*1}	404 ^{*2}	1.78 ^{*2}	494	2.8	4 ^{*4}

*1 載荷面に平行に配置した軸方向鉄筋

*2 健全部の弾性係数の平均値 $1.78 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ を用いた 0.2%耐力

*3 標点間以外で破断したものを除く

*4 引張試験前に破断したものを除く

*5 塑性域に達しなかった 2 本を除く

(4) 再補強試験体の変形性能の評価

a) 変形性能評価式

3.2(4)項に示した本工法の変形性能評価式³⁾を用いて再補強試験体の変形性能を評価することを試みた。変形性能評価式は、既にその詳細を示したのでここでは概要のみを示す。

変形性能評価式は、耐震設計標準 1999¹⁷⁾および渡邊らの研究¹⁵⁾に基づき、柱の曲げ耐力と変形との関係において検討を加え、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントや垂鉛めっき鋼より線による拘束効果を見込んだものである。

耐震設計標準 1999¹⁷⁾では、鉄筋コンクリート部材において、曲げ破壊モードの棒部材の部材端部の曲げモーメント M と変位 δ (=せん断スパン L_a ×部材角 θ)の関係を図-3.4.12のように与えている。

以下に、Y点、M点、N点の評価法について示す。以下の評価法においてセグメントは考慮しないものとする。

Y点は、軸方向鉄筋が引張降伏強度に達し引張降伏するときの曲げモーメント M_y と損傷レベル1の制限値 δ_y で与えられる点である。曲げモーメント M_y は、鉄筋コンクリート断面として、平面保持を仮定してコンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係にコンクリート設計標準 1992¹⁶⁾に示されるものを用いて算定する。 δ_y は式(3.4.1)で算定する¹⁷⁾。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (3.4.1)$$

ここに、 δ_{y0} ：軸方向鉄筋降伏時におけるく体変形による変位（以下「く体曲げ変位」と記す）

δ_{y1} ：軸方向鉄筋降伏時におけるベース内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位（以下「拔出し変位」と記す）

M点は、コンクリートの最外縁に生じる圧縮ひずみが 0.0035 となるときの曲げモーメント M_m と損傷レベル2の制限値 δ_m で与えられる点である。曲げモーメント M_m は、鉄筋コンクリート断面として M_y と同様の方法で算定する。 δ_m は、図-3.4.13に示す概念で、式(3.4.2)で算定する³⁾。

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (3.4.2)$$

M_c ：曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 M_y ：降伏時の曲げモーメント
 M_m ：最大曲げモーメント
 δ_c ：曲げひび割れ発生時の柱変位
 δ_y ：降伏時の柱変位
 δ_m ： M_m を維持できる最大の柱変位
 δ_n ： M_y を維持できる最大の柱変位

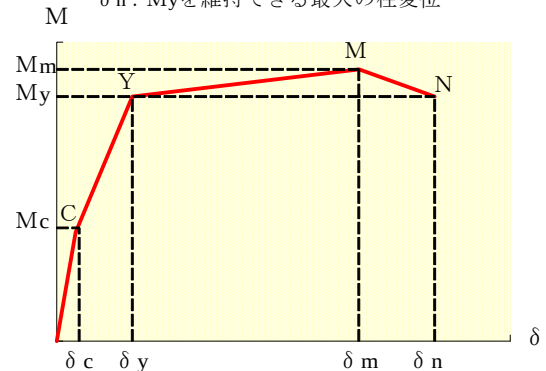


図-3.4.12 部材端部の曲げモーメントと柱変位の関係

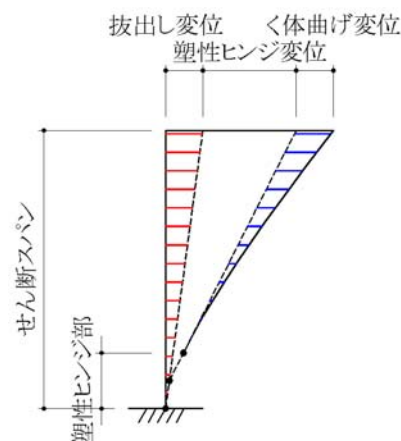


図-3.4.13 M点、N点の変位概念図

ここに、 δ_{mb} : M点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位

δ_{mp} : M点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位でセグメントや垂鉛めっき鋼より線による拘束効果を考慮したもの（以下「塑性ヒンジ変位」と記す）

δ_{m1} : M点におけるベース内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回轉變位

N点は、降伏荷重を維持できる最大変位と定義される。曲げモーメントMn はMy で評価する。 δ_n は式(3.4.3)で算定する。

$$\delta_n = \delta_{nb} + \delta_{np} + \delta_{n1} \quad (3.4.3)$$

ここに、 δ_{nb} : N点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位

δ_{np} : N点における塑性ヒンジ変位

δ_{n1} : N点におけるベース内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回轉變位で δ_{m1} と同じ値

b) 変形性能評価

再補強試験体の変形性能を評価するため、Y点、M点、N点における荷重と変位について、上述した変形性能評価式による計算値（以下「計算値」と記す）と、実験結果または実験結果を用いて近似した値（以下いずれも「実験値」と記す）について考察する。

まず、Y点荷重およびM点荷重の実験値と計算値の比較を図-3.4.14, 15に示す。図より、Y点およびM点の荷重は計算値と実験値が対応することがわかる。Y点、M点の荷重の計算値と実験値が対応することは、断面修復時に軸方向鉄筋が座屈変位／座屈長で0.06程度と大きく座屈していても、再補強試験体の曲げ耐力に与える影響が少ないことを示している。

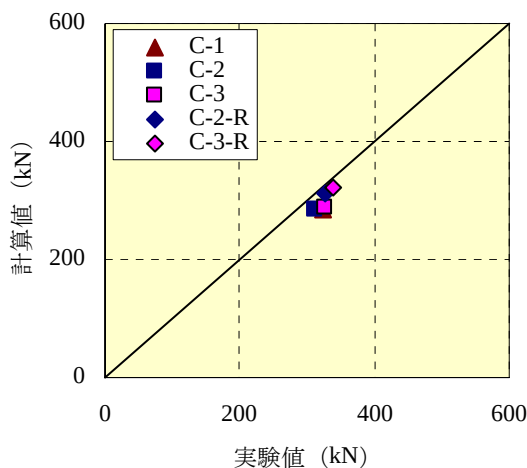


図-3.4.14 Y点荷重の実験値と計算値の比較

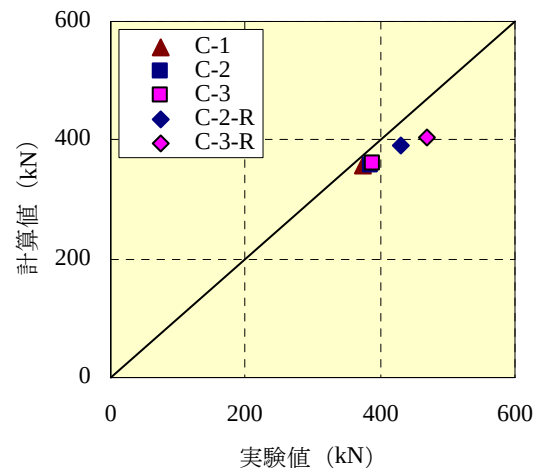


図-3.4.15 M点荷重の実験値と計算値の比較

次に、Y点変位について実験値と計算値の比較を図-3.4.16に示す。図-3.4.16には、変位の内訳として拔出し変位とく体曲げ変位も示した。実験では拔出し変位を測定していないためここでは降伏時の変形を、C-1～C-3-R すべてについて、図-3.4.17に示すように、3次

曲線で近似して柱基部での接線を求め、これを荷重載荷点（柱基部から 1500mm）まで延長することにより拔出し変位を算定し、実験値として示した。3 次曲線で近似したのは、片持ち梁に集中荷重が作用する場合のたわみ曲線が 3 次式であること、3.2 節に示した AP-1～4、および C-1～3 の実験値を 2 次曲線と 3 次曲線で近似した場合の拔出し変位を計算値と比較すると、図-3.4.18 に示すように、いずれも精度は悪いが、3 次曲線で近似した場合の拔出し変位の方が計算値に近いことによる。く体曲げ変位の実験値は、Y 点変

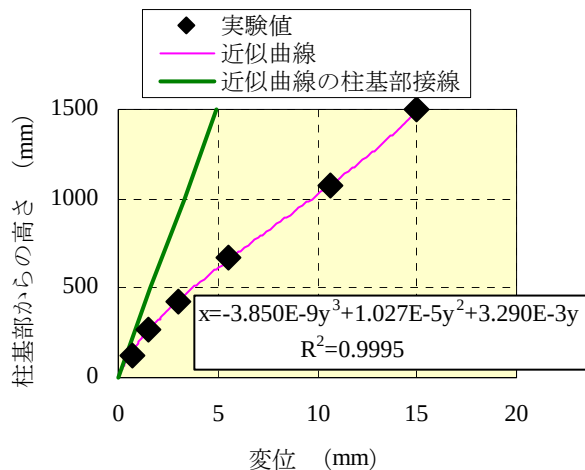


図-3.4.17 変位分布の近似曲線の一例 (C-2-R の場合)

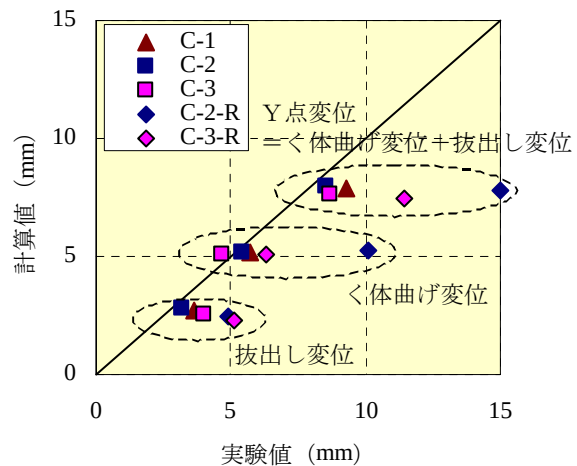


図-3.4.16 Y点変位の実験値と計算値の比較

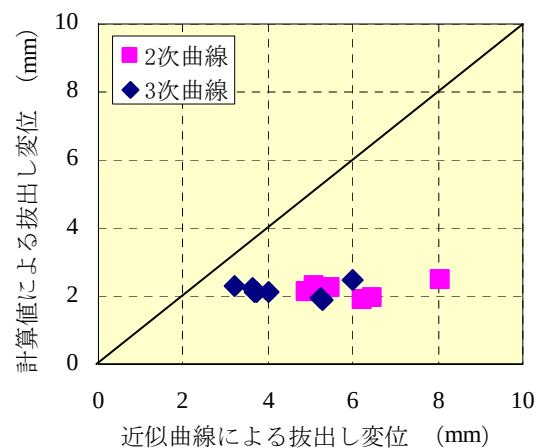


図-3.4.18 計算値による拔出し変位と近似曲線による拔出し変位

位の実験値から上述の方法による拔出し変位の実験値を差し引いて算定した。図-3.4.16 に示すように、補強試験体 C-2, C-3 では拔出し変位、く体曲げ変位および Y 点変位とも計算値と実験値がよく対応しているが、再補強試験体 C-2-R, C-3-R では、拔出し変位およびく体曲げ変位ともに実験値が大きくなり、計算値と対応していない。

図-3.4.19 には、C-1～C-3-R すべてについて、Y 点変位の実験値の内訳を示す。図-3.4.19 においては、図-3.4.20 に示すように、く体曲げ変位を、断面修復部と断面修復部以外に区分して示した。く体曲げ変位（断面修復部）は、いずれの試験体も柱基部から 45cm 区間として変形性能評価式の方法を用いて算定し、く体曲げ変位（断面修復部以外）は、く体曲げ変位の実

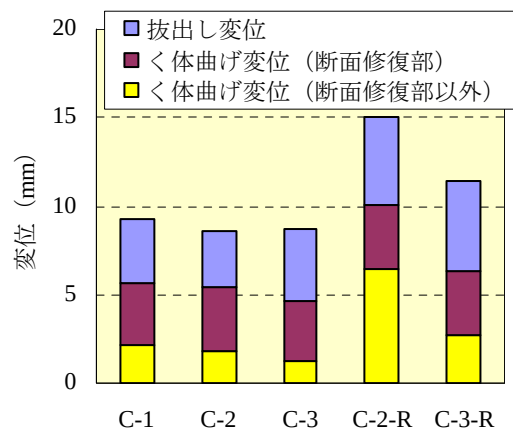


図-3.4.19 Y点変位の実験値の内訳

験値からく体曲げ変位（断面修復部）を差し引いて算定した．C-2, C-3 には断面修復部は無いが，比較のために 45cm 区間の変位を断面修復部として示した．

拔出し変位およびく体曲げ変位（断面修復部以外）の実験値について，C-2-R/C-2 および C-3-R/C-3 のようにそれぞれの比をとることで，拔出し変位およびく体曲げ変位（断面修復部以外）の増加率を算定して表-3.4.7 に示す．拔出し変位の増加は，当初の交番載荷試験の影響で，ベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態のまま再補強試験体の交番載荷を行ったためと考えられる．再補強試験体の拔出し変位の増加率は，表-3.4.7 に示したように，C-2, C-3 に比べそれぞれ 1.3 倍，1.5 倍の値であり，変形性能評価式を用いて算定した C-2, C-3 の Y 点から N 点への拔出し変位の計算値の増加率約 1.5 とほぼ同等であった．以上のことから，再補強試験体の Y 点の拔出し変位の評価においては，C-2, C-3 の Y 点の拔出し変位は計算値と実験値が対応すること，補強試験体に対する再補強試験体の Y 点の拔出し変位の実験値の増加率（1.3, 1.5）が，補強試験体の Y 点から N 点に至る拔出し変位の計算値の増加率と概ね等しいこと，実験における補強試験体の M 点，N 点の荷重と再補強試験体の Y 点の荷重が大きく変わらないことおよび補強試験体の N 点から再補強試験体の Y 点に至るまでの載荷繰返し回数が 4 回と少なく損傷の進行が少ないと考えられること等を考慮すれば，再補強試験体の Y 点の拔出し変位の評価式として，補強試験体の N 点の拔出し変位の評価式を用いてもよいと考えられる．

また，図-3.4.19 より，ひび割れ箇所の補修が施されていない C-2-R のく体曲げ変位（断面修復部以外）が突出して大きいことがわかる．Y 点のく体曲げ変位（断面修復部以外）の増加は，ひび割れ注入の補修を施しても変形は増加し，注入を施さない場合はさらに大きく変形することを示している．

次に，M 点，N 点変位の実験値と計算値の比較を図-3.4.21 に示す．図より，C-2, C-3 の M 点変位，N 点変位は計算値と実験値が対応する．一方，C-2-R, C-3-R は，M 点変位および N 点変位ともに実験値が小さくなり，対応しないことがわかる．

図-3.4.22, 23 には，M 点変位および N 点変位の実験値の内訳を示す．

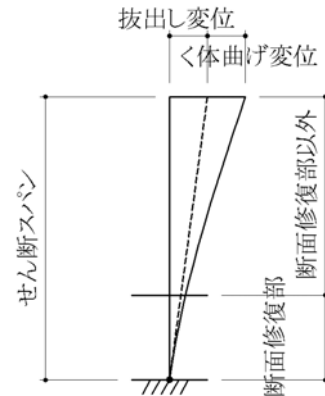


図-3.4.20 Y点の変位概念図

表-3.4.7 Y点変位の実験値の増加率

	拔出し変位	く体曲げ変位 （断面修復部 以外）
C-2-R/C-2	1.3	3.5
C-3-R/C-3	1.5	2.2

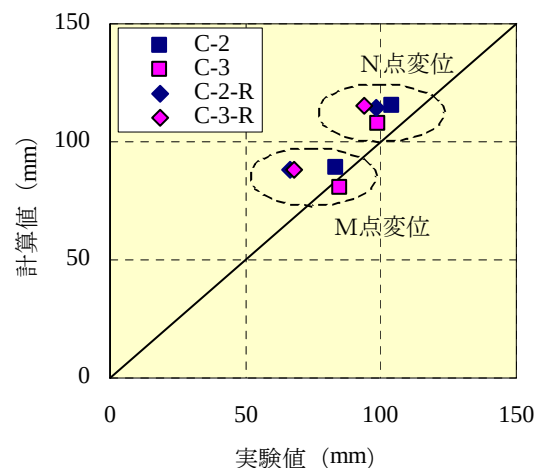


図-3.4.21 M点、N点変位の実験値と計算値の比較

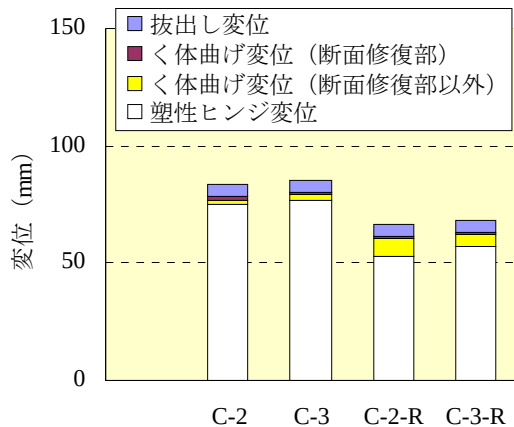


図-3.4.22 M点変位の実験値の内訳

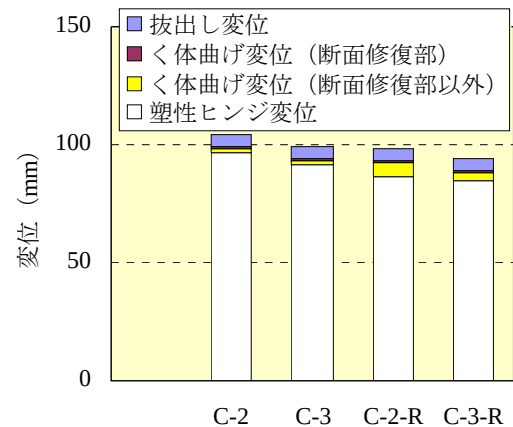


図-3.4.23 N点変位の実験値の内訳

ここでは、C-2-R、C-3-RのM点、N点の拔出し変位の実験値は、C-2-R、C-3-RのY点の拔出し変位の実験値で評価した。再補強試験体においてM点ではY点より荷重が増加しているの、M、N点の拔出し変位は、Y点の拔出し変位より増加すると考えられるが、C-1、C-2、C-3の計算値において、M点、N点の全体変位に占める拔出し変位の割合は約4%前後と小さいことから、Y点の抜け出し変位と同程度と見なしでも影響は小さいと考えた。

また、C-2、C-3のM点、N点の拔出し変位の実験値は、C-2-R、C-3-RのY点の拔出し変位の実験値と同じ値とした。これは、前述したように、再補強試験体のY点の拔出し変位の評価式として補強試験体のN点の拔出し変位の評価式を用いることができるとしたこと、および式(3.4.3)に示したように、N点の拔出し変位をM点の拔出し変位で評価している関係を用いたものである。

図-3.4.22、23のく体曲げ変位の実験値は、図-3.4.24に示すように、く体曲げ変位を断面修復部と断面修復部以外に区分して示した。く体曲げ変位(断面修復部)は、いずれの試験体も(柱基部から45cm-塑性ヒンジ長)区間として変形性能評価式の方法を用いて算定し、く体曲げ変位(断面修復部以外)は変形性能評価式の方法を用いて算定した。ただし、C-2-R、C-3-R

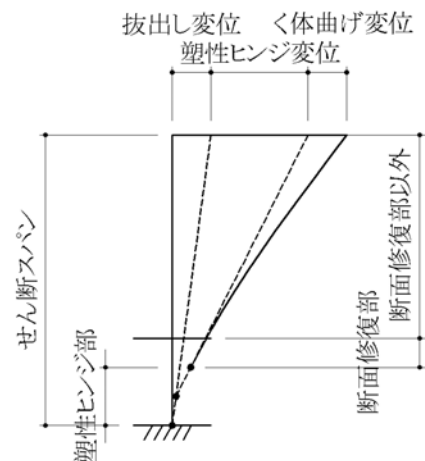


図-3.4.24 M点、N点の変位概念図

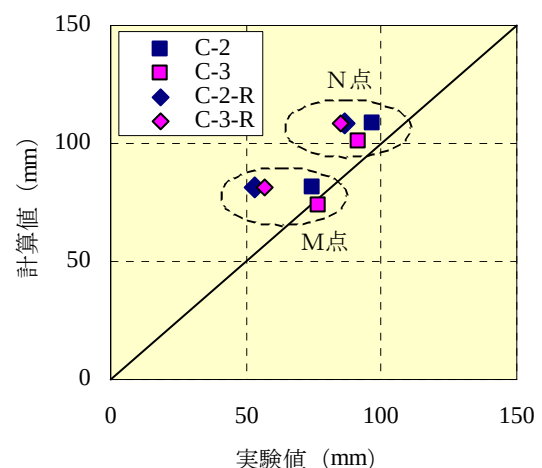


図-3.4.25 塑性ヒンジ変位(M点、N点)の実験値と計算値の比較

の断面修復部以外のく体曲げ変位は、表-3.4.7に示したY点で得られたく体曲げ変位増加率を乗じて算定した。C-2, C-3には断面修復部は無いが、比較のために（柱基部から45cm－塑性ヒンジ長）区間の変位を断面修復部として示した。

塑性ヒンジ変位の実験値は、M点、N点変位の実験値から上述した抜き出し変位の実験値およびく体曲げ変位の実験値を差し引いて算定した。

以上のようにして求めたM点、N点の塑性ヒンジ変位の実験値と計算値の比較を図-3.4.25に示す。図より、C-2, C-3の塑性ヒンジ変位は計算値と実験値が対応する。一方、C-2-R, C-3-Rの塑性ヒンジ変位は、実験値の方が小さいことがわかる。

実験での塑性ヒンジ変位について C-2-R/C-2およびC-3-R/C-3のようにそれぞれの比をとることで、M点、N点での塑性ヒンジ変位低下分を算定して表-3.4.8に示す。

M点の塑性ヒンジ変位低下率は、座屈した軸方向鉄筋の無整形の影響によるものと考えられ、N点の塑性ヒンジ変位低下率は、座屈した軸方向鉄筋の無整形の影響および応力履歴による伸び余力減少の影響によるものと考えられる。

図-3.4.26, 27に、前項で示した変形性能評価式に下記の補正を加えて算定した再補強試験体のY点、M点、N点変位の計算値（補正後）と実験値の比較を示す。図より、計算値（補正後）は実験値を良好に表現できるように補正できたことがわかる。

以上の検討結果を再補強後の抜き出し変位、く体曲げ変位、塑性ヒンジ変位ごとに整理して示す。

再補強後の抜き出し変位は、当初の交番载荷でN点を越えていることから、式(3.4.4)のように再補強前のN点の値で評価する。

$$\delta_{y1}' = \delta_{m1}' = \delta_{n1}' = \delta_{n1} \quad (3.4.4)$$

ここに、 δ_{y1}' ：再補強後のY点抜き出し変位

δ_{m1}' ：再補強後のM点抜き出し変位

δ_{n1}' ：再補強後のN点抜き出し変位

表-3.4.8 塑性ヒンジ変位低下率

	M点	N点
C-2-R/C-2	0.71	0.89
C-3-R/C-3	0.75	0.93

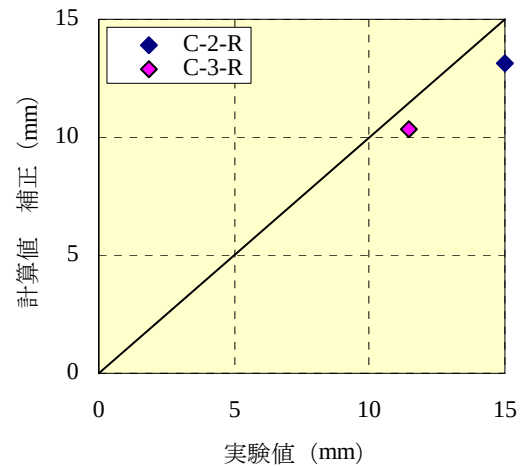


図-3.4.26 Y点変位の実験値と計算値（補正後）の比較

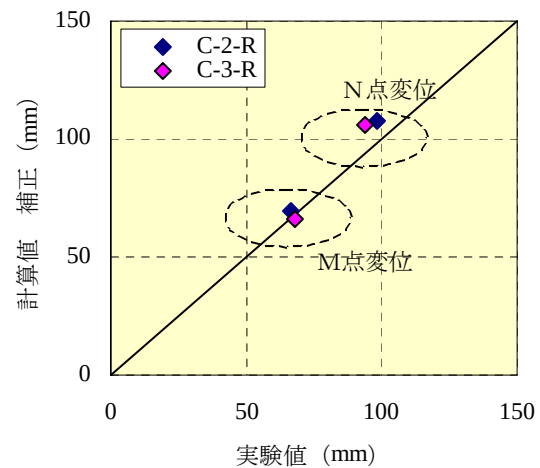


図-3.4.27 M点、N点変位の実験値と計算値（補正後）の比較

再補強後のく体曲げ変位は、図-3.4.20, 24 に示したように、柱を断面修復部と断面修復部以外に分けて、断面修復部には式(3.4.5), (3.4.6), (3.4.7)のようにく体曲げ変位増加率を考慮する.

$$\delta_{y0}' = \delta_{y01}' + \beta \cdot \delta_{y02}' \quad (3.4.5)$$

$$\delta_{mb}' = \delta_{mb1}' + \beta \cdot \delta_{mb2}' \quad (3.4.6)$$

$$\delta_{nb}' = \delta_{nb1}' + \beta \cdot \delta_{nb2}' \quad (3.4.7)$$

ここに、 δ_{y0}' : 再補強後のY点のく体曲げ変位

δ_{y01}' : 再補強後のY点の断面修復部のく体曲げ変位

δ_{y02}' : 再補強後のY点の断面修復部以外のく体曲げ変位

δ_{mb}' : 再補強後のM点のく体曲げ変位

δ_{mb1}' : 再補強後のM点の断面修復部のく体曲げ変位

δ_{mb2}' : 再補強後のM点の断面修復部以外のく体曲げ変位

δ_{nb}' : 再補強後のN点のく体曲げ変位

δ_{nb1}' : 再補強後のN点の断面修復部のく体曲げ変位

δ_{nb2}' : 再補強後のN点の断面修復部以外のく体曲げ変位

β : く体曲げ変位増加率で断面修復部以外で考慮する.(今回のデータからは、ひび割れ箇所に入力した場合 2.2, ひび割れ箇所無補修の場合 3.5)

再補強後の塑性ヒンジ変位は、塑性ヒンジ変位低下率を式(3.4.8), 式(3.4.9)のように考慮して算定する.

$$\delta_{mp}' = \gamma_m \cdot \delta_{mp} \quad (3.4.8)$$

$$\delta_{np}' = \gamma_n \cdot \delta_{np} \quad (3.4.9)$$

ここに、 δ_{mp}' : 再補強後のM点の塑性ヒンジ変位

δ_{np}' : 再補強後のN点の塑性ヒンジ変位

γ_m : 再補強後のM点の塑性ヒンジ変位低下率 (今回のデータからは 0.73 程度)

γ_n : 再補強後のN点の塑性ヒンジ変位低下率 (今回のデータからは 0.91 程度)

式(3.4.4)～(3.4.9)で算定される再補強後の拔出し変位, く体曲げ変位, 塑性ヒンジ変位を式(3.4.1)～(3.4.3)の該当する項に適用して再補強試験体のY点, M点, N点変位を算定する.

以上, N点を越える変形を受けた状態を補修した試験体 2 体のみの結果からではあるが, 大きな変形履歴を受けた再補強柱の変形性能評価式の骨格を示すことができた. 今後は, 変形履歴の違い, 例えばY点まで, M点までおよびY点, M点の中間等の変形を受けた状態での再補強柱の検討結果や, 寸法効果⁸⁾の影響を蓄積して検討していく必要があると考えている.

3.5 まとめ

本工法の適用範囲のさらなる拡大を図るため、軽量かつ施工性の良好な薄型セグメントを開発した。この開発のために行ったセグメントの実物大支圧載荷試験、非線形有限要素法の解析、および薄型セグメントを用い本工法で耐震補強した 5/8 縮小試験体柱の交番載荷試験結果より以下のことが明らかとなった。

- 1) セグメント支圧載荷試験より、セグメントの形状は拘束比 0.62, 端部厚さ 40mm の偏平 I 40 が妥当であり、さらに薄い形状とするためにはセグメント端部の支圧破壊に対する補強が必要である。
- 2) 薄型セグメントの非線形有限要素法の解析と薄型セグメントの支圧載荷試験より、セグメント端部に施した補強鋼板は支圧破壊に対し有効である。
- 3) 薄型セグメントを用いて本工法により補強された柱は、じん性率 11.6~12.2 の優れた変形性能を示す。薄型セグメントは、端部の補強鋼板の効果により支圧破壊せず、その形状を保ち、柱の変形性能向上に大きく寄与した。
- 4) 薄型セグメントを用いて本工法により補強された柱は、既往の偏平セグメントを用いて補強された柱と同様に、柱隅角部やセグメント表面のひび割れ状況から、既設 RC 柱の損傷状況を目視で確認、推定することができる。
- 5) 薄型セグメントを用いた柱の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式³⁾で精度よく評価することが可能である。

断面寸法が変形性能に与える影響について確認することを目的に行った実大試験体の交番載荷試験結果より以下のことが明らかになった。

- 1) 本工法で補強された実大試験体は、優れた変形性能を示し、曲げ破壊した。また、本工法は鋼板巻立て工法と同等の変形性能を有する。
- 2) 実大試験体と縮小試験体を比較すると、荷重－変位曲線において履歴性状に大きな違いは認められない。しかし、実大試験体の変形性能は、縮小試験体に比べ僅かではあるが低下する。
- 3) 実大試験体の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式³⁾に寸法効果として、塑性ヒンジ回転角算定式に $500/B$ (B : 柱幅, 単位 mm) を乗ずることで適切に評価できる。
- 4) 実大試験体におけるひび割れ損傷状況は、縮小試験体とほぼ同様である。柱の隅角部およびセグメントのひび割れ状況から柱の損傷状況を推定できるが、セグメントに発生するひび割れは、実大試験体より縮小試験体の方が多くなる。
- 5) 軸方向鉄筋の座屈長は、 $0.5\sim0.6D$ (D : 柱断面高さ 800mm) 程度、座屈変位は 80mm 程度、座屈変位／座屈長は $0.16\sim0.2$ であった。

さらに、耐震補強を行った RC ラーメン高架橋柱が大規模地震の影響を受けた場合の復旧に関する知見の蓄積を目的に、上述した薄型セグメントの交番載荷試験で曲げ破壊した補強試験体（以下「補強試験体」と記す）に対し、異なる 2 種の補修方法で補修を加え、薄型セ

グメントを用い本工法で耐震補強した再補強試験体（以下「再補強試験体」と記す）を作成し、交番載荷試験を行った。その結果、本実験の範囲において、以下のことが明らかになった。

- 1) 軸方向鉄筋が座屈した状態のままで補修を行い再度耐震補強した再補強試験体は、補強試験体と同様に優れた変形性能を示し、履歴曲線の形状についても吸収エネルギーの大きい安定した形を示す。再補強試験体の変形性能は、補強試験体に比べ終局変位比で 0.93 程度を確保することができる。補修方法による終局変位の違いは顕著ではない。
- 2) 再補強試験体の初期剛性は、補修法の違いが顕著に現れた。ひび割れ注入を行わなかった再補強試験体の初期剛性は、補強試験体の 58%程度となるが、ひび割れ注入を行った再補強試験体の初期剛性は補強試験体の 77%程度となった。したがって、補修時には初期剛性が低下することを考慮した変位量の照査を適切に行うことが重要である。
- 3) 断面修復時に軸方向鉄筋が座屈変位／座屈長で 0.06 程度と大きく座屈していても、再補強試験体の曲げ耐力に与える影響は少ない。
- 4) 交番載荷試験による損傷を受けた軸方向鉄筋の引張試験結果より、鉄筋の伸び能力は、当初の交番載荷試験で終局変位に至るまでにひずみで約 7.4%減少し、同様に再補強後の交番載荷試験で 8.1～10.9%程度減少している。したがって、大きな変形履歴を受けた部材の鉄筋の伸び能力が補修時に再使用できるか否かの目安として鉄筋の伸び能力がひずみで 11%程度あればよいと考えることができる。
- 5) 再補強試験体の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式³⁾に、当初の交番載荷試験の影響でベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態、およびく体のひび割れによるく体曲げ変位の増加の影響、軸方向鉄筋の座屈と応力履歴の影響等を考慮すれば、ほぼ妥当に評価することができる。

【第3章の参考文献】

- 1) 松田好史, 中村敏晴, 宮川豊章: 円形セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第3巻, pp.93-100, 2003.10.
- 2) 松田好史, 中村敏晴, 柴田輝和, 北後征雄, 宮川豊章: アンボンド横拘束筋を用いた耐震補強柱の挙動に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第4巻, pp.417-424, 2004.10.
- 3) 松田好史, 中村敏晴, 宮川豊章: コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強, 土木学会論文集, No.763/VI-63, pp.185-203, 2004.6.
- 4) 三澤孝史, 中村敏晴, 松田好史, 田辺深: コンクリートセグメントと鋼より線による RC 耐震補強工法の数値解析, 土木学会第59回年次学術講演会, 5-042, pp.81-82, 2004.9.
- 5) 松田好史, 中村敏晴, 北後征雄, 櫛田正人, 宮川豊章: 改良型セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第5巻, pp.85-92, 2005.10.
- 6) 奥勝幸, 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート T 形梁の寸法効果, コンクリート工学年次論文報告集, pp. 675-680, 1988.7
- 7) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.2.
- 8) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼製パネル組立補強編, 2006.9.
- 9) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.55-69, 2000.5.
- 10) 稲熊弘, 町田文昭, 中嶋繁, 滝本和志: 実高架橋の柱部材を用いた補修効果確認実験, 土木学会第57回年次学術講演会, V-122, pp.243-244, 2002.9.
- 11) 稲熊弘, 関雅樹: 大損傷を受けた RC 柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験, 土木学会第58回年次学術講演会, V-344, pp.687-688, 2003.9.
- 12) 中村敏晴, 松田好史, 垣尾徹, 北後征雄, 宮川豊章: 大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強後の変形性能に関する研究, 土木学会論文集 E Vol.64 No.4, pp.580-594, 2008.11
- 13) 松田好史: コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究, 京都大学学位論文, pp.97-104, 2005.1.
- 14) 国土交通省鉄道局監修, 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, 2004.4.
- 15) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8.
- 16) 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, 1992.10.
- 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 耐震設計, 1999.10.

- 18) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説，1979.7.
- 19) 谷村幸裕，宮村正博，奥井明彦，佐藤勉，渡邊忠朋：RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会，V-530, pp.1058-1059, 1996.9.
- 20) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 スパイラル筋巻立工法編，1996.12.

