

地震により被災した鋼製橋脚の
早期復旧のための修復方法に関する研究

2015年9月

嶋口 儀之

目次

第1章 序論

1.1 まえがき	1
1.2 既往の研究	2
1.4 本論文の目的	4
1.4 本論文の構成	4

第2章 損傷した鋼製橋脚の修復に関する基本的な考え方

2.1 まえがき	9
2.2 地震発生後の対応における本研究の位置付け	9
2.3 円形断面鋼製橋脚の損傷状況に関する検討	10
2.3.1 対象とする鋼製橋脚の損傷状況	10
2.3.2 損傷度合による分類	11
2.3.3 損傷を有する供試体の製作および呼称	13
2.4 解析的検討による修復後の目標性能の設定	13
2.4.1 修復後の耐震性能	13
2.4.2 解析方法	14
2.4.3 解析条件	16
2.4.4 解析結果	19
2.4.5 耐震性能の目標値の設定	24
2.5 まとめ	24

第3章 大きく損傷した円形断面鋼製橋脚に対する簡便な修復方法の提案

3.1 まえがき	26
3.2 実験計画	26
3.2.1 実験供試体	26
3.2.2 供試体損傷状況	29
3.2.3 コンクリート充填による修復	32
3.2.4 鋼板巻き立てによる修復	34
3.2.5 補剛材による修復	35
3.2.6 実験載荷装置	37
3.2.7 鉛直荷重および降伏水平荷重, 変位の算定	37
3.3 実験結果	39

3.3.1	水平荷重-水平変位関係	39
3.3.2	包絡線	43
3.3.3	供試体損傷状況	47
3.3.4	最大水平荷重および曲げ剛性	51
3.3.5	塑性率	53
3.4	まとめ	55

第4章 損傷度合が異なる円形断面鋼製橋脚に対する

コンクリート充填修復と耐震性能

4.1	まえがき	57
4.2	実験計画	57
4.2.1	実験の流れ	57
4.2.2	実験供試体	58
4.2.3	損傷レベルの定義	60
4.2.4	コンクリート充填修復方法	60
4.2.5	実験装置および実験方法	62
4.2.6	ひずみ測定位置	62
4.3	実験結果	62
4.3.1	局部座屈部のひずみ値と損傷レベルの関係	62
4.3.2	供試体の損傷状況	64
4.3.3	水平荷重-水平変位履歴曲線	67
4.3.4	損傷レベルおよび修復方法の関係	70
4.4	修復方法の評価	72
4.4.1	最大水平荷重および剛性による評価	72
4.4.1	塑性率による評価	73
4.5	まとめ	76

第5章 径厚比および損傷度合が異なる円形断面鋼製橋脚に対する

コンクリート充填修復と耐震性能

5.1	まえがき	78
5.2	実験計画	78
5.2.1	実験の流れ	78
5.2.2	実験供試体	79
5.2.3	コンクリート充填修復方法	80
5.2.4	実験装置および載荷方法	81

5.3 実験結果	82
5.3.1 供試体損傷状況	82
5.3.2 水平荷重-水平変位履歴曲線	84
5.3.3 径厚比パラメータの違いによる比較	87
5.4 ひずみ値の分布と損傷状況	90
5.5 修復方法および損傷形態についての評価	94
5.6 まとめ	95
第6章 結論	97
謝辞	100
本論文に関する発表論文・口頭発表	101

第 1 章 序論

1.1 まえがき

鋼製橋脚は市街地の高架高速道路や鉄道などの重要度の高い公共構造物に多用されている。これらの構造物は一般に直列リンク構造であることが多く、地震により一部の橋脚が損傷を受けると、構造物全体の機能損失につながる。また、高速道路は地震発生後の緊急輸送道路として位置づけられており、このような構造物の機能を確保することは、地震後の復旧活動を進める上で極めて重要である。

平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震は、それまでの耐震設計において想定されていた地震動を上回る大規模地震であり、鋼製橋脚を含む多くの土木構造物が被害を受けた。都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不能になり、救助および災害復旧活動の妨げとなった。また、地震後の復旧作業では、橋脚の修復方法に関する指針が無く、比較的軽微な損傷であっても部分的な補修では復旧できず、撤去後に再構築した場合が少なくなかった。そのため、阪神高速道路神戸線では全線開通までに 1 年 9 ヶ月を要した^{1),2)}。

兵庫県南部地震における道路橋の甚大な被害を受け、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われ、耐震設計基準に反映されてきた。平成 2 年改訂の道路橋示方書の耐震設計編においては、鉄筋コンクリート橋脚については地震時保有水平耐力による照査法が規定されていたが、鋼製橋脚については耐震設計に関する基礎的資料が不十分であるということから基準化がなされていなかった³⁾。しかし、兵庫県南部地震後の平成 8 年の改訂では、コンクリートが充填された鋼製橋脚に対しても地震時保有水平耐力による照査法を規定することとなり、設計時に考慮すべき地震動に兵庫県南部地震が追加された⁴⁾。平成 14 年の改訂においては性能規定型の技術基準を目指して、要求性能の規定の明確化がなされ、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 地震動)に加え、発生する確率は低いが大きな強度の地震動(レベル 2 地震動)に対する耐震性能の照査に関する研究成果が反映された⁵⁾。平成 24 年の改訂においては、将来予想される東海、東南海、南海地震を考慮するためにレベル 2 地震動の見直しが行われた⁶⁾。

ここで、現在規定されている橋の耐震性能の観点について詳しく見てみると、レベル 1 地震動に対しては、「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)」を確保することとし、修復性については短期的には機能回復のための修復を必要とせず、長期的にも軽微な修復で対応できることとしている。レベル 2 地震動に対しては橋の重要度に応じて規定されており、特に重要度の高い橋については、確保すべき性能を「地震による損傷が限定的なものに留まり、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)」としている。また、地震後の機能回復が応急修復程度で速やかに対応でき、長期的な修復も比較的容易に可能であることとしている。一方で、標準的な重要度の橋については、「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)」、すなわち落橋に対する安全性を確保することとされている。以上のように、現在の耐震設計においては地震による局所的な損傷は想定されており、修復性についても言及されているが、修復のための具体的な指針は定められていないのが現状である。地震後の復旧活動における緊急輸送道路としての機能確保に加え、本震後に発生が予想される大規模な余震および連動地震に対応するためには、地震により鋼製橋脚に致命的な損傷を生じさせないとともに、損傷した橋脚に対して、地震発生後極めて早期に修復作業を行うことが求められる。このような迅速かつ効果的な修復を行うためには、地震後の初動対応において、鋼製橋脚の点検作業を進める上での重要点検箇所、損傷度合の判定基準および鋼製橋脚の損傷状況や構造パラメータに適した修復方法についての作業指針を定めることが重要である。

本論文は円形断面鋼製橋脚が地震により損傷した場合の修復方法の提案を目的として、異なる損傷度合および構造パラメータを想定し、修復方法と修復後の耐震性能についての検討を行ったものである。

1.2 既往の研究

鋼製橋脚は都市内高速道路などに多く採用されており、これまでに鋼製橋脚の耐震設計に関する研究が数多く行われてきた。平成 2 年改訂の道路橋示方書において鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の照査に関する規定が見送られたことを受け、鋼製橋脚の静的繰り返し荷重および動的荷重下における弾塑性挙動に関する実験的および解析的研究が精力的に進められるようになった。土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会では、宇佐美、家村、後藤、北田、杉浦、伊藤らをはじめとして多くの研究者により、鋼製橋脚の縮小モデルを用いた一定軸力下での水平繰り返し載荷実験、ハイブリッド地震応答実験および動的地震応答解析などが行われ、その成果が報告されている⁷⁾。また、平成 7 年に発生した兵庫県南部地震において鋼製橋脚に多くの被害が生じたことを受け、以降は鋼製橋脚の耐震性能向上に加え、既存の鋼製橋脚に対する補強方法に関する研究がさらに精力的に進められてきた。

宇佐美らは、矩形断面鋼製橋脚を対象に数多くの単調載荷および繰り返し載荷実験を行い、幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよび補剛材剛比といった主要なパラメータや荷重履歴が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響について検討している^{8)~14)}。渡辺、杉浦らにより鋼製橋脚の断面形状が変形性能に与える影響について検

討している^{15),16)}。また、宇佐美らはハイブリッド地震応答実験により鋼製橋脚に地震動を与えた場合の挙動について検討している^{17),18)}。さらに近年では後藤ら、杉浦ら、青木らにより、地震の2方向あるいは3方向成分の影響を考慮した実験および解析的検討が行われている^{19)~25)}。

また、宇佐美ら、前野ら、中井、北田らは、鋼製橋脚の耐力および変形性能を向上させるための方法として、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚に着目し、その耐震性能に関して実験および解析的検討が行われている^{26)~30)}。この中で宇佐美らはコンクリートを最適充填率の高さまで充填することで変形性能が大きく向上することを示しており、また、ダイアフラムの高さまで充填することで耐力が大きく増加することを示している。円形断面鋼製橋脚については森下ら、井浦らにより、コンクリートを部分的に充填した円形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が行われており、コンクリート充填高さおよびダイアフラムの有無が橋脚の耐力、変形性能および損傷の発生個所に与える影響について明らかにされている^{31),32)}。

ところで、兵庫県南部地震の被害を受け、各地の都市高速道路に使用されている既設の鋼製橋脚について耐震補強工事が施され、その多くにコンクリート充填工法、あるいは縦補剛材を補剛・増設する工法が採用されている³³⁾。しかしながらコンクリート充填工法は、柱部材の耐荷力が大きく増加することにより、アンカー部などの耐荷力を上回り、橋脚の基礎部分に損傷が集中するような好ましくない損傷形態となることも予想される。また、縦補剛材の補剛・増設工法についても必要な材料および作業量が多く、断面の小さな鋼製橋脚への適用が困難であることが指摘されている^{34),35)}。

これらを受けて、北田らは無充填区間を設けてコンクリートを充填することで、耐荷力の大幅な増加を抑えつつ、変形性能を向上させ、損傷形態についてもある程度コントロールできるような補強方法を提案している³⁶⁾。また、忠らは鋼板貼り付けによる鋼製橋脚の耐震補強法を提案しており、鋼板を貼り付けないヒューズ区間を設けることで、耐荷力の大幅な増加を抑制しつつ、変形性能の向上を図っている³⁷⁾。また、松村、北田らは耐荷力の大幅な増加を伴わない耐震補強工法として、炭素繊維シートを用いた補強工法を提案している³⁸⁾。

以上のように、既設および新設の鋼製橋脚に対する耐震性能の向上のための検討は数多く行われている。しかしながら、地震により損傷した鋼製橋脚に対する修復方法および修復後の耐震性能に関する研究は非常に少ないのが現状である。その中で例えば、金、廣畑らは局部座屈が生じた鋼構造物を対象として、加熱/プレス矯正による修復が部材の強度等に与える影響について明らかにしている^{39),40)}。愛知工業大学においては平成8年度から鈴木、青木らにより、地震により損傷した鋼製橋脚の修復に関する研究が進められてきた^{41)~44)}。これらの研究により、損傷した