第4章 薄型セグメントと鋼より線による壁式橋脚の耐震補強に関する研究

4.1 はじめに

平面形状が扁平な長方形断面の壁式橋脚の耐震補強は、主に鋼板巻立て工法により行われているが、施工性および地震の影響による損傷状況確認の面で難点があると考えられる。

そこで、3章までに示した、鉄道 RC ラーメン高架橋柱の耐震対策として、かまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）と亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）を用いた耐震補強工法（以下「本工法」と記す）を壁式橋脚に適用することを検討した。本工法はセグメントと鋼より線による効果的な拘束効果でせん断補強はもとより変形性能の増加も期待でき、加えて地震の影響による損傷状況の確認・推定が目視で可能な耐震補強工法である¹⁾。なお、壁式橋脚では、鉄道 RC ラーメン高架橋柱より断面形状が大きく必然的にセグメントの断面形状も大きくなるが、施工性を考慮すると補強後の断面増加を極力抑えることが必要になる。

ここでは、せん断破壊先行型の鉄道 RC 壁式橋脚の 1/10 縮小試験体に本工法を用いて耐震補強し、交番載荷試験による変形性能の確認とその評価法について検討した²⁾。用いるセグメントは、3章で検討した、セグメント厚を薄くし、セグメント縁端部が支圧破壊しないよう鋼板で補強した、軽量で施工性の良好な薄型セグメント³⁾（以下「薄型セグメント」と記す）である。

4.2 耐震補強した壁式橋脚の交番載荷試験の概要

補強対象とする既設橋脚（以下「プロトタイプ」と記す）は、図-4.2.1 に示すように、昭

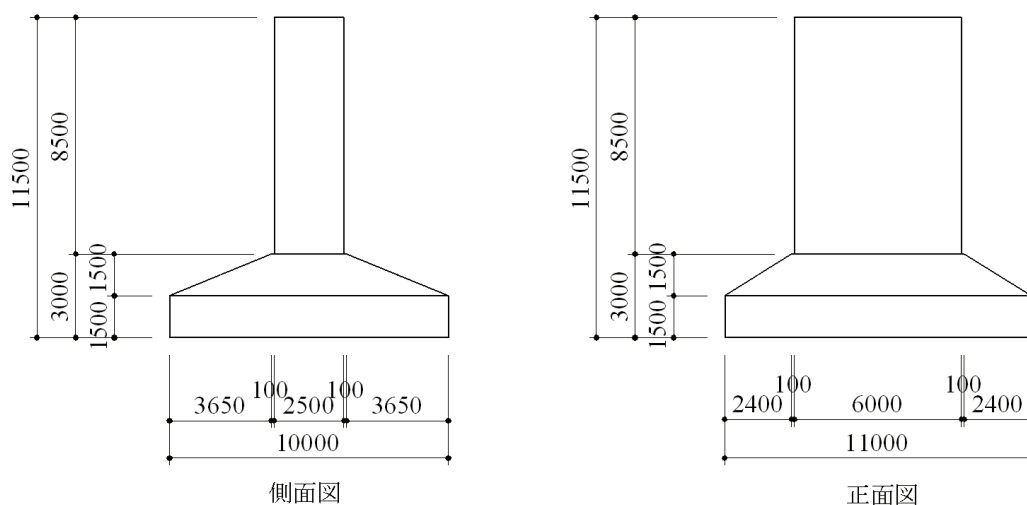


図-4.2.1 既設壁式橋脚構造図（単位 mm）

和 50 年（1975 年）築の断面寸法 $2.5 \times 6.0\text{m}$ ，高さ 8.5m の壁式橋脚であり，軸力は橋脚基部で 29000kN （軸応力度 1.93N/mm^2 ）である．コンクリートは $f'_{ck}=20\text{N/mm}^2$ を使用し，軸方向鉄筋は D29（SD345）@125mm，配力筋（横方向筋）は D16（SD295）@150mm，幅止め筋（帯鉄筋）は D16（SD295）上下方向に@600mm，水平方向に@約 1000mm で配置されている．補強が施されない場合の曲げせん断耐力比は，表-4.2.1 のプロトタイプに示すように，0.75 でせん断破壊が予測される構造である．

プロトタイプの耐震補強は，図-4.2.2 に示すように，薄型セグメントを断面の長手方向に 2 枚用い，中間に PC 鋼棒を配置する工法と仮定した．これは，正方形断面を有する鉄道 RC ラーメン高架橋柱では，セグメントの周囲に鋼より線を巻き立てることで既設柱を拘束することが可能となるが，長方形断面を有する壁式橋脚では周囲に鋼より線を巻き立てるのみでは橋脚く体中央部の拘束が不足する．そこで，壁を貫通させた中間 PC 鋼棒を配置するとともに中間 PC 鋼棒と鋼より線の連結を図るための押さえ金物を配置することにより橋脚く体の拘束効果を期待することとしたものである．薄型セグメントを用いたのは，断面形状の大きい壁式橋脚でセグメントは，柱に用いるものより大きくなることから，極力断面形状の小さいものを選定した結果である．補強筋の量は，3 章に示した薄型セグメントを使用した柱のせん断耐力比の最小値 1.2 より安全側に，曲げ

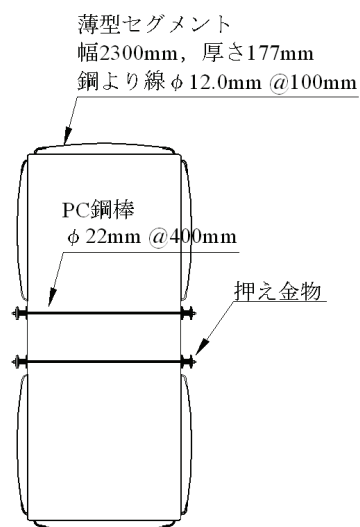


図-4.2.2 補強概略 断面図

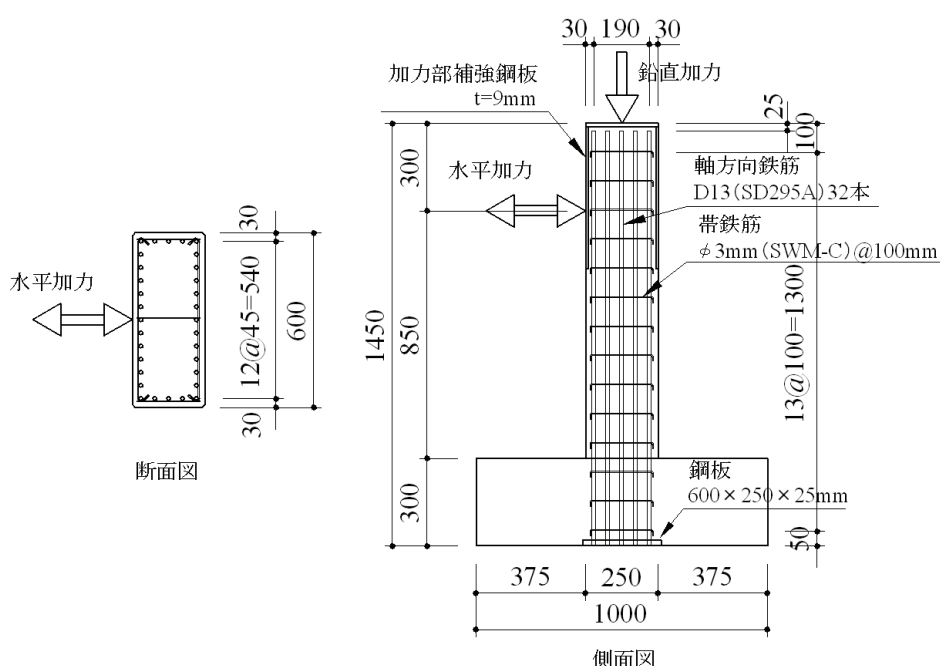


図-4.2.3 試験体配筋図（単位 mm）

せん断耐力比を 1.25 とするに必要な鋼より線 $\phi 12.0\text{mm} @100\text{mm}$, PC 鋼棒 $\phi 22\text{mm} @400\text{mm}$ を配するものと仮定した。

試験体は、図-4.2.3、表-4.2.1 に示すように、プロトタイプを 1/10 に縮小し、断面形状が $25 \times 60\text{cm}$ 、載荷点までの高さが 85cm とした模型である。軸方向鉄筋は D13 (SD295A) 32 本、帯鉄筋は $\phi 3.0\text{mm}$ (SWM-C) 3 本@ 100mm を配置した。これは、試験体に補強が施されない場合にはせん断破壊するように、設計で用いる材料強度で算定した曲げせん断耐

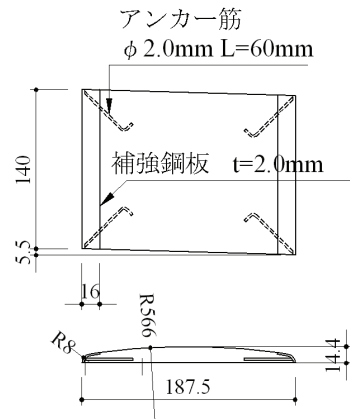


図-4.2.4 薄型セグメント詳細図 (単位 mm)

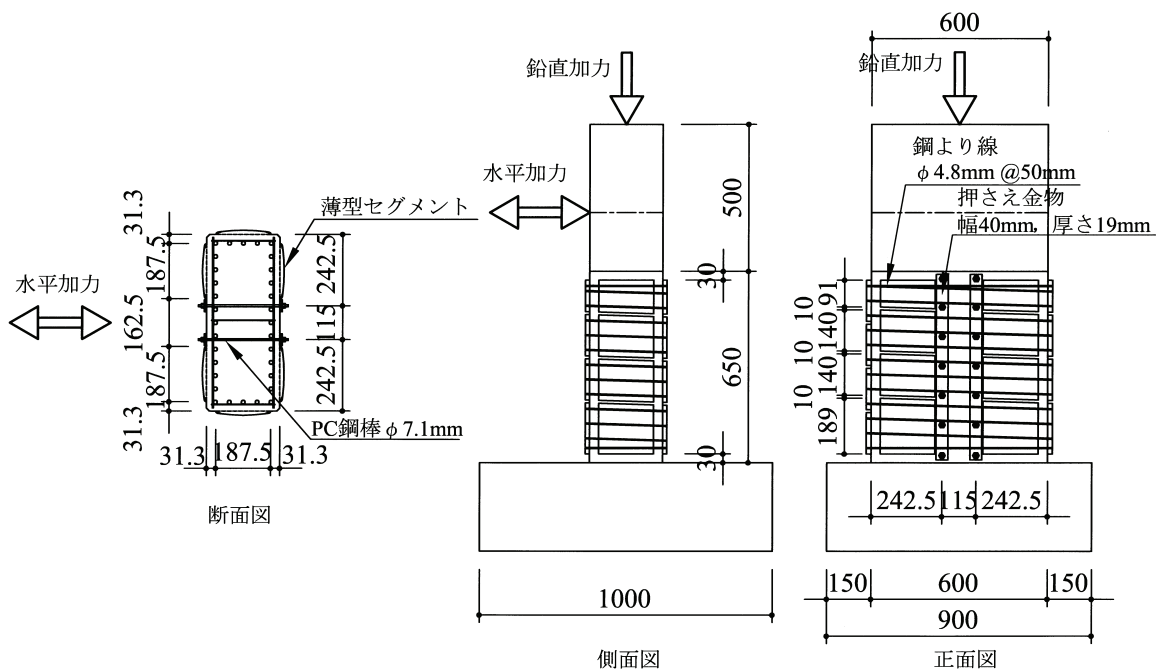


図-4.2.5 試験体補強詳細図 (単位 mm)

力比がプロトタイプと同等の 0.75 となるように軸方向鉄筋量を定めたものである。その結果、軸方向鉄筋の引張鉄筋比はプロトタイプより大きくなった。なお、帯鉄筋は、補強対象とする既設構造物と同様に、端部に直角フックを持つ形状とした。

試験体の補強方法は、図-4.2.4 に示すセグメントの端部を鋼板で補強した薄型セグメントを図-4.2.5、写真-4.2.1 のように、橋脚く体の周囲に配置して、設計で用いる材料強度で算定した曲げせん断耐力比が 1.25 となる量の鋼よ

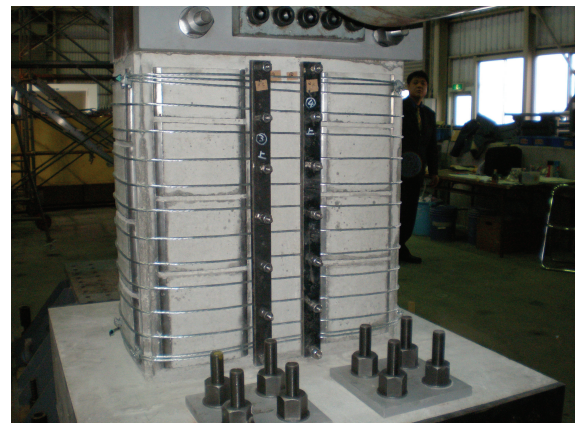


写真-4.2.1 補強状況

り線を巻き立てるものである。端部補強鋼板は、鋼より線によるセグメント端部の支圧破壊を防止する目的で施し、セグメント載荷試験および非線形有限要素法の解析結果に基づきその形状を定めたものである³⁾。

なお、薄型セグメントはポリマーセメントモルタルで橋脚く体の周面に貼り付けるが、今回の試験体は小さいことからセグメントと橋脚く体を一体で製作した。また、実施工では中間 PC 鋼棒は橋脚に貫通孔を削孔して設置するが、今回の試験体では当初より中間 PC 鋼棒を設置しておいた。セグメントと橋脚く体を一体で製作するとく体変形の減少およびせん断耐力の増加が懸念される。しかし、セグメントの厚さは 14.4mm であり、上下方向に 140mm の長さで分割されていることからく体変形の減少およびせん断耐力の増加に対する影響は小さいと判断した。また、中間 PC 鋼棒の設置方法の違いにより実施工と試験体の中間 PC 鋼棒の付着条件は異なるが、付着条件の違いがせん断補強効果に与える影響は小さいと考えた。

また、中間 PC 鋼棒および鋼より線の配置間隔は、1/10 の縮小率ではそれぞれ 40mm, 10mm となり、試験体製作が困難となるためそれぞれ 100mm, 50mm とした。中間 PC 鋼棒および鋼より線の配置間隔が大きいと拘束効果は小さくなり試験体の変形性能は小さくなると考えられるが、前章の表-3.2.5 に示す同量の補強筋比で鋼より線間隔の異なる試験体 C-1, C-2 の変形性能は同等であった。しかし、大きな縮小率でかつ中間 PC 鋼棒および鋼より線の間隔が大きく異なる場合の変形性能に与える影響は不明なため規模の大きな試験体での確認が必要である。

表-4.2.2 に、材料試験結果を示す。

載荷は、図-4.2.6、写真-4.2.2

に示す載荷装置を用い、試験体頭部に一定の軸力（上部工の死荷重とほぼ同等の圧縮応力度 2N/mm^2 ）を加えた状態で正負交番の水平力を加えるものである。

荷重ステップは、軸方向鉄筋が降伏する時点（1 δ y）までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし、降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。以下 4 章において、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の

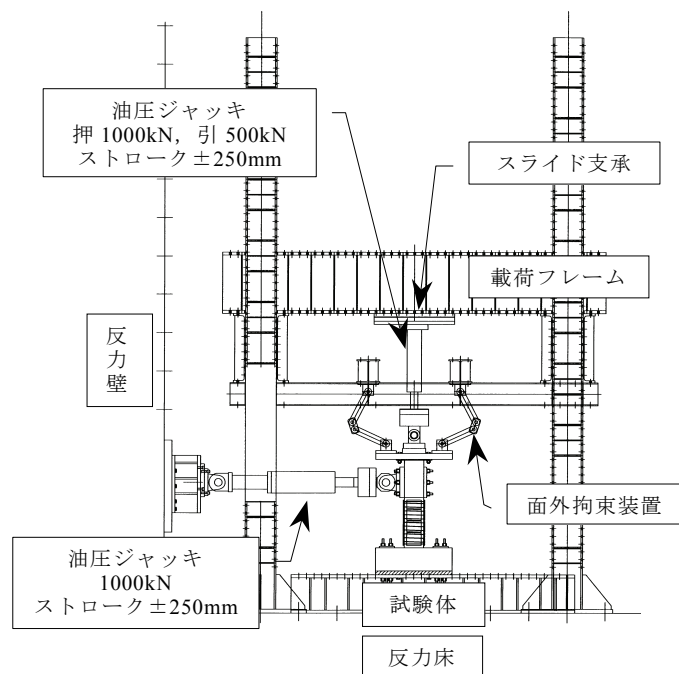


図-4.2.6 載荷装置



写真-4.2.2 載荷装置

水平荷重・水平変位を「－」として記す．また，「荷重」および「変位」は水平荷重載荷点の水平荷重，水平変位を意味するものとする．

表-4.2.1 試験体とプロトタイプと比較

		試験体	プロトタイプ
試験体形状		断面寸法 250×600mm 有効高さ d=220mm せん断スパン a=850mm せん断スパン比 a/d=3.9	断面寸法 2500×6000mm 有効高さ d=2400mm せん断スパン a=8500mm せん断スパン比 a/d=3.5
鉄筋	軸方向鉄筋	D13 (SD295A) 32 本 引張鉄筋比 1.2%	D29 (SD345) 128 本 引張鉄筋比 0.22%
	帯鉄筋	φ 3.0mm (SWM-C) 3 本 @100mm 帯鉄筋比 0.035%	D16 (SD295) 13 本@1200mm 帯鉄筋比 0.036%
コンクリート		設計基準強度 20N/mm ² 粗骨材の最大寸法 13mm	設計基準強度 20N/mm ²
補強材	セグメント	端部鋼板補強の薄型セグメント 幅 187.5mm 中心部厚さ 14.4mm ただし，本体と一体で製作	端部鋼板補強の薄型セグメント 幅 2300mm 中心部厚さ 177mm
	鋼より線	亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級 φ 4.8mm @50mm 補強筋比 0.188% 巻付方法 スパイラル状	亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級 φ 12.0mm @100mm 補強筋比 0.059% 巻付方法 リング状
	中間 PC 鋼棒	細径異形 PC 鋼棒 φ 7.1mm @100mm (SBPDN1275/1420) コンクリート打設前に PC 鋼棒を設置	総ねじ PC 鋼棒 φ 22mm @400mm (C 種 1 号) コンクリートを削孔し PC 鋼棒を設置
軸応力度 (N/mm ²)		2.0	1.93
曲げ耐力／せん断スパン (kN)		193	7590
せん断耐力 (kN)		133 (245)	5670 (9450)
曲げせん断耐力比		0.75 (1.27)	0.75 (1.25)

試験体の引張鉄筋比はプロトタイプより大きい．これは，1/10 の縮小率で試験体の軸方向鉄筋は，D6-32 本で引張鉄筋比 0.30% となるが，曲げせん断耐力比が 1.20 となり曲げ破壊形式となるため，軸方向鉄筋量を増加して曲げせん断耐力比を小さくすることにより，せん断破壊形式とした結果である．

補強筋比は中間の PC 鋼棒を鋼より線として算出した．試験体の補強筋比もプロトタイプより大きくなったのは軸方向鉄筋量を増加したためである．

試験体の鋼より線の間隔は，1/10 の縮小率で 10mm となるが，試験体製作に困難を伴うので 50mm とした．また，セグメントの縦方向の寸法および中間 PC 鋼棒の間隔もこの鋼より線間隔に合うようにそれぞれ 140mm，100mm とした．

試験体の細径異形 PC 鋼棒の径は，φ 6.4mm を選定した．しかし，ねじの転造加工が φ 7.1mm 以上のため φ 7.1mm とした．

耐力は「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成 4 年」⁴⁾に準拠して算定した．ただし，安全係数は全て 1.0 とし，鉄筋の降伏強度は 295N/mm²，φ 3.0mm の丸鋼の降伏強度は 440N/mm²，コンクリートの圧縮強度は 20.6 N/mm²，鋼より線の降伏強度は 25 倍のコンクリート圧縮強度とした．

せん断耐力，曲げせん断耐力比の () 内は補強後の値

表-4.2.2 材料試験結果

材料名	仕 様	降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋	D13 (SD295A)	364	1920	1.90	516	20
横方向筋	D4 (SD295A)	424*	2150	1.97	592	19
帯鉄筋	φ 3.0mm (SWM-C)	707*	3270	2.16	799	8
鋼より線	亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級 φ 4.8mm	1267*	5390	2.35	1410	5
中間 PC 鋼棒	細径異形 PC 鋼棒 φ 7.1mm (SBPDN1275/1420)	1353*	6800	1.99	1438	7
ベース鉄筋	D22 (SD345)	383	2040	1.88	558	19
	D16 (SD345)	364	1900	1.92	532	18
材料名	仕 様	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	備 考	
橋脚 コンクリート	目標圧縮強度 21N/mm ² 最大粗骨材寸法 13mm	25.9	2.87	2.22	交番載荷試験日の材料 試験による	
ベース コンクリート	目標圧縮強度 21N/mm ² 最大粗骨材寸法 13mm	24.4	2.66	2.26		

* : 0.2%耐力, 0.2%耐力の降伏ひずみは 0.2%耐力を弾性係数で除した値

4.3 耐震補強した壁式橋脚の交番載荷試験結果

(1) 荷重と変位の関係

交番載荷試験結果を表-4.3.1, 荷重－変位曲線を図-4.3.1に示す. なお, 荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した. 試験体はじん性率 13.1 の優れた変形性能を示した. その荷重－変位性状は, 降伏後水平荷重がほぼ一定のまま変形が増大し, 履歴形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した. 繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大変位時で定義される最大荷重時⁵⁾の $10\delta y$ 以降は, 橋脚下端から $0.32\sim 0.4D$ ($80\sim 100\text{mm}$, D : 橋脚断面高さ) 区間の軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段のセグメントのはらみ出しがあり, 橋脚下端から約 $0.28D$ (70mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した. なお, $10\delta y$ 3 サイクル目の 1 サイクル目に対する荷重低下率は 0.92, $12\delta y$ では 0.69 となる. $16\delta y$ の正負載荷 1 サイクル目で軸方向鉄筋の破断が生じた.

表-4.3.1 交番載荷試験結果

	荷重 (kN)	変位 (mm)
降伏時	166	5.8
最大荷重時	211	57.9
終局時	166	76.4
じん性率	13.1	

荷重が正の値で算定

降伏時: 軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点, 最大荷重時: 繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大変位時⁵⁾, 終局時: 荷重－変位曲線の包絡線において, 荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位時, じん性率: 終局変位を降伏変位で除した値

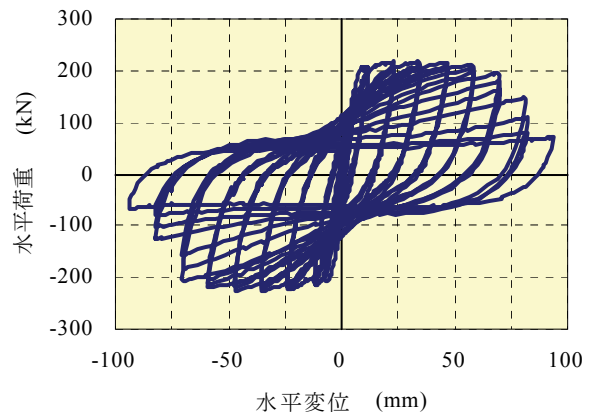


図-4.3.1 荷重－変位曲線

(2) 試験体の損傷状況

試験体の損傷状況を図-4.3.2に示す. 図-4.3.2 (a)に示すように, $1\delta y$ までに載荷面と載荷裏面に, 橋脚基部も含めて4~5本程度の水平方向の曲げひび割れが生じた. 図-4.3.2 (b)に示すように, 最大荷重時の $10\delta y$ までに側面にはせん断ひび割れが生じ, 橋脚基部のコンクリートが圧壊し載荷面と載荷裏面のかぶりコンクリートがはらみ出した. また, 水平方向の曲げひび割れは, セグメント上下間の間隙部に沿って生じていることがわかる. 図-4.3.2 (c)に示すように, 試験終了時において最下段のセグメントは, 載荷面と載荷裏面で水平の曲げひび割れとはらみ出しによる縦方向のひび割れが生じた. さらに最下段の鋼より線より下方部のセグメントは欠損する状況となった. この状態でもセグメントの端部補強鋼板がその形状をほぼ保つことで鋼より線はその位置を維持しコンクリートを確実に拘束していた.

鋼より線に損傷は見られなかった. 最大荷重時の $10\delta y$ 前後より押さえ金物で固定されている部分の鋼より線は, コンクリートへ食い込む状況となったが押さえ金物に損傷は見られなかった.

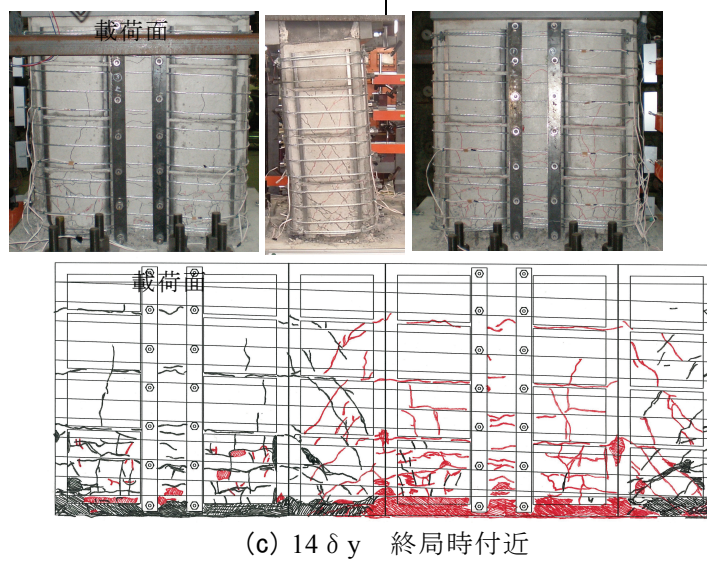
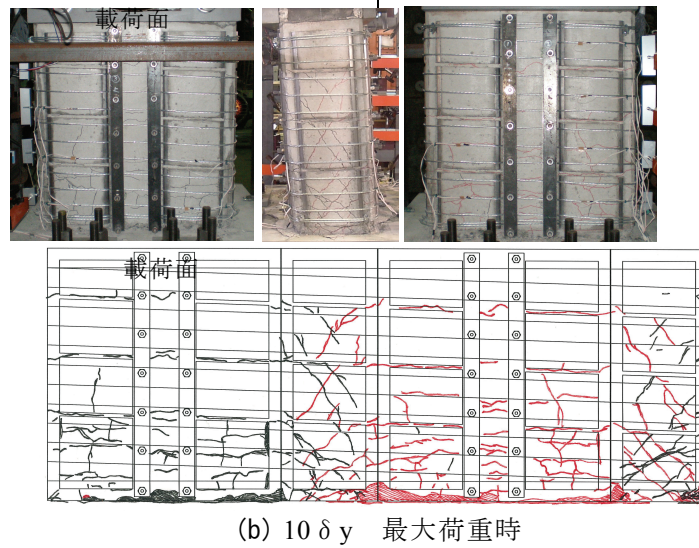
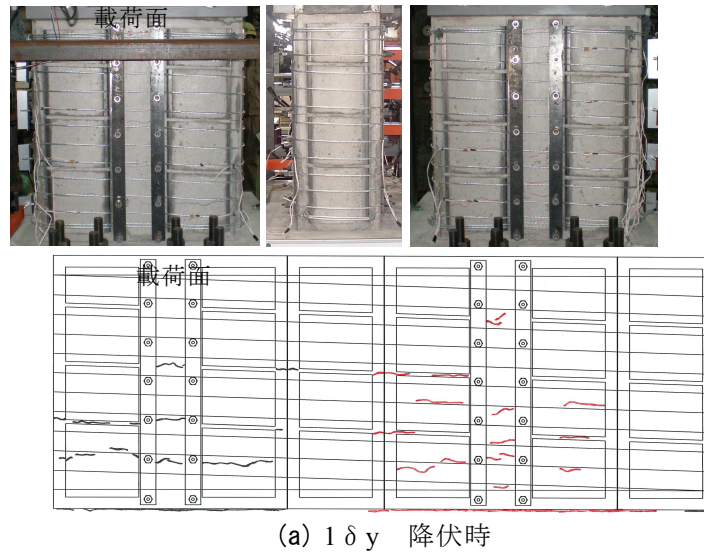


図-4.3.2 損傷状況

図-4.3.3, 写真-4.3.1に, 交番载荷試験終了後に測定した軸方向鉄筋座屈状況を示す. 測定は, ベースコンクリートに曲尺を垂直に置いて, この曲尺から鉄筋までの距離を载荷方向に平行に計測した. 軸方向鉄筋は図-4.3.3の凡例に示す鉄筋番号で1, 6, 7, 8, 22, 23, 24, 29の8本が橋脚基部で破断していた. 図より, 軸方向鉄筋の座屈長は, $0.6D$ (橋脚基部より下方のベース内で変形している部分 30mm も含めて 150mm) 程度, 座屈変位は 20~30mm 程度 (座屈変位/座屈長=0.13~0.20) である. ただし, 中央に位置する, 鉄筋番号 5~8, 21~25 の座屈長は, $0.36D$ (橋脚基部より下方のベース内部で変形している部分 30mm も含めて 90mm) 程度, 座屈変位は 20~25mm 程度 (座屈変位/座屈長=0.22~0.28) である. 中央部の軸方向鉄筋の座屈長が短くなったのは橋脚基部より 25mm の位置に配置した PC 鋼棒の拘束の影響を受けたものと考ええる. なお, 鉄筋番号 1, 17 の座屈状況は特異な様相を呈しているが, これは鉄筋が隅角部に位置し座屈の変位方向が载荷方向と異なる方向へ変位したためである.

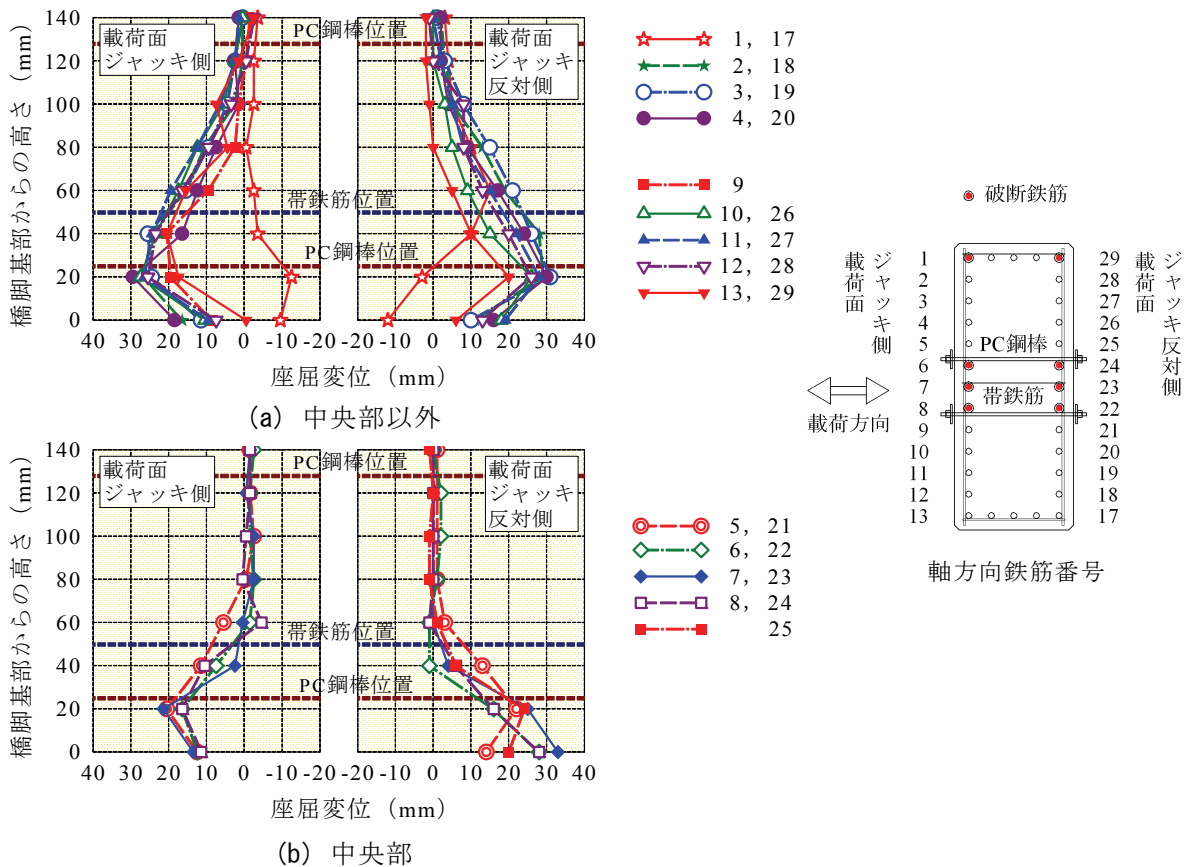


図-4.3.3 軸方向鉄筋座屈状況

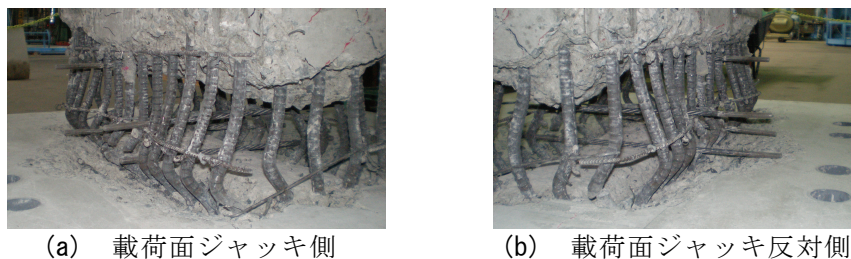


写真-4.3.1 軸方向鉄筋座屈状況

(3) 試験体のひずみ分布状況

図-4.3.4に、水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の軸方向鉄筋、帯鉄筋、PC 鋼棒、鋼より線のひずみ分布を示す。図には材料試験結果による降伏ひずみも示した。ただし、帯鉄筋、PC 鋼棒、鋼より線は 0.2%耐力を弾性係数で除した値を降伏ひずみとして示した。図より以下のことがわかる。

橋脚基部より上方へ 125mm にある軸方向鉄筋 A および軸方向鉄筋 B の引張側のひずみは、 $6\delta y$ 以降に降伏ひずみ 1919×10^{-6} を大きく超える。上方へ 250mm の位置にある軸方向鉄筋 A のひずみは、 $6\delta y$ 以降に降伏ひずみを超えるが同位置の軸方向鉄筋 B のひずみは降伏ひずみ程度にとどまっていた。これより塑性ヒンジ領域は 1.0D (250mm) 程度と考えることができる。

鋼より線のひずみは、上方より下方が大きい三角形の分布を示す。帯鉄筋および PC 鋼棒のひずみは、橋脚基部より上方へ 1.4D (350mm) までのひずみが大きい傾向を示す。鋼より線 A、帯鉄筋、PC 鋼棒のひずみは弾性範囲内にとどまりせん断破壊が回避されたことが確認できる。

鋼より線、帯鉄筋、PC 鋼棒のひずみは、一部を除いて最大荷重時の $10\delta y$ 以降、増加から減少に転ずる。これは、軸方向鉄筋の座屈により試験体の変形が塑性ヒンジ部に局所化し、試験体のせん断変形が減少した結果と考えることができる。鋼より線 B で示した載荷面側の橋脚基部から 0.4D (100mm) のひずみが $10\delta y$ 以降も減少しないのは軸方向鉄筋の座屈によるコンクリートのはらみ出しの影響と考える。この位置は鉄筋の座屈長と対応している。なお、橋脚基部から 2 段合計 4 本の PC 鋼棒は、 $10\delta y$ 以降ひずみ測定はできなかったが、試験終了時に当初の部材長を維持し残留ひずみが無いことから弾性範囲内の応力履歴にとどまったものと見ることができる。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

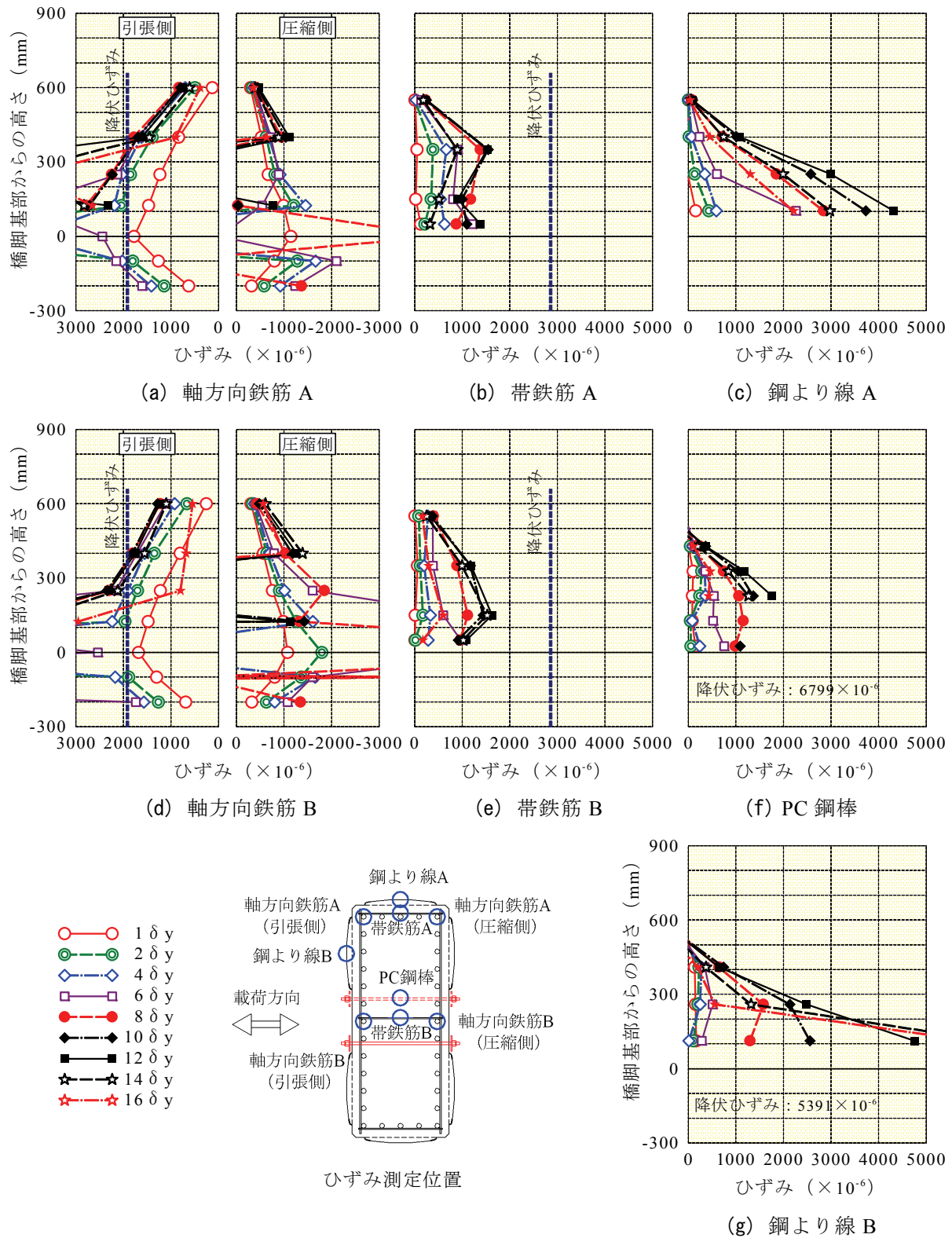


図-4.3.4 ひずみ分布

4.4 耐震補強した壁式橋脚の変形性能の評価

3.2(4)項に示したように、鉄道 RC ラーメン高架橋柱を対象とした本工法の変形性能評価式として、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成 11 年」⁶⁾（以下「耐震設計標準 1999」と記す）を準用して鋼より線とセグメントの拘束効果を見込んだ式が提案されている¹⁾。

ここでは、上述の正方形断面で提案した鉄道 RC ラーメン高架橋柱の変形性能評価式の壁式橋脚に対する適用性について検討した。

本工法の変形性能評価式は、Y 点荷重、M 点荷重、Y 点変位、N 点変位には、耐震設計標準 1999⁶⁾を準用し、M 点変位の算定にはセグメントと鋼より線による拘束効果を見込んだ式を用いるものである。この M 点変位の評価式は以下のとおりである。

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (4.4.1)$$

ここに、 δ_m : M 点変位

δ_{mb} : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位（耐震設計標準 1999⁶⁾ 準用）

δ_{m1} : フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位（耐震設計標準 1999⁶⁾ 準用）

δ_{mp} : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (4.4.2)$$

ここに、 L_a : せん断スパン

L_p : 等価塑性ヒンジ長 $L_p = 0.5d + 0.05L_a$

d : 断面の有効高さ

θ_{pm} : 塑性ヒンジの回転角

$$\theta_{pm} = \frac{\theta_{pm}'}{0.79 \cdot p_t + 0.153} \quad (4.4.3)$$

$$\theta_{pm}' = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \quad (4.4.4)$$

$$\text{ただし、} \theta_{pm}' \leq 0.07 \quad (4.4.5)$$

$$0.79 \cdot p_t + 0.153 \geq 0.78 \quad (4.4.6)$$

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0} = f_{wy} / 390$

f_{wy} : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

p_w : 帯鉄筋比 (%)

p_t : 引張鉄筋比 (%)

k_{ws} : 鋼より線強度を考慮する係数 $k_{ws} = f_{sy} / 390$

f_{sy} : 鋼より線の引張降伏強度 (N/mm²)

p_s : 鋼より線比（せん断補強筋比）

α : セグメントと鋼より線による拘束効果を補正する係数

$\alpha = 0.03$ (ただし, $0.31 \leq \text{拘束比}^1) \leq 1.0$) は, α を含まない耐震設計標準 1999⁶⁾ の原式にセグメントと鋼より線の拘束効果による補正を考慮して定めたものである。