鋼製橋脚に対して、種々の修復方法が提案され、修復後の耐震性能について実験的に明らかにされてきた。鈴木らは円形断面鋼製橋脚を対象に、鋼板巻き立ておよび補剛材の溶接による修復について検討した。また、尾松らは矩形断面鋼製橋脚を対象に、コンクリート充填、鋼板巻き立ておよび補剛材の溶接による修復について検討した。この中で、コンクリート充填および鋼板巻き立てによる修復が、有効な手法となる可能性があることが示された。しかし、これらの研究では、修復箇所の強度が大幅に増加し、別の箇所に新たに損傷が生じるケースや、修復方法が複雑で施工に時間がかかるケースも見られた。また、対象とする鋼製橋脚の損傷度合および構造パラメータの影響についての検討は行われておらず、実橋脚に適用するためには、さらなる検討が必要である。

1.3 本論文の目的

前述のように、新設および損傷のない既設の鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われてきたのに対し、地震により損傷した鋼製橋脚の修復に関する研究は十分ではなく、地震後の復旧活動における鋼製橋脚の修復方法についての具体的な指針は定められていない。以上のことをふまえ、本研究では円形断面鋼製橋脚を対象として、地震により損傷を受けた場合の早期の応急復旧が可能な修復方法を提案することを目的とする。

はじめに、修復後の耐震性能を評価するために、具体的な耐震性能の目標値を設定するための解析的検討を行う。次に、高速道路の早期の機能回復および余震への対応を考慮し、簡便な手法による修復方法を考案する。また、実橋脚への適用を視野に、対象とする円形断面鋼製橋脚の損傷度合および径厚比が異なる場合について検討し、それぞれについて効果的な修復方法を提案する。

1.4 本論文の構成

第1章では、道路橋示方書に示されている設計基準における、橋脚の耐震性能および修復性に関する規定について述べた。さらに、鋼製橋脚の耐震設計および補強に関する既往の研究について紹介し、本研究の目的と構成について述べた。

第2章では、地震により損傷した鋼製橋脚に対する修復を行う上での、本研究における基本的な考え方、修復後の耐震性能および対象とする鋼製橋脚の損傷度合について述べる。本章では、鋼製橋脚の損傷度合ごとに分類し、評価するために、鋼製橋脚の水平耐力-変位関係を基に損傷レベルを設定した。さらに、修復後の鋼製

橋脚の耐震性能および損傷形態について検討し、最大耐力および剛性をパラメータとしてバイリニアモデルを用いた地震応答解析を行うことにより、修復後の耐震性能の目標値を設定した。

第3章では、損傷した円形断面鋼製橋脚を対象とした効果的な修復方法の検討および修復後の円形断面鋼製橋脚の静的繰り返し載荷実験について述べる。本章では過去の研究における繰り返し載荷実験により、基部付近に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を対象として、コンクリート充填、鋼板巻き立ておよび補剛材の溶接による修復を行おこなった。その後、再度繰り返し載荷実験を行うことで修復後の鋼製橋脚の耐震性能を明らかにし、コンクリート充填修復が簡便かつ効果的な修復方法であることを示した。

第4章では、損傷度合の異なる円形断面鋼製橋脚を対象としたコンクリート充填修復の修復効果に関する実験的検討を行った。第2章で設定した損傷レベルを基に、静的繰り返し載荷により3段階の異なる損傷を供試体に与え、各損傷レベルに対してコンクリート充填高さおよびダイアフラムの有無を変えて修復を行う。その後、同様の繰り返し載荷を行い、各損傷レベルにおける修復効果の違いについて明らかにした。

第5章では、径厚比パラメータの異なる円形断面鋼製橋脚を対象としたコンクリート充填修復の修復効果に関する実験的検討について述べる。現行の設計基準の適用範囲内で3種類の径厚比パラメータを有する円形断面鋼製橋脚を用いて、コンクリート充填高さおよびダイアフラムの有無を変えて修復を行うことで、径厚比パラメータおよび修復方法の違いによる修復後の耐震性能について明らかにした。また、適切な修復方法を判断するための資料の提供を目的として、修復後の円形断面鋼製橋脚のひずみレベルに着目し、修復後の損傷形態との関係について示した。

第6章では、各章で得られた研究成果についてまとめる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって-阪神。淡路大震災記録書，1996.1.
- 2) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，阪神高速道路公団，1997.9.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.2.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3.
- 7) 土木学会鋼構造新技術小委員会：鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.
- 8) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A，pp.79-88，1990.3.
- 9) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.
- 10) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形断面圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117，1992.3.
- 11) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動に及ぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993.3.
- 12) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507/ I -30,pp.99-108,1995.1.
- 13) 葛漢彬，宇佐美勉，織田博孝：局部座屈を考慮した無補剛箱型断面短柱のモーメント－軸力－曲率関係の定式化，土木学会論文集，No.519/ I -32，pp.79-87，1995.7.
- 14) 水谷慎吾，宇佐美勉，青木徹彦，伊藤義人，岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.105-114，1996.3.
- 15) 渡邊英一，杉浦邦征，播本章一，長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.133-142，1992.3.
- 16) 渡邊英一，杉浦邦征，森忠彦，鈴木巖：補剛 R 付き箱型断面短はり－柱の強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.38A，pp.143-154，1992.3.
- 17) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/ I -30,pp.179-190,1995.1.

- 18) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No.556/ I -38, pp.119-129, 1997.1.
- 19) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1427-1436, 2004.3.
- 20) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/ I -70, pp.181-198, 2005.
- 21) 永田和寿, 丸山貴史, 杉浦邦征, 後藤芳顯: 水平 2 方向の連成を考慮した鋼製橋脚の地震時弾塑性応答解析手法の開発, Vol.53A, pp.360-370, 2007.3.
- 22) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.122-141, 2007.
- 23) 青木徹彦, 大西哲広, 鈴木森晶: 水平 2 方向荷重を受ける正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.716-726, 2007.
- 24) 後藤芳顯, 村木正幸, 海老澤健正: 2 方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.629-642, 2009.3.
- 25) 後藤芳顯, 海老澤健正: 3 方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の限界状態の評価法, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.399-412, 2012.3.
- 26) 中井博, 北田俊行, 吉川紀, 中西克佳, 尾山達巳: コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1347-1360, 1993.3.
- 27) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/ I -33, pp.69-82, 1995.10.
- 28) 天野麻衣, 葛西昭, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本真悟, 前野裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.179-188, 1998.3.
- 29) 前野裕文, 森下宣明, 葛漢彬, 青木徹彦, 高野光史, 吉光友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.667-674, 2002.3.
- 30) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.277-288, 1995.3.

- 31) 森下益臣, 青木徹彦, 鈴木森晶: コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.73-83, 2000.3.
- 32) 井浦雅司, 折野明宏, 石澤俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.285-298, 2002.
- 33) 名古屋高速道路公社: 名古屋高速道路耐震補強工事誌, 2007.8.
- 34) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.3.
- 35) 北田 俊行, 中井 博, 松村 政秀, 加賀山 泰一: 繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚補剛板の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.127-134, 2000.3.
- 36) 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎: 無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.35-44, 2001.3.
- 37) 忠和男, 櫻井孝昌: 既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.139-144, 2003.3.
- 38) 松村政秀, 北田俊行, 徳林宗孝, 池田啓士, 岡田崇: 炭素繊維シートを円周方向に貼付する橋脚鋼管柱の耐震補強法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.17-31, 2004.7.
- 39) 金裕哲, 廣畑幹人, 森本拓世, 小野潔: 局部座屈損傷部を加熱/プレス矯正した鋼製橋脚の力学挙動, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.504-511, 2008.3.
- 40) 廣畑幹人, 森本拓世, 金裕哲: 加熱/プレス矯正した鋼構造部材の力学挙動の解明と補修法の提案, 応用力学論文集, No.12, pp.915-926, 2009.
- 41) 青木徹彦, 山田将樹, 林幸司: 地震時破損後に補修した橋脚モデルの耐震載荷実験と耐震設計の考え方, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会・構造工学委員会, pp.101-106, 1997.3.
- 42) 鈴木森晶, 青木徹彦, 野村和弘: 簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.135-142, 2000.3.
- 43) M Suzuki, H Omatsu, A Imanaka, T Aoki: Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake, International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT, MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298, December 2005.
- 44) 尾松大道, 鈴木森晶, 青木徹彦: 損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.445-453, 2006.3.

第2章 損傷した鋼製橋脚の修復に関する基本的な考え方

2.1 まえがき

鋼製橋脚は市街地の高架高速道路や鉄道などの重要度の高い公共構造物に多用されている。また、高速道路は地震発生後の緊急輸送道路として位置づけられており、地震後、このような構造物の機能を確保することは、迅速な復旧活動を行う上で極めて重要である。

平成7年の兵庫県南部地震では、鋼製橋脚を含む多くの土木構造物が被害を受けた。都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不能になり、救助および復旧活動の妨げとなった。また、地震後の復旧作業では、橋脚の修復方法に関する指針が無かったため、比較的軽微な損傷であっても部分的な補修では復旧できず、復旧まで長い期間を要した^{1),2)}。

兵庫県南部地震による被害を受け、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われ、耐震設計基準に反映されてきた。しかし、これらの研究は多くが地震による損傷の無い既存橋脚および新設橋脚についてのものであり、損傷した橋脚の修復方法と修復後の耐震性能に関する研究は極めて少なく、損傷した橋脚の残存耐力に関する研究も同様に少ない。地震により鋼製橋脚が損傷した場合の早期の機能回復のためには、地震発生後短期間で行える効果的な修復方法を検討することが必要である。

本章では、損傷した鋼製橋脚の修復方法を検討する上での基本的な考え方を述べる。また、本研究において修復の対象とする橋脚の損傷形態を示すとともに、橋脚の損傷度合により分類するために損傷レベルを設定する。また、修復後の鋼製橋脚の耐震性能の目標値を検討するため、最大水平荷重および曲げ剛性をパラメータとしてバイリニアモデルを用いた地震応答解析を行う。解析結果を基に、修復後の耐震性能を評価するための具体的な目標値を提案する。

2.2 地震発生後の対応における本研究の位置付け

本論文では地震により損傷した円形断面鋼製橋脚を対象として、早期復旧が可能な修復方法について検討している。震災後の緊急輸送路としての機能を確保するとともに、本震後に発生が予想される大規模な余震および連動地震に対応するため、簡便な施工により迅速に修復作業を行うことが必要である。