M点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の実験値は, 図-4.4.1 に示すように, 5/8 縮小試験体の柱 (3.2(4) 項参照) と同様に壁式橋脚についても式(4.4.4) でほぼ表現できることがわかる. なお, 図-4.4.1 のM点塑性ヒンジ回転角 θ_{pm}' の実験値は, M点変位の実験値からM点の軸方向鉄筋の拔出し変位の計算値と塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位の計算値を差し引き $0.79 \cdot p_t + 0.153$ の項を考慮して算定したものである。

図-4.4.2 に, 本工法の変形性能の評価式による計算値と実験値の比較を示す. N点変位の計算値が実験値より小さいが, いずれも実験値とほぼ対応している。

なお, 変形性能評価式での等価塑性ヒンジ長は 15.3cm (0.6D) に対し軸方向鉄筋の降伏領域から求めた塑性ヒンジ長は 25cm (1D) となる. この塑性ヒンジ長の違いが δ_{mp} の計算結果に与える影響は, 式(4.4.2)からわかるように, 1D で算定した方が 0.6D で算定したものより 6% (約 2.5mm) 程度小さくなる。

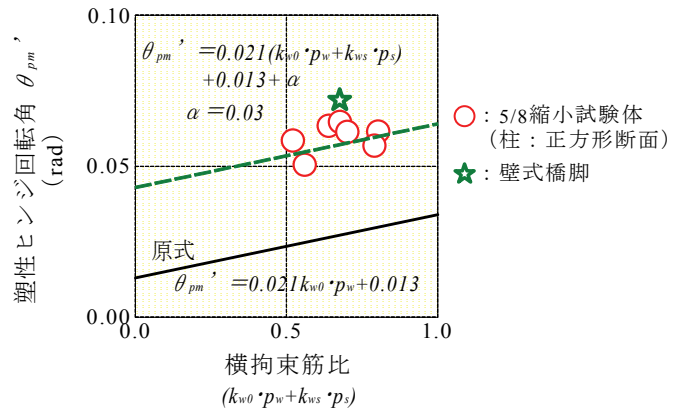


図-4.4.1 横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角

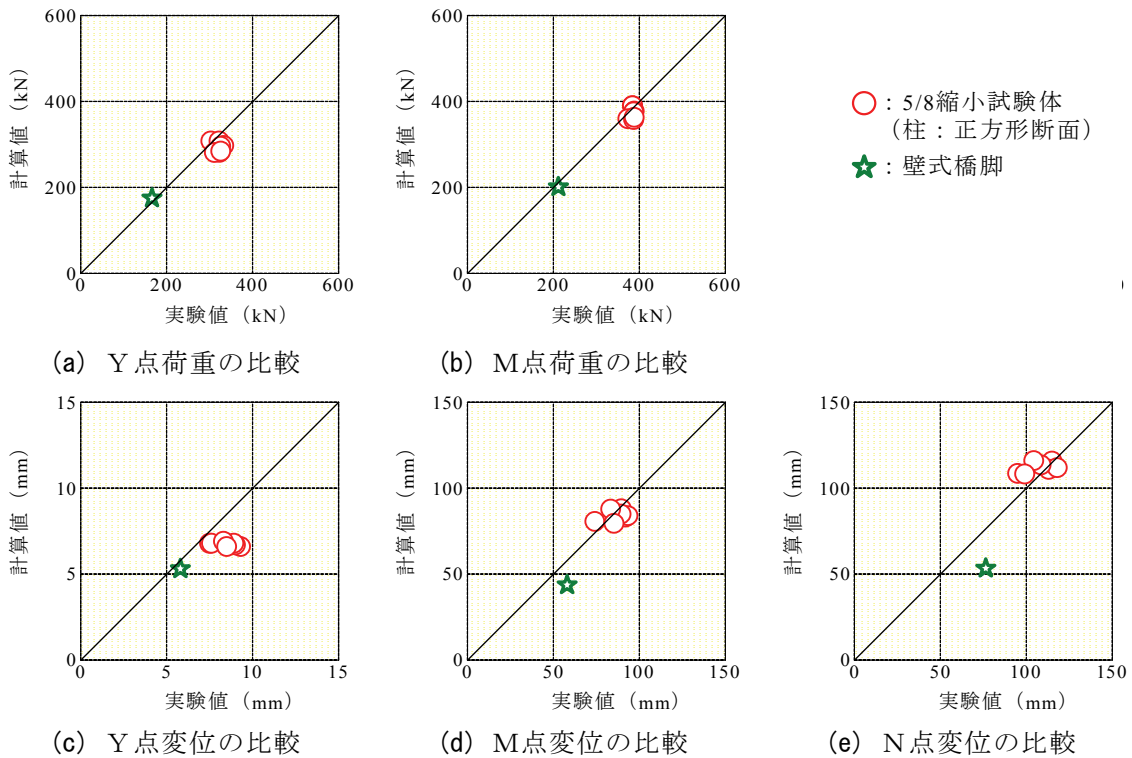


図-4.4.2 計算値と実験値の比較

4.5 まとめ

鉄道 RC 壁式橋脚に本工法を用いた場合の耐震補強効果を確認することを目的として、せん断破壊先行型の実橋脚を 1/10 に縮小した試験体で補強を施し交番載荷試験を実施した。その結果、本実験の範囲内において、以下のことが明らかになった。

- 1) 試験体は、曲げ破壊し、じん性率 13.1 の良好な変形性能を示した。履歴曲線は吸収エネルギーの大きい形状を示した。
- 2) 最下段のセグメントは、試験終了時において、載荷面と載荷裏面では水平の曲げひび割れとはらみ出しによる縦方向のひび割れが生じ、載荷面と直交する面にはせん断ひび割れが生じた。さらに最下段の鋼より線から下方部のセグメントは剥落する状況となった。このような損傷の著しい状態でも、セグメントの端部補強鋼板がその形状をほぼ保つことで、鋼より線はその位置を維持し橋脚く体のコンクリートを確実に拘束していた。
- 3) 鋼より線のひずみは、橋脚基部から 0.4D (100mm) で降伏ひずみを超える箇所もあるが、目視で損傷は見られなかった。
- 4) PC 鋼棒のひずみは弾性範囲内にとどまり、押さえ金物にも損傷は見られなかった。
- 5) 変形性能は、鉄道 RC ラーメン高架橋柱を対象としてセグメントと鋼より線による拘束効果を見込んだ本工法の変形性能の評価式¹⁾で評価することができる。

今回の試験体は 1/10 と縮小率が大きく、鋼より線および中間に配置した PC 鋼棒の間隔、径、押さえ金物の形状、等に縮小率との整合性を欠く点が生じているため、工法の基本的な性能を確認したにとどまるものである。今後、規模を大きくした交番載荷試験を実施し、押さえ金物の形状、鋼より線の巻き付け時の施工方法、緊張力管理等についてさらに検討することが必要と考えている。

【第4章の参考文献】

- 1) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/VI-63，pp. 185-203，2004.6.
- 2) 中村敏晴，藤田健二，垣尾徹，松田好史，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた壁式橋脚の耐震補強，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第7巻，pp.319-326，2007.11.
- 3) 松田好史，中村敏晴，北後征雄，櫛田正人，宮川豊章：改良型セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第5巻，pp.85-92，2005.10.
- 4) 国土交通省鉄道局監修，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) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001.8.
- 6) 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.

第5章 鋼管を用いた杭頭接合部に関する研究

5.1 はじめに

2.4(2)項に示したように、鉄道 RC ラーメン高架橋の1柱1杭式の接合部は、円形に配置される場所打ち RC 杭（以下「杭」と記す）の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、水平方向から矩形に配置される地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳するため、鉄筋組立てやコンクリート打設に苦慮し、品質のよい RC 部材とすることが困難な個所となっている。

そこで、輻輳する鉄筋を簡素化するため杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管（以下「鋼管」と記す）を接合部に定着する構造

（以下「本構造」と記す）を考案した。なお、鋼管を角形としたのは地中梁の軸方向鉄筋の配筋作業に対する施工性を考慮したものである。

本構造は、図-5.1.1に示すように、鉄道 RC ラーメン高架橋の1柱1杭式の接合部において、杭の軸方向鉄筋を接合部に定着せず、杭頭部に埋め込んだ鋼管を接合部に定着するものである。この構造を用いることにより、図-5.1.2に示すように、接合部に円形に配置され、配筋作業の大きな支障となっていた杭の軸方向鉄筋がなくなり、接合部の配筋作業の効率が大幅に改善される。

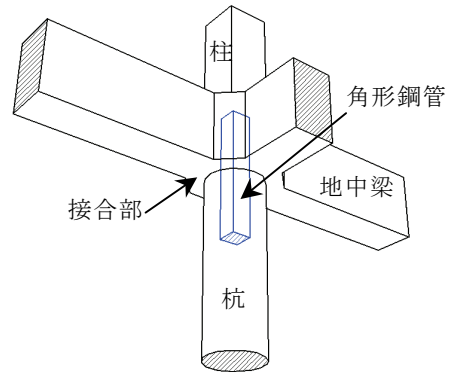


図-5.1.1 本構造概念図

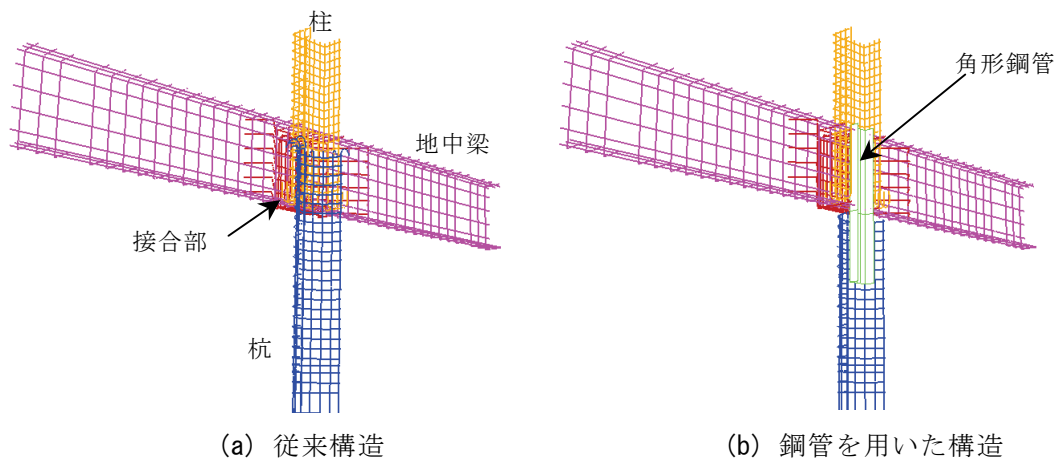


図-5.1.2 杭頭接合部の配筋状況の比較（半断面）

半無限弾性地盤中の理論解から、杭頭に水平力を受ける場合における杭の断面力等は以下のようになる¹⁾。① 杭頭を完全固定とした場合、最大曲げモーメントは杭頭部に生じ、地中部の最大値はその約2割である。② 杭頭ピンの場合の地中部最大曲げモーメントは、杭頭固

定時の杭頭曲げモーメントの約 6 割である．③ 地中部最大曲げモーメントと杭頭曲げモーメントの値が等しくなる杭頭の固定条件は，おおよそ完全固定の 40%に相当する固定度の場合である．④ 杭頭ピンの場合の杭頭水平変位は，杭頭完全固定の場合の 2 倍となる．

これを踏まえて，2.4 (1) 項に示したように，杭頭接合部の応力を低減することを目的にピン構造や半剛結構造の杭頭構造が各種開発されている．しかし，鉄道 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部にピン構造や半剛結構造を採用するには，増加する水平変位低減策が必要となる．鉄道構造物において列車の走行性を保持することは最重要課題であり，地震時の変位増加は避けるべきである．そこで，1 柱 1 杭式 RC ラーメン高架橋の杭頭接合部の新たな構造は，剛結構造のものを開発した．

ここでは，縮小試験体を用いた交番载荷試験結果から本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにし，本構造が杭頭の接合部構造として有効であることを確認した²⁾．

5.2 杭の交番载荷試験の概要

交番载荷試験の目的は，杭の軸方向鉄筋を接合部に定着する構造（以下「従来構造」と記す）と本構造の杭頭部の地震時挙動の比較検討を行い，本構造の耐荷機構および変形性能を明らかにすることである．

(1) 試験体の種類および諸元

試験体は，図-5.2.1 に示すように，鉄道 RC ラーメン高架橋の 1 柱 1 杭式の基礎に一般的に用いられる $\phi 1000\text{mm}$ の杭を 1/2 に縮小して $\phi 500\text{mm}$ とした．なお，载荷装置の制約から杭は上下を逆にして接合部の上に位置するものとした．試験の目的を，前述したように杭頭部の地震時挙動の確認に限定したので，接合部は剛体と仮定して，実形状とは異なるが平面形状 $2500 \times 1500\text{mm}$ 高さ 800mm の直方体とした．

表-5.2.1 および図-5.2.2 に，試験体の種類および諸元を示す．

従来構造試験体の鉄筋量は，軸方向鉄筋および帯鉄筋ともに， $\phi 1000\text{mm}$ の杭に用いられる鉄筋量のほぼ 1/4 を $\phi 500\text{mm}$ の杭に配置した．本構造の試験体に用いる鋼管も， $\phi 1000\text{mm}$ の杭に対する軸方向鉄筋と鋼管との離隔および鋼管内からのトレミー管の挿入を考慮して $400 \times 400\text{mm}$ と定めた実構造の 1/2 相当の $200 \times 200\text{mm}$ とし，鋼管の厚さは，鋼管を鉄筋とみな

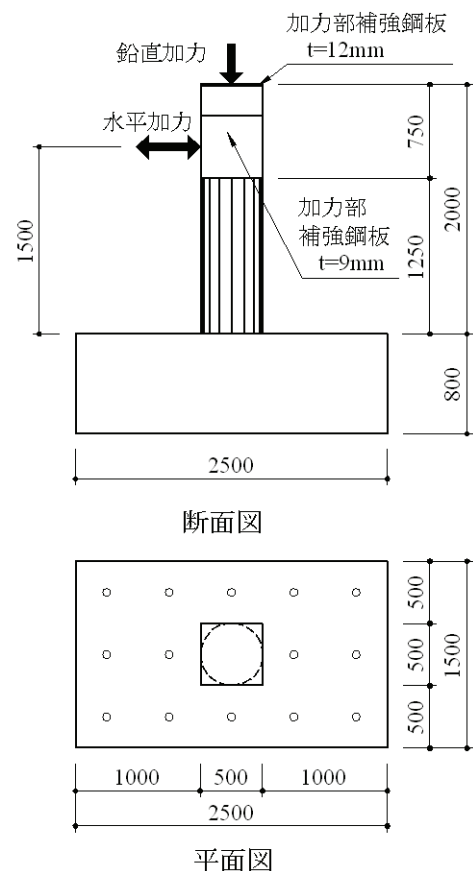


図-5.2.1 試験体構造図（単位 mm）

表-5.2.1 試験体の種類

試験体名	形 式		鋼管埋込長 (mm)	帯鉄筋量 (帯鉄筋比)
CASE-1	従来構造	軸方向鉄筋 D16 - 16本	—	D10@60mm (0.54%)
CASE-2	本構造	角形鋼管 200×200mm 厚さ8mm (SM490)	800 (4d)	
CASE-3			600 (3d)	
CASE-4			400 (2d)	
CASE-5			600 (3d)	D13@60mm (0.95%)
CASE-6				D16@60mm (1.49%)

鉄筋はSD345, コンクリート $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$, d : 鋼管の断面高

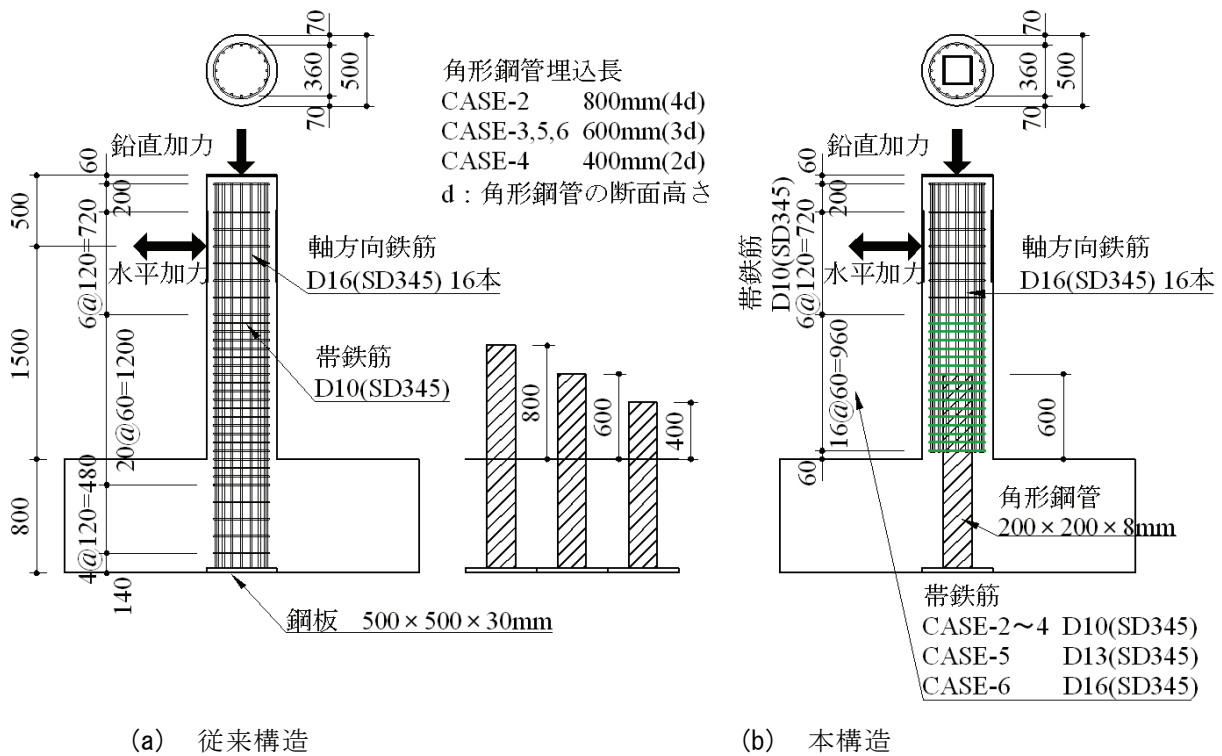


図-5.2.2 試験体配筋図および鋼管埋込長 (単位 mm)

して、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 平成 16 年」³⁾ (以下「コンクリート設計標準 2004」と記す) に準拠して断面の曲げ耐力を算定し, 従来構造の曲げ耐力と同等になる 8mm とした. 実構造物で鋼管の厚さは 16mm 程度となる. なお, 曲げ耐力の算定には材料の規格値を用いた. 鋼管内はコンクリートを充填している.

試験体は, 帯鉄筋量を従来構造と同様の D10@60mm (帯鉄筋比 0.54%) に固定し, 鋼管の埋込長を 4d (800mm, d : 鋼管の断面高さ 200mm), 3d (600mm), 2d (400mm) と変化させた CASE-2~4 および鋼管の埋込長を 3d に固定し, 帯鉄筋量を D13@60mm (帯鉄筋比 0.94%), D16@60mm (帯鉄筋比 1.49%) へ増加させた CASE-5, 6 とした.

表-5.2.2 材料試験結果

材料名	仕 様	試験体	降伏強度 N/mm ²	降伏ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
軸方向 鉄筋	D16 (SD345)	CASE-1~4	381	2010	1.89	569	18
		CASE-5,6	391	2110	1.85	576	18
帯鉄筋	D10 (SD345)	CASE-1~4	406	2170	1.87	576	17
	D10 (SD345)	CASE-5,6	396	2140	1.85	559	17
	D13 (SD345)	CASE-5	408	2270	1.80	555	15
	D16 (SD345)	CASE-6	391	2110	1.85	576	18
角形 鋼管	厚さ 8mm (SM490)	CASE-2~4	431	2040	2.11	570	37
		CASE-5,6	402	1850	2.17	589	34
材料名	仕 様	試験体		圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	備 考
コン ク リ ー ト	設計基準 強度 24 N/mm ² 粗骨材の 最大寸法 13mm	CASE-1	杭	32.5	2.79	1.85	交番載荷試 験日の材料 試験による
			接合部	31.6	2.80	1.89	
		CASE-2	杭	35.0	2.82	2.01	
			接合部	32.3	2.96	1.91	
		CASE-3	杭	38.5	2.81	2.07	
			接合部	33.9	3.02	1.91	
		CASE-4	杭	38.6	2.85	2.07	
			接合部	34.7	3.01	1.92	
		CASE-5	杭	29.5	2.75	2.35	
			接合部	30.4	2.63	2.50	
		CASE-6	杭	31.6	2.80	2.54	
			接合部	31.5	2.85	2.72	

(2) 使用材料

表-5.2.2 に、材料試験結果を示す。

(3) 載荷方法

載荷装置の概要を図-5.2.3、写真-5.2.1に示す。載荷方法は、試験体を反力床に PC 鋼棒（φ32mm）で定着し、反力壁より油圧ジャッキで正負交番の水平力を加えるものである。また、試験体頭部に油圧ジャッキで一定の圧縮軸力（死荷重により既設 RC 杭が受ける圧縮応力度に相当する 1N/mm²）を加えた。

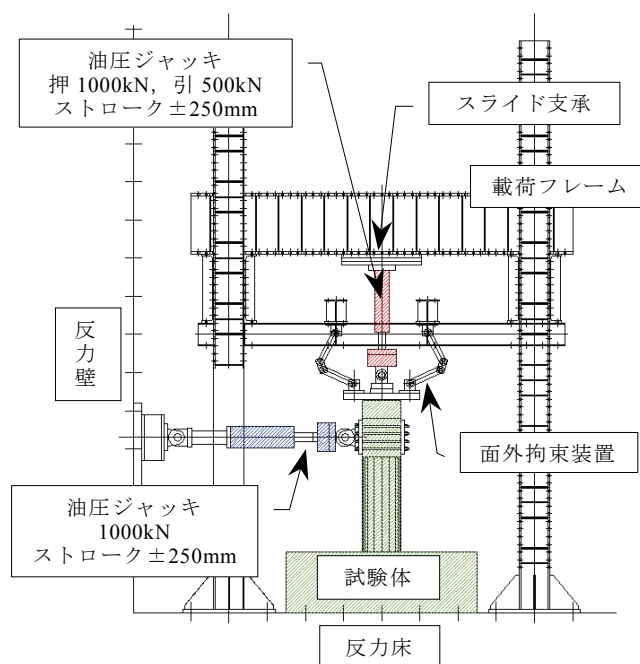


図-5.2.3 載荷装置

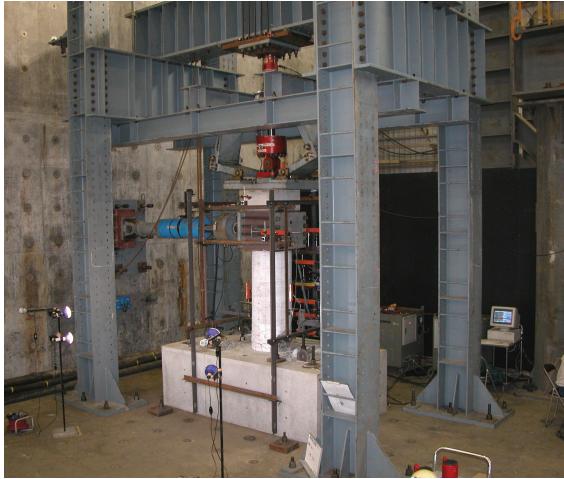


写真-5.2.1 載荷装置

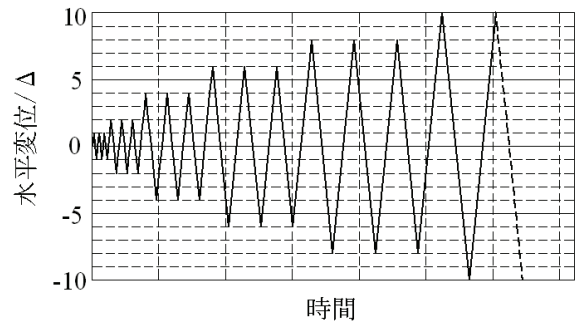


図-5.2.4 載荷パターン

載荷パターンを図-5.2.4 に示す。試験体の荷重・変位の制御は、CASE-1（従来構造）において、以下の手順で行った。

- ① 鉛直荷重の載荷：所定の鉛直荷重 193 kN を 10 分割して約 20kN ずつ載荷した。
- ② 降伏変位までの載荷：水平荷重の載荷は水平ジャッキを押し出す方向から開始した。また、正負 1 サイクルの降伏変位までは荷重制御で載荷し、測定は 10kN 毎に行った。なお、降伏の判定は、水平ジャッキを押し出す方向の載荷において引張側 45° 方向の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の変位を降伏変位 Δ とした。
- ③ 降伏変位以降の載荷：降伏変位 Δ の偶数倍の変位を変位抑制で各 3 サイクルずつ載荷した。測定は履歴曲線が滑らかに表現できるように測定ピッチを定めた。載荷の終了は荷重－変位曲線の包絡線における水平荷重が最大水平荷重の 50%を下回ることを目標とした。

CASE-2～6 の交番載荷試験は、試験体 CASE-1（従来構造）で得られた降伏変位 Δ を用いて CASE-1 と同様の方法で行った。

以下 5.2～5.4 節において、上述した CASE-1 の降伏変位 8.7mm を Δ で、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重・水平変位を「-」として記す。また、「荷重」および「変位」は水平荷重載荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。

(4) 計測方法

表-5.2.3 に，計測項目，計測器，図-5.2.5 に，計測器の配置例を示す。

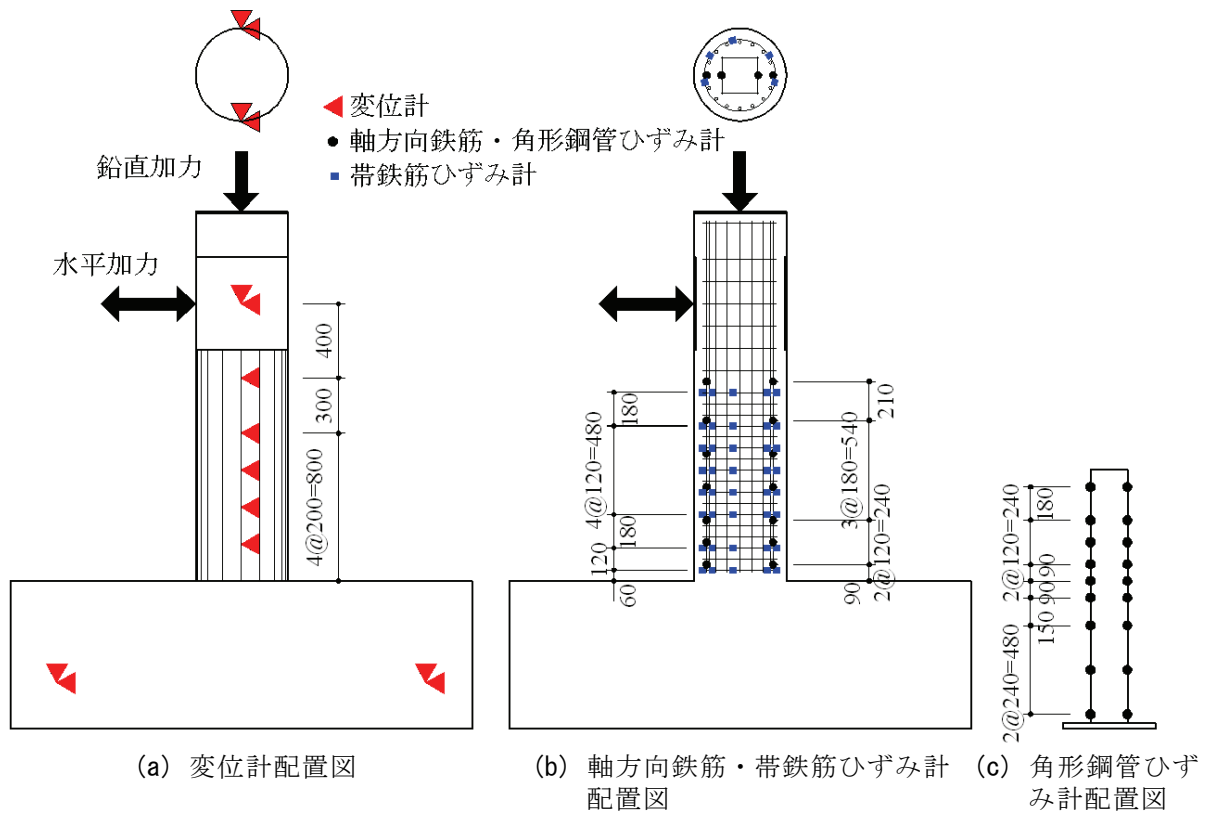


図-5.2.5 計測器配置例 (CASE-5, 単位 mm)

表-5.2.3 計測項目・計測器 (CASE-5 の例)

計測項目	計測器	容 量	個 数
載荷重	ロードセル	1000kN	2
試験体変位	変位計	100mm ～ 300mm	24
軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ		14
鋼管ひずみ			18
帯鉄筋ひずみ			40

5.3 交番載荷試験結果

(1) 荷重と変位の関係

図-5.3.1 に、荷重－変位曲線（履歴）、表-5.3.1 に、荷重－変位曲線（履歴）の特徴を示す。なお、荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正した。

図-5.3.1 および表-5.3.1 より、試験体 CASE-2（本構造，埋込 4d，帯鉄筋 D10），CASE-5（本構造，埋込 3d，帯鉄筋 D13），CASE-6（本構造，埋込 3d，帯鉄筋 D16）の履歴曲線の形状は、試験体 CASE-1（従来構造）同様紡錘型で吸収エネルギーが CASE-3（本構造，埋込 3d，帯鉄筋 D10），CASE-4（本構造，埋込 2d，帯鉄筋 D10）に比べ大きいことがわかる。一方，CASE-3，4 の履歴曲線の形状はスリップ型で吸収エネルギーが CASE-2，5，6 に比べ小さいことがわかる。

図-5.3.2 に、荷重－変位曲線の包絡線、表-5.3.2 に、交番載荷試験結果を示す。図-5.3.2(a) は鋼管の埋込長による比較を示す。

図より、CASE-2 は CASE-1 より変形性能が優れていることがわかる。また、断面の曲げ耐力を本構造と従来構造で同等となるように計画したにもかかわらず、CASE-2，3，5，6 は CASE-1 より、荷重すなわち曲げ耐力が大きくなっている。これは、鋼材の材料の規格値と実強度が軸方向鉄筋では、降伏点規格値 345N/mm^2 に対し実降伏点 $381\sim 391\text{ N/mm}^2$ ，鋼管（SM490）では、降伏点規格値 325 N/mm^2 に対し実降伏点 $402\sim 431\text{ N/mm}^2$ と異なることに起因すると考えられる。

CASE-3（本構造，埋込 3d，帯鉄筋 D10）は CASE-2 とほぼ同等の曲げ耐力を有するが変形性能は CASE-1 よりも劣る。CASE-4（本構造，埋込 2d，帯鉄筋 D10）は CASE-1 より曲げ耐力ならびに変形性能が劣ることがわかる。

図-5.3.2(b) は帯鉄筋量による比較を示す。図-5.3.2(b) および表-5.3.2 より、CASE-3 から CASE-5，6 と帯鉄筋量が増加すれば、CASE-3 で終局変位 73.3mm ，CASE-5 で終局変位 150.5mm ，CASE-6 で終局変位 163.1mm と変形性能が大きく向上することがわかる。

なお、図-5.3.2 は正載荷側の結果のみを示したが、負載荷側についても同様の結果であった。

表-5.3.1 荷重と変位の関係

試験体	履歴曲線の特徴	備 考
CASE-1 従来構造	紡錘型で吸収エネルギーは CASE-3，4 に比べ大きい。	12Δ3 サイクルから軸方向鉄筋が破断して荷重は低下した。
CASE-2 本構造 埋込 4d 帯鉄筋 D10		載荷は試験装置の限界から +16Δ，-18Δ で終了した。
CASE-3 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D10	スリップ型に近く吸収エネルギーは CASE-1，2，5，6 に比べ小さい。	+4Δ で最大荷重を示すが，+6Δ 以降荷重は低下した。
CASE-4 本構造 埋込 2d 帯鉄筋 D10		鋼管のひずみが降伏ひずみを超えなかった。+4Δ で最大荷重を示すが，この荷重を維持することなく荷重は低下した。
CASE-5 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D13	紡錘型で吸収エネルギーは CASE-3，4 に比べ大きい。	試験装置の改造により載荷限界を大きくし，CASE-5 は +20Δ，CASE-6 は +22Δ まで載荷試験を行った。
CASE-6 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D16		

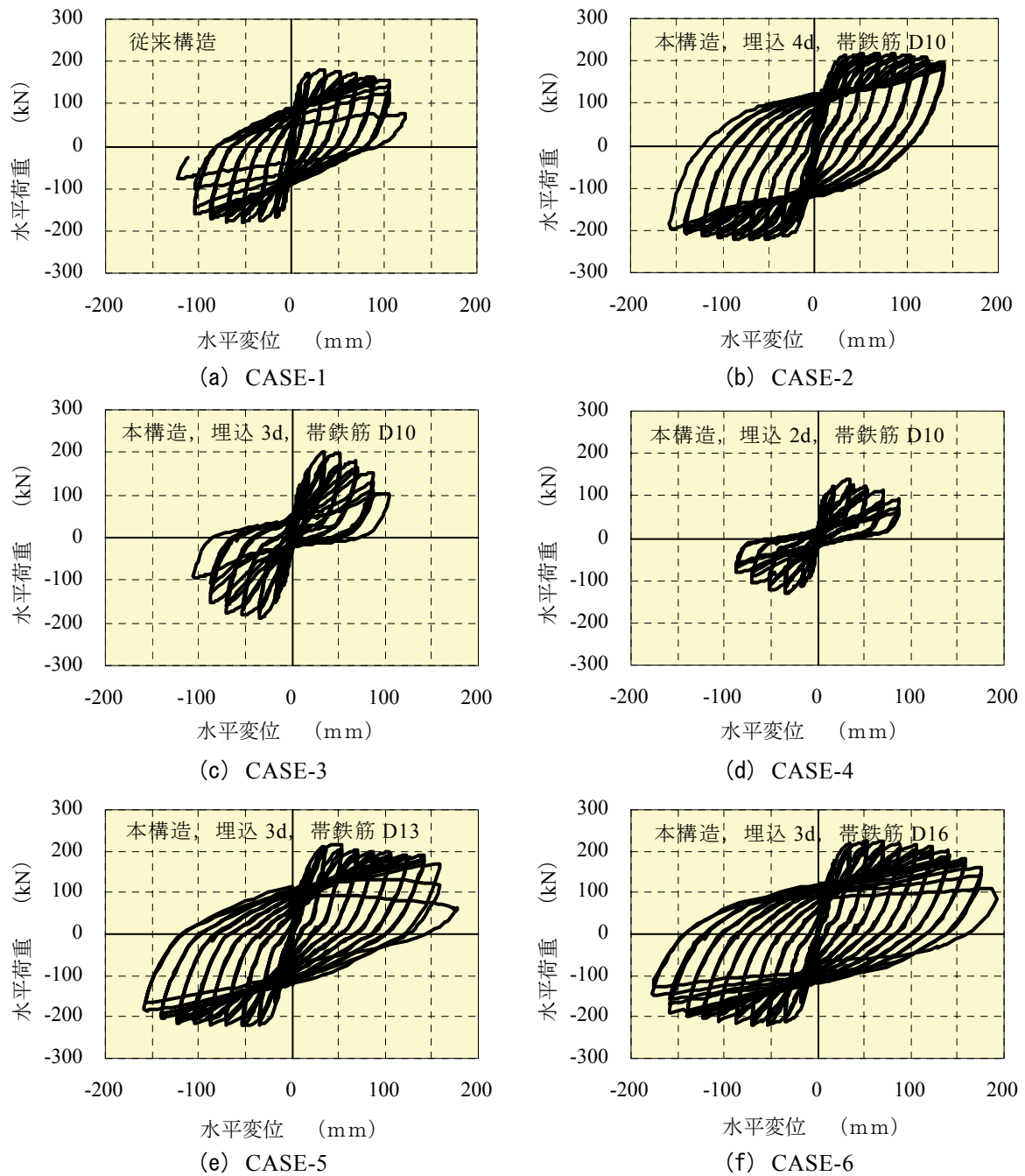


図-5.3.1 荷重－変位曲線（履歴）

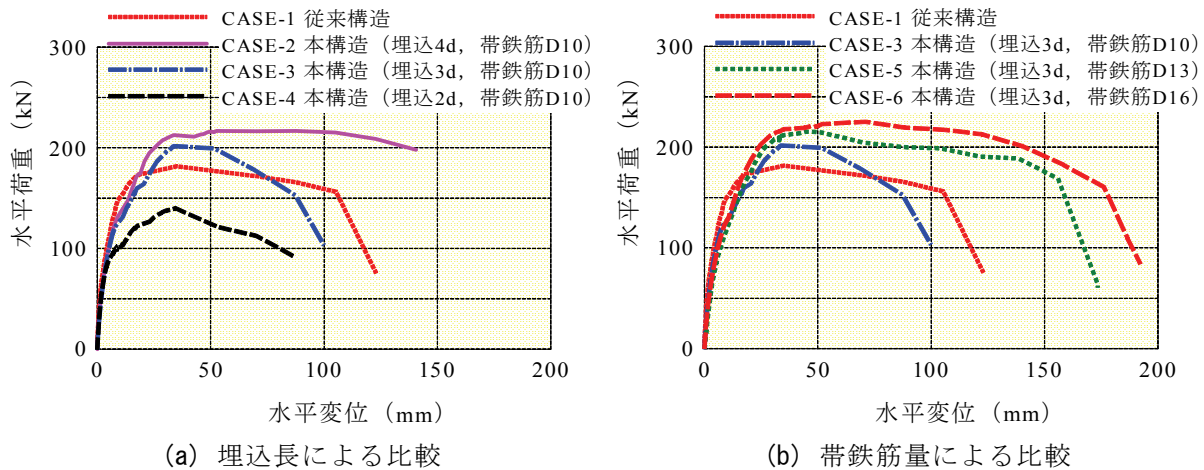


図-5.3.2 荷重－変位曲線（包絡線）

表-5.3.2 交番載荷試験結果

試験 CASE	降 伏		最大荷重		損傷レベル 2 の制限値 M 点		終局変位 (mm)	じん性率
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)		
1	148	8.7	182	34.9	165	87.6	107.0	12.3
2	171	17.3	217	87.5	198	140.6	— *2	8.1 *3
3	172	22.4	202	34.1	199	51.4	73.3	3.3
4	— *1	—	140	33.3	112	70.1	—	—
5	175	20.6	215	44.4	189	138.7	150.5	7.3
6	176	17.8	225	70.8	201	140.0	163.1	9.2

荷重が正の値で算定。

降伏：CASE-1 は引張側 45° 方向の軸方向鉄筋，CASE-2～6 は引張側鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時点。

損傷レベル 2 の制限値 M 点：場合によっては補修が必要な損傷で，鉄筋コンクリート部材としての特性としては，荷重変位曲線上で最大水平荷重程度を維持する最大変位までの損傷⁴⁾，繰返し載荷で耐力低下が顕著にならない最大変位まで⁵⁾。

M 点は図-5.4.5 参照

終局変位：荷重－変位曲線の包絡線において，荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位。

じん性率：終局変位を降伏変位で除した値。

*1：鋼管は降伏に至らなかった。

*2：載荷装置の限界から終局に至らなかった。

*3：最終変位 140.6mm を用いて算定した。

(2) 試験体の損傷状況

各試験体について鋼管降伏付近の 2Δ，損傷レベル 2 として規定される限界変位付近，載荷終了時の損傷状況を全周の展開図で図-5.3.3 に示し，表-5.3.3 に，損傷状況の概要を示した。図の水平方向の破線の間隔は 10cm，鉛直方向の破線の間隔は，図-5.3.3(2) 下に示すように，全周を 16 等分 (22.5° 間隔) したもので，約 9.8cm となり，鉛直方向の実線の間隔は全周を 4 等分 (90° 間隔) したものとなる。なお，CASE-1 (従来構造) については，表には示さなかったが，杭基部に塑性ヒンジが形成され軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリート

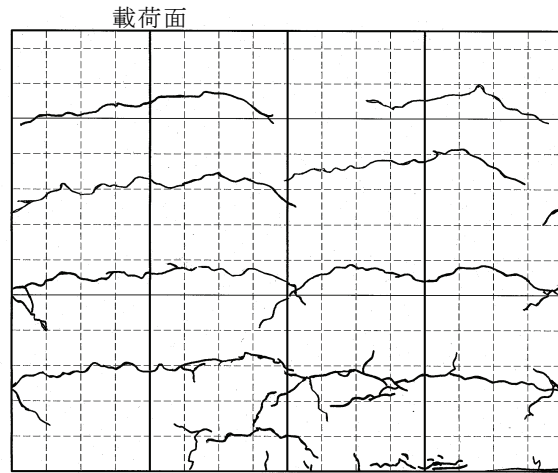
がはらみ出す曲げ破壊形式であった。CASE-1 は通常の鋼管の無い構造ではあるが他の試験体同様 2Δ での損傷状況を図に示した。損傷レベル 2 の定義については表-5.3.2 の注釈に示したが、繰返し載荷で耐力（荷重）低下が顕著にならない最大変位時点を示す。

図-5.3.3 および表-5.3.3 より、試験体 CASE-2（本構造、埋込 4d、帯鉄筋 D10）、CASE-5（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D13）、CASE-6（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D16）の破壊形式は曲げ破壊、CASE-3（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D10）、CASE-4（本構造、埋込 2d、帯鉄筋 D10）は鋼管周囲のコンクリートの割裂破壊であることがわかる。

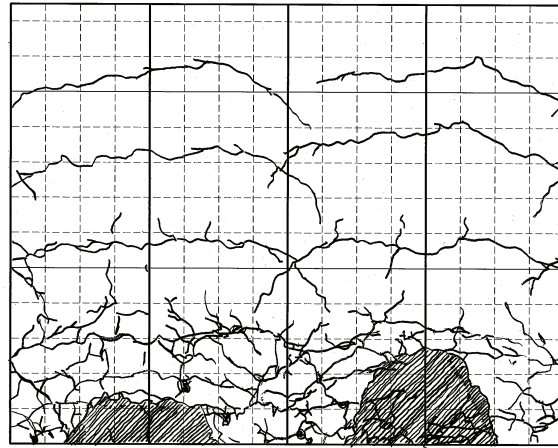
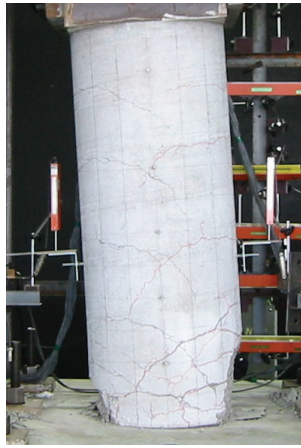
なお、試験終了後に杭コンクリートを撤去して鋼管の観察を行った。その結果、CASE-2, 5, 6 は杭基部で鋼管が座屈していた。座屈は、いずれも鋼管の載荷前背面（フランジ部分）部に、鋼管外側へはらみ出す方向に生じ、座屈長が杭基部から約 60mm 程度、座屈変位が最大 10mm 程度のものである。

表-5.3.3 試験体の損傷状況

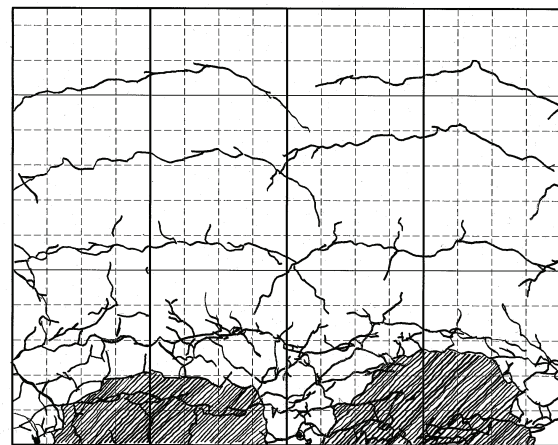
試験体名	破壊形式	損 傷 状 況		
		0～2 Δ	2～4 Δ	4 Δ ～
CASE-2 本構造 埋込 4d 帯鉄筋 D10	曲げ破壊			・4Δで杭基部コンクリートの圧壊に伴うかぶりコンクリートの剥落開始、剥落範囲は徐々に大きくなるが、12Δまでは荷重が一定の安定した変形性能を示す。 ・12Δでかぶりコンクリートの剥落がさらに大きくなり、16Δで荷重が僅かではあるが低下。
CASE-3 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D10	鋼管周囲コンクリートの割裂破壊	水平の曲げひび割れが鋼管埋込部の上部に 2～4 本発生。鋼管埋込端部から下方へ延びる鉛直の割裂ひび割れ、ならびに杭基部から上方へ延びる鉛直の割裂ひび割れが発生。	水平の曲げひび割れの進展、鉛直の割裂ひび割れも進展。この鉛直の割裂ひび割れは、載荷方向を基準軸としてほぼ水平方向に $\pm 45^\circ$ 回転した位置に集中して発生。	・4Δで、鋼管埋込端部のコンクリートの水平の曲げひび割れおよび鉛直の割裂ひび割れが大きくなり、鋼管埋込端部下方のかぶりコンクリートの剥落開始。 ・CASE-3 では 4Δ～6Δまで荷重を維持したが、CASE-4 では 4Δ以降、荷重を維持することなく低下。
CASE-4 本構造 埋込 2d 帯鉄筋 D10				・6Δで鋼管埋込端部下方のかぶりコンクリートの剥落が大きくなり、試験体は鋼管埋込端部下方 20cm で折れ曲がったような変形状態となる。その後鋼管埋込端部を中心としたかぶりコンクリートが剥落し、荷重は低下。
CASE-5 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D13	曲げ破壊	（鋼管埋込端部：図-5.3.3 中に太い点線で示す鋼管埋込深さ位置）	（水平方向に $\pm 45^\circ$ 回転した位置：図-5.3.3(2)b-2)の矢印位置）	・8Δで杭基部コンクリートの圧壊に伴うかぶりコンクリートの剥落が始まり、剥落範囲は徐々に拡大。 ・16（12）Δで杭基部コンクリートの圧壊に伴うかぶりコンクリートの剥落が大きくなっているが、水平荷重の低下はほとんどない。 ・18（20）Δの繰返し載荷において荷重が大きく低下。
CASE-6 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D16				（）内は CASE-6



a-1) 2Δ



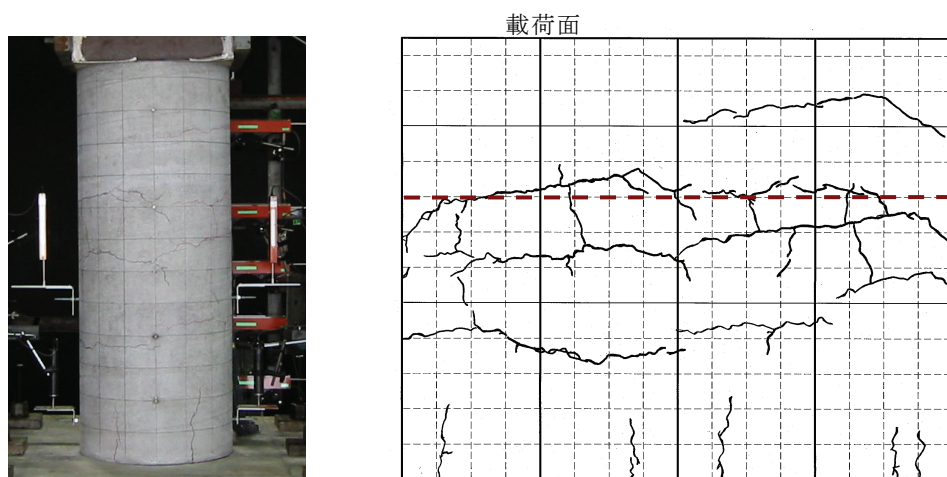
a-2) 10Δ (損傷レベル2の制限値 M 点付近)



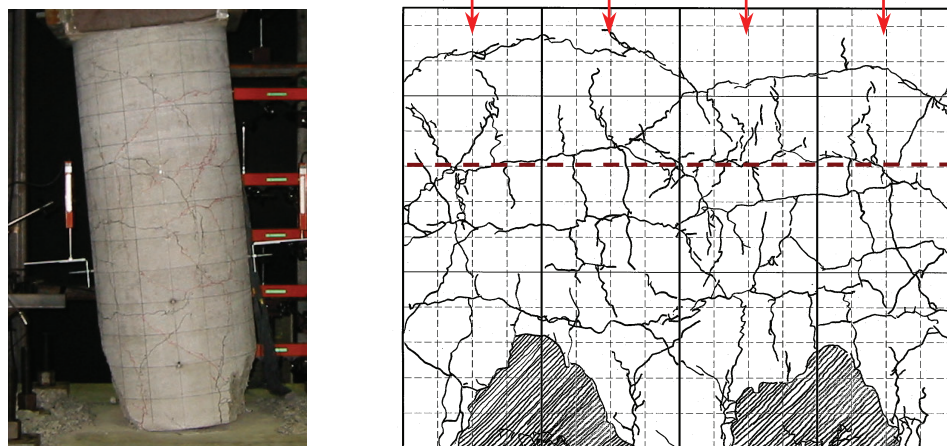
a-3) 14Δ (載荷終了時)

(a) CASE-1 (従来構造)

図-5.3.3(1) 損傷状況



b-1) 2Δ (鋼管降伏付近)



b-2) 16Δ (損傷レベル2の制限値M点付近 載荷終了時)

(b) CASE-2 (本構造, 埋込4d, 帯鉄筋D10)

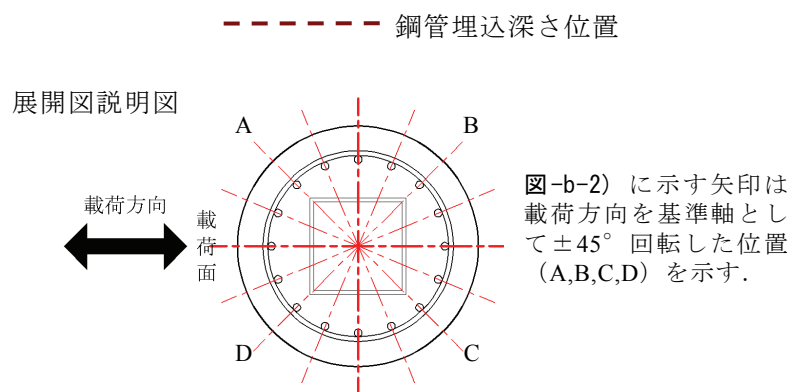
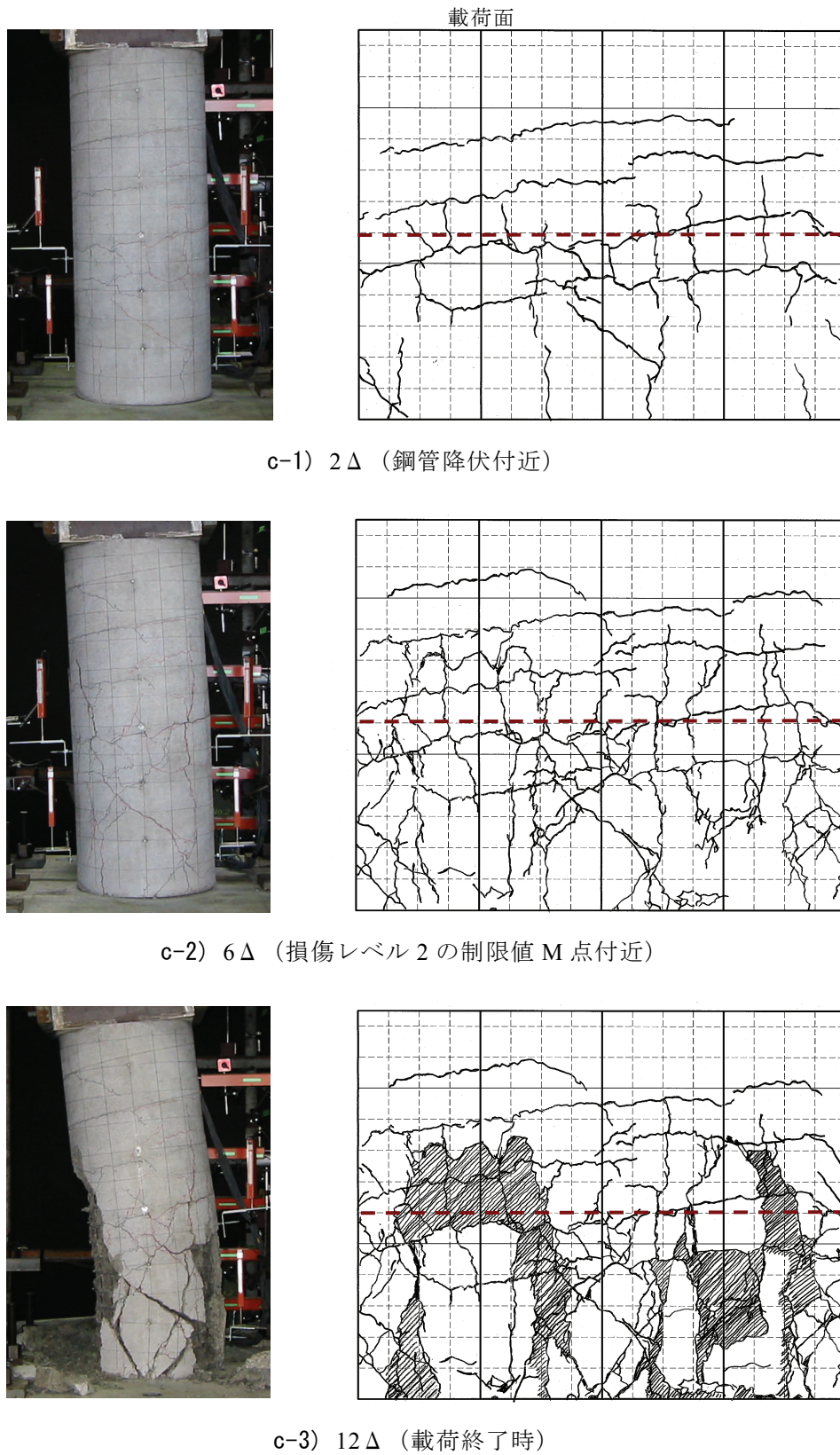
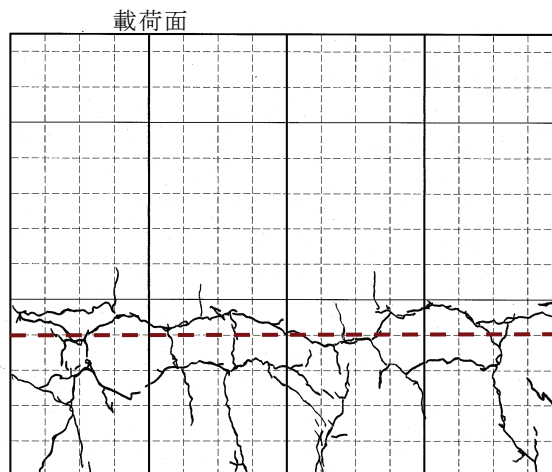
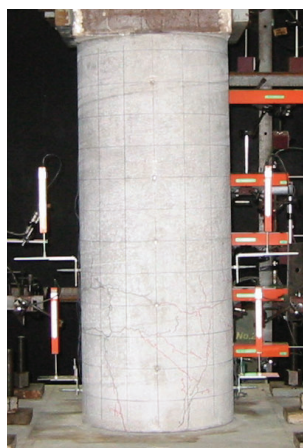


図-5.3.3(2) 損傷状況

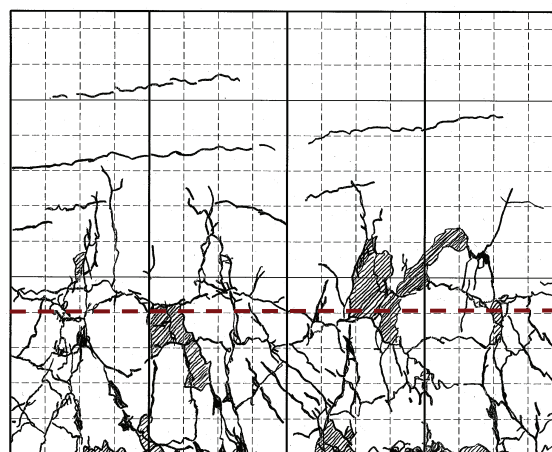
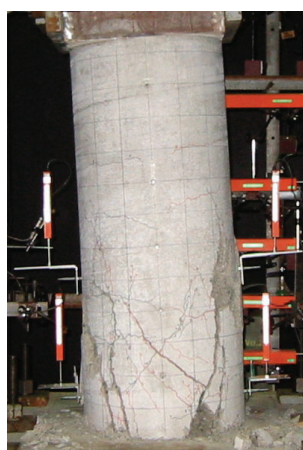


(c) CASE-3 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D10)

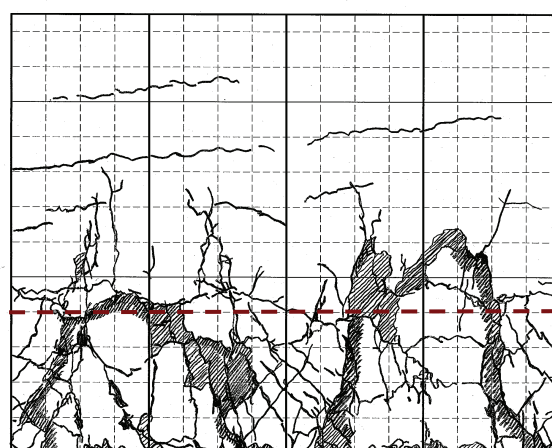
図-5.3.3(3) 損傷状況



d-1) 2Δ



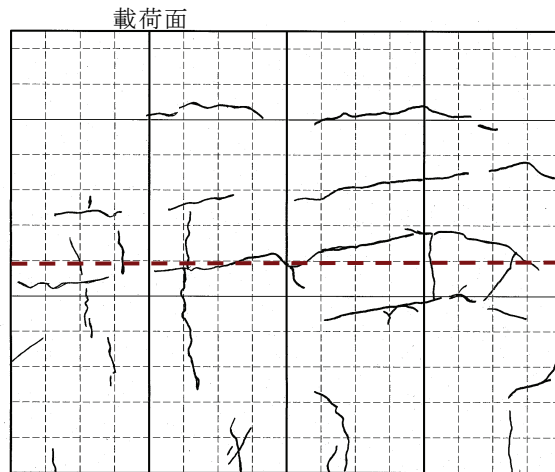
d-2) 8Δ (損傷レベル 2 の制限値 M 点付近)



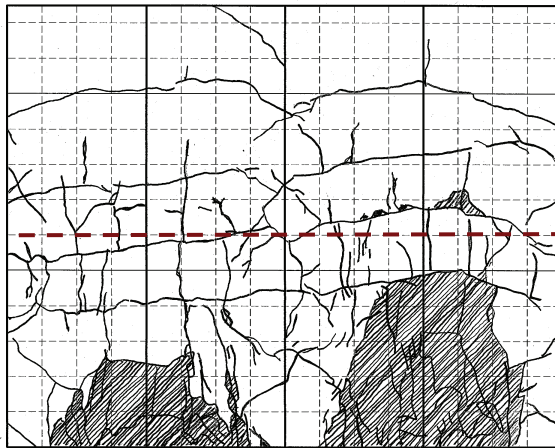
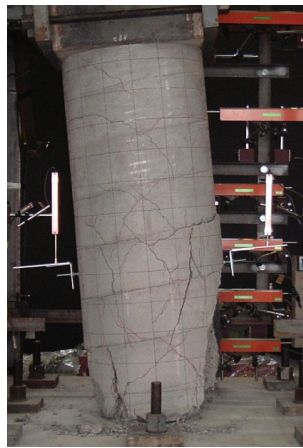
d-3) 12Δ (載荷終了時)

(d) CASE-4 (本構造, 埋込 2d, 帯鉄筋 D10)

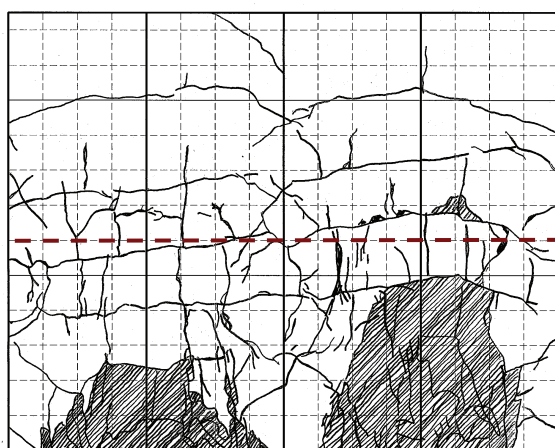
図-5.3.3(4) 損傷状況



e-1) 2Δ (鋼管降伏付近)



e-2) 16Δ (損傷レベル2の制限値M点付近)



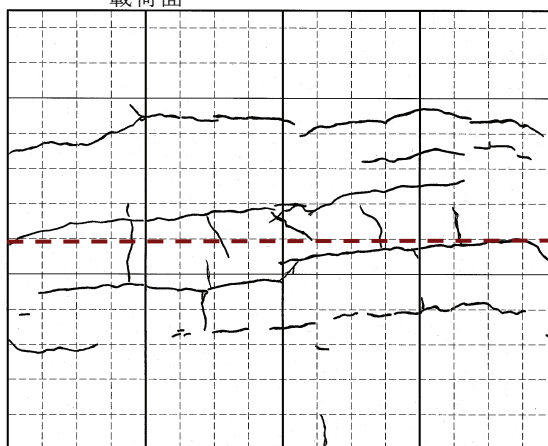
e-3) 20Δ (載荷終了時)

(e) CASE-5 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D13)

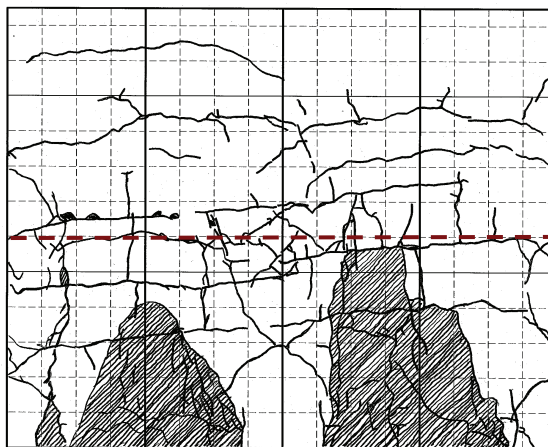
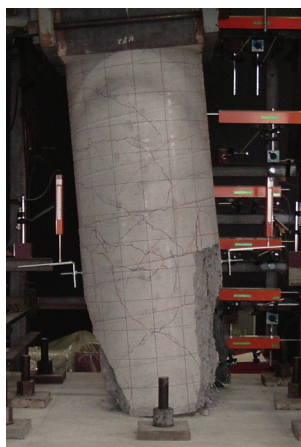
図-5.3.3(5) 損傷状況



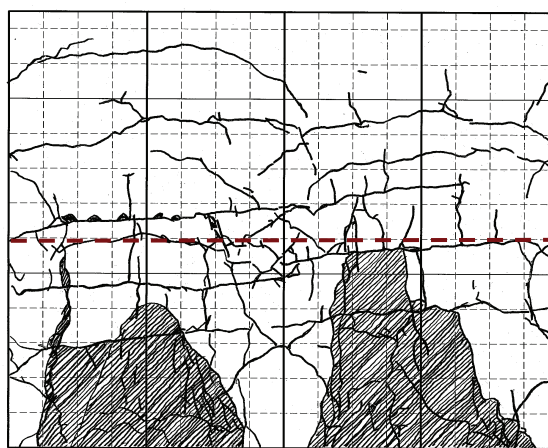
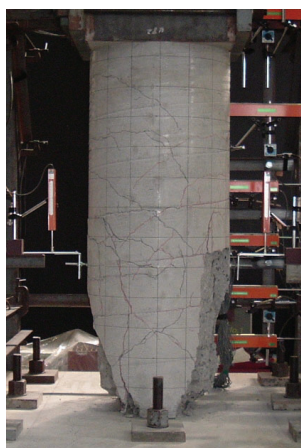
載荷面



f-1) 2Δ (鋼管降伏付近)



f-2) 16Δ (損傷レベル 2 の制限値 M 点付近)



f-3) 22Δ (載荷終了時)

(f) CASE-6 (本構造, 埋込 3d, 帯鉄筋 D16)

図-5.3.3(6) 損傷状況

(3) 鋼管，軸方向鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の鋼管および軸方向鉄筋の最外縁のひずみ分布を図-5.3.4に示す。図は、鋼管、軸方向鉄筋それぞれについて縦軸に杭基部からの高さを示し、左側にジャッキ載荷面側のひずみの分布、右側に載荷面と反対側のひずみ分布を示すものである。図には材料試験で得られた降伏ひずみも示した。また、表-5.3.4に、軸方向鉄筋の最外縁のひずみ分布状況の概要を示した。

図-5.3.4 および表-5.3.4 より、鋼管のひずみは、鋼管埋込端部から杭基部へと大きくなり、鋼管が曲げモーメントを分担していることがわかる。また、鋼管埋込部の軸方向鉄筋は、鋼管埋込端部から杭基部にかけて徐々に断面の引張応力を分担しなくなることがわかる。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

表-5.3.4 鋼管・軸方向鉄筋のひずみ分布状況

試験体名	ひずみ分布の状況			
	鋼管のひずみ		軸方向鉄筋のひずみ	
CASE-1 従来構造	—		1Δ以降、杭基部より上方へ360mmまでの区間で降伏ひずみを超えている。	
CASE-2 本構造 埋込 4d 帯鉄筋 D10	鋼管埋込端部から杭基部へとひずみは大きくなり、鋼管が曲げモーメントを分担していることがわかる。	4Δ以降、杭基部より上方へ210mm程度の区間で引張降伏ひずみを大きく超える。	引張側の鋼管埋込端部でひずみが最大となり、杭基部へ向かって減少する。すなわち、鋼管埋込部の軸方向鉄筋は、鋼管埋込端部から杭基部にかけて徐々に断面の引張応力を分担しなくなる。	引張降伏ひずみを超えない。
CASE-3 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D10		4Δ以降、杭基部より上方へ210mmの区間で引張降伏ひずみを超えるがその量はわずかである。		6Δ以降で鋼管埋込端部において引張降伏ひずみを超える。
CASE-4 本構造 埋込 2d 帯鉄筋 D10		引張降伏ひずみを超えない。		6Δ以降で鋼管埋込端部において引張降伏ひずみをわずかに超える。
CASE-5 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D13		4Δ以降、杭基部より上方へ210mm程度の区間で引張降伏ひずみを大きく超える。		6Δ以降で鋼管埋込端部において引張降伏ひずみを超える。
CASE-6 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D16				4Δ以降で鋼管埋込端部において引張降伏ひずみを超える。

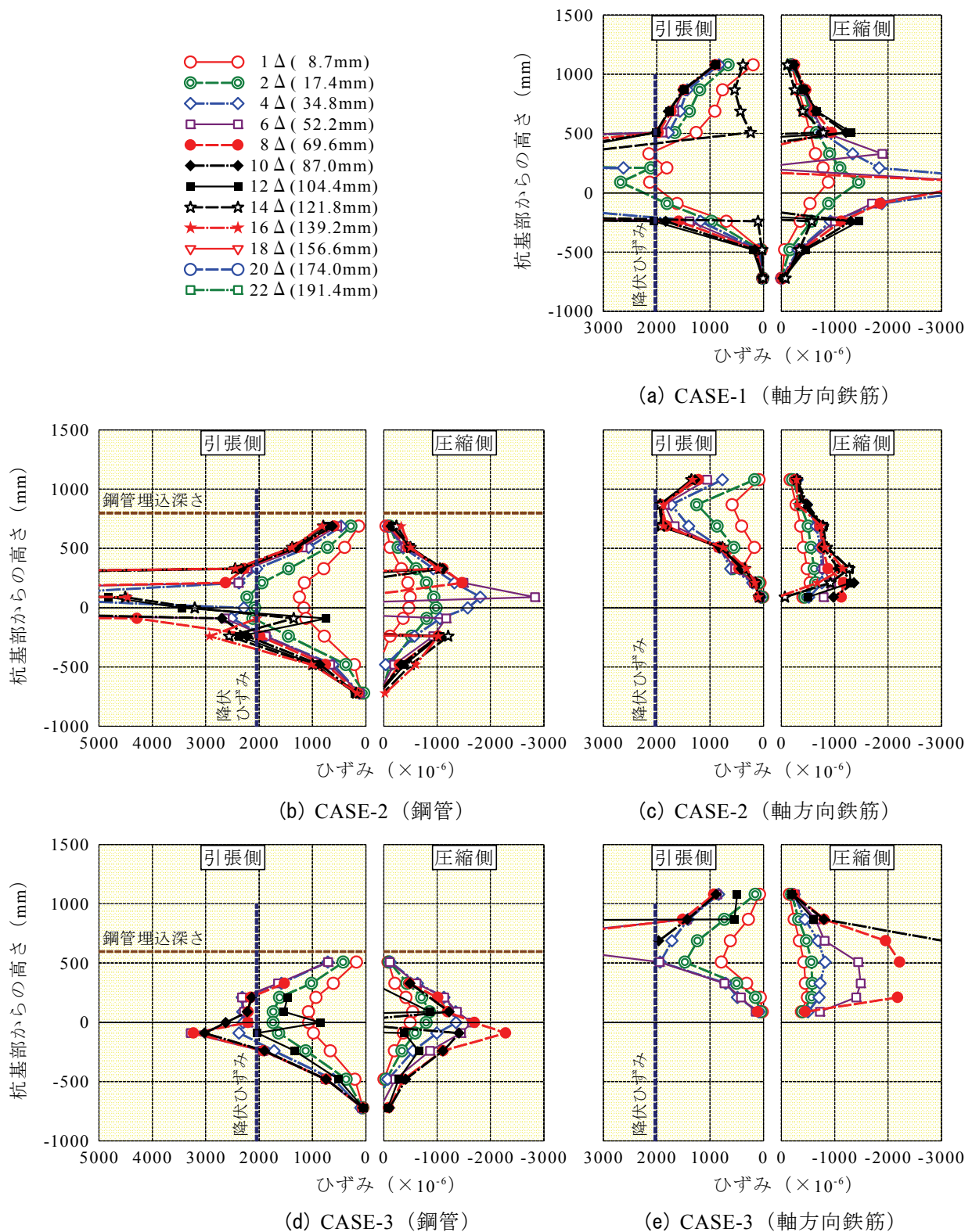
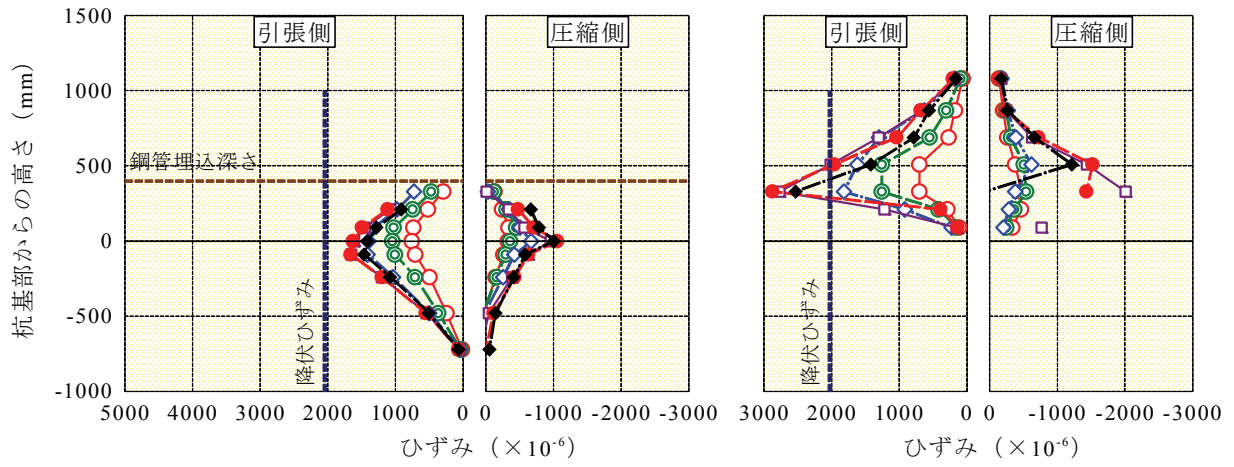
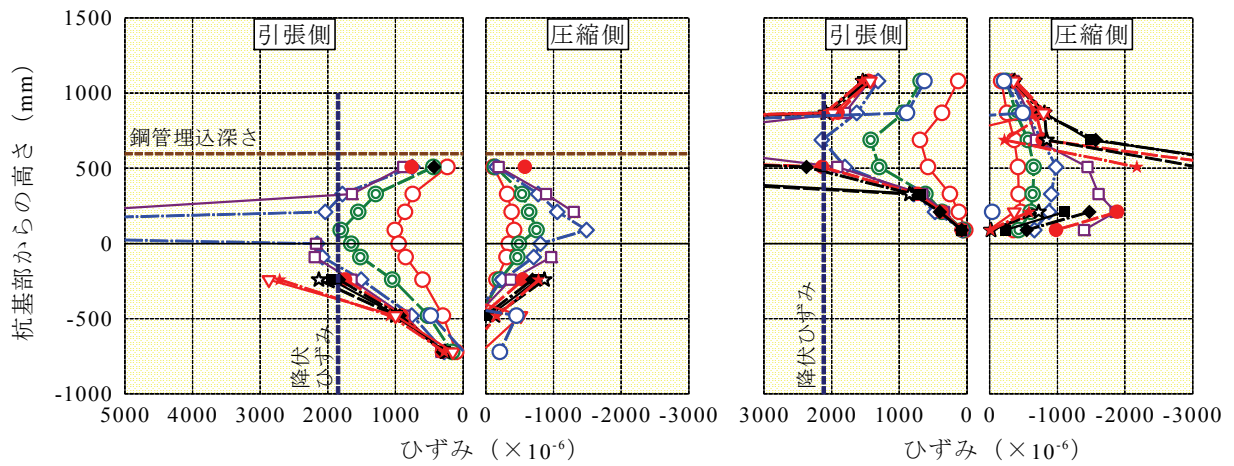