国や地方自治体が定める地震対策計画等においては、地震発生から72時間以内を目途に、住民の避難や被災者の救助といった救急救命活動および被災状況の確認を

中心として活動し、その後、被災者への生活支援物資の輸送、施設等の復旧といった大規模な復旧活動へ移行していくとされている^{3),4)}。そのため本研究では、本格的な支援・復旧活動に取り掛かるまでの極早期に修復作業が完了し、かつ耐震性能を回復させることが可能な修復方法の提案を行う。図-2.1に示すように、地震発生から24時間を目途に橋脚の損傷状況を調査し、修復の要否の判定および修復方法の決定を行う。その後、地震後72時間以内に修復作業を完了することを想定している。また、ここで提案する修復方法は、緊急時の応急復旧を想定したものであり、長期の供用まで考慮した恒久的な修復となりえるかについては別途検討が必要である。

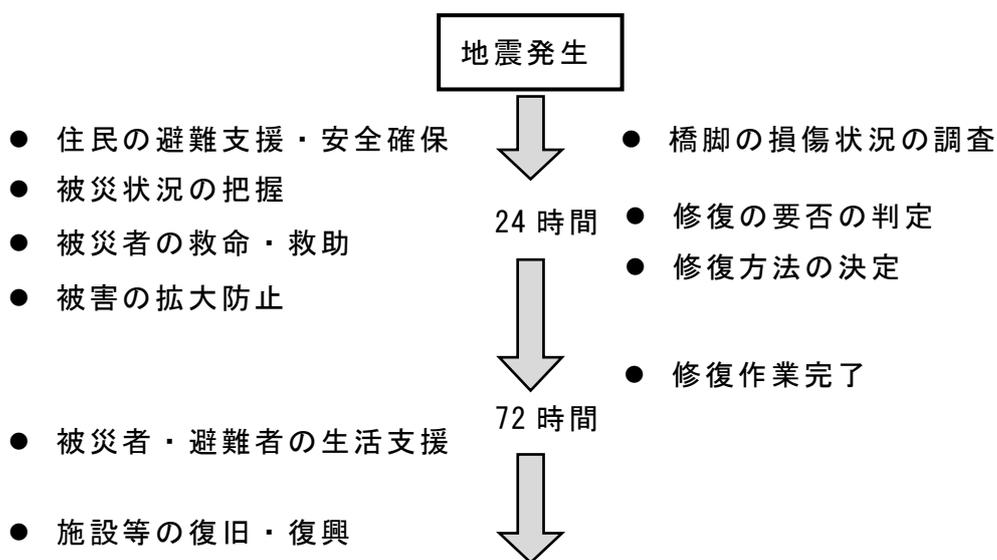


図-2.1 地震後の修復作業のイメージ

2.3 円形断面鋼製橋脚の損傷状況に関する検討

2.3.1 対象とする鋼製橋脚の損傷状況

本研究で対象とするのは、地震により損傷した円形断面鋼製橋脚のうち、図-2.2に示すような外側に膨らむ提灯座屈が生じた橋脚である。なお、一般的に鋼製橋脚は車両衝突による損傷を防止するために、橋脚の基部にコンクリートが充填されている。また、近年は鋼製橋脚の耐震性能の向上のために一定の高さまでコンクリートが充填されている。本研究

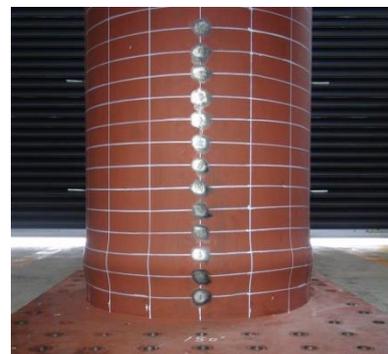


図-2.2 鋼製橋脚の提灯座屈

で提案する修復方法は、コンクリート充填部より上の無充填区間に局部座屈が生じた場合を想定している。また、地震後の橋脚の残留水平変位については、橋脚高さ h に対して $h/100$ 以下で、水平変位の矯正が必要ない場合を想定している。なお、 $h/100$ を超える大きな残留水平変位が生じ、大がかりな復旧工事を必要とする場合には、復旧工事を行うまでの期間、余震による倒壊を防ぐための応急処置となることを想定している。

2.3.2 損傷度合による分類

一般に地震により鋼製橋脚に生じる損傷は一律ではないため、橋脚の損傷度合に応じて適切な修復方法を検討していく必要がある。橋脚の損傷度合の評価については、既往の研究により橋脚の最大応答水平変位および残留水平変位による評価方法が提案されている⁵⁾。しかし、最大応答水平変位および残留水平変位は地震波の特性により大きく異なる。最大応答水平変位については地震応答解析などから算出する必要が有るため、地震後の早期の判定には向かない。また、残留水平変位の計測は初動点検でも可能であるが、地震波の特性によっては残留水平変位が小さい場合でも、地震の繰り返し荷重により局部座屈が進行し、耐力が低下する場合は考えられる。しかしながら、局部的な損傷状況から橋脚の残存耐力を推定することは現状では非常に困難である。

そのため本項では、図-2.3に示すように、一般的な鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係をもとに異なる損傷度合を想定し、以下に示す4段階の損傷レベルを設定した^{7),8)}。以降、実験に使用する供試体の損傷度合については損傷レベルを基に分類している。表-2.1には本研究で設定した損傷レベルと道路橋示方書に示される橋の耐震性能の対応について示す。また、図-2.4に各損傷レベルのひずみの分布の例を示す。図は繰り返し載荷時の圧縮側における、橋脚基部に生じた座屈部のひずみ値をプロットしたものである。各損傷レベルにおけるおおよそのひずみ値について以下に示す。損傷とひずみの関係については4章も参照されたい。

- 損傷レベル1: 公称値を用いて算出した降伏水平荷重(H_y)から実際に鋼製橋脚が保有する降伏水平荷重(最大水平荷重(H_{max}))に達する前の50~70%程度)までの領域とする。これは耐震性能1に相当し、部分的には塑性域に達しているものの、橋脚全体としては弾性的な挙動を示している。損傷レベル1では、橋脚に目視で確認できるような損傷は生じないことが想定される。
- 損傷レベル2: 最大水平荷重の70%程度から最大水平荷重程度までの領域とする。これは耐震性能2に相当し、この場合、鋼製橋脚の損傷は局部座屈が目視で確認できる程度であり、10000 μ 程度のひずみが生じていることが想定される。

- 損傷レベル3: 最大水平荷重から最大水平荷重の95%程度まで荷重が低下する領域とする。想定される橋脚の損傷は基部の局部座屈が進行し、部分的に塗装のはがれなどが生じている程度である。この時のひずみ値は最大30000 μ 程度に達している。
- 損傷レベル4: 荷重が最大水平荷重の70%程度まで低下する領域とする。橋脚の損傷は、局部座屈が大きく進行し、部分的には亀裂が発生することも想定している。この場合ひずみ値はおよそ50000 μ 以上となっている。損傷レベル3, 4については耐震性能3に相当する。

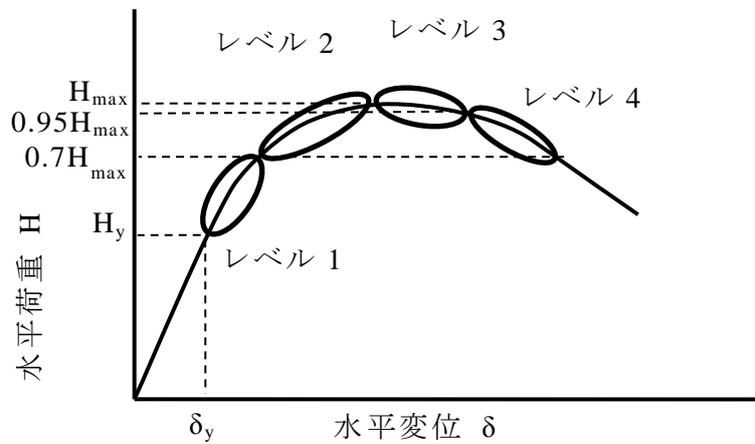


図-2.3 損傷レベルの設定

表-2.1 損傷レベルと橋の耐震性能

損傷レベル	橋の耐震性能 ⁶⁾	
1	1	・橋全体の力学的特性が弾性域を超えない
2	2	・塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じる* ・損傷の修復を容易に行い得る限界の状態
3	3	・塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じる* ・橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態
4		

※本研究において塑性化を考慮する部材は橋脚である。

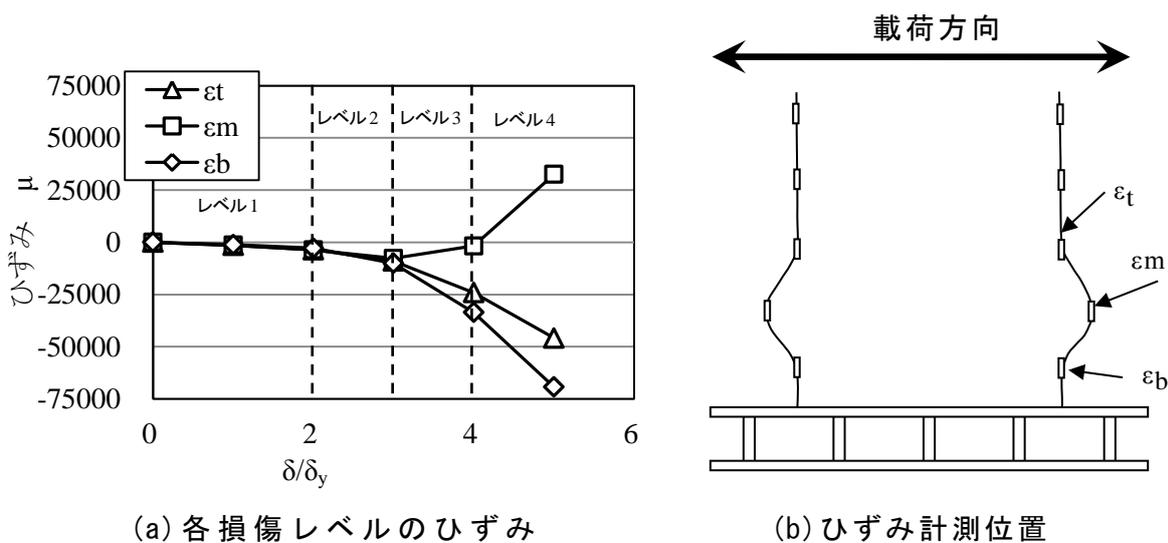


図-2.4 損傷レベル毎のひずみの分布

2.3.3 損傷を有する供試体の製作および呼称

本論文では、損傷した鋼製橋脚の修復方法について検討を行うことから、無損傷の供試体に対する繰り返し載荷および修復後の繰り返し載荷の2度の載荷実験を行っている。第3章では青木ら(2006)の研究において行った繰り返し載荷実験により損傷した供試体を使用する⁹⁾。また、第4章および第5章では、修復に先立ち、無損傷の供試体に対し所定の損傷を与えるための繰り返し載荷実験を行っている。

各供試体の呼称については、無損傷の供試体に対する一度目の載荷実験から得られた水平荷重-変位関係等の実験結果を示す場合には「損傷前」と称する。また、一度目の載荷終了後の供試体の損傷状況および残存耐力等を示す場合には「修復前」、修復後の載荷実験から得られた結果および供試体損傷状況を示す場合には「修復後」と呼称する。詳細については各章を参照されたい。

2.4 解析的検討による修復後の目標性能の設定

2.4.1 修復後の耐震性能

本研究では、損傷した鋼製橋脚について、本震後の余震および連動地震等に対応できる耐震性能まで回復可能な修復方法の提案を目的としている。修復方法を検討するにあたり重要な要素としては、橋脚の耐力および変形性能といった耐震性能に加え、修復後に再度地震動を受けた場合の損傷形態があげられる。例えば、修復部の強度が著しく増加するような修復を行った場合、修復部直上で座屈が生じることが考えられる。このような修復を行った場合、最大水平荷重は増加するが、変形性能が低下する恐れがある。さらに、最大水平荷重が増加することで、相対的に弱く

なった支承部および基礎構造などの新たな箇所に損傷が生じ、より復旧が困難な損傷形態となることも考えられる。そのため、最大水平荷重が大幅に増加するような修復は望ましくない。加えて、修復による剛性の回復が十分でない場合、応答変位が増加する可能性があるだけでなく、固有周期が変化し、振動系全体としての特性が変わることで予期せぬ被害につながる恐れがある。以上より、最大水平荷重および剛性が損傷前と大きく変化せず、修復前と同様の損傷形態となるような修復方法が望ましいと考えられる。

また、各修復方法についてその有効性を評価するためには、修復後の橋脚の損傷形態に加え、耐震性能について具体的な目標値を設定することが必要である。そのため、鋼製橋脚の最大水平荷重および曲げ剛性に着目し、目標値を設定するための解析的検討を行う。

2.4.2 解析方法

本解析で対象としたのは、第3章で用いるNo.5供試体と同等の径厚比パラメータ R_t を有する円形断面鋼製橋脚である(第3章, 表-3.1参照)。橋脚モデルの諸元は実物大を想定し、相似比を4として算出した。対象橋脚の R_t は0.067であり、現行の設計基準内($0.03 \leq R_t \leq 0.08$)でやや薄肉の断面を設定した。これは、既存の円形断面鋼製橋脚のうち、設計年次が古い橋脚は薄肉断面のものが多く、地震により損傷が生じる可能性が高いからである。各諸元を表-2.2に示す。径厚比パラメータ R_t および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は公称値($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$, $E=200\text{kN/mm}^2$)を用いて式(2.1)および(2.2)より算出し、括弧内に実験値を用いた値を併記した。また、軸力比 P/P_y については、地盤種別ごとに設計水平震度 $k_{h0}=0.2$, 0.25 および 0.3 を用いて算出した。

解析モデルは図-2.5に示すように、片持ち柱の上端に上部工重量に相当する集中質量を与えた1自由度系モデルとした。この場合、復元力特性は上部工重量の慣性力作用位置の水平荷重 H と水平変位 δ で表される。ここでは、解析の簡便さに加え、安全側での評価とするため、図-2.6に示すような完全弾塑性型のバイリニアモデルを用いた。

$$R_t = \frac{D}{2t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (2.1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.2)$$

ここで、 D :外径, t :板厚, σ_y :鋼材の降伏応力, E :ヤング率, ν :ポアソン比, h :載荷点高さ, r :断面二次半径である。

表-2.2 橋脚モデル諸元

鋼種	STK400 相当		
直径 D (mm)	2445		
板厚 t (mm)	35.6		
載荷点高さ h (mm)	11560		
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	1.955×10^{11}		
径厚比パラメータ R_t	0.067 (0.098)		
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.296 (0.358)		
地盤種別	I	II	III
軸力比 P/P_y	0.179	0.149	0.128

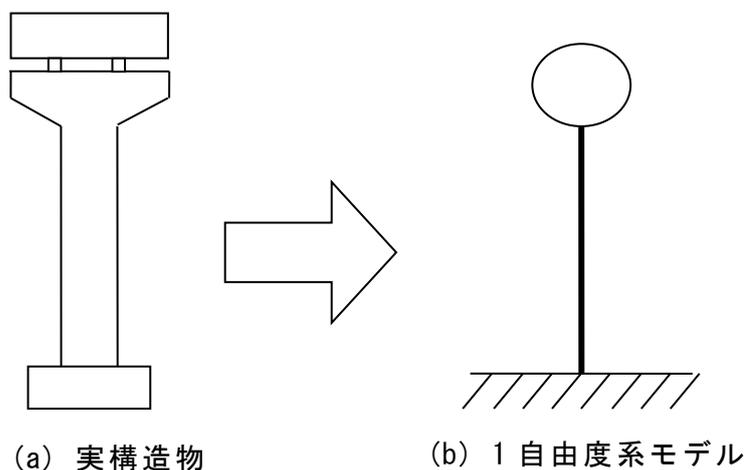


図-2.5 鋼製橋脚のモデル化

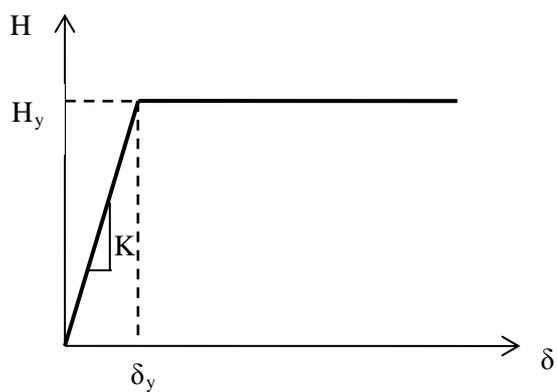


図-2.6 復元力モデル

2.4.3 解析条件

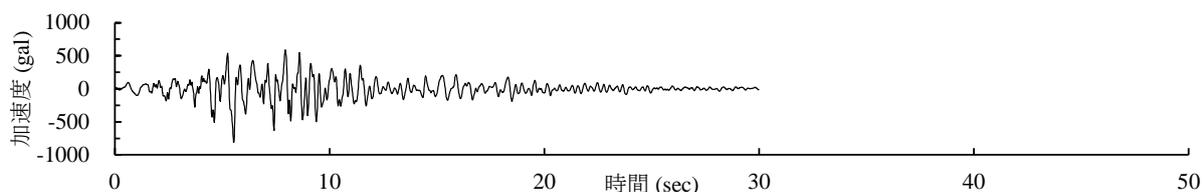
修復後の鋼製橋脚の耐震性能を評価するために応答水平変位に着目し，修復後の降伏水平荷重 H_y および曲げ剛性 K の違いによる応答水平変位の比較を行う．損傷前の降伏水平荷重 H_{y0} および曲げ剛性 K_0 を基準として， H_y/H_{y0} および K/K_0 を変化させて解析を行う．表-2.3に解析を行ったパラメータの範囲を示す．また，入力地震波は，道路橋示方書に示される設計地震動のうち，表-2.4に示す，レベル2地震動(タイプII)の9波形を使用した．入力した加速度波形を図-2.7に示す．

表-2.3 解析パラメータ

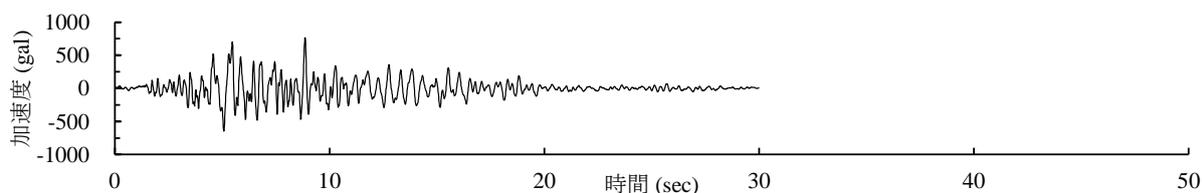
降伏水平荷重比 H_y/H_{y0}	0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3
曲げ剛性比 K/K_0	0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3

表-2.4 入力地震波一覧

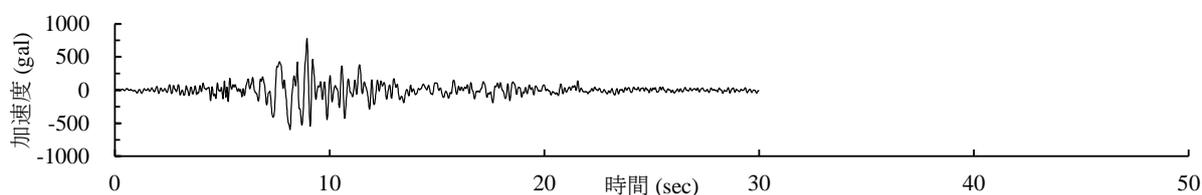
地盤種別	地震名	記録場所及び成分
I 種地盤	平成7年 兵庫県 南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分
		神戸海洋気象台地盤上 EW 成分
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分
II 種地盤		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分
		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分
		大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分
III 種地盤		東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分
		ポートアイランド内地盤上 NS 成分
		ポートアイランド内地盤上 EW 成分



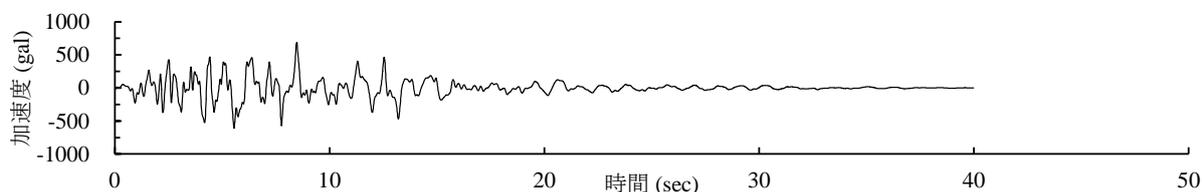
(a) 神戸海洋気象台地盤上 NS成分 (I種地盤)



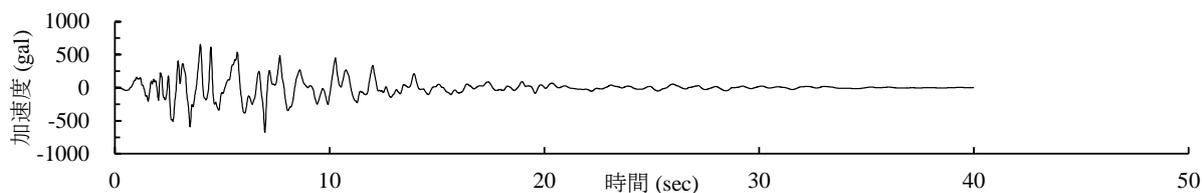
(b) 神戸海洋気象台地盤上 EW成分 (I種地盤)