図-5.3.4(1) 鋼管・軸方向鉄筋のひずみ分布



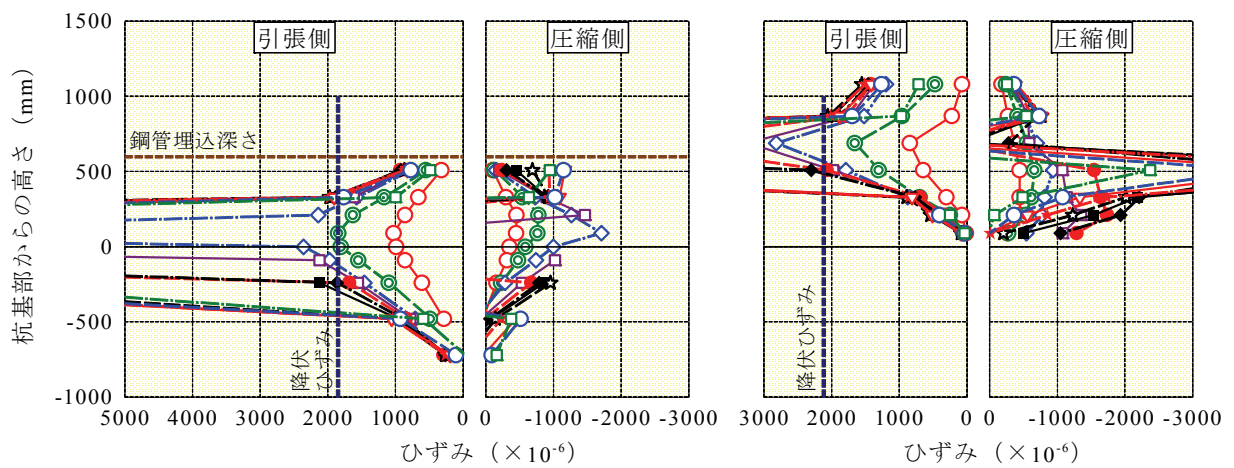
(f) CASE-4 (鋼管)

(g) CASE-4 (軸方向鉄筋)



(h) CASE-5 (鋼管)

(i) CASE-5 (軸方向鉄筋)



(j) CASE-6 (鋼管)

(k) CASE-6 (軸方向鉄筋)

図-5.3.4(2) 鋼管・軸方向鉄筋のひずみ分布

(4) 帯鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の帯鉄筋のひずみ分布を図-5.3.5に示す。図は縦軸に杭基部からの高さを示し、横軸にひずみの値を示したものである。なお、図に示したひずみの水平断面内での位置は、図中に示すように、鉛直の割裂ひび割れが多く見られた載荷方向を基準軸としてほぼ水平方向に $\pm 45^\circ$ 回転した位置に近いものである。この位置を選定したのは、コンクリートに割裂ひび割れが見られ、帯鉄筋のひずみが大きいと考えられることによる。図には材料試験で得られた降伏ひずみも示した。また、表-5.3.5に、図-5.3.5に基づく帯鉄筋のひずみ分布状況の概要を示した。

図-5.3.5 および表-5.3.5 より、本構造の帯鉄筋のひずみは、鋼管埋込端部と杭基部で大きく、鋼管埋込の中間部で小さい形状を示すことがわかる。これは鉛直の割裂ひび割れが鋼管埋込端部から下方へ延びるものと杭基部から上方へ延びるものが発生したことと一致する。また、曲げ破壊した試験体 CASE-2（本構造、埋込 4d、帯鉄筋 D10）、CASE-5（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D13）、CASE-6（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D16）では鋼管埋込の中間部で帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えないが、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊した CASE-3（本構造、埋込 3d、帯鉄筋 D10）、CASE-4（本構造、埋込 2d、帯鉄筋 D10）では、同位置の帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えていた。

表-5.3.5 帯鉄筋のひずみ分布状況

試験体名	ひずみ分布の状況	
CASE-1 従来構造	杭基部より上方へ 360mm までの区間で他区間に比べ、大きい。降伏ひずみを超えることはない。大きなひずみが発生している区間は軸方向鉄筋が降伏している区間と一致し、せん断ひび割れが密に発生している区間とも一致する。	
CASE-2 本構造 埋込 4d 帯鉄筋 D10	鋼管埋込端部と杭基部で大きく鋼管埋込の中間部で小さい形状を示す。これは鉛直の割裂ひび割れが鋼管埋込端部から下方へ延びるものと杭基部から上方へ延びるものが発生したことと一致する。	降伏ひずみを超えるが鋼管埋込の中間部では終局状態でも降伏ひずみを超えることはない。
CASE-3 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D10		CASE-3 では 8Δ 、CASE-4 では 6Δ でひずみは鋼管埋込部の全測点で降伏ひずみを超える。
CASE-4 本構造 埋込 2d 帯鉄筋 D10		
CASE-5 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D13		降伏ひずみを超えるが鋼管埋込の中間部では終局状態でも降伏ひずみを超えることはない。
CASE-6 本構造 埋込 3d 帯鉄筋 D16		

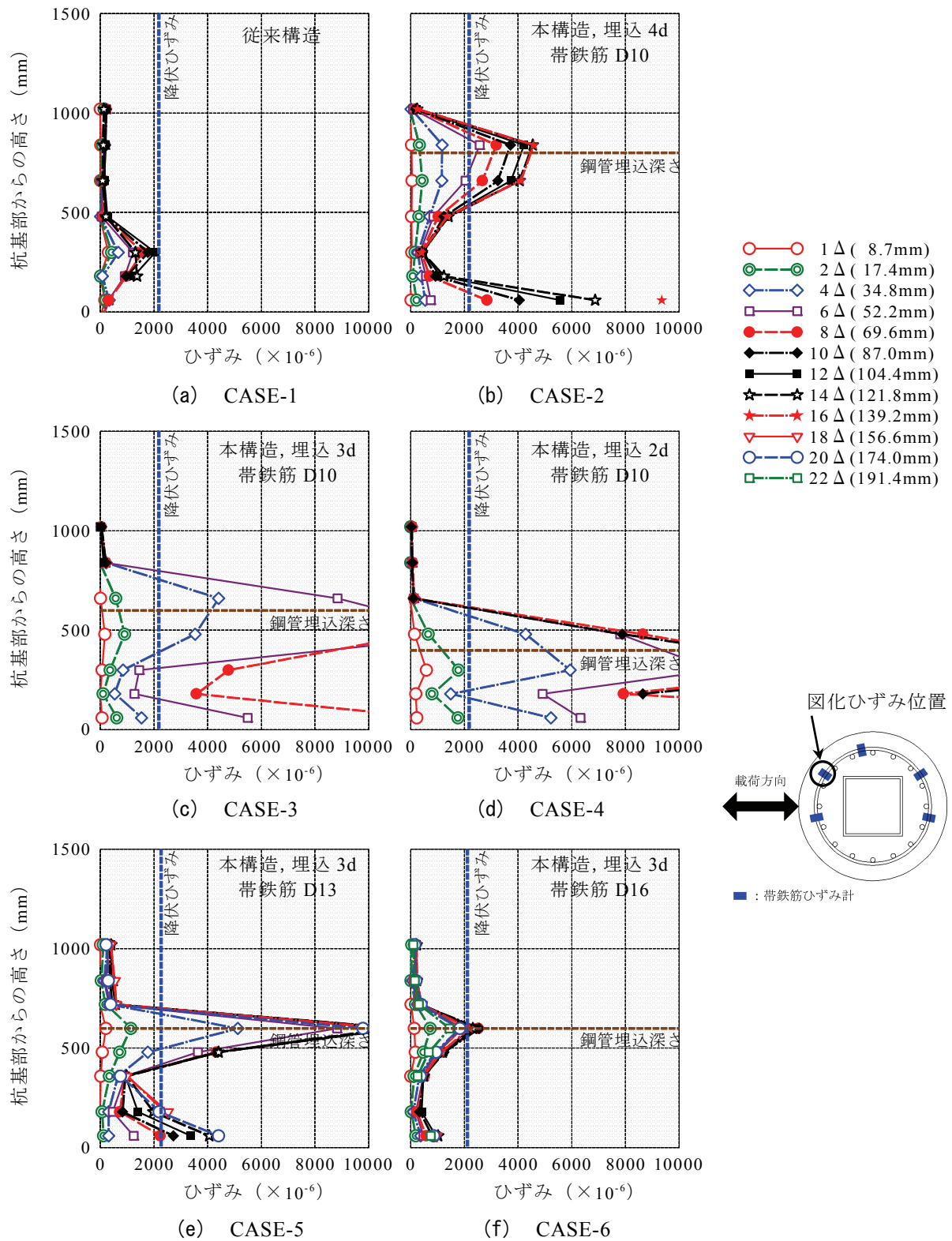


図-5.3.5 帯鉄筋のひずみ分布

CASE-5, 6 について水平断面内の帯鉄筋ひずみ分布を図-5.3.6 に示す. 図には CASE-5, 6 それぞれについて, 図-5.3.5 においてひずみの大きい鋼管埋込端部と杭基部での断面を示した.

図より, CASE-5, 6 いずれも, 荷重方向を基準軸としてほぼ $\pm 45^\circ$ 回転した位置すなわち鋼管と帯鉄筋が近い位置のひずみが卓越することがわかる. ひずみが卓越する位置は, 鉛直の割裂ひび割れが多く見られた位置と一致する.

すなわち, 図-5.3.7(a) に示すように, 杭を水平加力すると, 杭に埋め込まれた鋼管は, 鋼管周囲のコンクリートに反力を作用させる. この反力は, 図-5.3.5 の帯鉄筋ひずみ分布より, 鋼管埋込端部および杭基部で大きくなることをわかる. 反力により鋼管周囲のコンクリートは押し広げられ, 図-5.3.7(b) に示すような, 荷重方向を基準軸としてほぼ $\pm 45^\circ$ 回転した位置にひび割れが生じ, 帯鉄筋量が少ない場合は割裂破壊する. これは, 試験体損傷状況と図-5.3.6 の帯鉄筋ひずみ分布より明らかである.

なお, 水平ジャッキを引き戻す方向に荷重した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した.

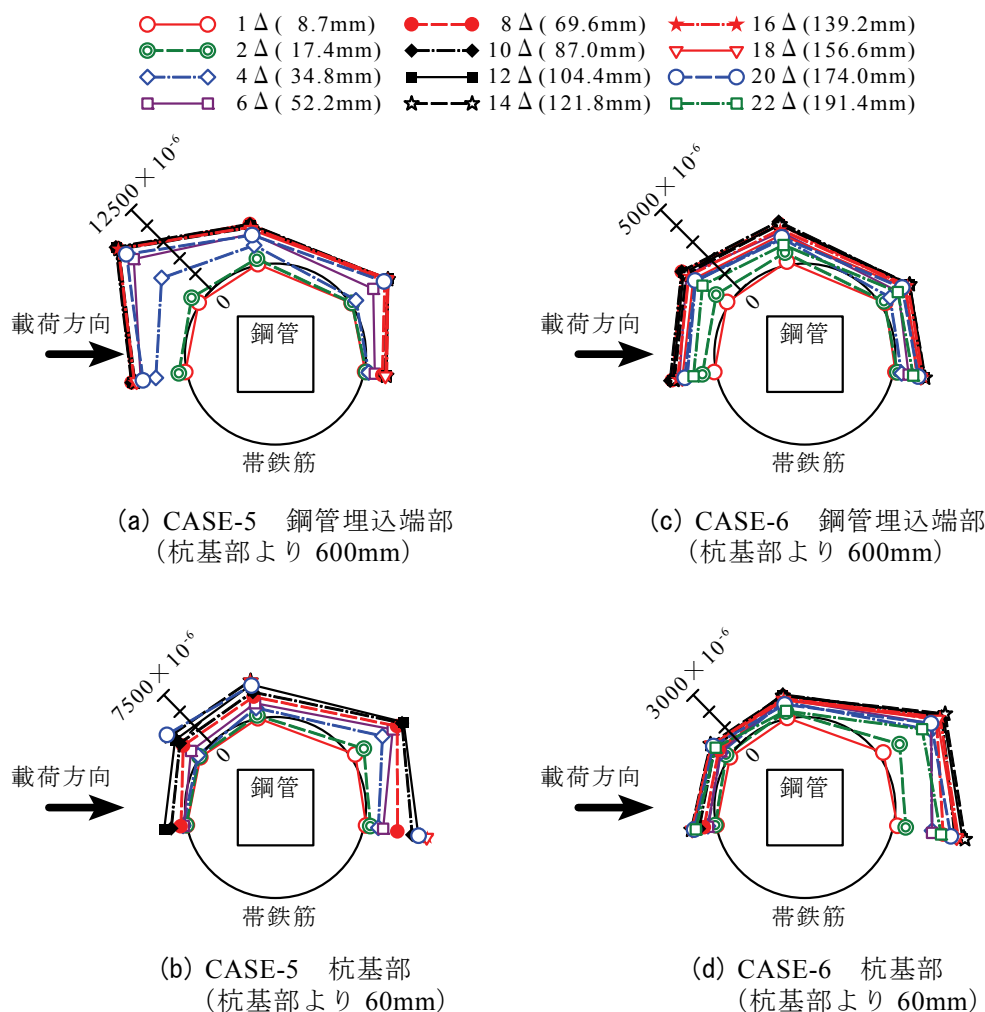


図-5.3.6 帯鉄筋のひずみ分布 (水平断面)

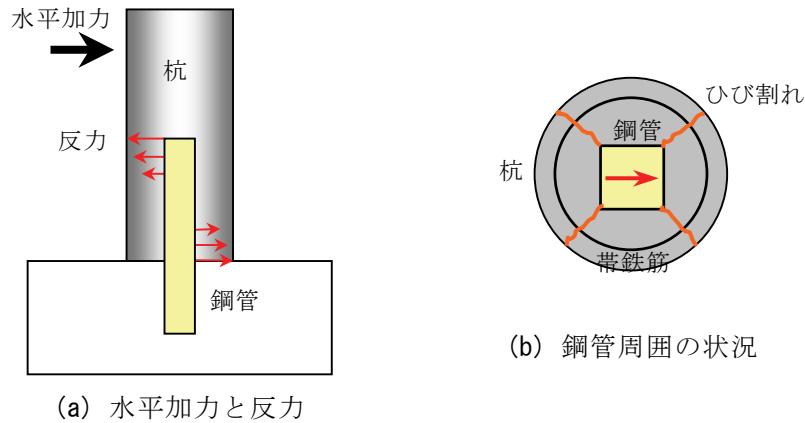


図-5.3.7 鋼管の周辺状況概念図

5.4 杭頭接合部構造の耐荷機構と変形性能の評価

上述したように交番載荷試験によれば，本構造の鋼管埋込部の帯鉄筋量が不足すると鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊し，曲げ耐力が低下するとともに変形性能も低下した．この結果を踏まえ，本構造の耐荷機構と変形性能を以下のように評価した．

(1) 杭頭接合部構造の耐荷機構

本構造の曲げモーメント・水平力に対する耐荷機構は，帯鉄筋のひずみ分布が鋼管埋込端部と杭基部で大きく中間部で小さいことから，図-5.4.1に示すように，鋼管前背面のコンクリートの支圧力および鋼管とコンクリートの摩擦力等の抵抗力からなるものとした．この支圧力および摩擦力は，鋼管周囲のコンクリートが健全な状態の時に期待できるものである．前節の試験 CASE-3，4（埋込 3d で帯鉄筋 D10，埋込 2d で帯鉄筋 D10）の結果，すなわち鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する場合には，曲げ耐力および変形性能が低下することからわかるように，支圧力および摩擦力は期待できないものとなる．したがって，本構造において鋼管およびコンクリートの材料強度を十分利用して曲げ耐力および変形性能を効率よく発揮させるためには，鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しないような措置を施す必要がある．

抵抗力には他に載荷方向に平行する鋼管側面の摩擦力，鋼管底面の支圧力・摩擦力が考えられるが，これらをここでは文献 6) を参考に簡便さを考慮して上述した支圧力および摩擦力に含まれるものとした．

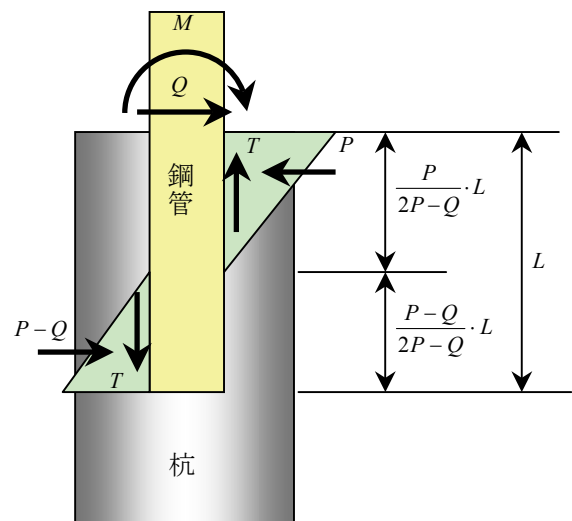


図-5.4.1 耐荷モデル

(2) 耐荷機構が成立するための帯鉄筋量

鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しないようにするために必要な帯鉄筋量の算定式を実験結果に基づいて、文献6)を参考に導いた。

図-5.4.1に示した杭に作用する力のモーメントの釣合いから次式が得られる。

$$M = T \cdot d + \frac{L \cdot P^2}{3(2P - Q)} + (P - Q) \cdot \frac{L \cdot (5P - 2Q)}{3(2P - Q)} \quad (5.4.1)$$

ここに、 M ：作用曲げモーメント

Q ：作用水平力

P ：鋼管に作用する支圧力の合力

T ：鋼管に作用する摩擦力の合力

d ：鋼管の断面高さ

L ：鋼管埋込長

支圧力の合力 P は帯鉄筋の拘束力で発揮されるものとして次式で算定する。

$$P = \alpha \cdot 2f_{sy} \cdot A_s \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{P \cdot L}{2P - Q} \cdot \frac{1}{2} \quad (5.4.2)$$

ここに、 f_{sy} ：帯鉄筋の引張降伏強度

A_s ：単位の鋼管埋込長当りの帯鉄筋断面積

α ：支圧力補正係数

式(5.4.2)は、図-5.4.2に示すように、水平断面内で帯鉄筋のひずみが卓越した位置すなわち载荷方向を基準軸としてほぼ $\pm 45^\circ$ 回転した位置での帯鉄筋の引張力で支圧力 P が規定されるとしたものである。

鋼管に作用する摩擦力の合力 T は、文献6)を参考に次式とした。

$$T = c \cdot d \cdot L \cdot \frac{P - Q}{2P - Q} + (P - Q) \tan \phi \quad (5.4.3)$$

ここに、 c ：粘着力 (0.7N/mm^2)

ϕ ：摩擦角 (20°)

c 、 ϕ の値は文献6)に平鋼管を用いる場合として定義されているもの

支圧力補正係数 α は、支圧力 P を求める際の簡略化等に対する補正としての係数である。

図-5.4.3は縦軸に式(5.4.1)と式(5.4.3)を用いて実験から得られる支圧力、横軸に式(5.4.2)右辺の α を除いた項の値として実験値をプロットしたものである。実験から得られる支圧力を計算するための载荷荷重は、帯鉄筋の拘束力を十分期待できる範囲にとどめることを考慮

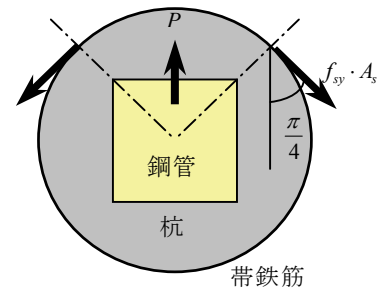


図-5.4.2 支圧力の合力と帯鉄筋拘束力の概念図

して、帯鉄筋が降伏する時点のものとした。図より、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊し変形性能の劣る CASE-3, 4 (埋込 3d で帯鉄筋 D10, 埋込 2d で帯鉄筋 D10) は支圧力補正係数 α が 4.5 以上となり、曲げ破壊し変形性能のよい CASE-2, 5, 6 (埋込 4d で帯鉄筋 D10, 埋込 3d で帯鉄筋 D13, 埋込 3d で帯鉄筋 D16) は支圧力補正係数 α が 2.5 程度となる。なお、この時、摩擦力合力 T による抵抗モーメントは、作用曲げモーメント M の約 10% 程度であった。

以上から式(5.4.1), (5.4.2), (5.4.3)に支圧力補正係数 α を 2.5 以下として帯鉄筋量を算定し配置すれば、本構造は想定する耐荷機構のもとで良好な変形性能を発揮する。

(3) 杭頭接合部構造の曲げ耐力の評価

本構造の杭の軸方向鉄筋は、接合部に定着しないものとなっている。したがって、杭頭部で曲げに対する抵抗力は杭のコンクリートと鋼管で受け持たれる。

図-5.4.4 に、降伏および最大曲げモーメントの計算値と実験値の比較を示す。

計算値は、良好な変形性能を示した CASE-2, 5, 6 (埋込 4d で帯鉄筋 D10, 埋込 3d で帯鉄筋 D13, 埋込 3d で帯鉄筋 D16) について、コンクリート設計標準 2004³⁾に準拠し、鋼管を鉄筋とみなし鉄筋コンクリート部材として表-5.2.2 の材料試験結果の値を用いて算定した。図中の凡例で「全断面」は鋼管と杭のコンクリート断面を全て考慮したものであり、「鋼管+鋼管内コンクリート」は鋼管と鋼管内部のコンクリートのみを考慮したもの、「鋼管+帯鉄筋内コンクリート」は鋼管と帯鉄筋内部のコンクリートのみを考慮したものである。図より、杭部のコンクリートをすべて考慮した場合の計算値は実験結果とよい対応を示している。この結果から降伏および最大曲げモーメントは鋼管を鉄筋とみな

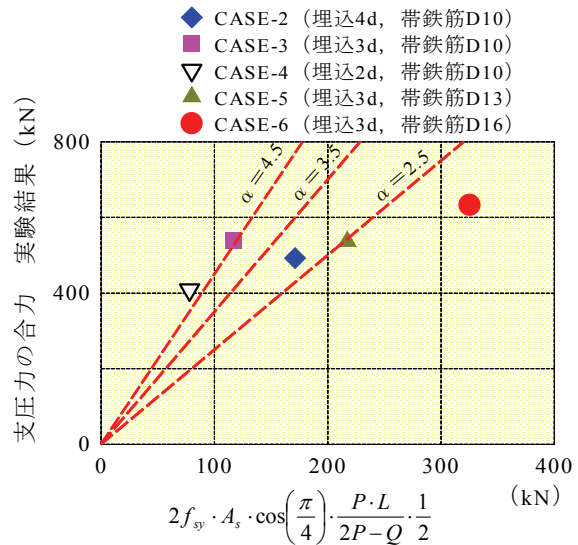
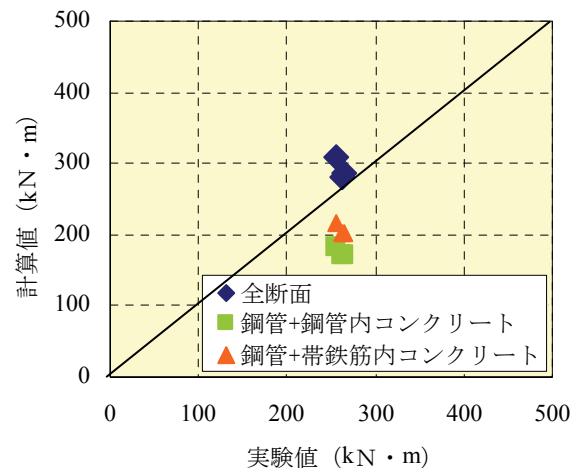
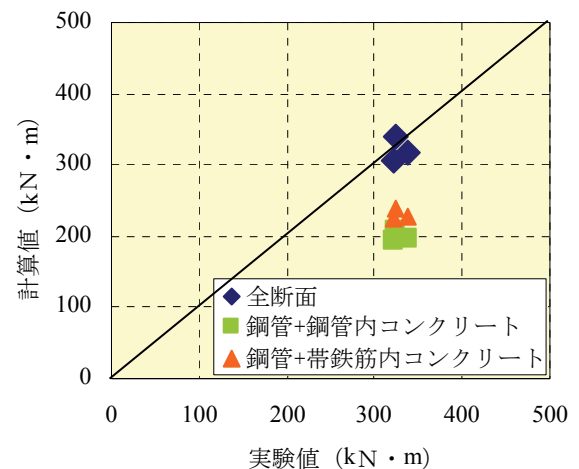


図-5.4.3 支圧力の合力と帯鉄筋拘束力の関係



(a) 降伏曲げモーメントの比較



(b) 最大曲げモーメントの比較

図-5.4.4 曲げ耐力の計算値と実験値の比較

して、杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面が曲げモーメントおよび軸方向力を受けるものとして算定すればよいことがわかる。

(4) 変形性能の評価

「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成 11 年」⁴⁾ (以下「耐震設計標準 1999」と記す) および村田らの研究⁷⁾ に基づき本構造の変形性能を評価することを試みた。耐震設計標準 1999⁴⁾は、2.2(2)項に示したように、性能照査型の設計法を採用している。すなわち、構造物が必要とする耐震性能を地震後の復旧性で定義し、この耐震性能を補修方法を考慮して定めた構造物の損傷レベルで照査するものである。

耐震設計標準 1999⁴⁾では、鉄骨鉄筋コンクリート部材において、曲げ破壊モードの棒部材の部材端部の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を図-5.4.5のように与えている。図中の部材角 θ_y 、 θ_m 、 θ_n は表-5.4.1に示すような損傷レベルの制限値として用いられる値である。文献7)では鉄骨鉄筋コンクリート部材において、損傷と補修工法の関係を表-5.4.2のように区分している。本構造においては、Y点を鋼管が引張降伏強度に達し引張降伏する時点とすれば、図-5.3.3のb-1)、c-1)、e-1)、f-1)に示すように、損傷は曲げひび割れに加え鉛直の割裂ひび割れが生じているが、補修は耐久性上のひび割れ注入程度でよいと考えられる。M点は最大水平荷重程度を維持する最大変位で与えられる点とすれば、図-5.3.3のb-2)、c-2)、e-2)、f-2)に示すように、損傷はひび割れ幅の拡大、かぶりコンクリートの剥離・剥落、鋼管のわずかな座屈が生じ、補修はひび割れ注入、断面修復が必要な状態と考えられる。また、N点は降伏荷重を維持する最大変位とすれば、図-5.3.3のc-3)、e-3)、f-3)に示すように、損傷はかぶりコンクリートの剥落、鋼管のわずかな座屈が生じ、補修はひび割れ注入、断面修復が必要な状態と考えられる。このように本構造においても鉄骨鉄筋コンクリート部材と同様な表-5.4.1に示す損傷レベルと制限値の関係が

Mc: 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
My: 降伏時の曲げモーメント
Mm: 最大曲げモーメント
 θ_c : 曲げひび割れ発生時の部材角
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : Mmを維持できる最大の部材角
 θ_n : Myを維持できる最大の部材角

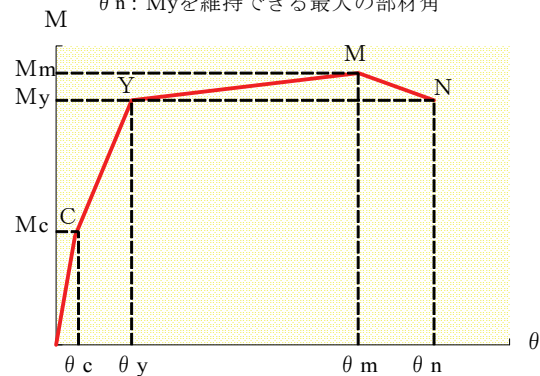


図-5.4.5 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係

表-5.4.1 損傷レベルと制限値

損傷レベル	損傷状況	制限値
1	無損傷	θ_y
2	場合によっては補修が必要な損傷	θ_m
3	補修が必要な損傷	θ_n

表-5.4.2 損傷と補修工法の関係⁷⁾

荷重変位包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法
Y点: 軸方向鉄筋が引張降伏する変位	曲げひび割れ	無補修（場合により耐久性上のひび割れ注入）
M点: 最大水平荷重程度を維持する最大変位	ひび割れ幅の拡大、かぶりコンクリート剥離、軸方向鉄筋のわずかな座屈	必要によりひび割れ注入、断面修復
N点: 降伏荷重を維持する最大変位	かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋・鉄骨フランジの座屈、帯鉄筋の変形	ひび割れ注入、断面修復、必要により帯鉄筋の整正

成立するものと考えることができる．以下に，この部材角 θ_y ， θ_m ， θ_n の評価法について示す．

Y点は，引張鉄筋降伏時の曲げモーメント M_y と損傷レベル 1 の制限値である引張鉄筋が降伏するときの部材角 θ_y で与えられる点である．曲げモーメント M_y は，前項で示したように，鋼管を鉄筋とみなして，杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面として算定すればよい．部材角 θ_y は式(5.4.4)で算定する．

$$\begin{aligned}\theta_y &= \theta_{y0} + \theta_{y1} \\ &= \frac{\delta_{y0}}{L_a} + \theta_{y1}\end{aligned}\quad (5.4.4)$$

ここに， θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角

L_a : せん断スパン

δ_{y0} : Y点におけるく体変形による変位で，部材を材軸方向に分割し，それぞれの断面の曲率を2階積分して算定

θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角で耐震設計標準 1999⁴⁾のコンクリート充填鋼管部材の埋込方式の式を準用し式(5.4.5)で算定

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 / 2 \quad (5.4.5)$$

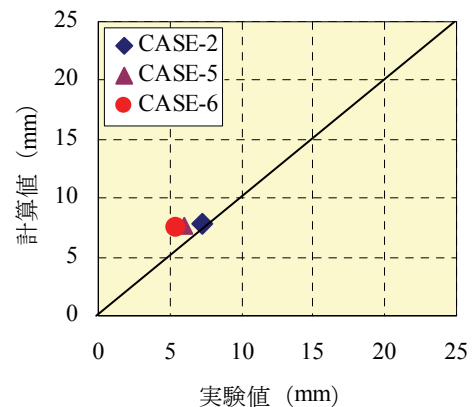
ここに， ϕ_y : Y点における杭基部の曲率

l_0 : 鋼管の接合部内への埋込長

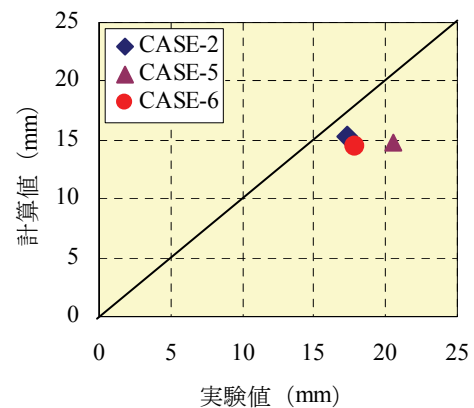
く体変形を算定する場合の軸方向鉄筋は，5.3(3)項の引張側軸方向鉄筋のひずみ分布が鋼管埋込端部で最大となり，杭基部へ向かって減少すること，および図には示さなかったが鋼管埋込端部では鋼管と軸方向鉄筋のひずみが断面内で平面ひずみ状態を示すこと等を考慮して，鋼管埋込端部で断面積を100%有効とし，杭基部へ向かって線形で減少し，杭基部で0%とすることとした．

図-5.4.6 は式(5.4.4)，(5.4.5)による計算値と実験値を比較したものである．鋼材拔出しによる変位の実験値は接合部の鋼管ひずみを積分することにより拔出し量を算定して求めたものである．計算値と実験値は，やや実験値の方が大きいものもあるが，ほぼ対応することがわかる．

M点は，コンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達するときの曲げモーメント M_m と損傷レベル2の制限値である部材角 θ_m で与えられる点である．部材角



(a) 鋼材拔出しによる変位の計算値と実験値



(b) 降伏変位の計算値と実験値

図-5.4.6 Y点変位の計算値と実験値

θ_m のコンクリート部材としての特性は荷重－変位曲線上で最大荷重程度を維持する最大変位までの部材角⁴⁾または、繰返し載荷で耐力低下が顕著にならない最大変位まで⁵⁾ の部材角に相当する．曲げモーメント M_m は、前項同様、鋼管を鉄筋とみなして、杭部コンクリートと鋼管からなる鉄筋コンクリート断面として算定すればよい．部材角 θ_m は式(5.4.6)で算定する．

$$\begin{aligned}\theta_m &= \theta_{m0} + \theta_{m1} \\ &= \frac{\delta_{m0}}{L_a} + \theta_{m1}\end{aligned}\quad (5.4.6)$$

ここに、 θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角

δ_{m0} : M点におけるく体変形による変位で、式(5.4.7)で算定

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (5.4.7)$$

δ_{mb} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位で、Y点と同様の方法で算定

δ_{mp} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で、式(5.4.8)で算定

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (5.4.8)$$

θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角で、耐震設計標準 1999⁴⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材の項で示される式(5.4.9)で算定

$$\theta_{pm} = \frac{0.0365p_w + 0.0159}{21.2(N'/N'_b)^{3.8} + 0.939} \quad (5.4.9)$$

p_w : 帯鉄筋比 (%)

N'/N'_b : 釣合い軸力比

L_p : 等価塑性ヒンジ長で、式(5.4.10)で算定

$$L_p = 0.5d_e + 0.05L_a \quad (5.4.10)$$

d_e : 断面の有効高さ（断面の高さを面積等価な正方形に換算後算出）

θ_{m1} : M点における部材接合部からの軸方向鋼材の拔出しによる部材端部の回転角で式(5.4.11)で算定

$$\theta_{m1} = \phi_m \cdot l_0 / 2 \quad (5.4.11)$$

ここに、 ϕ_m : M点における杭基部の曲率

本構造の塑性ヒンジ長を式(5.4.10)で算定すると 236mm となる．これは、図-5.3.4、表-5.3.4に示す CASE-2, 3, 5, 6 の鋼管のひずみが降伏ひずみを超える杭基部から 210mm 程度の区間長とほぼ一致する．

図-5.4.7は式(5.4.6)～(5.4.11)による計算値と実験値を比較したものである．塑性ヒンジの回転による変位の実験値は，実測変位から，塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位の計算値と式(5.4.11)で算定した鋼材の拔出しによる回転変位の計算値を差し引いたものである．

図より，計算値と実験値の対応はよくないことがわかる．塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位は 5mm 程度の値，鋼材の拔出しによる回転変位は 11mm 程度の値であり，この両者合わせても実測変位 140mm の 11%程度であることから，塑性ヒンジの回転による変位の推定精度が劣ると考えられる．そこで，式(5.4.9)による評価を再考することとした．

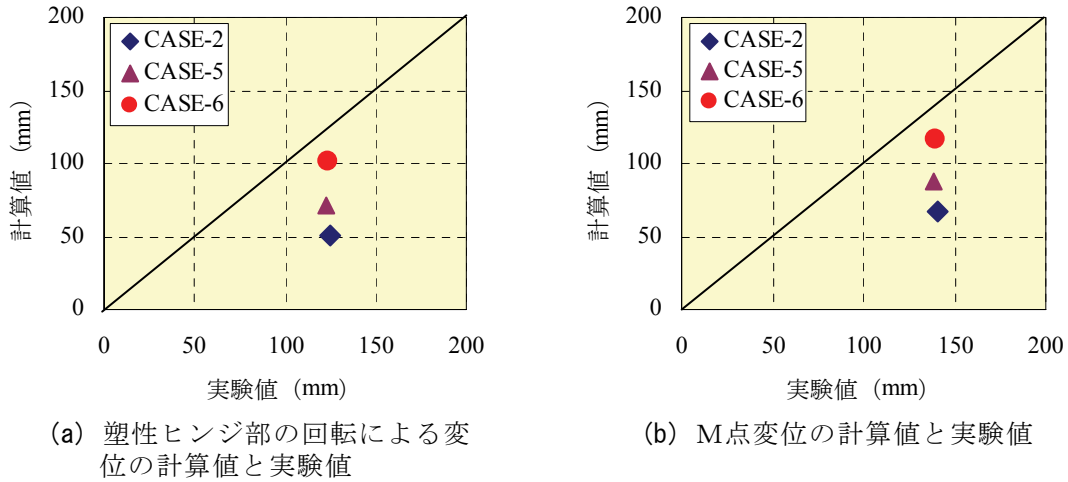


図-5.4.7 M点変位の計算値（補正前）と実験値

式(5.4.9)の分母 $21.2(N'/N'_b)^{3.8} + 0.939$ の項は軸力が塑性ヒンジの回転角に与える影響を表すものであり⁷⁾，軸力の異なるケースを実施しなかった今回の実験では検討できないことから原式のまま用いることとした．今回の実験でこの値は 0.96 前後となる．

図-5.4.8は，帯鉄筋比と式(5.4.9)の分母で補正した塑性ヒンジ回転角の実験値の関係を示したものである．図には式(5.4.9)の分子の帯鉄筋比に関する項である式(5.4.12)を示した．

$$\theta'_{pm} = 0.0365 p_w + 0.0159 \quad (5.4.12)$$

式(5.4.12)と塑性ヒンジの回転角の実験値は対応がよくない．この原因として本構造と鉄骨鉄筋コンクリート部材の鋼材位置の違い，本構造の鋼管とコンクリートの付着性状と鉄骨鉄筋コンクリート部材の付着性状の違い等が考えられる．また，本構造のうち，CASE-2 は鋼管埋込長が 800mm (4d)，CASE-5, 6 は 600mm (3d) となっていることも関連すると考えられる．そこで，これらの要因を考慮して式(5.4.12)を式(5.4.13)で評価し，式(5.4.9)を式(5.4.15)で評価することとした．式(5.4.13)は，本構造の塑性ヒンジ回転角は構造が同形式の鉄骨鉄筋コンクリートの評価式を用いることができると仮定して上述の事項を考慮して定めたものである．

$$\theta'_{pm} = 0.05 \cdot \left(\frac{L}{d} - 2 \right) \cdot p_w + 0.0159 \quad (5.4.13)$$

$$\text{ただし, } \theta'_{pm} \leq 0.09 \quad (5.4.14)$$

$$\theta_{pm} = \frac{\theta'_{pm}}{21.2(N'/N'_b)^{3.8} + 0.939} \quad (5.4.15)$$

ここに, L : 鋼管埋込長

d : 鋼管径

式(5.4.14)は, データ数が限られていることを考慮して設けた制限である.

図-5.4.8 には, 埋込長 $3d$ と $4d$ で評価した式(5.4.13)と式(5.4.14)を示した.

図-5.4.9 は式(5.4.15)による計算値と実験値を比較したものである. 図より, 計算値と実験値の対応はよくなったことがわかる.