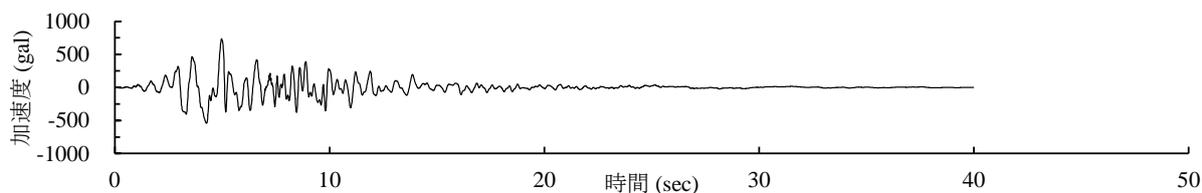
(c) 猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分 (I種地盤)



(d) JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分 (II種地盤)

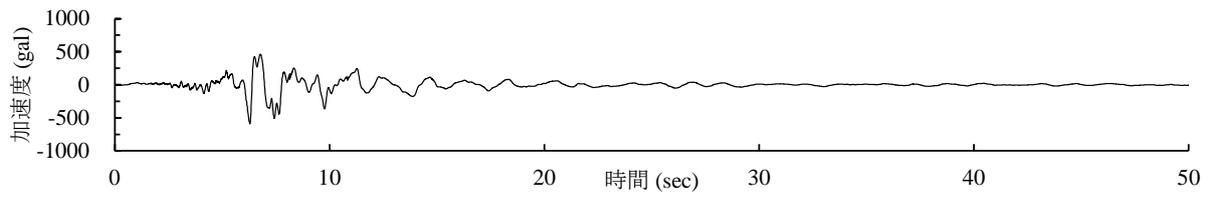


(e) JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分 (II種地盤)

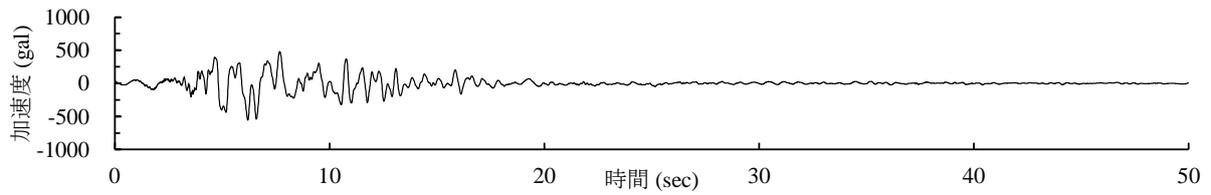


(f) 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分 (II種地盤)

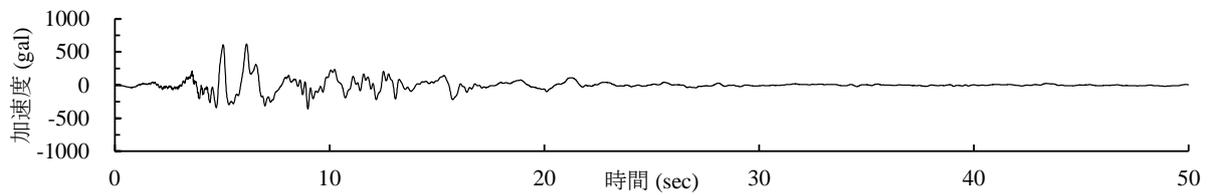
図-2.7 入力加速度波形



(g) 東神戸大橋周辺地盤上 N12W成分 (Ⅲ種地盤)



(h) ポートアイランド内地盤上 NS成分 (Ⅲ種地盤)



(i) ポートアイランド内地盤上 EW成分 (Ⅲ種地盤)

図-2.7 入力加速度波形(続き)

2.4.4 解析結果

図-2.8に解析から得られた応答変位時刻歴の例として、大阪ガス葺合供給所構内地盤上観測地震波を入力した場合について結果の一部を示す。図の縦軸は上部工重量の慣性力作用位置の応答水平変位、横軸は時間である。図-2.8(a)および(b)は曲げ剛性 K を損傷前の橋脚と同じ($K/K_0=1$)とし、降伏水平荷重を変化させた場合の例である。図-2.8(a)に示す、降伏水平荷重が $\pm 10\%$ の場合では最大応答変位および残留変位ともに大きな変化は見られない。一方で、図-2.8(b)に示すように降伏水平荷重が20%小さい場合($H_y/H_{y0}=0.8$)に、応答水平変位が損傷前と比較して25%程度増加している。また、降伏水平荷重を損傷前の橋脚と同じ($H_y/H_{y0}=1$)とし、曲げ剛性 K を変化させた場合の例を図-2.8(c)に示す。曲げ剛性が30%小さい場合($K/K_0=0.7$)では、応答水平変位が30%程度増加しており、残留水平変位にも著しい増加が見られる。

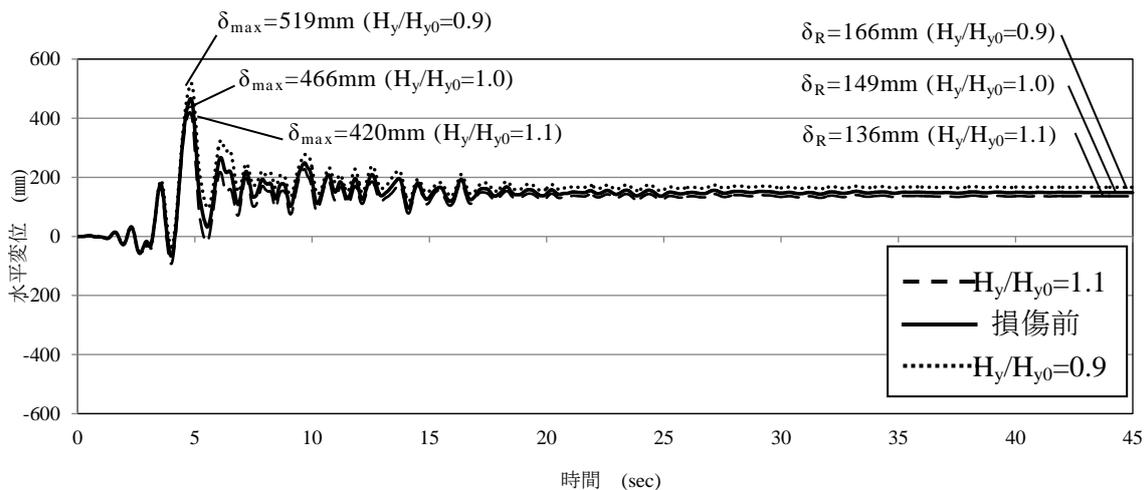
以上のように、曲げ剛性および降伏水平荷重が小さくなるほど応答水平変位が大きくなる結果が得られた。

さらに、各パラメータの違いを比較するために、最大応答変位 δ_{max} をプロットしたものを図-2.9~2.11に示す。図の縦軸は修復後の δ_{max} を損傷前の橋脚($H_y/H_{y0}=1$, $K/K_0=1$)の最大応答変位 δ_{max_0} で無次元化した値であり、横軸は曲げ剛性の比 K/K_0 である。図では、損傷前に対して降伏水平荷重比 H_y/H_{y0} が $\pm 10\%$ のケースは白抜きマーカーで示す。また、 δ_{max} が $\pm 20\%$ の範囲を破線で示している。動的解析結果の誤差を考慮し、応答変位の差が20%程度であれば、概ね同様の挙動を示したと見なす。

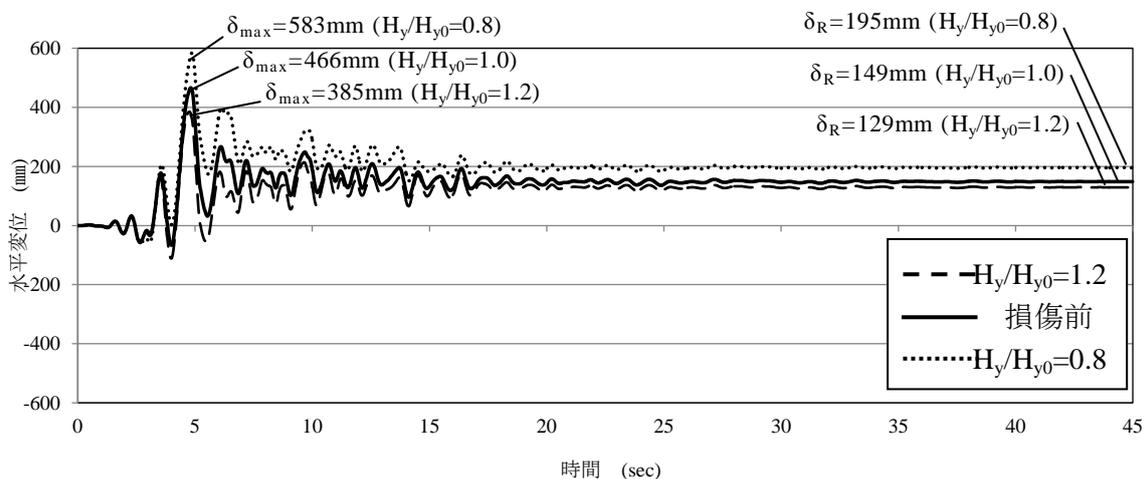
地震波により異なるものの、例えば図-2.10(c)に示すように概ね曲げ剛性比 K/K_0 および降伏水平荷重比 H_y/H_{y0} が低下するほど変位が増加する傾向を示している。 K/K_0 に関しては、例えば図-2.9(c)および図-2.10(a)より、曲げ剛性が損傷前の80%より小さい場合($K/K_0 < 0.8$)、応答変位が大きく増加していることが分かる。図-2.11(a)のように、曲げ剛性が大きい場合に応答変位が増加し、不安定な挙動を示すケースが見られるが、概ね曲げ剛性が大きいほど応答変位は減少している。

図-2.10(c)、図-2.11(c)より降伏水平荷重 H が損傷前の90%より小さい場合($H_y/H_{y0} < 0.9$)、応答変位は K/K_0 によらず常に増加する傾向が見られる。また、地震波によっては図-2.9(c)および図-2.10(b)のように H_y/H_{y0} が大きい場合に応答変位が増加する場合も見られた。

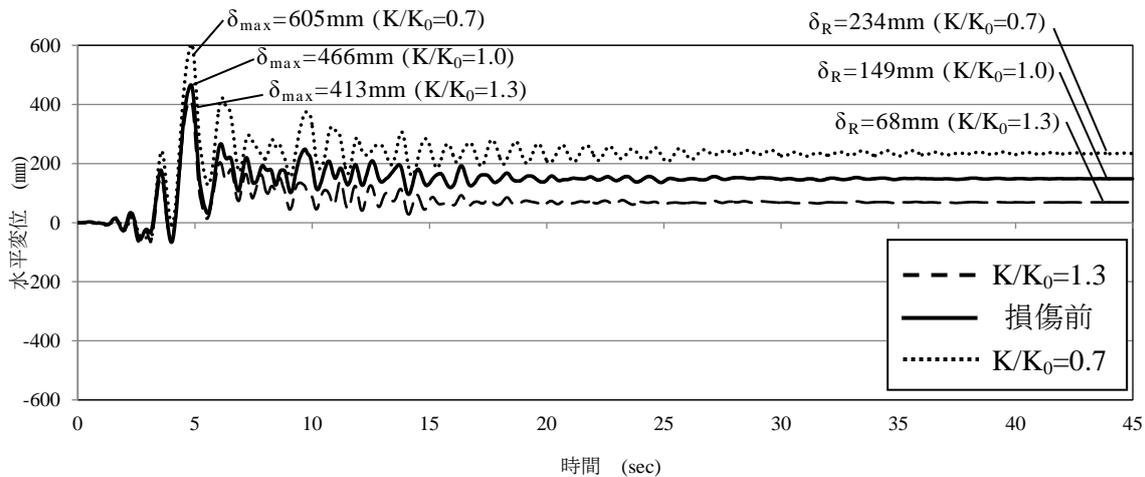
以上より、損傷前の橋脚と比較して、修復後の降伏水平荷重が $\pm 10\%$ 以内かつ曲げ剛性が $\pm 20\%$ 以内であれば、応答変位は損傷前と大きく変わらない結果を示した。



(a) $K/K_0=1.0$, $H_y/H_{y0} : \pm 10\%$



(a) $K/K_0=1.0$, $H_y/H_{y0} : \pm 20\%$



(a) $H_y/H_{y0}=1.0$, $K/K_0 : \pm 30\%$

図-2.8 応答変位時刻歴 (大阪ガス葺合供給所構内地盤上)

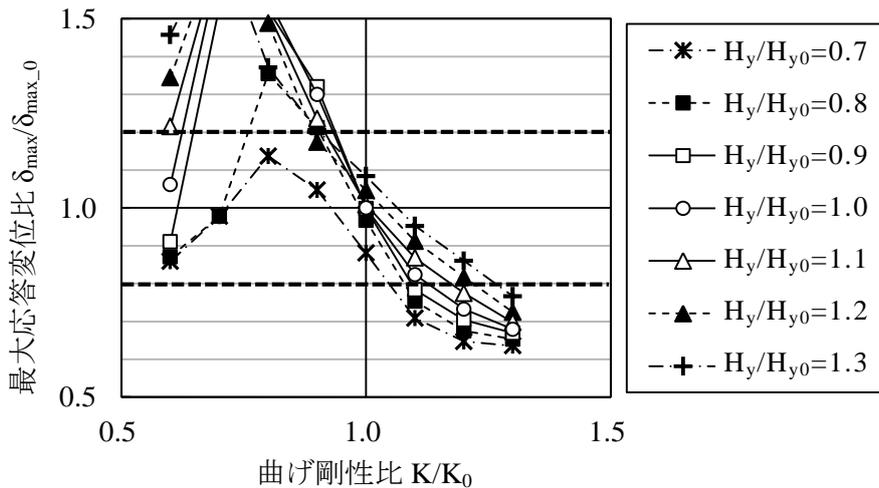
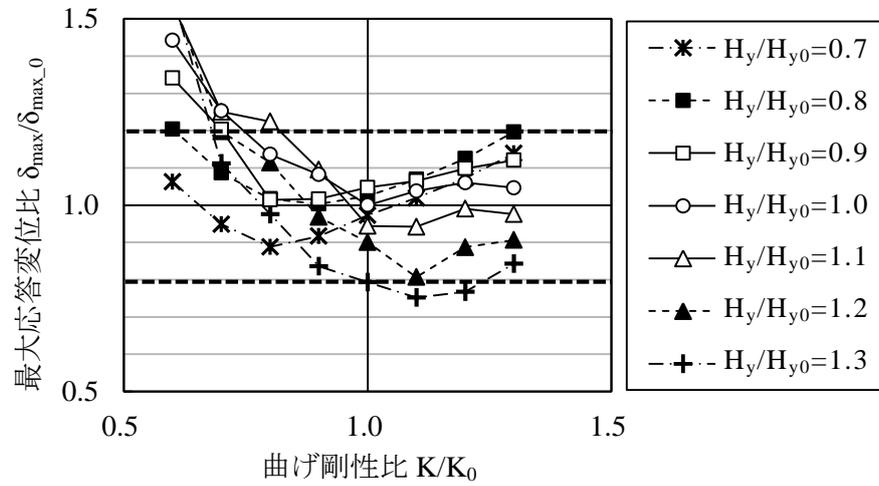
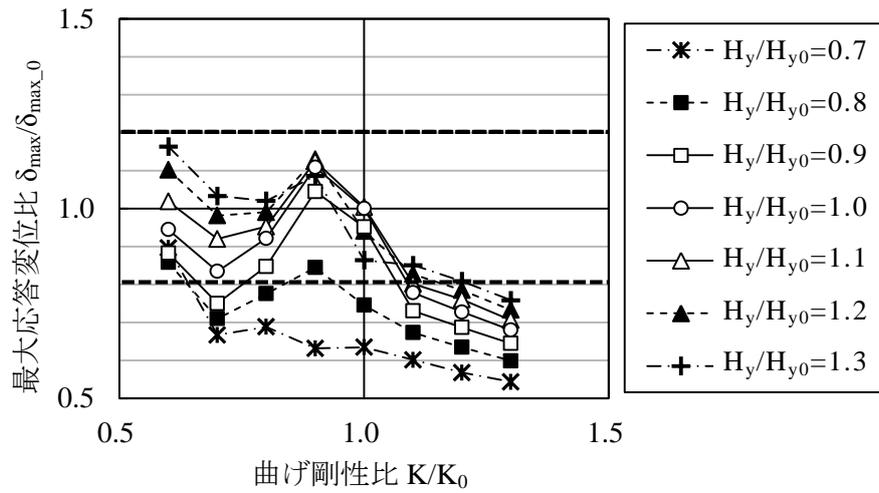
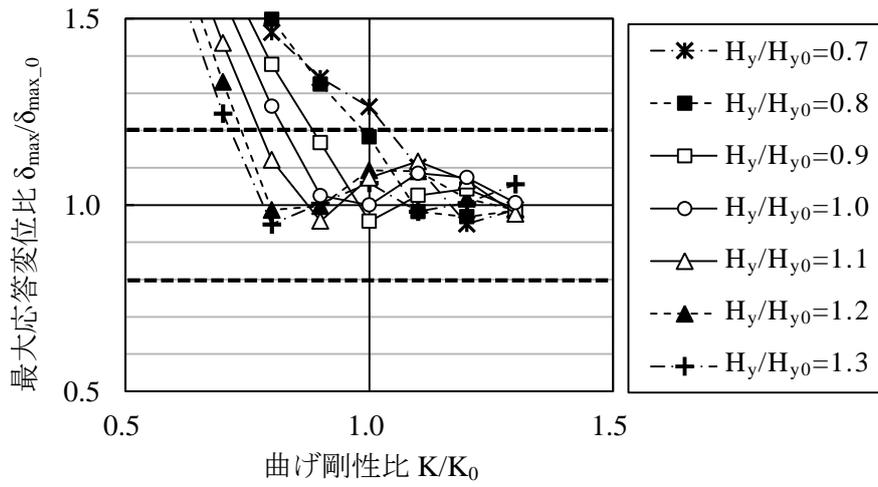
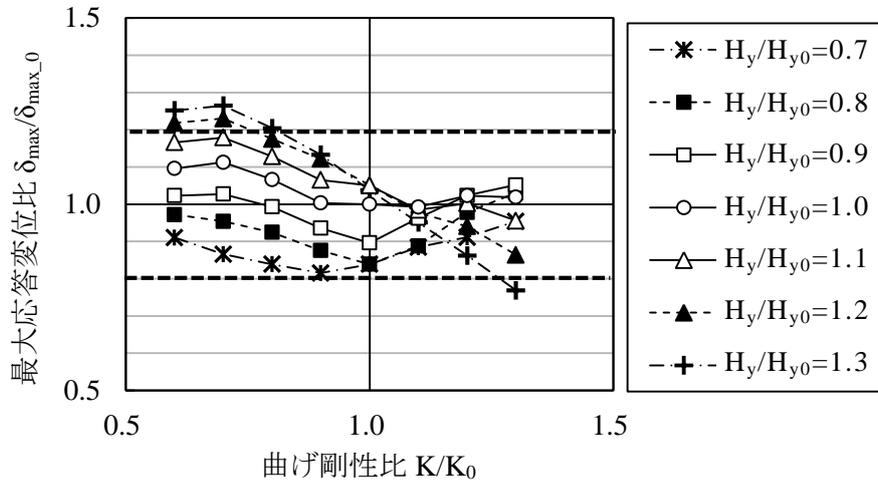


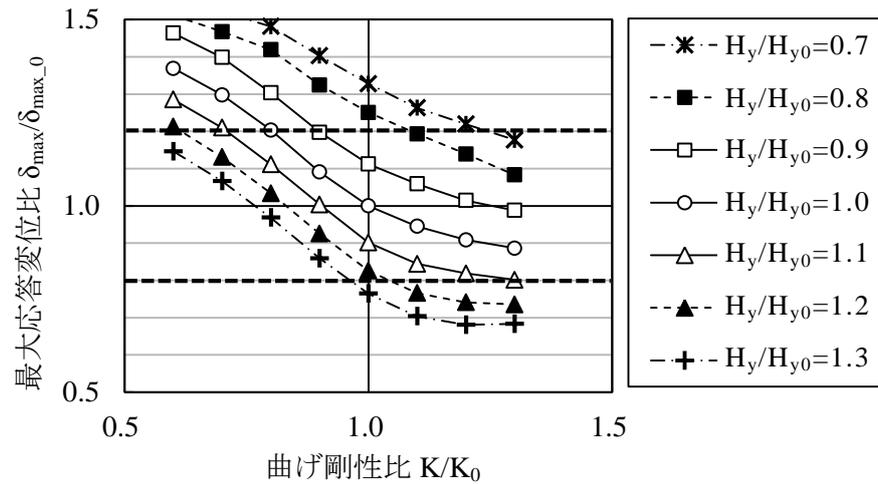
図-2.9 最大応答変位の比較 (I 種地盤)