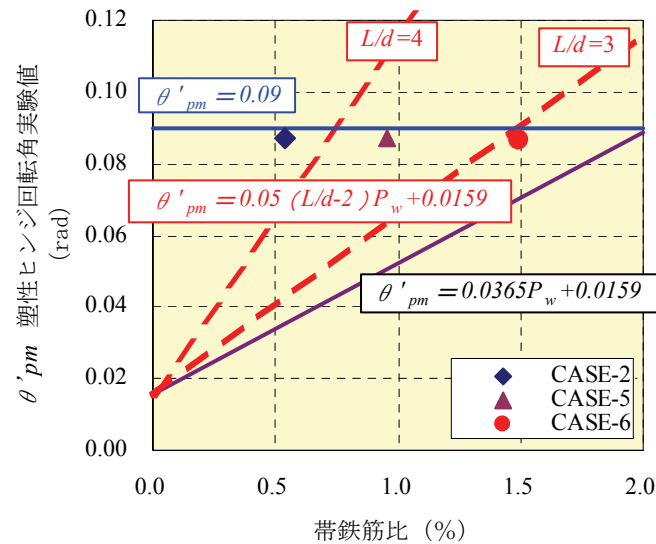
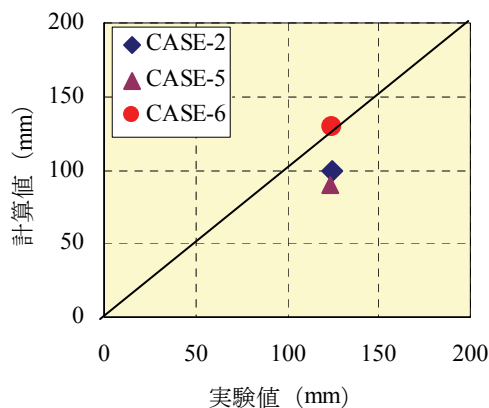
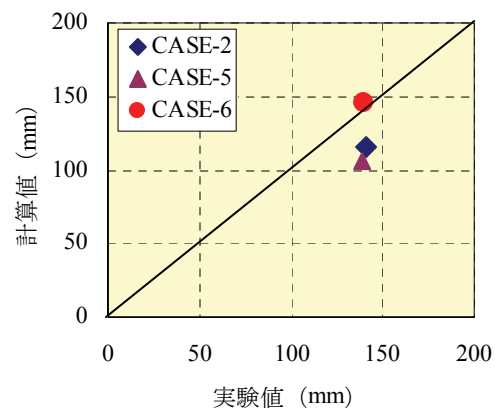


図-5.4.8 帯鉄筋比と塑性ヒンジ回転角 (M点)



(a) 塑性ヒンジ部の回転による変位の計算値と実験値



(b) M点変位の計算値と実験値

図-5.4.9 M点変位の計算値 (補正後) と実験値

N点の部材角は、M点から主に塑性ヒンジの回転角のみが進行するとする耐震設計標準1999⁴⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材の方法を準用することとした。この塑性ヒンジの回転角の増加は式(5.4.16)で示される。

$$\theta_{pn} - \theta_{pm} = k_{pp} \cdot \frac{M_m - M_y}{M_m} \quad (5.4.16)$$

ここに、 θ_{pn} : N点の塑性ヒンジ部の回転角

$k_{pp} : = 0.125$

図-5.4.10は、実験値における式(5.4.16)の関係を示したもので、式(5.4.16)と実験値がよく対応することがわかる。図-5.4.11は、N点の変位の計算値と実験値を比較したものであり、計算値と実験値の対応はよいことがわかる。

なお、本節に示した各式が成立するのは、交番載荷試験の範囲から鋼管の埋込長が3d以上である。また、杭径の適用範囲として800～1200mm程度を想定し、鋼管の断面高さは杭径1000mmに用いる場合400mmとし、その他の杭径ではこの鋼管の断面高さと杭径の比を大きく逸脱しない範囲とする。さらに、水平荷重の方向や軸力が変形性能に与える影響については検討を行っていないこと、ならびにデータ数が少ないこと等を踏まえて、今後、変形性能評価式の精度向上のために追加実験および数値解析による検討も必要と考えている。

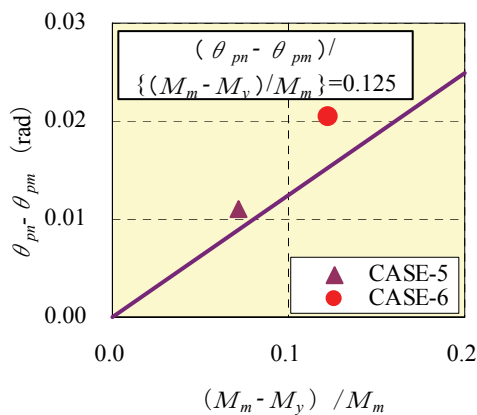


図-5.4.10 実験値における式(5.4.16)の関係

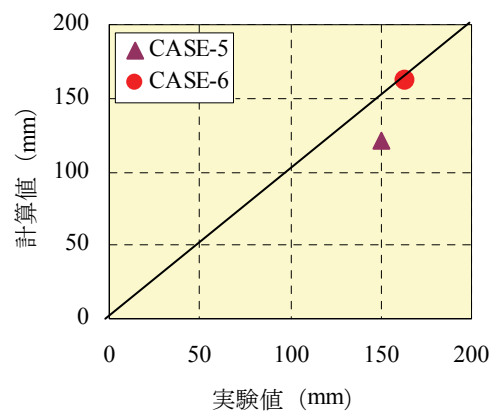


図-5.4.11 N点変位の計算値(補正後)と実験値

5.5 十字型試験体による交番載荷試験

前節までに、本構造の杭部と接合部をモデル化した試験体を用いた交番載荷試験による変形性能の確認ならびにその評価法について示した。ここでは、杭―地中梁―柱を忠実にモデル化した十字型試験体を用いた交番載荷試験による変形性能確認結果について示す。以下5.5節において、地中梁は単に梁と記す。

(1) 試験体の種類および諸元

杭―梁―柱接合部をモデル化した十字型試験体の構造図、配筋図等を図-5.5.1～3に示し、試験体の種類と諸元を表-5.5.1に示す。試験体は、実大の鉄道RCラーメン高架橋の杭―梁―柱接合部を、載荷装置の規模の制約から、0.3倍の縮小モデルとしたものである。ただし、実構造物を忠実に0.3倍すると杭・梁・柱の耐力が拮抗するものとなった。そこで、試験目的が杭の変形性能の確認にあることから、試験体では確実に杭が先行して損傷するように梁と柱の鋼材量を多くして耐力の調整を行った。

梁および柱は、曲げモーメントが反転するスパンの1/2までをモデル化した。杭は載荷装置の制約から載荷点までの高さを1050mmとしたものである。実際には地中部にある杭は、地震時に上部工の慣性力に加え地盤変位の影響も加わることとなり柱や梁のように曲げモーメントが反転する点が明確ではない。したがって、杭をモデル化する範囲を明確な根拠に基づいて定めることは困難である。杭に作用する力が上部工の慣性力のみとした場合、今回の試験体は、曲げモーメントが反転する点を実大モデルで約3.5mとしたことになる。

CASE-11は従来構造によるものである。CASE-12は本構造によるもので、材料強度として鋼材は表-5.5.2に示す値、コンクリートは推定強度を用いて耐力を従来構造と同程度とし、鋼管周囲の帯鉄筋量を前節で提案した方法で設定した。

(2) 使用材料

表-5.5.2に、材料試験結果を示す。

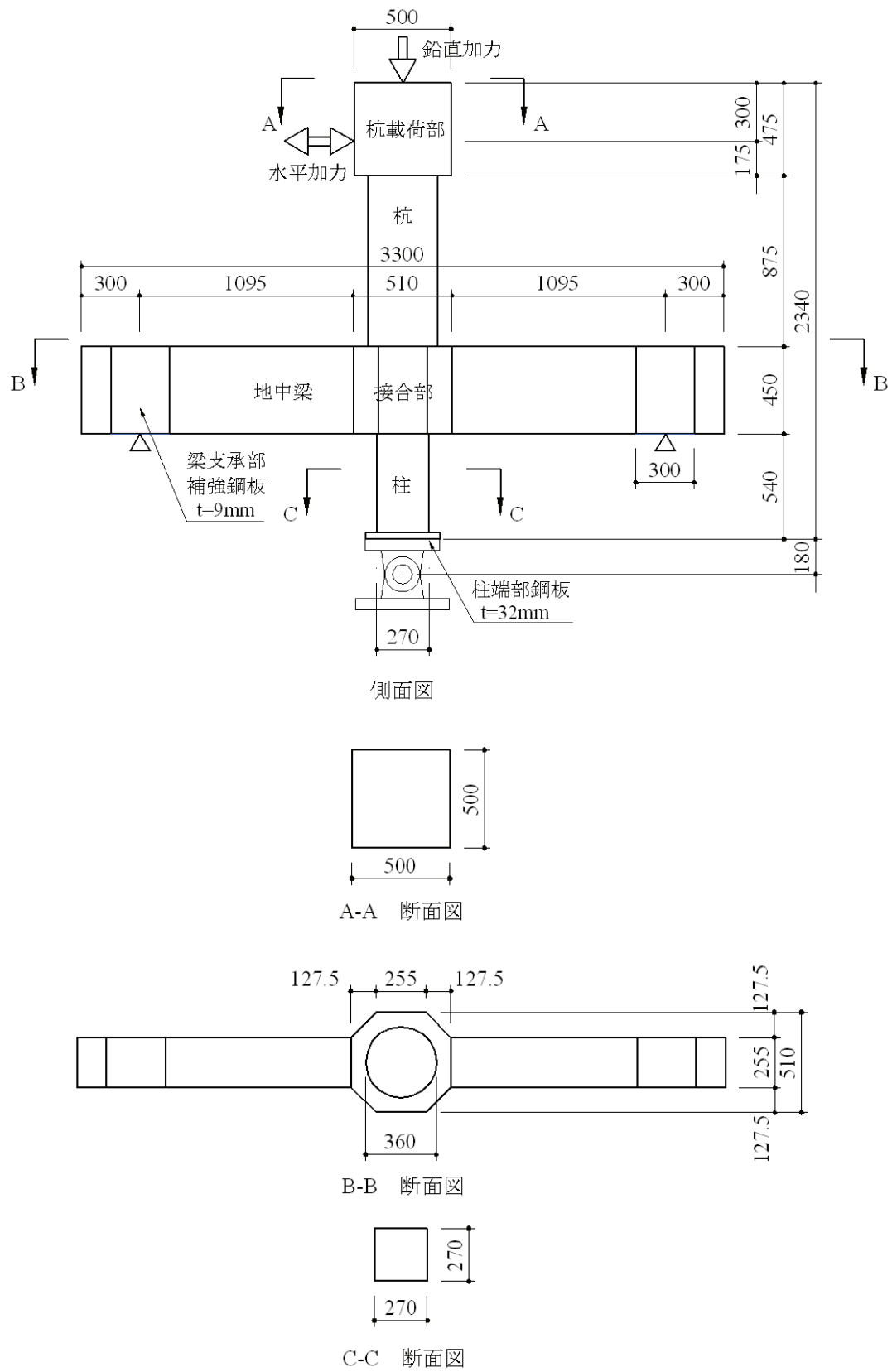


図-5.5.1 試験体構造図 (単位 mm)

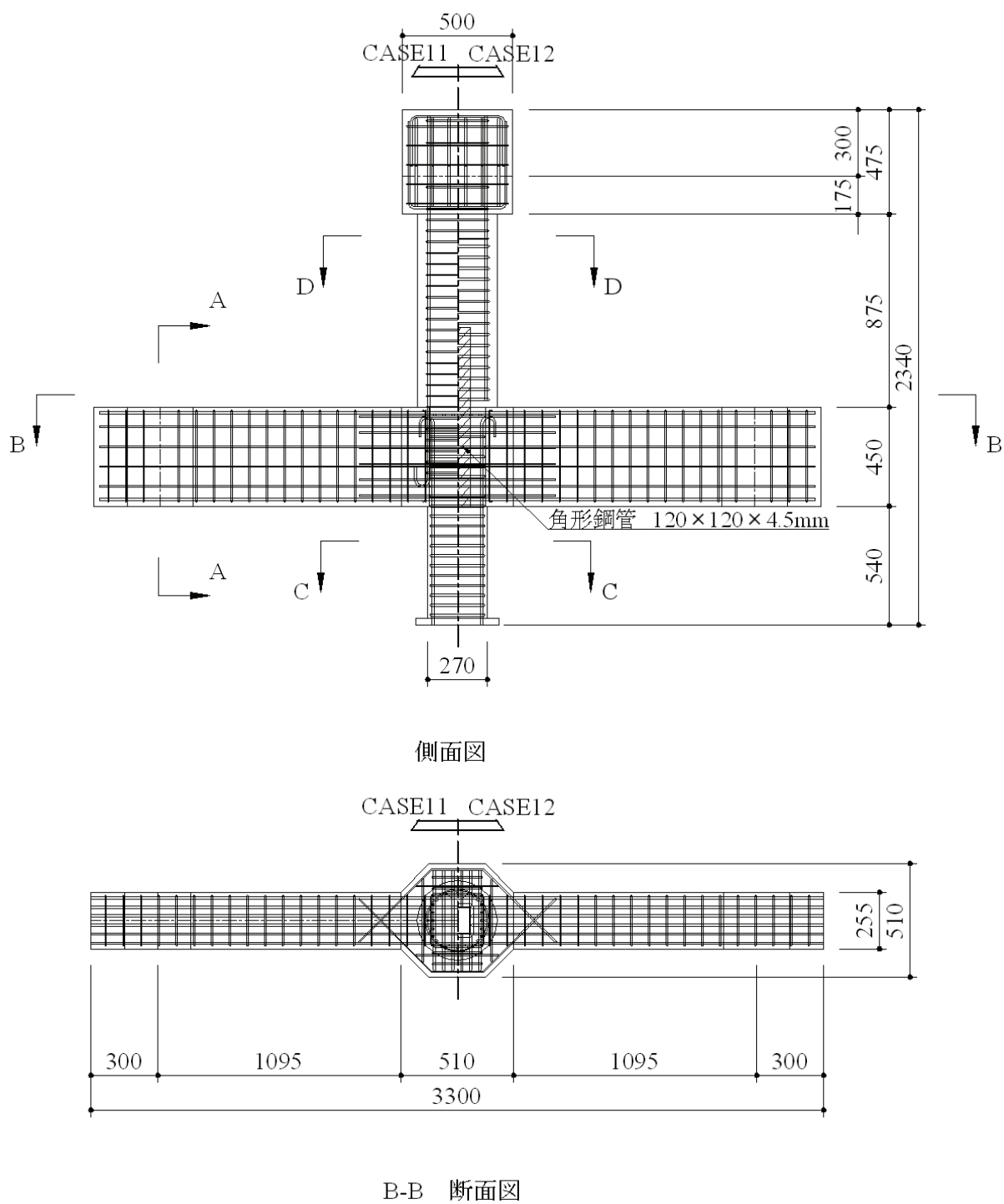


図-5.5.2(1) 試験体配筋図 (単位 mm)

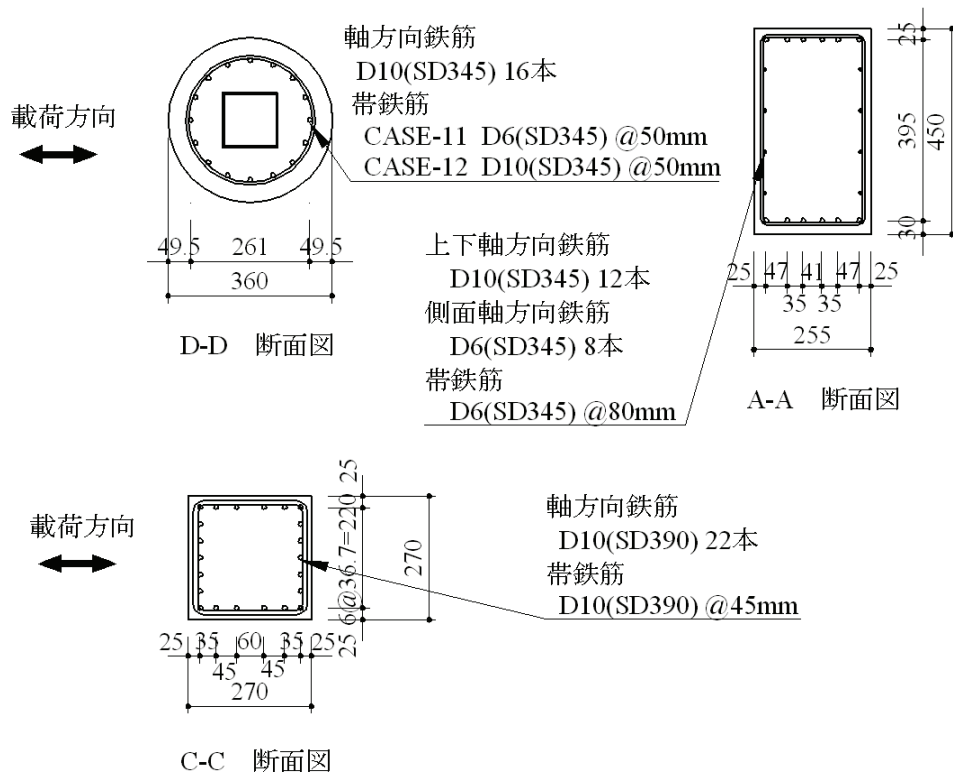


図-5.5.2(2) 試験体配筋図 (単位 mm)

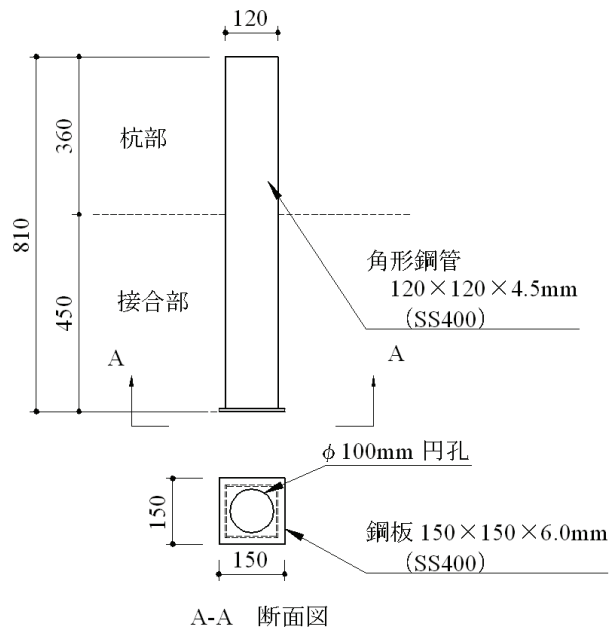


図-5.5.3 角形鋼管詳細図 (単位 mm)

表-5.5.1 試験体の種類と諸元

		CASE-11	CASE-12
		従来構造	本構造
杭部		断面寸法 $\phi 360\text{mm}$ 長さ 875mm (載荷点までの長さ 1050mm) コンクリート 設計基準強度 18N/mm^2 粗骨材の最大寸法 13mm	
	軸方向鉄筋	D10 (SD345) 16 本	
	帯鉄筋	D6 (SD345) @50mm	D10 (SD345) @50mm 鋼管埋込部とその上部杭径区間 D6 (SD345) @50mm 上記以外の区間
	鋼管		角形鋼管 (SS400) $120 \times 120\text{mm}$ 厚さ 4.5mm 埋込長 360mm
柱部		断面寸法 $270 \times 270\text{mm}$ 長さ 540mm コンクリート 設計基準強度 27N/mm^2 粗骨材の最大寸法 13mm	
	軸方向鉄筋	D10 (SD390) 22 本	
	帯鉄筋	D10 (SD390) @45mm	
梁部		断面寸法 $255 \times 450\text{mm}$ 長さ 1395mm (支点まで 1095mm) コンクリート 設計基準強度 27N/mm^2 粗骨材の最大寸法 13mm	
	軸方向鉄筋	D10 (SD390) 12 本, D6 (SD345) 8 本	
	帯鉄筋	D6 (SD345) @80mm	
接合部		形状 八角形 対辺の長さ 510mm コンクリート 設計基準強度 27N/mm^2 粗骨材の最大寸法 13mm	
	補強鉄筋	D6 (SD345)	
載荷圧縮軸応力度		1.0 N/mm^2	

表-5.5.2 材料試験結果

材 料 名		仕 様	試験体	降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 10 ⁵ N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断 伸び %
杭	軸方向 鉄筋	D10（SD345）	CASE-11	395	2150	1.84	575	17
			CASE-12	401	2160	1.86	582	16
	帯鉄筋	D6（SD345）	CASE-11	420* ¹	2190	1.92	573	15
			CASE-12	400* ¹	2250	1.78	541	16
	D10（SD345）	CASE-12	401	2160	1.86	582	16	
角形 鋼管	120×120×4.5mm （SS400）	CASE-12	306* ¹	1750	1.75	435	31	
梁	軸方向 鉄筋	D10（SD390）	CASE-11	493	2650	1.86	624	15
			CASE-12	494	2630	1.88	614	16
	帯鉄筋	D6（SD345）	CASE-11	420* ¹	2190	1.92	573	15
			CASE-12	400* ¹	2250	1.78	541	16
柱	軸方向 鉄筋 帯鉄筋	D10（SD390）	CASE-11	493	2650	1.86	624	15
			CASE-12	494	2630	1.88	614	16
材料名		仕 様	試験体	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	備 考	
杭	コンク リート *2	設計基準強度 18 N/mm ²	CASE-11	22.2	1.99	2.55	交番載荷試験日の 材料試験による	
			CASE-12	20.7	1.72	2.51		
梁 柱		設計基準強度 27 N/mm ²	CASE-11	28.9	2.77	2.77		
			CASE-12	26.7	2.28	2.75		

*1 : 0.2%耐力, 0.2%耐力の降伏ひずみは0.2%耐力を弾性係数で除した値

*2 : 粗骨材の最大寸法13mm

(3) 載荷方法

載荷装置の概要を図-5.5.4、写真-5.5.1に示す。載荷方法は、試験体を、柱下端でピン支承、梁の両端をピン支承で反力床に定着し、反力壁より油圧ジャッキで杭に正負交番の水平力を加えるものである。また、試験体頭部に油圧ジャッキで一定の圧縮軸力（死荷重により既設 RC 杭が受ける圧縮応力度に相当する 1N/mm^2 ）を加えた。

載荷パターンを図-5.5.5に示す。荷重ステップは、CASE-11（従来構造）において水平ジャッキを押し出す方向の載荷で引張側 45° 方向の軸方向鉄筋が降伏する時点までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし、降伏変位 Δ の偶数倍の変位を各3サイクルずつ載荷した。CASE-12の交番載荷試験は、試験体 CASE-11（従来構造）で得られた降伏変位 Δ を用いて CASE-11 と同様の方法で行った。

以下5.5節において、上述した CASE-11 の降伏変位 11.9mm を Δ で、水平ジャッキを押し出す方向の水平荷重・水平変位を「+」で、水平ジャッキを引き戻す方向の水平荷重・水平変位を「-」として記す。また、「荷重」および「変位」は水平荷重載荷点の水平荷重、水平変位を意味するものとする。

なお、降伏変位 $\Delta 11.9\text{mm}$ は、載荷点での試験体の水平変位であり、後述する接合部の回転変位を除いて杭部のみの水平変位とする等の補正を加える前の値である。



写真-5.5.1 載荷装置

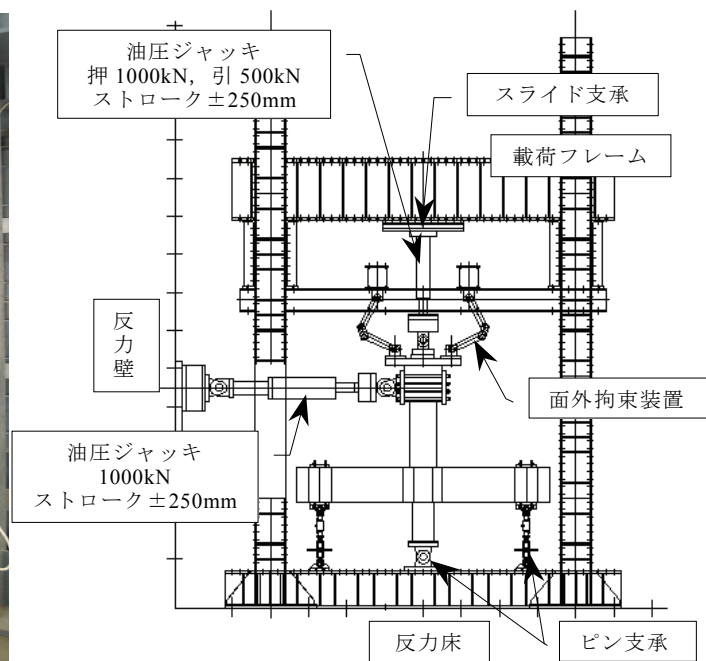


図-5.5.4 載荷装置

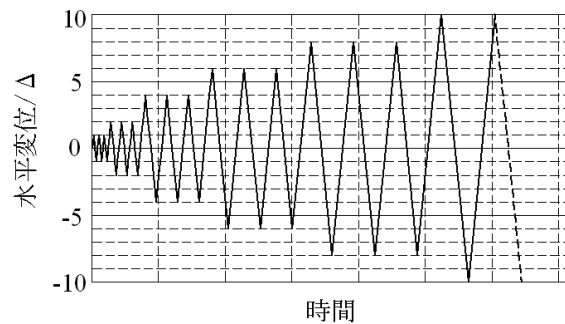


図-5.5.5 载荷パターン

(4) 交番载荷試験結果

a) 荷重と変位の関係

図-5.5.6 に，荷重－変位曲線，表-5.5.3 に，交番载荷試験結果を示す．なお，荷重は軸力による偏心曲げモーメントの影響を荷重に換算し補正するとともに，変位は接合部の回転変位分を除いて杭のみの水平変位となるように補正した．なお，接合部の回転変位分を除く前の CASE-1 の降伏変位は Δ で示し，単に変位と記す場合は接合部の回転変位分を除いた変位とする．

CASE-11（従来構造）の荷重－変位曲線は，紡錘型の履歴吸収エネルギーの大きい形状である．終局変位は 82.0mm と良好な変形性能を示した． -8Δ サイクル目载荷中に杭の軸方向鉄筋 3 本が破断して荷重が低下した． $+8\Delta$ サイクル目は 8Δ の変位を超えて载荷したが载荷中に杭の軸方向鉄筋 1 本が破断して荷重が低下した．

CASE-12（本構造）の荷重－変位曲線は，スリップ型の傾向を示すものの履歴吸収エネルギーの大きい形状である．終局変位は 117.4mm と，CASE-11（従来構造）を超える良好な変形性能を示した． -10Δ サイクル目に荷重が低下， -12Δ サイクル目で荷重が増加しないため载荷を終了した．

CASE-12（本構造）の荷重－変位曲線がスリップ型を示す一因として，接合部で梁の軸方向鉄筋を鋼管側面に溶接して定着したことがあげられる．梁の軸方向鉄筋の鋼管側面への溶接により接合部内での鋼管とコンクリートの付着切れは押えられ，杭部での鋼管とコンクリートの付着切れによるスリップ（鋼管の拔出）が多く発生し，荷重－変位曲線に顕著に現れたものと考えられる．前節に示した交番载荷試験では接合部の鋼管に鉄筋が溶接されていないので，接合部内でも鋼管とコンクリートの付着切れが生じ，杭部の鋼管とコンクリートの付着切れのスリップ量は少なく，荷重－変位曲線に顕著に現れなかったものと考えられる．

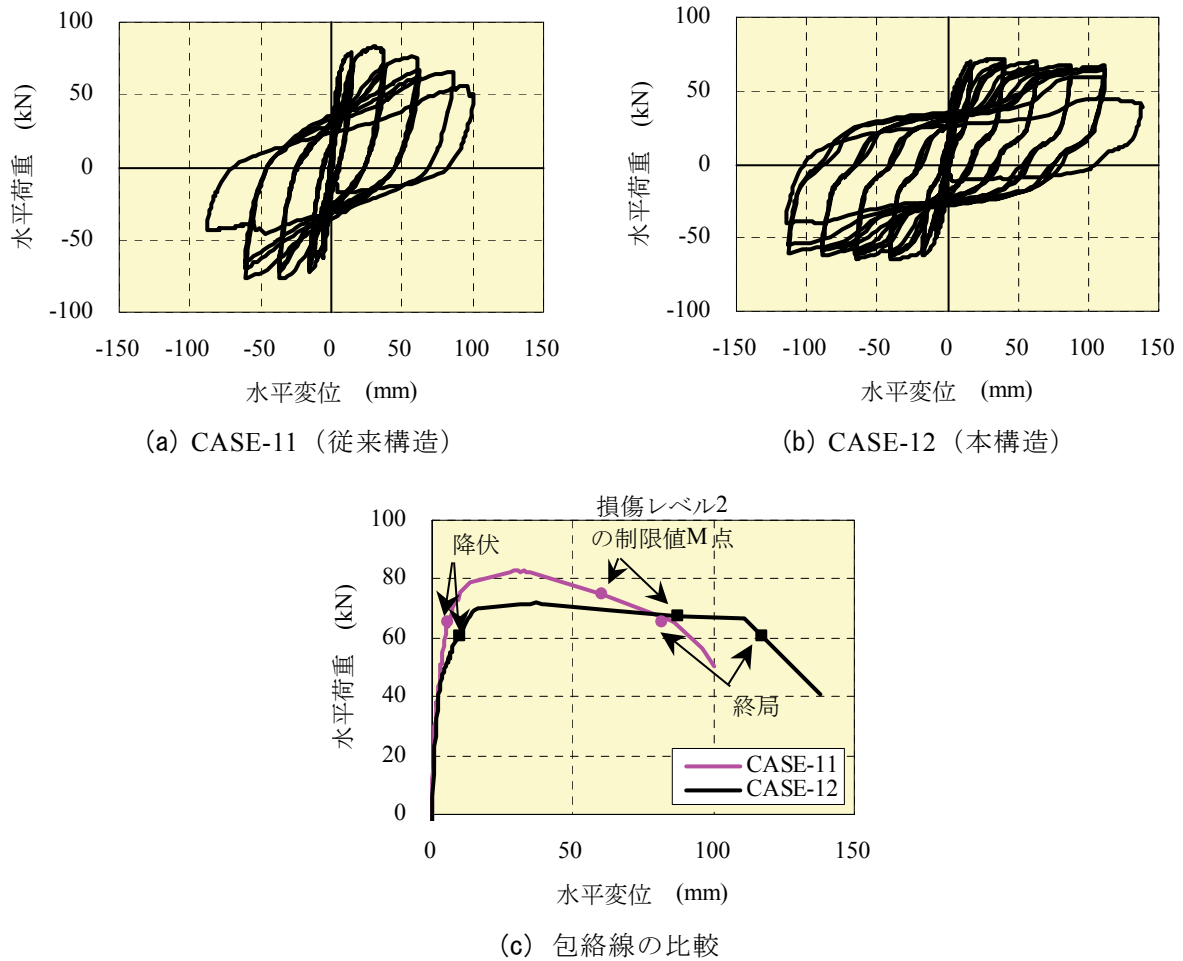


図-5.5.6 荷重－変位曲線

表-5.5.3 交番載荷試験結果

試験体		CASE-11 従来構造	CASE-12 本構造
降伏	荷重 (kN)	65.0	60.3
	変位 (mm)	5.7	9.9
損傷レベル 2 の制限値 M 点	荷重 (kN)	75.0	67.4
	変位 (mm)	60.6	87.6
終局変位 (mm)		82.0	117.4
じん性率		14.5	11.9

荷重が正の値で算定

降伏 : CASE-11 は引張側 45° 方向の軸方向鉄筋, CASE-12 は引張側鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時点.

損傷レベル 2 の制限値 M 点 : 場合によっては補修が必要な損傷で, 鉄筋コンクリート部材としての特性としては, 荷重変位曲線上で最大水平荷重程度を維持する最大変位までの損傷⁴⁾, 繰返し載荷で耐力低下が顕著にならない最大変位まで⁵⁾.

終局変位 : 荷重－変位曲線の包絡線において, 荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

じん性率 : 終局変位を降伏変位で除した値

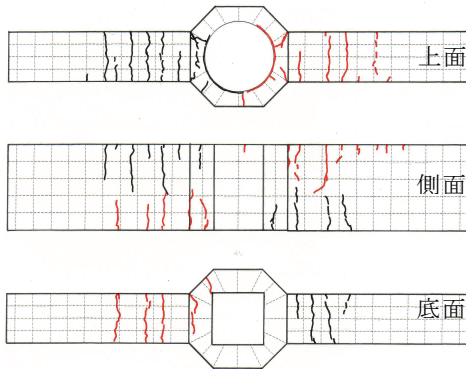
b) 試験体の損傷状況

表-5.5.4, 図-5.5.7, 8 に, 試験体の損傷状況を示す. CASE-11 (従来構造) は, 杭基部の圧壊, かぶりコンクリートの剥落, 軸方向鉄筋の座屈, 軸方向鉄筋の破断と続く曲げ破壊であった. CASE-12 (本構造) は, 杭基部の圧壊, かぶりコンクリートの剥落, 鋼管の座屈, 鋼管の破断と続く曲げ破壊であった. CASE-12 (本構造) の破壊形式は, 前述した CASE-5, CASE-6 と同様に曲げ破壊であった. これは, 割裂破壊を防止する視点から定めた前節の帯鉄筋量算定式の妥当性を示すものである.

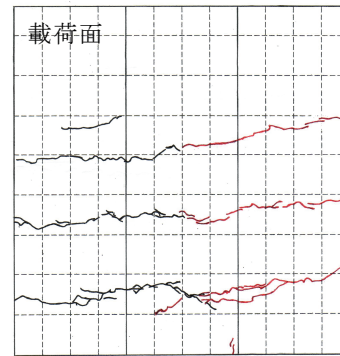
試験終了後に観察した鋼管の座屈状況は, 載荷面側が鋼管外側へはらみだす方向に生じ, 座屈長が杭基部から 45mm 程度, 座屈変位が 7mm 程度であった. 載荷面と反対側の面は, 引っ張られた状態のまま残ったとも考えられるが, はらみ出しの座屈状況が見られなかった. 柱と梁には曲げひび割れが発生したのみでコンクリートの圧壊は生じなかった.