(a) JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分

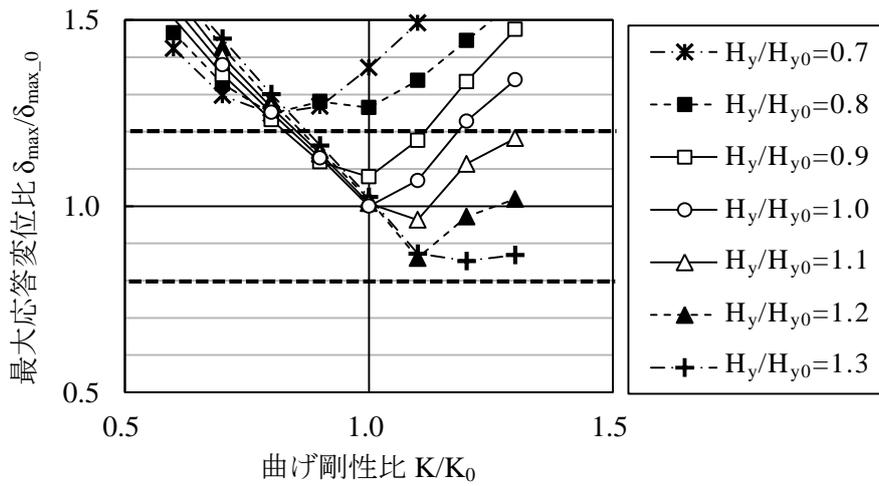


(b) JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分

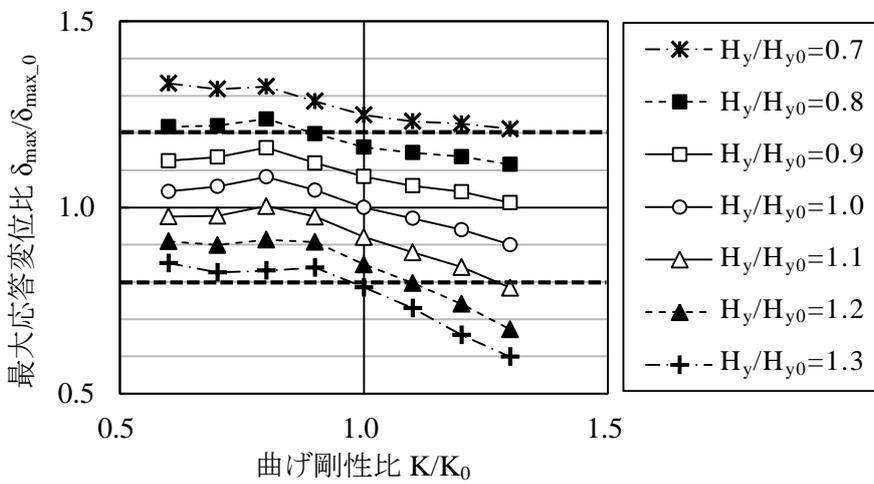


(c) 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分

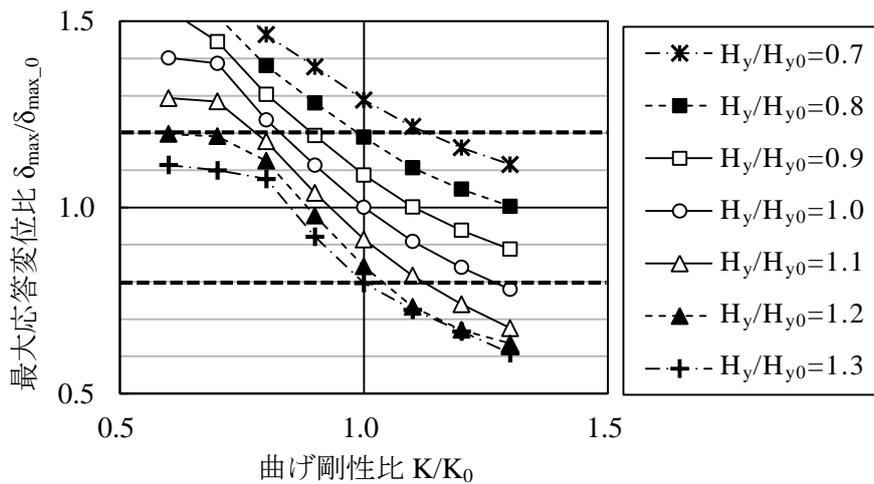
図-2.10 最大応答変位の比較 (Ⅱ種地盤)



(a) 東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分



(b) ポートアイランド内地盤上 NS 成分



(c) ポートアイランド内地盤上 EW 成分

図-2.11 最大応答変位の比較(Ⅲ種地盤)

2.4.5 耐震性能の目標値の設定

解析結果より、応答変位の大幅な増加を抑制するためには、修復後に降伏水平荷重を±10%以内かつ曲げ剛性を±20%以内まで回復させる必要があると考えられる。2.4.1 で述べたように、最大水平荷重の大幅な増加は、相対的に弱くなった別の箇所に損傷が生じ、より復旧が困難な損傷形態を引き起こす可能性があるが、修復後の最大水平荷重の増加を10%程度に留めることで、そのような損傷を抑制できると考えられる。また曲げ剛性の変化に伴う固有周期の大幅な変化は望ましくないが、曲げ剛性を損傷前の±20%程度とすることで、固有周期の変化を±10%以内に抑えるが可能である。

以上のことから、本研究では損傷前に対する修復後の耐震性能の目標値として、最大水平荷重±10%、曲げ剛性±20%かつ変形性能が損傷前と同等以上であることをとし、修復方法の評価を行うものとする。

2.5 まとめ

本章では、損傷した鋼製橋脚の修復方法を検討する上での基本的な考え方を述べた。また、修復の対象とする橋脚の損傷形態を示すとともに、橋脚の損傷度合により分類した。最大耐力および曲げ剛性をパラメータとして、バイリニアモデルを用いた地震応答解析を行い、その結果を基に修復後の鋼製橋脚の耐震性能の目標値を設定した。本章の内容を以下にまとめる。

1. 本研究では、震災後の緊急輸送路としての機能確保および大規模な余震等への対応のため、本格的な復旧活動が始まるまでの地震後72時間以内に修復作業を完了させることを目的とする。
2. 局部座屈が生じた鋼製橋脚の損傷度合について評価するために、4段階の損傷レベルを設定し、分類することを提案した。
3. 地震応答解析により、損傷前と比較して修復後の最大水平荷重を±10%以内かつ曲げ剛性を±20%以内とすることで、損傷前と同等の応答変位となることを示し、修復後に確保すべき耐震性能の目標値とすることを提案した。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって-阪神．淡路大震災記録書，1996.1.
- 2) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，阪神高速道路公団，1997.9.
- 3) 国土交通省南海トラフ巨大地震・首都直下地震対策本部：国土交通省首都直下地震対策計画 [第1版]，2014.4.
- 4) 国土交通省南海トラフ巨大地震・首都直下地震対策本部：国土交通省首都直下地震対策計画 [第1版] 国土交通省の総力を挙げて対応すべき重要テーマ，2014.4.
- 5) 土木学会鋼構造新技術小委員会：鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3.
- 7) 嶋口儀之，鈴木森晶，太田樹，青木徹彦：損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.484-492，2013.3.
- 8) 太田 樹，鈴木森晶，嶋口儀之：異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.69，No.2(応用力学論文集 Vol.16)，I_381-390，2013.9.
- 9) 服部宗秋，青木徹彦，鈴木森晶：圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験，構造工学論文集，Vol.52A，pp.465-475，2006.3.
- 10) 嶋口儀之，鈴木森晶，太田樹，青木徹彦：局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 58A，pp. 277-289，2012.3.

第 3 章 大きく損傷した円形断面鋼製橋脚に対する 簡便な修復方法の提案

3.1 まえがき

平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震における道路橋の甚大な被害を受け、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われ、耐震設計基準に反映されてきた^{1)~3)}。しかし、これまでの研究の多くは地震による損傷の無い既存橋脚および新設橋脚についてのものである^{4)~7)}。また、現在の耐震設計では、地震による橋脚の損傷を許容し、修復性についても言及しているにもかかわらず、損傷した橋脚の修復方法と修復後の耐震性能に関する研究は極めて少ない。

愛知工業大学においては平成 8 年度から地震により損傷した鋼製橋脚の修復方法に関する研究が進められてきた。これらの研究により、損傷した鋼製橋脚に対する種々の修復方法が提案され、修復後の耐震性能について実験的に明らかにされてきた。しかし、これらの研究では、最大水平荷重および剛性は回復するものの、修復箇所の強度が大幅に増加し、損傷個所が変化する場合および修復方法が複雑で施工に時間がかかる場合が見られた^{8)~11)}。実際に、

そこで本章では、地震後 72 時間以内に施工可能な簡便な手法による修復方法の提案を行う。なお、今回提案する修復方法は、本格的な復旧工事までの一時的な応急復旧を想定しているが、第 2 章で述べたように、損傷前と比較して最大水平荷重が±10%かつ曲げ剛性が±20%となるような修復とすることで、余震等に対応できる耐震性能を確保する。実験では、過去に愛知工業大学にて行った静的繰り返し載荷実験により損傷した円形断面鋼製橋脚(損傷レベル 4 相当)に対し、3 種類の修復を行う¹²⁾。その後、修復前と同様の載荷実験を行い、修復後の耐震性能を明らかにし、修復方法の評価を行う。

3.2 実験計画

3.2.1 実験供試体

本研究では、青木ら(2006)の研究において繰り返し載荷実験に使用し、基部に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を 16 体使用した¹²⁾。表-3.1 に新品時の供試体諸元、図-3.1 に供試体概要図を示す。表中の降伏応力 σ_y およびヤング率 E は鋼材の引張試験結果を示しており、径厚比パラメータ R_t および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は公称値を用いて算出したものである。なお、径厚比パラメータ R_t については引張試験結果を用いて算出した値を括弧内に併記した。また、降伏水平荷重および降伏水

平変位については引張試験結果を用いて算出した。

図-3.2 に使用する供試体の実験経緯を示す。なお、本章では青木ら(2006)の研究において行われた実験により得られた水平荷重-水平変位関係等の結果について示す場合は「損傷前」、(2)の供試体の損傷状況および曲げ剛性の測定結果を示す場合は「修復前」、(4)の修復後の実験結果および損傷状況について示す場合は「修復後」と称する。また、表-3.2 に文献 12)と本研究の供試体名の対応について示す。

表-3.1 供試体緒元¹²⁾

供試体 No.	1-1, 1-2	2-1, 2-2	3-1, 3-2	4-1, 4-2	5-1~5-8
鋼種	SS400				STK400
直径 D (mm)	600.0				611.2
板厚 t (mm)	4.26	5.90	8.70	11.9	8.90
載荷点高さ h (mm)	2890				
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	3.54×10 ⁸	4.86×10 ⁸	7.07×10 ⁵	9.51×10 ⁸	7.64×10 ⁸
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	342	332	298	268	337
ヤング率 E (kN/mm ²)	211	204	201	210	197
径厚比パラメータ R_t	0.142 (0.190)	0.103 (0.137)	0.070 (0.084)	0.051 (0.053)	0.067 (0.098)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.306	0.307	0.309	0.310	0.296
降伏水平荷重 H_y (kN)	119	159	207	251	248
降伏水平変位 δ_y (mm)	12.5	12.9	11.7	10.1	13.3