表-5.5.4 試験体の損傷状況

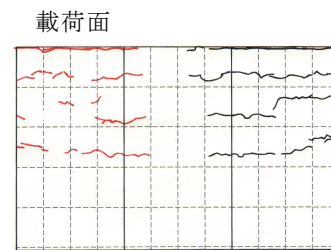
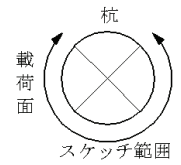
CASE-11 (従来構造)			
	1Δまで	2Δ~6Δまで	8Δ以降
杭	+1Δ: 2本の曲げひび割れ発生 -1Δ: 3本の曲げひび割れ発生	+4Δ: 基部の曲げひび割れが斜め下方へ進展, 杭基部圧壊が見られる +6Δ: 圧壊部のかぶりコンクリートの剥落が大きくなる.	-8Δ1 サイクル目載荷中に軸方向鉄筋 3 本が破断して荷重が低下した. +8Δ2 サイクル目は 8 Δを超えて載荷したが載荷中に軸方向鉄筋 1 本が破断して荷重が低下した.
柱	+1Δ: 3本の曲げひび割れ発生 -1Δ: 3本の曲げひび割れ発生		
梁・接合部	+1Δ: 基部に曲げひび割れ発生 -1Δ: 基部に曲げひび割れ発生	+2Δ: 曲げひび割れの本数増加 +4Δ: 接合部にせん断ひび割れ発生	
CASE-12 (本構造)			
	1Δまで	2Δ~8Δまで	10Δ以降
杭	+1Δ: 基部と鋼管埋め込み端部に 2 本の曲げひび割れ発生 -1Δ: 基部と鋼管埋め込み端部に 2 本の曲げひび割れ発生	+2Δ: 鋼管埋め込み端部に縦の割裂ひび割れが 1 本発生 -2Δ: 鋼管埋め込み端部に縦の割裂ひび割れが 2 本発生 +4Δ: 基部圧壊が見られる +6Δ: 基部の圧壊部かぶりコンクリートの剥離始まる +8Δ: かぶりコンクリートの剥落が大きくなる	-10Δ3 サイクル目に荷重が低下, -12Δ1 サイクル目で荷重が増加しないため載荷を終了した. 終了後の調査で鋼管が接合部内で破断していたことが判明
柱	+1Δ: 2本の曲げひび割れ発生	+4Δ: 曲げひび割れの本数増加	
梁・接合部	+1Δ: 基部に曲げひび割れ発生	+2Δ: 曲げひび割れの本数増加	



(c) 梁部



(a) 杭



(b) 柱

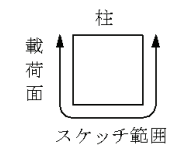
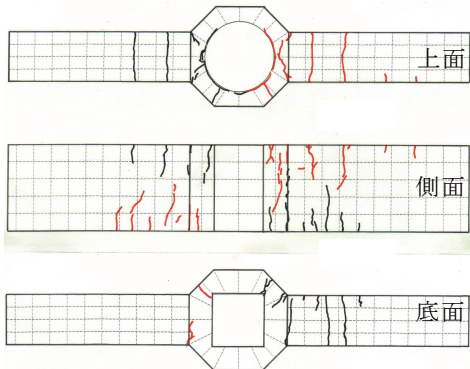
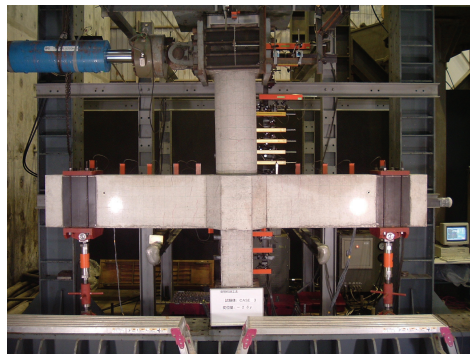
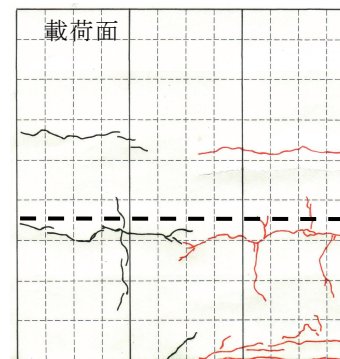


図-5.5.7(1) 損傷状況 CASE-11 (従来構造) 2Δ

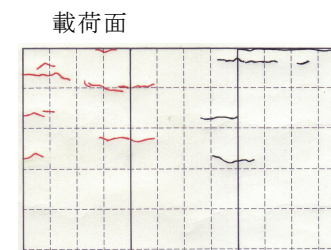


(c) 梁部



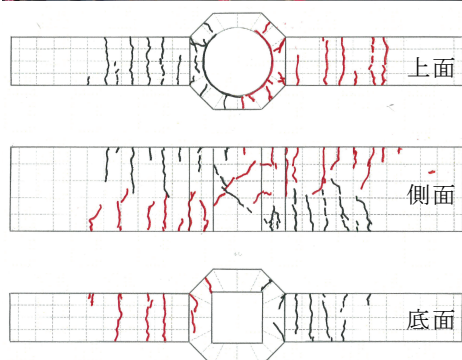
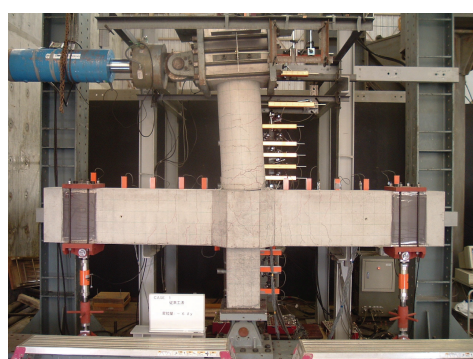
(a) 杭

鋼管埋込
深さ位置

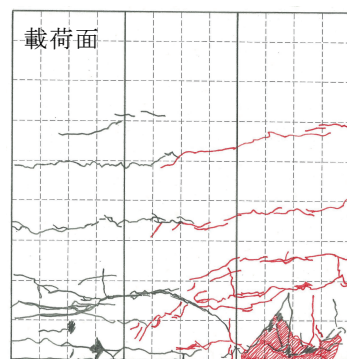


(b) 柱

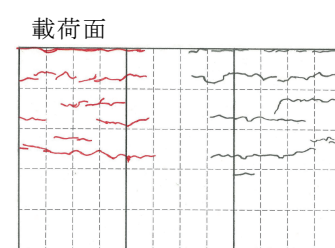
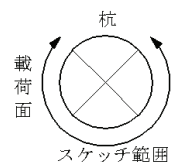
図-5.5.8(1) 損傷状況 CASE-12 (本構造) 2Δ (降伏付近)



(c) 梁部



(a) 杭



(b) 柱

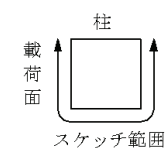
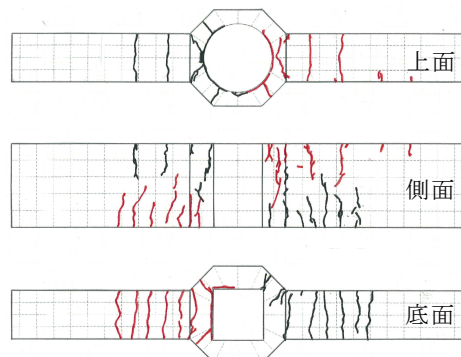
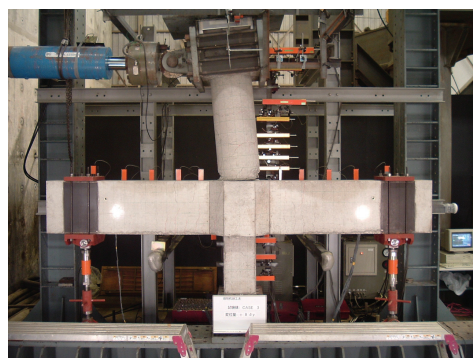
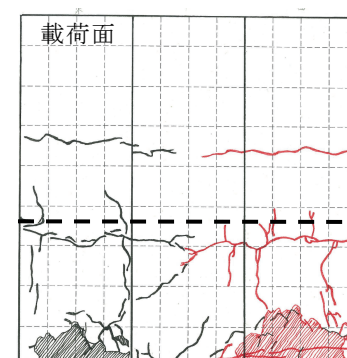


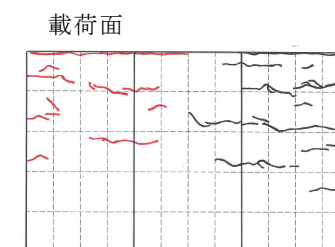
図-5.5.7(2) 損傷状況 CASE-11 (従来構造) 6Δ (損傷レベル2の制限値 M 点付近)



(c) 梁部

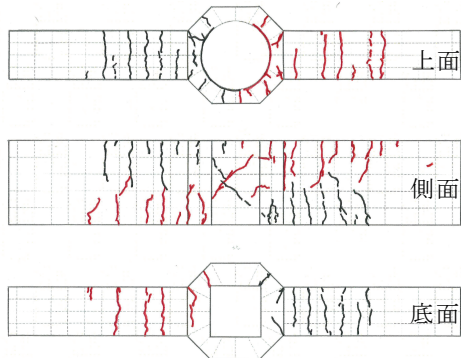
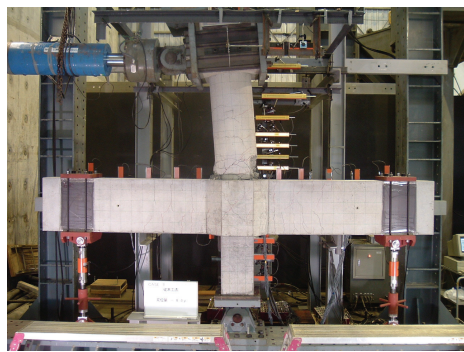


(a) 杭

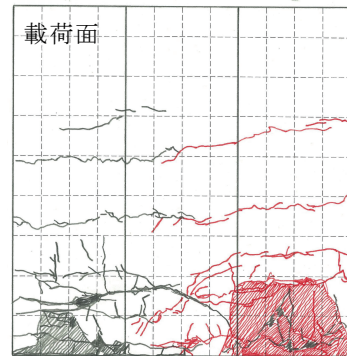


(b) 柱

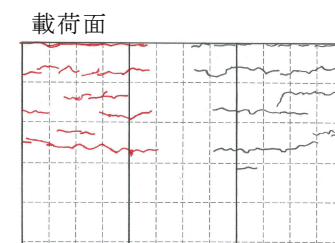
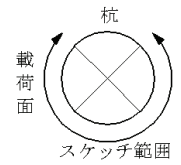
図-5.5.8(2) 損傷状況 CASE-12 (本構造) 8Δ (損傷レベル2の制限値 M 点付近)



(c) 梁部



(a) 杭



(b) 柱

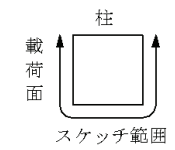
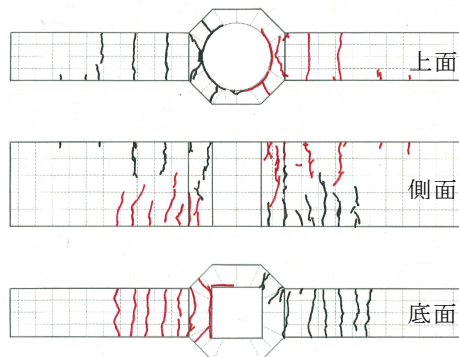
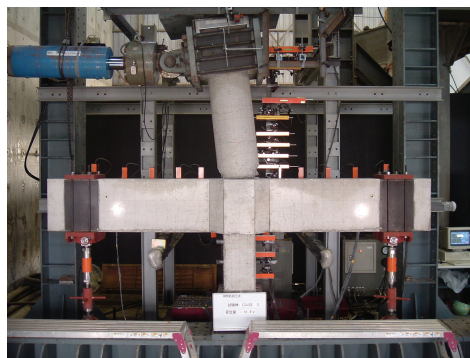
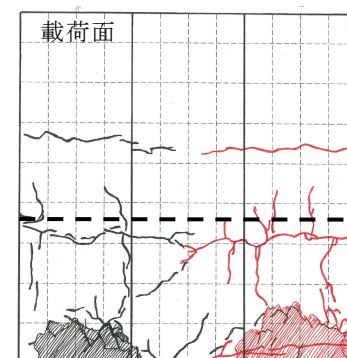


図-5.5.7(3) 損傷状況 CASE-11 (従来構造) 8Δ (終局付近)

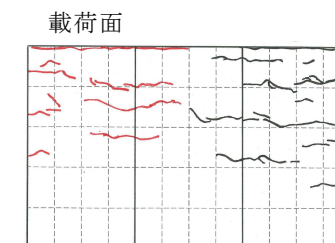


(c) 梁部



(a) 杭

鋼管埋込
深さ位置



(b) 柱

図-5.5.8(3) 損傷状況 CASE-12 (本構造) 10Δ (終局付近)

c) 変形状況

図-5.5.9 に、試験体の変位分布を示す。図より CASE-11（従来構造）、CASE-12（本構造）ともに杭基部で大きく変形し、柱と梁部の変位は杭部に比べ小さいことがわかる。

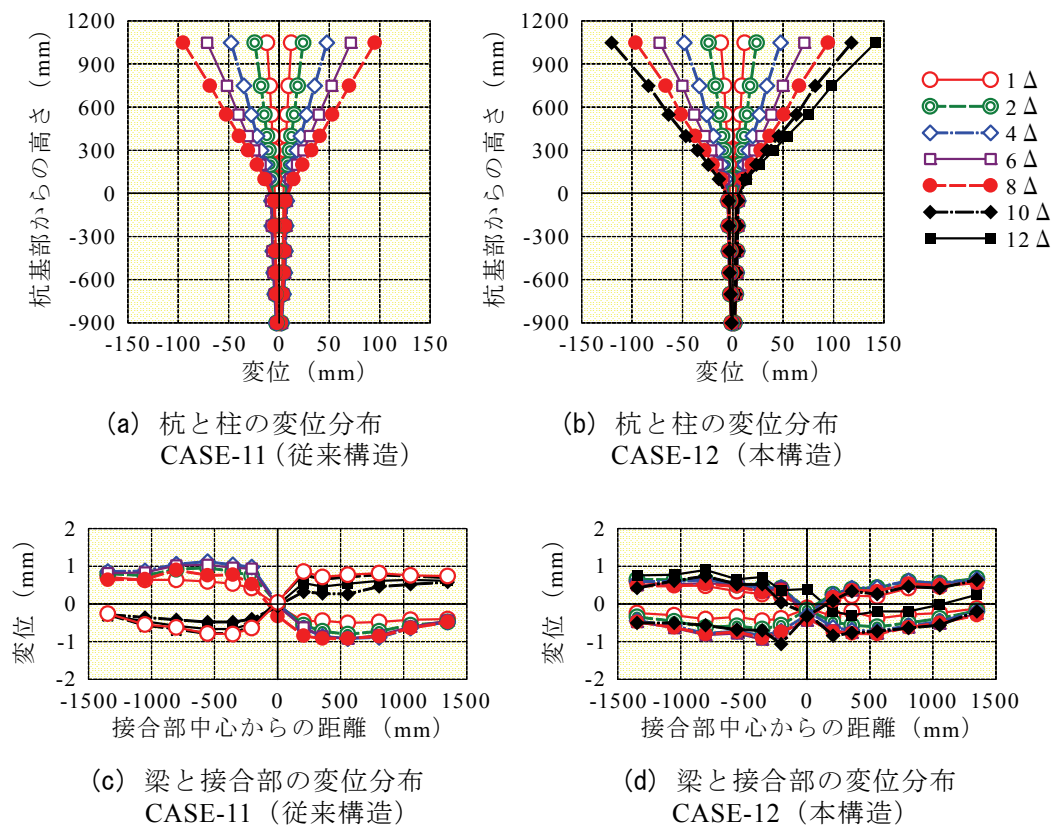


図-5.5.9 変位分布

d) 鋼管、軸方向鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の杭および接合部の鋼管および軸方向鉄筋の最外縁のひずみ分布を図-5.5.10に示す。図は、鋼管、軸方向鉄筋それぞれについて縦軸に杭基部からの高さを示し、左側にジャッキ載荷面側のひずみの分布、右側に載荷面と反対側のひずみ分布を示すものである。図には材料試験で得られた降伏ひずみも示した。図より、CASE-11（従来構造）の軸方向鉄筋のひずみは、 1Δ 以降、杭基部より上方へ300mmまでの区間で降伏ひずみを超えている。CASE-12（本構造）の鋼管のひずみは、鋼管埋込端部から杭基部へとひずみは大きくなり、鋼管が曲げモーメントを分担していることがわかる。 6Δ 以降、杭基部より上方へ160mm程度の区間で引張降伏ひずみを大きく超える。軸方向鉄筋のひずみは、引張側の鋼管埋込端部でひずみが最大となり、杭基部へ向かって減少する。すなわち、鋼管埋込部の軸方向鉄筋は、鋼管埋込端部から杭基部にかけて徐々に断面の引張応力を分担しなくなる。 6Δ 以降で鋼管埋込端部において引張降伏ひずみを超える。CASE-12（本構造）の鋼管および軸方向鉄筋のひずみ分布状況は、前項に示す曲げ破壊したCASE-5、CASE-6とほぼ同様であった。

梁と柱の軸方向鉄筋の最大ひずみは、CASE-11（従来構造）で 1600×10^{-6} 、 1700×10^{-6} 程度、CASE-12（本構造）で 1300×10^{-6} 、 1100×10^{-6} 程度でいずれも降伏ひずみ以下であった。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

e) 帯鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の杭の帯鉄筋ひずみ分布を図-5.5.11に示す。図は縦軸に杭基部からの高さを示し、横軸にひずみの値を示したものである。なお、図に示したひずみの水平断面内での位置は、図中に示すように、鉛直の割裂ひび割れが多く見られた載荷方向を基準軸としてほぼ水平方向に $\pm 45^\circ$ 回転した位置に近いものである。この位置を選定したのは、コンクリートに割裂ひび割れが見られ、帯鉄筋のひずみが大きいと考えられることによる。図には材料試験で得られた降伏ひずみも示した。図より、CASE-11（従来構造）の帯鉄筋のひずみは、杭基部より上方へ210mmまでの区間が他より大きく、これは、軸方向鉄筋のひずみが大きい範囲とほぼ一致する。CASE-12（本構造）の帯鉄筋のひずみは、鋼管埋込端部と杭基部で大きく鋼管埋込の中間部で小さい形状を示し、中間部のひずみは降伏ひずみに至らず確実にコンクリートの割裂破壊を防止していたことがわかる。

CASE-12について水平断面内の帯鉄筋ひずみ分布をひずみの大きい鋼管埋込端部と杭基部で図-5.5.12に示す。図より、載荷方向を基準軸としてほぼ $\pm 45^\circ$ 回転した位置すなわち鋼管と帯鉄筋に近い位置のひずみがわずかではあるが卓越することがわかる。CASE-12（本構造）の帯鉄筋のひずみ分布状況は、前項に示す曲げ破壊したCASE-5、CASE-6とほぼ同様であった。

梁と柱の帯鉄筋の最大ひずみは、CASE-11（従来構造）で 200×10^{-6} 、 200×10^{-6} 程度、CASE-12（本構造）で 50×10^{-6} 、 70×10^{-6} 程度でいずれも降伏ひずみ以下であった。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

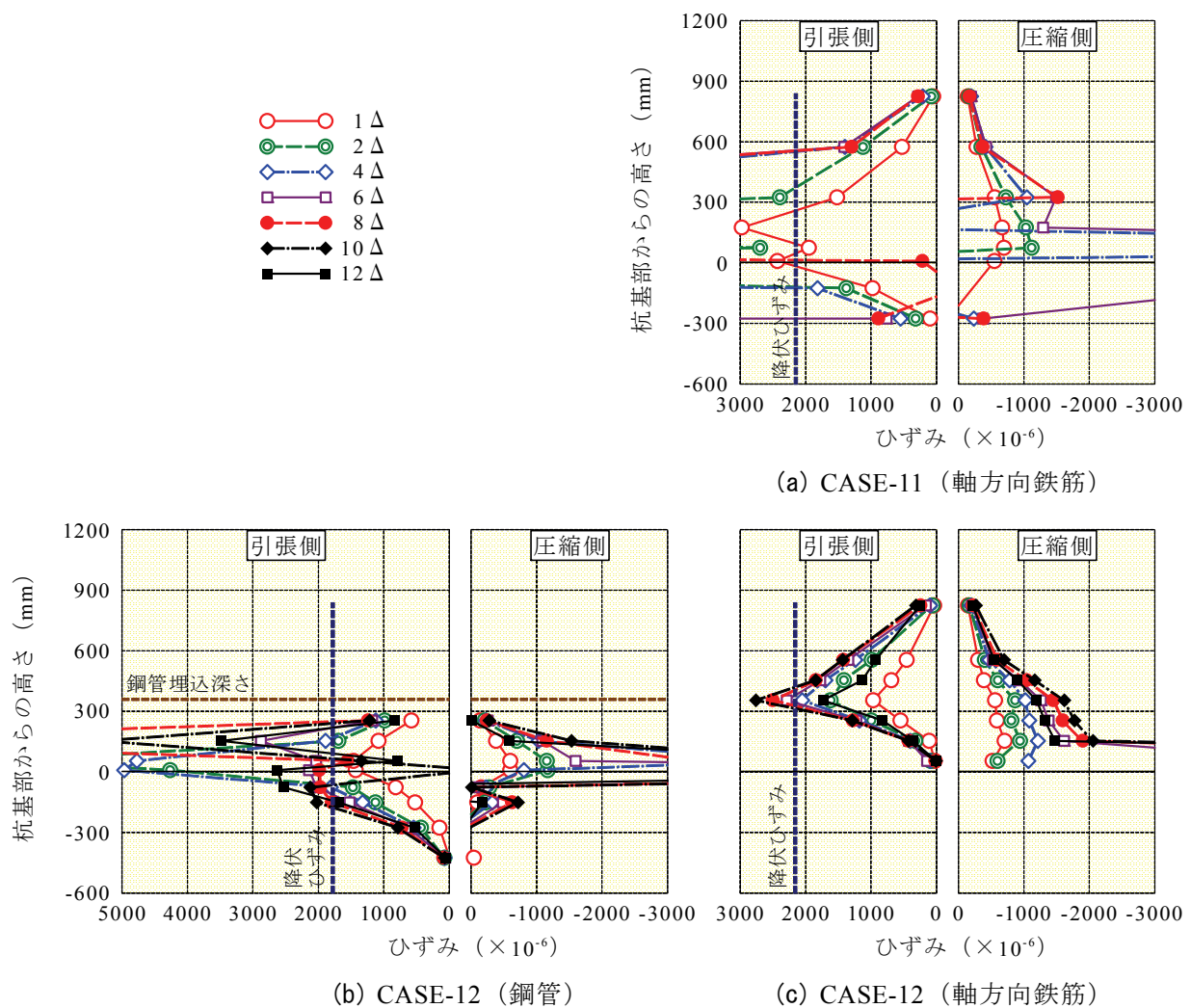


図-5.5.10 杭および接合部の鋼管・軸方向鉄筋のひずみ分布

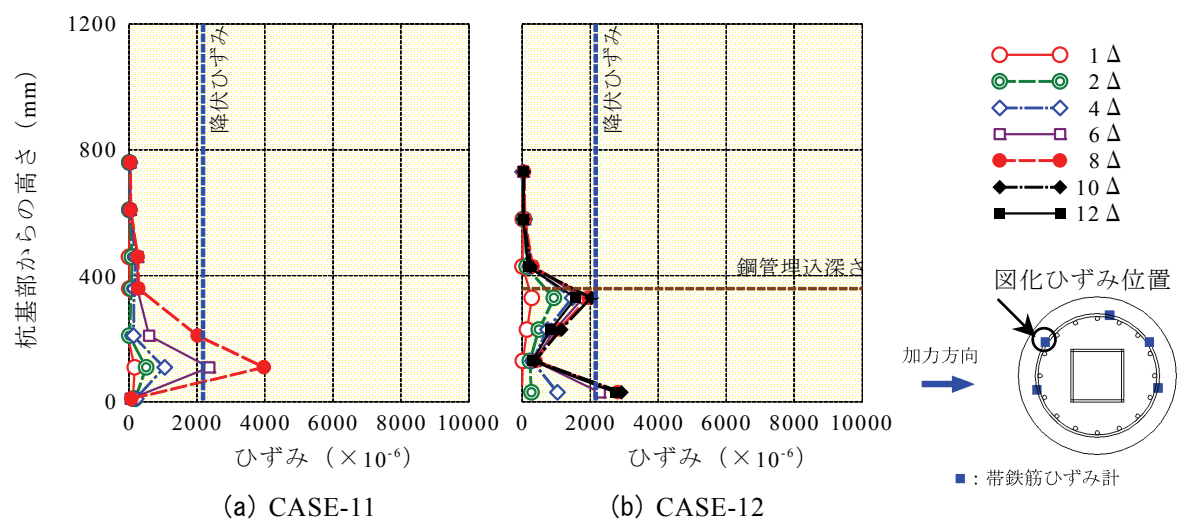


図-5.5.11 杭の帯鉄筋のひずみ分布

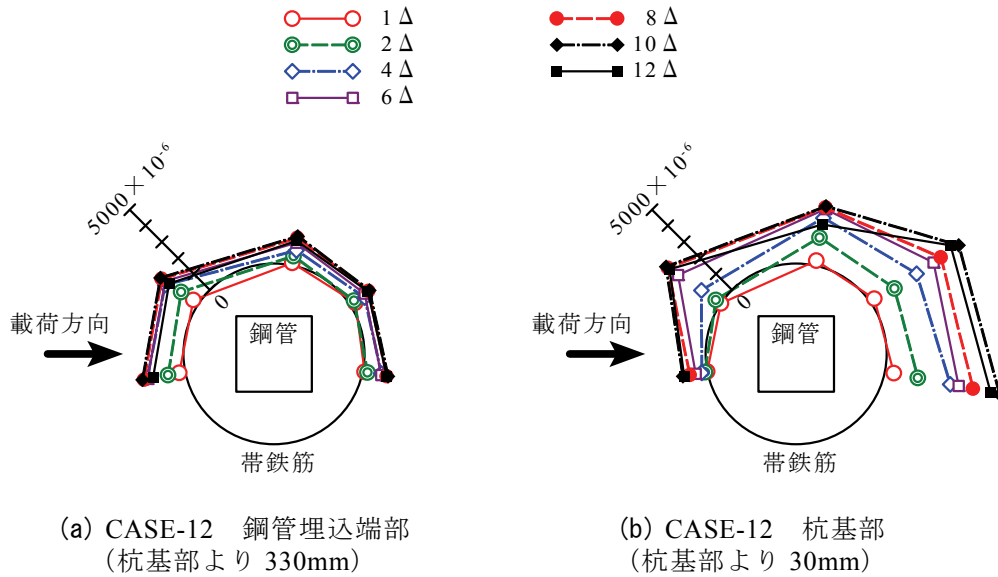


図-5.5.12 杭の帯鉄筋のひずみ分布（水平断面）

(5) 変形性能評価式との比較

5.4 節に示した方法と同様の方法で得られた CASE-12（本構造）の塑性ヒンジ回転角の実験値を図-5.4.8 に追加して図-5.5.13 に示す。提案している評価式は CASE-12（本構造）の実験値より安全側にあることがわかる。

表-5.5.2 の値を用い，5.4 節に示した変形性能評価式で杭部の CASE-12（本構造）杭部の変形性能を評価して CASE-12 の実験値とともに図-5.5.14 に示す。変位に関しては過小評価の面もあるが，5.4 節に示した変形性能評価式は本構造の変形性能を表現できることがわかる。

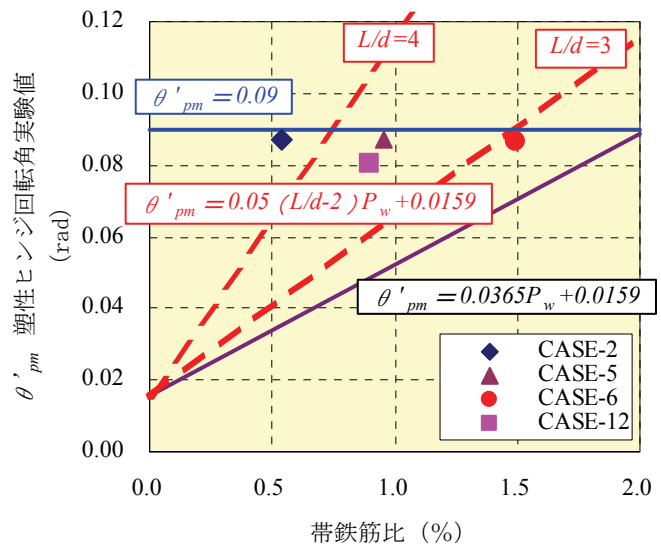


図-5.5.13 帯鉄筋比と塑性ヒンジ回転角（M点）

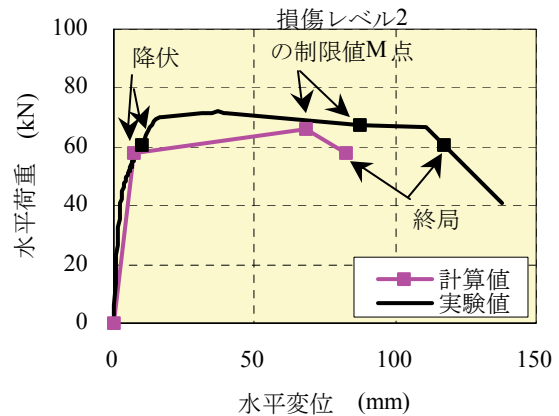


図-5.5.14 変形性能算定式による計算値と実験値の比較

5.6 まとめ

本構造による耐荷機構および変形性能について検討することを目的に、杭と接合部をモデル化した 1/2 縮小試験体による交番載荷試験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 鋼管周囲の帯鉄筋量が同一のもとで、鋼管の埋込長を $4d$ (d : 鋼管の断面高さ) とすると、鋼管が接続部で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。一方、鋼管の埋込長を $3d$, $2d$ と短くすると、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する破壊形式となり、曲げ耐力およびじん性率ともに埋込長 $4d$ に比べ低下し、良好な変形性能が得られない。
- 2) 鋼管の埋込長 $3d$ のもとで、鋼管周囲の帯鉄筋量を増加すると、鋼管が接続部で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。
- 3) 本構造が曲げ破壊する場合の耐荷機構は、鋼管前背面のコンクリートの支圧力および鋼管とコンクリートの摩擦力等の抵抗力からなるものとした。この支圧力および摩擦力は、鋼管周囲の帯鉄筋が鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しない状態の時に期待できるものである。この考えのもとで必要帯鉄筋量を算定する式を導いた。
- 4) 本構造による曲げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなし鉄筋コンクリート部材として算定できる。
- 5) 本構造による杭の変形性能については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成 11 年」⁴⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材およびコンクリート充填鋼管部材を準用し、塑性ヒンジ部の回転角の算定に、本構造と鉄骨鉄筋コンクリート部材の鋼材位置の違い、本構造の鋼管とコンクリートの付着性状と鉄骨鉄筋コンクリート部材の付着性状の違いを見込んだ式(5.4.13)、式(5.4.14)を用いることで、適切に評価することが可能である。

また、本構造が対象とする杭―地中梁―柱を忠実にモデル化し、提案した帯鉄筋量算定式を用いて帯鉄筋量を定めた 0.3 倍縮小十字型試験体による交番載荷試験より以下のことが明らかになった。

- 1) 十字型試験体の杭部は、1/2 試験体の曲げ破壊したものと同様、杭基部の圧壊、かぶりコンクリートの剥落、鋼管の座屈、鋼管の破断と続く曲げ破壊であった。これは、割裂破壊を防止する視点から定めた帯鉄筋量算定式の妥当性を示すものである。
- 2) 十字型試験体の杭部の変形性能は、従来構造を超える良好なものであった。十字型試験体の杭部の荷重―変位曲線は、鋼管とコンクリートの付着性状に起因すると考えられるスリップ型の傾向を示すものの履歴吸収エネルギーの大きい形状であった。
- 3) 十字型試験体の杭部の鋼管ひずみは、1/2 試験体のうち曲げ破壊したものと同様、降伏を超える領域まで鋼管の材料強度を十分に使い、鋼管が曲げモーメントを分担していた。十字型試験体の杭部の帯鉄筋ひずみは、1/2 試験体のうち曲げ破壊したものと同様、鋼管埋込端部と杭基部で大きく、鋼管埋込の中間部で小さい形状を示し、中間部のひずみは降伏ひずみに至らず、帯鉄筋は確実にコンクリートの割裂破壊を防止していた。
- 4) 提案した変形性能評価式で本構造の変形性能をほぼ表現できる。

【第5章の参考文献】

- 1) 梅野岳：場所打ちコンクリート杭の杭頭処理と接合方法，基礎工，Vol.33, No.2 pp.26-29, 2005.2.
- 2) 中村敏晴，三澤孝史，向広吉，近藤政弘，谷村幸裕：鋼管を用いた杭頭接合部に関する実験的研究，土木学会論文集 F，Vol.63 No.2, pp.156-171, 2007.5.
- 3) 国土交通省鉄道局監修，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) 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) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8.
- 6) 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 鋼とコンクリートの複合構造物，丸善，1998.7.
- 7) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集，No.619/ I -47, pp.235-251, 1999.4.

第6章 結 論

6.1 本研究の成果

鉄道 RC ラーメン高架橋柱の耐震補強として矩形断面の柱の側面に、ポリマーセメントモルタルを介して、かまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）を張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）を巻立て補強する工法（以下「本工法」と記す）を考案し¹⁾、実用化を進めてきた。本工法で耐震補強された柱は、優れた変形性能を有し、安価で施工性に優れるほか、地震時の損傷把握が容易で、既設 RC 柱の経年劣化の把握および中性化の抑制効果も期待できる等、維持管理についても配慮したものである。

本研究では、耐震補強の実施が遅れている駅部や高架下利用箇所の鉄道 RC ラーメン高架橋柱、および平面形状が扁平な長方形断面の鉄道 RC 壁式橋脚の耐震補強等に適用可能な耐震補強工法として、上述した維持管理に配慮した耐震補強工法に用いる薄型セグメントを開発し、既に提案されている本工法の変形性能評価式¹⁾の適用性について検討した。

また、地震の影響により大きな損傷を受けた鉄道 RC ラーメン高架橋柱の早期復旧に関する知見を得るために、地震により大きな変形履歴を受けた補強柱の再補強後の変形性能に関する検討を行った。

さらに、鉄道 RC ラーメン高架橋の1柱1杭式接合部は、円形に配置される場所打ち RC 杭の軸方向鉄筋、矩形に配置される柱の軸方向鉄筋、水平方向から矩形に配置される地中梁の軸方向鉄筋ならびにそれぞれの軸方向鉄筋を取り囲むせん断補強筋が輻輳する。この構造の合理化対策として、杭の鉄筋を接合部に定着せず、代わりに杭頭部に埋め込んだ角形鋼管（以下「鋼管」と記す）を接合部に定着する構造（以下「本構造」と記す）を考案し、構造の耐荷機構、変形性能について検討した。

なお、本研究で検討した変形性能とその評価式は、現在の鉄道 RC ラーメン高架橋に採用されている性能設計で本工法や本構造の設計を行う際に必要不可欠のものであり、さらに変形性能の評価式は、動的解析において柱や杭を梁要素でモデル化する場合の骨格曲線としても用いることとなる。

本研究で得られた成果を各章ごとに以下に示す。

「第2章 鉄道 RC ラーメン高架橋の耐震設計、耐震補強、構造の合理化」では、鉄道 RC ラーメン高架橋等の耐震対策としての補修・補強・合理化について検討するための資料として、鉄道 RC ラーメン高架橋に着目し、耐震設計法の変遷、各種耐震補強方法および杭頭接合部の耐震設計上の構造合理化についてまとめた。また、本研究で対象とした、維持管理に配慮した本工法の概略と、構造の合理化を目指して開発した杭頭接合部の本構造の概略について示した。

「第3章 柱の耐震補強と補修・再補強に関する研究」では、本工法の適用範囲のさらなる拡大を図るため、軽量かつ施工性の良好な薄型セグメントの開発、本工法における変形性能の寸法効果確認の交番載荷試験および地震により大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の補修・再補強後の変形性能に関する検討を行った。

薄型セグメントの開発のために行ったセグメントの実物大載荷試験、非線形有限要素法の解析、および薄型セグメントを用い本工法で耐震補強した 5/8 縮小試験体柱の交番載荷試験結果より以下のことが明らかとなった。

- 1) セグメントに鋼より線を巻き付けた状態でセグメントを押し上げるセグメントの支圧載荷試験において、セグメント端部厚さ、セグメント円弧部半径をパラメータとした結果、セグメントの形状は、扁平セグメント（セグメント中央部厚さ 91mm, 端部厚さ 40mm, 円弧部半径 916mm）が妥当であり、さらに薄い形状とするためにはセグメント端部の支圧破壊に対する補強が必要である。
- 2) 扁平セグメントよりさらに薄くし、端部に補強鋼板を施した薄型セグメント（セグメント中央部厚さ 50mm, 端部厚さ 25mm 円弧部半径 1812mm）の非線形有限要素法の解析と薄型セグメントの支圧載荷試験より、セグメント端部に施した補強鋼板は支圧破壊に対し有効である。
- 3) 薄型セグメントを用いて本工法により補強された柱は、扁平セグメントを用いて補強された柱と同様、じん性率 11.6～12.2 の優れた変形性能を示す。薄型セグメントは、端部の補強鋼板の効果により支圧破壊せず、その形状を保ち、柱の変形性能向上に大きく寄与した。
- 4) 薄型セグメントを用いて本工法により補強された柱は、扁平セグメントを用いて補強された柱と同様に、柱隅角部やセグメント表面のひび割れ状況から、既設 RC 柱の損傷状況を目視で確認、推定することができる。
- 5) 薄型セグメントを用いた柱の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式¹⁾で精度よく評価することが可能である。

断面寸法が変形性能に与える影響について確認することを目的とした、実大試験体（断面寸法 800mm 角の柱、扁平セグメントを用い本工法で耐震補強）の交番載荷試験結果より以下のことが明らかになった。

- 1) 本工法で補強された実大試験体は、優れた変形性能を示し、曲げ破壊した。また、本工法は鋼板巻立て工法と同等の変形性能を有する。
- 2) 実大試験体と縮小試験体を比較すると、荷重－変位曲線において履歴性状に大きな違いは認められない。しかし、実大試験体の変形性能は、縮小試験体に比べ僅かではあるが低下する。
- 3) 実大試験体の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式¹⁾に寸法効果として、塑性ヒンジ回転角算定式に $500/B$ (B : 柱幅, 単位 mm) を乗ずることで適切に評価できる。
- 4) 実大試験体のひび割れ損傷状況は、縮小試験体とほぼ同様である。柱の隅角部およびセグメントのひび割れ状況から柱の損傷状況を推定できるが、セグメントに表れるひび割れは、実大試験体より縮小試験体の方が多くなる。

- 5) 実大試験体の軸方向鉄筋の座屈長は、 $0.5 \sim 0.6D$ (D : 柱断面高さ 800mm) 程度、座屈変位は 80mm 程度、座屈変位／座屈長は $0.16 \sim 0.2$ であった。

さらに、耐震補強を行った RC ラーメン高架橋が大規模地震の影響を受けた場合の復旧に関する知見の蓄積を目的に、前述の薄型セグメントを用い本工法で耐震補強した 5/8 縮小試験体柱の交番載荷試験により曲げ破壊した耐震補強柱試験体（以下「補強試験体」と記す）に対し、異なる 2 種の補修方法で補修を加え、薄型セグメントを用い本工法で耐震補強した再補強試験体（以下「再補強試験体」と記す）を作成し、交番載荷試験を行った。補修方法は、柱基部の塑性ヒンジ部（柱基部から 45cm 区間）の損傷コンクリートを人力で丁寧に除去し、ポリマーセメントモルタルで断面修復を行い、塑性ヒンジ部以外のひび割れ箇所にエポキシ樹脂注入を行ったもの、および柱基部 1D (D : 柱断面高さ 50cm) のコンクリートを全て除去し、コンクリート打設で断面修復を行い、塑性ヒンジ部以外のひび割れ部の補修を行わなかったものである。その結果、本実験の範囲において、以下のことが明らかになった。

- 1) 軸方向鉄筋が座屈した状態のままで補修を行い再度耐震補強した再補強試験体は、補強試験体と同様に優れた変形性能を示し、履歴曲線の形状についても吸収エネルギーの大きい安定した形を示す。再補強試験体の変形性能は、補強試験体に比べ終局変位比で 0.93 程度を確保することができる。補修方法による終局変位の違いは顕著ではない。
- 2) 再補強試験体の初期剛性は、補修法の違いが顕著に現れた。ひび割れ注入を行わなかった再補強試験体の初期剛性は、補強試験体の 58% 程度となるが、ひび割れ注入を行った再補強試験体の初期剛性は補強試験体の 77% 程度となった。したがって、補修時には初期剛性が低下することを考慮した変位量の照査を適切に行うことが重要である。
- 3) 断面修復時に軸方向鉄筋が座屈変位／座屈長で 0.06 程度と大きく座屈していても、再補強試験体の曲げ耐力に与える影響は少ない。
- 4) 交番載荷試験による損傷を受けた軸方向鉄筋の引張試験結果より、鉄筋の伸び能力は、当初の交番載荷試験で終局変位に至るまでにひずみで約 7.4% 減少し、同様に再補強後の交番載荷試験で 8.1～10.9% 程度減少している。したがって、大きな変形履歴を受けた部材の鉄筋の伸び能力が補修時に再使用できるか否かの目安として鉄筋の伸び能力がひずみで 11% 程度あればよいと考えることができる。
- 5) 再補強試験体の変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式¹⁾に、当初の交番載荷試験の影響でベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態、およびく体のひび割れによるく体曲げ変位の増加の影響、軸方向鉄筋の座屈と応力履歴の影響等を考慮すれば、ほぼ妥当に評価することができる。

「第4章 薄型セグメントと鋼より線による壁式橋脚の耐震補強に関する研究」では、鉄道 RC 壁式橋脚に本工法を用いた場合の耐震補強効果を確認することを目的として、せん断破壊先行型の鉄道 RC 壁式実橋脚を 1/10 に縮小した試験体で薄型セグメントを用いて本工法により補強を施し、交番載荷試験による検討を行った。その結果、本実験の範囲内において、以下のことが明らかになった。

- 1) 試験体は、曲げ破壊し、じん性率 13.1 の良好な変形性能を示した。履歴曲線は吸収エネ

ルギーの大きい形状を示した。

- 2) 最下段のセグメントは、試験終了時において、載荷面と載荷裏面では水平の曲げひび割れとはらみ出しによる縦方向のひび割れが生じ、載荷面と直交する面にはせん断ひび割れが生じた。さらに最下段の鋼より線から下方部のセグメントは剥落する状況となった。このような損傷の著しい状態でも、セグメントの端部補強鋼板がその形状をほぼ保つことで、鋼より線はその位置を維持し橋脚く体のコンクリートを確実に拘束していた。
- 3) 鋼より線のひずみは、橋脚基部から $0.4D$ (100mm) で降伏ひずみを超える箇所もあるが、目視で損傷は見られなかった。
- 4) PC 鋼棒のひずみは弾性範囲内にとどまり、押さえ金物にも損傷は見られなかった。
- 5) 変形性能は、既に提案されている本工法の変形性能評価式¹⁾で評価することができる。

「第5章 鋼管を用いた杭頭接合部に関する研究」では、鉄道 RC ラーメン高架橋の1柱1杭式接合部の合理化対策として考案した本構造の耐荷機構、変形性能について検討することを目的に、本構造の $1/2$ 縮小試験体を用い、鋼管の埋め込み深さ、鋼管周囲の帯鉄筋量をパラメータとした交番載荷試験による検討を行った。その結果、本実験の範囲内において、以下のことが明らかになった。

- 1) 鋼管周囲の帯鉄筋量が同一のもとで、鋼管の埋込長を $4d$ (d : 鋼管の断面高さ) とすると、鋼管が接続部で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。一方、鋼管の埋込長を $3d$, $2d$ と短くすると、鋼管周囲のコンクリートが割裂破壊する破壊形式となり、曲げ耐力およびじん性率ともに埋込長 $4d$ に比べ低下し、良好な変形性能が得られない。
- 2) 鋼管の埋込長 $3d$ のもとで、鋼管周囲の帯鉄筋量を増加すると、鋼管が接続部で座屈し杭が曲げ破壊する破壊形式となり、鋼管の材料強度を有効利用した良好な変形性能が得られる。
- 3) 本構造が曲げ破壊する場合の耐荷機構は、鋼管前背面のコンクリートの支圧力および鋼管とコンクリートの摩擦力等の抵抗力からなるものとした。この支圧力および摩擦力は、鋼管周囲の帯鉄筋が鋼管周囲のコンクリートを拘束し割裂破壊しない状態の時に期待できるものである。この考えのもとで必要帯鉄筋量を算定する式を導いた。
- 4) 本構造による曲げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなし鉄筋コンクリート部材として算定できる。
- 5) 本構造による杭の変形性能については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」²⁾の鉄骨鉄筋コンクリート部材およびコンクリート充填鋼管部材を準用し、塑性ヒンジ部の回転角の算定に、本構造と鉄骨鉄筋コンクリート部材の鋼材位置の違い、本構造の鋼管とコンクリートの付着性状と鉄骨鉄筋コンクリート部材の付着性状の違いを見込むことで、適切に評価することが可能である。

また、本構造が対象とする杭―地中梁―柱を忠実にモデル化し、提案した帯鉄筋量算定式を用いて帯鉄筋量を定めた 0.3 倍縮小十字型試験体による交番載荷試験より以下のことが明らかになった。

- 1) 十字型試験体の杭部は、 $1/2$ 試験体の曲げ破壊したものと同様、杭基部の圧壊、かぶりコ

ンクリートの剥落，鋼管の座屈，鋼管の破断と続く曲げ破壊であった．これは，割裂破壊を防止する視点から定めた帯鉄筋量算定式の妥当性を示すものである．

- 2) 十字型試験体の杭部の変形性能は，従来構造を超える良好なものであった．十字型試験体の杭部の荷重－変位曲線は，鋼管とコンクリートの付着性状に起因すると考えられるスリップ型の傾向を示すものの履歴吸収エネルギーの大きい形状であった．
- 3) 十字型試験体の杭部の鋼管ひずみは，1/2 試験体のうち曲げ破壊したものと同様，降伏を超える領域まで鋼管の材料強度を十分に使い，鋼管が曲げモーメントを分担していた．十字型試験体の杭部の帯鉄筋ひずみは，1/2 試験体のうち曲げ破壊したものと同様，鋼管埋込端部と杭基部で大きく，鋼管埋込の中間部で小さい形状を示し，中間部のひずみは降伏ひずみに至らず，帯鉄筋は確実にコンクリートの割裂破壊を防止していた．
- 4) 提案した変形性能評価式で本構造の変形性能をほぼ表現できる．

6.2 今後の課題と展望

以下に，本研究の今後の課題と展望として「変形性能の寸法効果」，「補修した RC 柱の変形性能評価」，「軸方向鉄筋の再使用」，「数値解析による変形性能評価」について示し，コンクリート構造物の今後の課題と展望として「コンクリート構造物のシナリオをよりよいものへ」について示す．

(1) 本研究の今後の課題と展望

a) 変形性能の寸法効果等について

本研究で行った交番載荷試験は主に縮小試験体による結果である．変形性能の寸法効果を確認するためには，実物大に近い試験体による交番載荷試験が必要となる．これを実施するには，試験体製作の費用増に加え一般的には載荷試験装置の増強も必要となり，制約が大きい．このため曲げ破壊する RC 柱の寸法効果に関する研究は少ないが，奥らの研究³⁾によれば，曲げ破壊する T 形梁に対する寸法の影響は，耐力に関しては見られないが，変形性能は試験体が大きくなると劣るとしている．また，星隈らの研究⁴⁾によれば，曲げ破壊する柱の荷重－変位曲線は，試験体の大小にかかわらず，比較的よく一致したとある．さらに，文献5)によれば，鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を鋼板巻立て工法で耐震補強した場合の塑性ヒンジ回転角は 600/柱幅 (mm) に比例するとしている．以上を踏まえると，断定はできないが，曲げ破壊する柱には変形性能に関して寸法効果を考慮する必要があると考えられる．

3.3 節では実大試験体の交番載荷試験結果から，文献5)の結果を準用して寸法効果を取り入れた変形性能の評価について示したが，試験体 1 体の結果でありデータ不足から充分とは言い難い．

せん断破壊する柱について設計では，別途せん断破壊に対する照査を適切な方法で行うことを前提に，曲げ破壊する柱と同様に変形性能をモデル化して取り扱うこととしている⁶⁾．井畔らの研究⁷⁾では，せん断補強筋の無い梁のせん断強度は有効高さの 4 乗根に反比例して小さくなることを示している．奥らの研究³⁾によれば，せん断破壊卓越型の T 形梁に対する寸法のせん断耐力変形性能に与える影響は，骨材最大粒径を試験体寸法に合わせて縮小すれ

ば、小さくできることを示している。本研究では部材の変形性能に期待して曲げ破壊する部材を対象とした。しかし、本質を見極めて構造物の設計に当たるという点ではせん断破壊する柱の挙動について検討することは必要である。

したがって費用等の制約もあるが、今後は、5章の鋼管を用いた杭頭接合部の構造における水平荷重の方向や軸力が変形性能に与える影響も含めて、拔出し変位の寸法効果、柱長さ、大きさの違いによる寸法効果の影響等を検討していく必要があると考えている。

なお、4章で示した壁式橋脚の試験体は1/10と縮小率が大きく、鋼より線および中間に配置したPC鋼棒の間隔、径、押さえ金物の形状、等に縮小率との整合性を欠く点が生じているため、工法の基本的な性能を確認したにとどまるものである。今後、規模を大きくした交番載荷試験を実施し、押さえ金物の形状、鋼より線の巻き付け時の施工方法、緊張力管理等についてさらに検討することが必要と考えている。

b) 補修したRC柱の変形性能評価について

3.4節の大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強では、試験体2体のみの結果からではあるが、大きな変形履歴を受けた再補強柱の変形性能評価式の骨格を示すことができた。今後は、変形履歴の違い、例えばY点（降伏点）まで、M点（最大荷重点）までおよびY点とM点の中間等の変形を受けた状態での再補強柱の検討結果を蓄積し、変形性能評価式の見直しを図っていく必要があると考えている。

また、再補強試験体の初期剛性は補強試験体に比べ低下することとなった。初期剛性が小さくなる傾向は文献8),9)にも示されている。初期剛性が小さいと常時の列車走行時の構造物変位が大きくなる。これが許容範囲内なら問題は無いが、対策が必要ならば初期剛性を高める工法を開発する必要がある。

c) 軸方向鉄筋の再使用について

3.4節の大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強では、補強試験体および再補強試験体の軸方向鉄筋の引張試験から軸方向鉄筋の伸び能力がひずみで8.1~10.9%あれば、補強試験体の終局変位の0.93倍程度の終局変位を有する変形性能が得られることを確認した。したがって、地震により終局変位を超える曲げ変形履歴を受けた柱であっても軸方向鉄筋を取り替えずに再使用する目安として軸方向鉄筋の伸び能力がひずみで11%程度あればよいと考えることができる。地震時に損傷を受けた柱では、軸方向鉄筋を健全部と損傷部からサンプリングし、引張試験の実施により伸び能力を把握することが望ましい。なお、対象とするひずみレベルが11%と大きいことから、簡易的に軸方向鉄筋の伸び能力を推定する方法として、健全部と損傷部の軸方向鉄筋の引張試験時標点距離間に存在する節の数を比較することが考えられる。

しかし、上述した伸び能力の目安は3.4節に示した断面寸法50cm角の縮小試験体に限定される。3.3節に示した断面寸法80cm角の実大試験体は、7本の軸方向鉄筋が破断していることから、軸方向鉄筋の保有する破断伸び20.6%を1度の交番載荷試験で使い切っている。交番載荷試験後に測定した縮小試験体の軸方向鉄筋D22の座屈変位/座屈長は(20mm程度/350mm程度)より約0.06となる。一方、実大試験体の軸方向鉄筋D32のそれは(80mm

程度/450mm 程度)より約 0.18 となる。このように実大試験体の軸方向鉄筋の座屈変位/座屈長は縮小試験体に比べ大きいことがわかる。この軸方向鉄筋の座屈変位/座屈長の違いが縮小試験体と実大試験体の伸び能力を消費する量の違いとなっていると考えられる。

軸方向鉄筋の座屈変位/座屈長に相違が生じる要因として柱の断面寸法, 軸方向鉄筋径, 軸方向鉄筋量, 骨材寸法, セグメントの拘束効果の違い(幅, 厚さ, 高さ)等が考えられる。

以上より, 変形履歴を受けた柱の軸方向鉄筋の再使用に関する目安の提言を精度よく行うためには, 軸方向鉄筋の座屈変位/座屈長に相違が生じる機構の解明およびM点(最大荷重点)までに消費する伸び能力(残留ひずみ)とM点を越えて軸方向鉄筋の座屈の影響が顕著になる時点での消費伸び能力の把握が必要と考える。

d) 数値解析による変形性能評価について

本研究では変形性能の評価を交番載荷試験のみで検討した。交番載荷試験では試験体製作や載荷試験に多大な費用が必要である。また, 実規模の試験体とするためには載荷設備も大型となる。したがって, 効率よくパラメータを設定して少ない試験体で妥当な結果を導くことが必要である。

そこで, 有限要素法による数値解析で不足する実験結果を埋め合わせることが考えられるが, 二次元の有限要素法では柱のコンクリートの拘束, 軸方向鉄筋の挙動等に仮定が多く入り込むことになるので, 三次元の有限要素法を選定することとなる。

しかし, 交番載荷試験を三次元の非線形有限要素法で結果を得るには相当の時間を要する他, コンクリートおよび鉄筋のパラメータの設定で結果は大きく異なるものとなる。また, 汎用コードでは軸方向鉄筋の座屈が扱えないため, 最大耐力以降の耐力低下を表現できないことも課題である。

軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮する際に, 座屈開始時期を如何に規定するかが問題となる。一般的なオイラーやエンゲッサ・カルマンの式で座屈荷重を規定するのみでは, コンクリートに埋め込まれている鉄筋の座屈状況を適切に表現できるとは思えない。鉄道 RC ラーメン高架橋の柱では最大荷重時(M 点)以後に軸方向鉄筋は座屈挙動を示すのだから, この時点の引張ひずみの経験を軸方向鉄筋の座屈条件の一つとして追加することも必要なのかもしれない。また, 軸方向鉄筋の座屈長は, 帯鉄筋の間隔・量, 軸方向圧縮応力度の大小に関係すると考えられるが, おおまかには塑性ヒンジ長とするようなことも考えられる。

さらに, 地震後の再補強柱の検討を行うためには, 再補強前のコンクリートや鉄筋の応力履歴を考慮できる仕組みを組み込む必要がある。

(2) コンクリート構造物のシナリオをよりよいものへ

a) 公共投資の削減

国および地方の長期債務残高は平成 20 年(2008 年)度末で 778 兆円となる見込みである。平成 20 年(2008 年)度の日本の一般会計予算は, 歳出が 83.1 兆円, 税収が 53.6 兆円で大幅な歳出超過の状態である。この中で公共投資は前年度比 3.1%減(2121 億円減)の 6.7 兆円である。少子高齢化に伴い社会保障費は, 平成 10 年(1998 年)度に 14.8 兆円であったものが, 平成 20 年(2008 年)度では 21.8 兆円となっているように, 今後とも負担増が予想される。

一方、公共投資は、平成 10 年（1998 年）度 14.9 兆円であったものが、平成 20 年（2008 年）度では 6.7 兆円となっているのである。これは、図-6.2.1 に示すように、平成 15 年（2003 年）度から 5 年間で、15% の総合コスト削減率を目標とし、平成 18 年（2006 年）度までに 11.5% の削減を達成した結果であり、さらに、今後の 5 年間で 15% の総合コスト削減率の達成を目標としている。また、昨今の不況に伴い平成 21 年（2009）度の税収は 37 兆円程度に落ち込み、平成 22 年（2010）度の予算では国債発行額が税収を上回ることが予想され、新規公共事業の中止を含む公共投資の抑制が叫ばれている。

このように公共投資が削減される中、図-6.2.2 に示すように、高度成長期に建設さ

れた構造物で 50 年を経過するものが増え続け、これらの維持管理費の増大が予想されている。

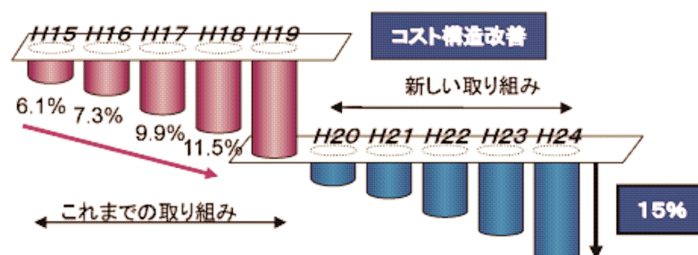


図-6.2.1 公共事業のコスト削減¹⁰⁾

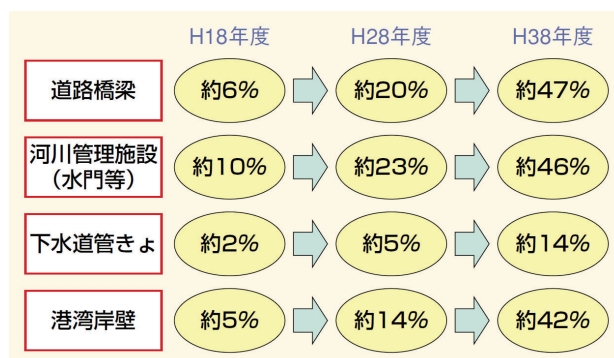


図-6.2.2 建設後 50 年以上経過する社会資本¹¹⁾

b) コンクリート構造物の損傷事例

図-6.2.3 に示す阪神高速道路の倒壊、平成 7 年（1995 年）1 月兵庫県南部地震を伝えるテレビ画面は衝撃的なものであった。コンクリート構造物が無残な姿で横たわっていた。その後、平成 11 年（1999 年）6 月の山陽新幹線福岡トンネル覆工コンクリートの剥落や同 10 月の北九州トンネルでの側壁コンクリートの落下に続いて、高架橋等からのコンクリートの剥落も生じた。これらの出来事は、「コンクリート構造物とは丈夫で長持ちするものだ」との人々の認識を覆すものであった。



図-6.2.3 阪神高速道路の倒壊

c) コンクリート構造物を丈夫で長持ちさせるためのシナリオ

財政の逼迫による公共投資の削減と社会資本の高齢化はコンクリート構造物の維持管理の重要性を認識させた。コンクリート構造物は、維持管理しながら長く使う、時には設計耐用年数を超えて劣化の激しいものも補修・補強して使い続けることも想定しなければならない。維持管理は、構造物の性能が時間とともに低下することを前提に、安全性、使用性等の性能を評価し、必要に応じて対策を施しながら構造物の性能を要求性能以上に維持することである¹²⁾。また、地震後の復旧性を考慮した設計法は、地震で損傷したものも補修・補強して使

用を継続することを意図している⁶⁾。

地震による損傷は、その都度、耐震設計の見直しを促している。現状では地震によるコンクリート構造物の損傷を前提とし、損傷過程を考慮した耐震設計法となっている。すなわち、設計地震動として兵庫県南部地震のような最強地震を想定し、この地震動に対してコンクリート構造物は、脆性破壊するせん断破壊形式を避け、コンクリート構造物にじん性を持たせることで、コンクリート構造物が変形・損傷しながら地震のエネルギーを吸収する曲げ破壊形式とし、崩壊に至らないようにしたのである⁶⁾。

かぶりコンクリートの剥落はコンクリート構造物の耐久性に関する検討の重要性を認識させた。耐久性の検討は、コンクリート構造物は環境作用に対して時間とともに劣化することを前提として、劣化機構に、中性化、塩害、凍害、化学的侵食、アルカリシリカ反応等を挙げ、劣化の過程を潜伏期、進展期、加速期、劣化期に分け、設定した劣化の過程に至らない性能を確保するものである¹²⁾。

以上のように、コンクリート構造物は、環境条件や多くの経験を経て、それを反映し、性能（耐久性、安全性、使用性）が時間とともに低下するシナリオおよび地震時の損傷過程と復旧性のシナリオを描き設計されている。このシナリオは、コンクリート構造物を丈夫で長持ちさせ使用者に安心感を与えるために、これまでの幾多の研究成果の元にできあがっている。本研究も地震時の損傷過程と復旧性のシナリオに則って柱の耐震補強、地震後の再補強および構造の合理化に関して安心感のあるコンクリート構造物を目指して展開したものである。

コンクリート構造物をさらに丈夫で長持ちさせ安心感のあるものとするには、シナリオは完全なものではなくカバーできない部分があり想定外のことも起こることを念頭にしつつ、想定するシナリオに残されている課題の解決に立ち向かい、新しい知見に基づきシナリオを改定していくことが必要である。また、機会あるごとに使用者に対して想定しているシナリオとその不完全な部分や限界を説明し理解と同意を得る努力も必要である。

d) 地震時のシナリオの課題

入力地震動の設定、構造物の応答計算、耐震性能の照査からなる耐震設計でコンクリート構造物に限定しても多くの課題があるがここでは、① 入力地震動の設定で「想定地震動の特性（地震動の強さ、周波数特性、継続時間）」を挙げ、② 構造物の応答計算、耐震性能の照査で「時間とともに劣化する材料を有するコンクリート構造物の耐震性能評価」、「コンクリート構造物の地震時の損傷評価と補修後の耐震性能評価」を挙げる。

兵庫県南部地震の後、総理府（当時）に設置された地震調査研究推進本部では、活断層調査、地震の発生可能性の長期評価、強震動予測等を行ってきた。その成果として平成 17 年（2005 年）に「全国を概観した地震動予測地図」¹³⁾を公表した。地震動予測地図は、「確率論的地震動予測地図」と「震源断層を特定した地震動予測地図」よりなる。「確率論的地震動予測地図」は、地図上の各地点（約 1km 四方の領域）において、今後の一定期間内にある震度以上となる確率を示したものである。「震源断層を特定した地震動予測地図」は、ある特定の震源断層に着目し、そこで地震が発生した場合に周辺の地域がどの程度の強い揺れに見舞

われるかを示した地図である¹³⁾。また、内閣府の東南海・南海地震等に関する専門調査会では、図-6.2.4に示すように、東海、東南海、南海地震で想定される震度を公表している¹⁴⁾。同じく内閣府の、首都直下地震対策専門調査会では、首都直下の地震について想定震度を公表している¹⁵⁾。これらの予測震度は、知られている活断層やプレート境界を発生源とする地震をもとに算定したものである。しかし、平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震において、震源近傍で NS : 1143gal, EW :

1433gal, UD : 3866 gal, 三成分合成 : 4022 gal が観測された。この地震は活断層と認識されていなかった断層が活動して生じたものであり、しかも重力加速度の4倍を超える強さであった。

平成15年（2003年）の十勝沖地震の苫小牧市の石油コンビナートでスロッシングによる火災、平成16年（2004年）の新潟県中越地震による六本木ヒルズでのエレベーターの損傷は数秒～10秒程度の長周期地震動によるものとされている。大阪平野で3秒～6秒、濃尾平野で3秒～4秒、関東平野で7秒～10秒の周期で揺れやすいとされ、さらに、その継続時間も東海、東南海地震では数分以上の単位になると言われている。鉄道 RC ラーメン構造物は、周期が短いため長周期地震動で直接被害を生じることとは無いと考えられるが、駅部等で増加している周辺の高層建物、免震構造物等は長周期構造物であり被害が生じた場合間接的に被害を受けることも考えられる。

想定を超える地震動により過大な地震エネルギーがコンクリート構造物に入力された場合、コンクリート構造物はエネルギー吸収能力を使い果たし崩壊する可能性がある。したがって、より精度の高い想定地震動を予測することに不断の努力を傾注する必要がある。また、兵庫県南部地震では活断層による地震動で多くのコンクリート構造物が被災することにより構造形式の損傷部位、損傷過程を見極めることができた。その後開発された新構造形式の損傷部位、損傷過程を的確に予測しておくとともに、さらに予想される東海、東南海、南海地震に代表されるプレート境界型の継続時間が長く長周期が卓越する地震動に対する構造物の損傷部位、損傷過程を的確に予測しておかなければならない。

時間とともに劣化する材料を有するコンクリート構造物の耐震性能評価については、塩害、中性化による鉄筋腐食、アルカリ骨材反応による鉄筋破断、化学的侵食によるコンクリートの劣化と鉄筋の腐食等の影響が検討されている^{16),17)}。

梁の載荷試験によれば、軸方向鉄筋の腐食が進み、ひび割れが進展し軸方向鉄筋とコンクリートの付着が期待できなくなると、せん断耐荷機構が変化しせん断耐力が増加することにより、軸方向鉄筋の腐食が無い場合せん断破壊する梁が軸方向鉄筋の腐食により曲げ破壊へ

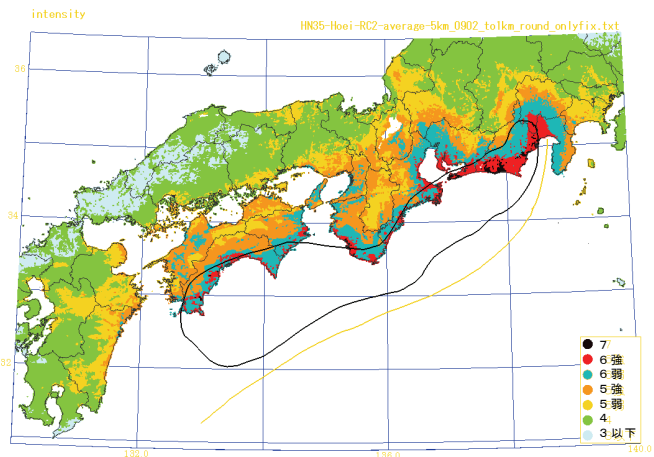


図-6.2.4 東海+東南海+南海地震の強震動波形計算による震度分布

と破壊形式が変化することがあるとされている。この場合、軸方向鉄筋の腐食により曲げ耐力も低下している影響も加わっていると考えられている¹⁸⁾。この現象は、時間とともに材料は劣化することを考慮すると、破壊形式が変化する可能性があることを意味する。塩害、中性化が見られる鉄道 RC ラーメン高架橋柱において、鉄筋腐食は、一般的には帯鉄筋が先行し、次いで四隅に配置した軸方向鉄筋、次いで残りの軸方向鉄筋の順と考えられる。これと、破壊形式の変化を組み合わせると、

図-6.2.5 に示すように、当初曲げ破壊する柱が帯鉄筋の腐食による断面減少でせん断破壊に変わり、次いで軸方向鉄筋の腐食で付着が失われることにより曲げ破壊に変わることが想定される。柱の変形性能も破壊形式の変化に伴い大きく変化することが想定される。図-6.2.5 の時間とともに腐食する鉄筋と部材の破壊形式・変形性能の関係に関するシナリオを提示するには今後多くの検討が必要ではあるが合理的な維持管理および耐震性能の評価のために重要な検討項目と考えている。

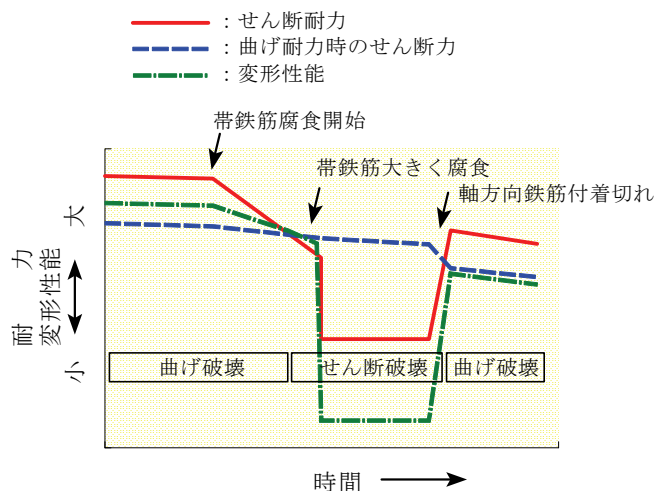


図-6.2.5 時間とともに腐食する鉄筋と部材の破壊形式・変形性能の関係（概念図）

損傷した RC 柱のひび割れを樹脂注入したとしてもその初期剛性は 3.4 節に示したように元の剛性までは回復していない。これは、樹脂注入されないひび割れが残っていると考える。もし、補修されないひび割れが残っているとすると、コンクリートの劣化速度は大きくなり軸方向鉄筋の腐食も早期に現れることとなる。また、補修に用いた材料の劣化についても検討し、構造性能に与える影響について検討することも必要である。

コンクリート構造物の地震時の損傷評価は、コンクリート構造物を補修・補強し再供用するために最も重要なことである。迅速かつ的確であることが要求される。鉄道構造物は、被災時に全線目視点検による安全確認後運転再開となる。本研究で示したセグメントと鋼より線による柱の耐震補強工法では目視により損傷状況を確認できるため迅速かつ的確に安全確認ができるが、鋼板巻立て工法に代表されるような柱を完全に覆っている耐震補強工法の場合は目視による安全確認はできない。したがって、塗装の剥がれ、鋼板の変形、柱の残留変形や覆われていない部分の損傷状況で判断せざるを得ない。耐震補強を実施した柱の地震時の臨時点検における着眼点が松田の研究¹⁹⁾に示されている。

地震時の鉄道 RC ラーメン高架橋柱の変形状況を計測することで損傷状況を把握する方法が開発されている²⁰⁾。この方法は RC ラーメン高架橋柱に最大応答部材角を測定する装置を取り付け地震時のデータを記録するものである。約 5km の区間に 4 基程度配置すれば高い精度で柱の損傷状況を推定できるとしている²¹⁾。道路橋でも同様に加速度センサーを用いて損傷状況を推定する方法を開発している²²⁾。RC 橋脚に設置した加速度センサーで橋脚の地震

時固有周期の変化を捉えて応答塑性率を求め損傷状況を推定するものである。いずれの方法も推定の域を出ないので地震時緊急点検の目視点検の補助として使用するものであろうが点検時間の短縮には非常に有効と考えられる。

鉄筋の損傷状況も的確に把握する必要がある。残留ひずみを把握し伸び余力を予想しなければ、補修で済むのか補強が必要なのか決まらず補修・補強の方法も決まらない。前項の「軸方向鉄筋の再使用について」で述べたように、軸方向鉄筋の再使用に関する提言を行うには多

くの検討を要するが、図-6.2.6に示すように、柱の変形と軸方向鉄筋の残留ひずみを関連付けできれば、上述した最大応答部材角の測定結果から軸方向鉄筋の残留ひずみを推定できることとなる。

地中のコンクリート構造物は周囲を地盤で支えられているため、地上のコンクリート構造物に比べ慣性力の影響が小さく、変形も地上構造物ほど大きくならないことから、適切な構造形式を用いれば比較的安全である。しかし、地盤剛性の急変部に位置するコンクリート構造物や上部構造物との接合部では大きな変形や断面力が生じ損傷することもある。本研究で対象とした杭頭接合部もこの部位に含まれる。地中構造物の損傷を迅速かつ的確に評価することは現状では困難である。

今後ともコンクリート構造物の被災時の損傷を迅速かつ的確に把握する方法を開発して行く必要がある。

コンクリート構造物が地震で損傷し補修した後の耐震性能評価では、部材ごとに損傷状況も異なり、補修方法も異なるものをそれぞれに精度良く評価する必要がある。新設構造物では材料の強度や変形性能はほぼ均一であり同一材料で異なる評価を用いて耐震性能を評価することはない。しかし、地震で損傷したコンクリート構造物は、曲げ破壊する部材に曲げひびわれが入った状況、軸方向鉄筋が降伏し塑性ヒンジが形成された状況、軸方向鉄筋が座屈しかぶりコンクリートが剥離する状況、せん断破壊する部材にせん断ひび割れが入り軸方向力を支持できない状況、等様々な損傷状況が想定される。補修方法も樹脂注入、断面修復、軸方向鉄筋や帯鉄筋の整形、取替え、等様々であり、補強も必要になるかもしれない。前述したように、軸方向鉄筋の再使用には軸方向鉄筋の伸び余力を考慮する必要があるが、3.4節に示したようにひび割れ注入の有無でも柱の剛性は異なる。これらの状況を忠実に考慮して耐震性能を評価しなければならない。また、近隣の柱で補修後の耐力、剛性、変形性能が大きく異なると構造物にねじれが生じることになるので避けなければならない。耐力を向上させる補強を施す場合は、他の部材に与える影響についても慎重に検討する必要がある。しかし、コンクリート構造物が地震で損傷し補修した後の耐震性能評価に関する検討は少なく、精度よく評価するためには多くの検討を重ね知見を蓄積する必要がある。

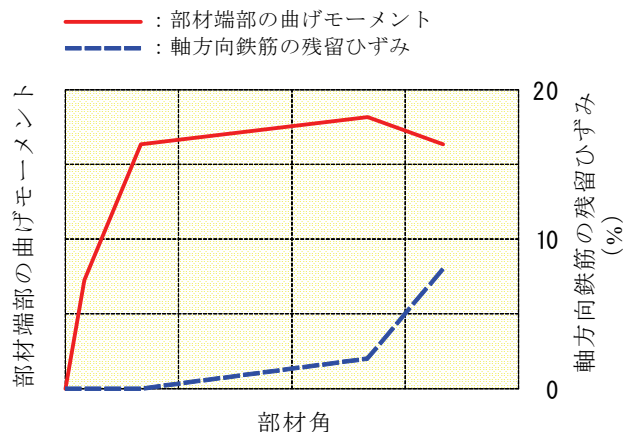


図-6.2.6 部材端部の曲げモーメントおよび軸方向鉄筋の残留ひずみと部材角の関係（概念図）

以上、地震時のシナリオに関する課題について列挙したが、今後ともこれらの課題に対する検討を続けてコンクリート構造物のシナリオをよりよいものとするために努力したいと考えている。

【第6章の参考文献】

- 1) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/VI-63，pp.185-203，2004.6.
- 2) 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.
- 3) 奥勝幸，藤井栄，森田司郎：鉄筋コンクリート T 形梁の寸法効果，コンクリート工学年次論文報告集，pp. 675-680，1988.7
- 4) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.215-232，2001.2.
- 5) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼製パネル組立補強編，2006.9.
- 6) 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，1999.10.
- 7) 井畔瑞人，塩屋俊幸，野尻陽一，秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，No.348/V-1，pp.175-184，1984.8.
- 8) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.648/V-47，pp.55-69，2000.5.
- 9) 稲熊弘，関雅樹：大損傷を受けた RC 柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験，土木学会第 58 回年次学術講演会，V-344，pp.687-688，2003.9.
- 10) 財務省：パンフレット 日本の財政を考える，2008.6.
- 11) 国土交通省：平成 20 年度国土交通白書，2009.4.
- 12) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 設計編，2007.12.
- 13) 総理府地震調査研究推進本部：全国を概観した地震動予測地図 報告書，2005.3.
- 14) 内閣府東南海・南海地震等に関する専門調査会：東南海，南海地震の強震動と津波の高さ（案），第 16 回中央防災会議，資料 3，2003.12.
- 15) 内閣府首都直下地震対策専門調査会：首都直下地震対策専門調査会報告，2005.7.
- 16) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，1998.10.
- 17) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向（その 2），コンクリート技術シリーズ 40，2000.12.
- 18) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ 71，2006.8.
- 19) 松田好史：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた耐震補強に関する研究，京都大学学位論文，pp.174，2005.1.

- 20) 濱田弘志，宮本則幸，仁平達也，曾我部正道，谷村幸裕：鉄道 RC ラーメン高架橋柱の最大応答角測定装置の改良，土木学会第 63 回年次学術講演会，6-054，pp.107-108，2008.9.
- 21) 松本光矢，曾我部正道，谷村幸裕，仁平達也：応答部材角測定システムによる高架橋群の損傷レベル推定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31-2，pp.847-852，2009.7
- 22) 堺淳一，小林寛，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚に対する地震被災度判定手法の開発，土木技術資料，Vol.51-2，pp.32-35，2009.2

謝辞

本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、終始御懇篤なる御指導、御鞭撻を賜りました京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 宮川豊章 教授に厚く感謝の意を表し、心からお礼申し上げます。

また、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 朝倉俊弘 教授、京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 河野広隆 教授には、本論文に対して貴重な御助言ならびに御指導をいただきました。ここに、深く感謝申し上げます。

本研究は、著者が勤務している株式会社奥村組技術研究所において平成 13 年から平成 18 年において実施した内容をまとめたものです。この数年間は耐震実験棟の載荷設備とともに載荷実験に明け暮れた毎日でした。恵まれた環境の下での研究の機会を与えて頂きました株式会社奥村組 奥村太加典 社長に深く感謝申し上げます。

3 章の研究は、西日本旅客鉄道株式会社、ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社、大鉄工業株式会社との共同研究であり、4 章の研究は東神電気株式会社との共同研究によるものです。共同研究させていただいた各社からは本論文をまとめるにあたり、データの使用を快く御承諾頂き深く感謝しています。

西日本旅客鉄道株式会社執行役員構造技術室長 松田好史 博士には、実験の遂行から成果のまとめまで、あらゆる面で御指導をいただきました。特に成果のまとめにおいて、筆者が苦しんでいる時に親身な御指導や激励をいただいたこと、さらに本論文をまとめるための後押しをしていただいたこと等、大変お世話になりました。ここに心から厚くお礼申し上げます。

ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社執行役員技師長 故北後征雄 博士には、本研究の実施とそのとりまとめにあたり貴重な御指導をいただきましたことを、深く感謝いたします。北後征雄博士の笑顔が思い起こされるとともに、本論文の完成版をお見せすることができなかったことが残念です。

財団法人鉄道総合技術研究所コンクリート構造室長 谷村幸裕 博士、ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社土木設計部部長 近藤政弘 氏には、課題への取り組み方から論文の書き方に至るまで、親身になって御指導を賜りました。ここに心から厚くお礼申し上げます。

西日本旅客鉄道株式会社施設部課長 垣尾 徹 氏、ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社技術室次長 竹山純徳 氏には実験の遂行、成果の取りまとめ、資料の提供等多くの面でお世話になりました。深く感謝いたします。東神電気株式会社部長 野村真幸 氏には、実験の遂行、資材の提供等に御尽力頂き、厚くお礼申し上げます。

昭和 56 年筆者が技術開発設計部門に配属になった当時の東京電力株式会社副長 奥山一夫 氏、奥村組技術本部部長 竹内幹雄 氏、同部長 木下浩次 氏、同次長 高橋直樹 氏には、何事に対しても物事の本質を見極めて進むこと、不断の努力を惜しまないこと、粘り強く諦めないことの大切さを御指導していただきました。本論文をまとめるに至る基礎を培っていただいた皆様に対し、ここに深く感謝申し上げます。

奥村組西日本支社土木技術部部長 柳原純夫 氏には 5 章の研究遂行に際し、多くの御尽力をいただき、論文の取りまとめに至ることができました。深く感謝申し上げます。また、論

文取りまとめに際し御理解と御支援をいただいた、奥村組技術研究所所長 栗本雅裕 氏，同課長 蛭子清二 氏，同課長 東 邦和 氏，同課長 石井敏之 氏に深く感謝し，お礼申し上げます．また，奥村組技術研究所主任研究員 廣中哲也 氏，同研究員 川口昇平 氏に多大な御協力をいただきました．ここに心からお礼申し上げます．

株式会社奥村組次長 柴田輝和 氏，同課長 向 広吉 氏，同技術研究所課長 三澤孝史 氏には，本研究に関する全ての計画，実験，解析の遂行とともに，多くの御助言，御指導をいただきました．ここに厚くお礼申し上げます．

本論文は，数多くの方々から御指導，御鞭撻，御協力を頂くことによりまとめることができました．全ての方のお名前を挙げることはできませんが，心より深甚なる謝意を表すものです．ありがとうございました．

最後に，筆者を心より理解し，支え，励ましてくれた，妻淑美に感謝する次第です．

平成 22 年 1 月

中村敏晴