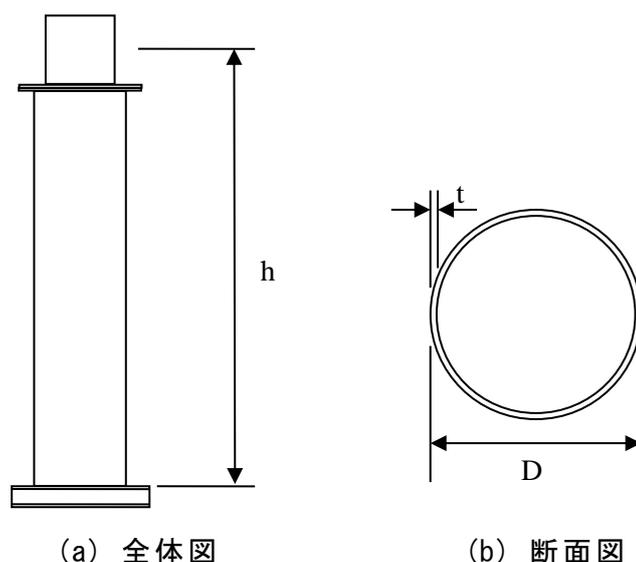


図-3.1 供試体概要図

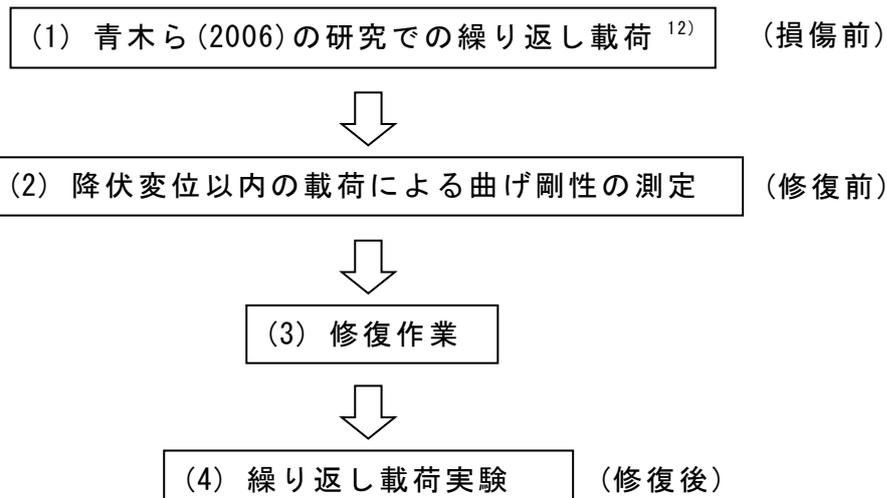


図-3.2 実験経緯

表-3.2 供試体名の対応表

No.	修復方法	本研究	文献 12)	
1-1	C Type	C1.5D-T4.5A	R4.5-NC(ORG-1)	
1-2		C1.5D-T4.5B	R4.5-CR	
2-1		C1.5D-T6.0A	R6.0-NC(ORG-2)	
2-2		C1.5D-T6.0B	R6.0-CR	
5-1		C1.5D-T9.0	P35-NC	
5-2		C1.0D-T9.0	P25-NC	
5-3		C1.0D- T9.0D	P15-CR	
5-4		C0.5D- T9.0	ORG-5	
5-5		C0.5D- T9.0D	pushover	
4-1		C1.5D-T12.0A	R12.0-CR	
4-2		C1.5D-T12.0B	R12.0-NC(ORG-4)	
3-1		CY type	CY0.5D-600	R9.0-CR
3-2			CY0.5D-600W	R9.0-NC(ORG-3)
5-6		TH Type	TH50-8	P25-CR
5-7	TH75-12		P15-NC	
5-8	TH100-16		P35-CR	

3.2.2 供試体損傷状況

本研究で用いた供試体は、橋脚全体に大きな残留変位はないが、基部に局部座屈が生じている。過去の繰り返し載荷実験においては最大水平荷重を超え、降伏水平荷重程度に低下するまで載荷が行われており、そのままでは継続使用が困難と判断されるような状態である。これは第2章で述べた橋脚の損傷レベルのうち損傷レベル4にあたり、道路橋示方書に示される耐震性能3相当の損傷と想定される³⁾。

また、各供試体は座屈変形量などの損傷状況に差異が見られたため、損傷状況を把握するため、図-3.3に示すように、最大座屈変形量 B_b 、平均座屈発生高さ h_b 、座屈波形の頂部、上部および下部の曲率半径 ρ_t 、 ρ_m および ρ_b を測定した。その結果、供試体の損傷は基部から $h_b=85\sim 115\text{mm}$ 程度の位置で $B_b=15\sim 35\text{mm}$ 程度外側に膨らむ提灯座屈であった。各供試体の損傷状況測定結果を表-3.3に示す。

また、使用した供試体は文献12)に示されるように、軸力を分担するための圧縮芯を設置して実験を行った供試体が含まれており、水平荷重-水平変位履歴曲線から損傷した供試体の曲げ剛性を推測することが困難であった。ここで、曲げ剛性は水平荷重-水平変位履歴の除荷域の傾きである。さらに、供試体は野外に保管されており、目立った断面欠損はないものの、錆などによる耐力の変化が懸念された。そこで、修復作業に先立ち、降伏水平変位 δ_y の50%以内での繰り返し載荷を行い、保有している曲げ剛性(以下、保有剛性) K_1 を測定した。表-3.4に修復前の保有剛性測定結果、損傷前初期剛性 K_0 および剛性比 K_1/K_0 を示す。なお、損傷前初期剛性 K_0 については圧縮芯を設置せずに実験を行った供試体の、 $1\delta_y$ 載荷後の履歴より算出した。

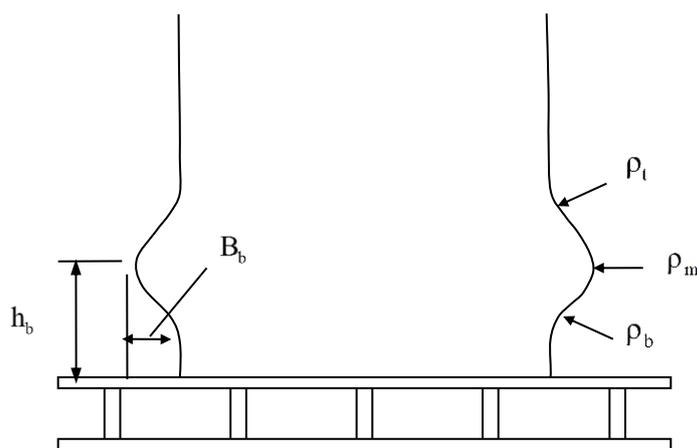


図-3.3 損傷状況測定位置

表-3.3 供試体損傷狀況測定結果

No.	供試体名	座屈寸法(mm)		曲率半径(mm)		
		h_b	B_b	ρ_t	ρ_m	ρ_b
1-1	C1.5D-T4.5A	100.3	14.5	30.0	23.8	43.7
1-2	C1.5D-T4.5B	116.3	16.0	18.7	19.7	23.9
2-1	C1.5D-T6.0A	98.8	17.0	31.6	18.7	19.6
2-2	C1.5D-T6.0B	89.1	30.0	17.5	13.9	20.5
5-1	C1.5D-T9.0	88.8	27.5	38.6	23.4	30.6
5-2	C1.0D-T9.0	94.4	23.0	36.1	29.7	42.4
5-3	C1.0D- T9.0D	92.5	21.0	42.4	34.1	31.6
5-4	C0.5D- T9.0	86.9	27.5	45.2	23.5	35.5
5-5	C0.5D- T9.0D	83.4	25.0	45.2	26.0	34.0
4-1	C1.5D-T12.0A	116.6	20.0	70.1	34.1	43.7
4-2	C1.5D-T12.0B	109.7	33.0	45.2	29.5	40.3
3-1	CY0.5D-600	116.3	19.5	53.5	29.5	43.7
3-2	CY0.5D-600W	115.9	22.0	52.5	34.1	42.4
5-6	TH50-8	94.4	22.5	36.1	26.1	37.2
5-7	TH75-12	95.6	17.0	52.2	34.1	43.5
5-8	TH100-16	93.8	25.5	32.7	26.0	34.0

表-3.4 初期剛性および保有剛性

No.	供試体	保有剛性 K ₁ (kN/mm)	初期剛性 ¹²⁾ K ₀ (kN/mm)	剛性比 K ₁ /K ₀
1-1	C1.5D-T4.5A	5.11	8.18	0.625
1-2	C1.5D-T4.5B	3.71		0.454
2-1	C1.5D-T6.0A	5.77	10.62	0.541
2-2	C1.5D-T6.0B	4.45		0.419
5-1	C1.5D-T9.0	9.40	16.02	0.587
5-2	C1.0D-T9.0	10.12		0.666
5-3	C1.0D- T9.0D	10.66		0.632
5-4	C0.5D- T9.0	9.25		0.577
5-5	C0.5D- T9.0D	9.64		0.602
4-1	C1.5D-T12.0A	14.22	18.56	0.766
4-2	C1.5D-T12.0B	10.91		0.588
3-1	CY0.5D-600	10.34	15.08	0.699
3-2	CY0.5D-600W	10.86		0.724
5-6	TH50-8	8.96	16.02	0.574
5-7	TH75-12	11.65		0.756
5-8	TH100-16	10.10		0.626

3.2.3 コンクリート充填による修復 (C Type)

この修復方法は橋脚内部にコンクリートを充填し、基部の抵抗モーメントを増加させるとともに、座屈が内側に進行するのを抑制することを目的とする。尾松ら(2006)の研究により、損傷した矩形断面鋼製橋脚を対象としたコンクリート充填修復においては、コンクリートを充填するのみの簡便な修復方法でありながら、本研究の目指す性能に近い結果が得られた¹¹⁾。また、森下ら(2000)は、無損傷の円形断面鋼製橋脚に対する補強として、コンクリート充填高さの違い、ダイアフラムの有無をパラメータとして実験を行った。この中で、ダイアフラムを設置した場合はダイアフラムが無い場合と比べ、最大水平荷重および変形性能が大きく向上することを示した¹³⁾。しかし、コンクリート充填高さを供試体直径の1.5倍より高くした場合は、耐震性能の有意な向上は見られなかった。

以上より本研究では、以下に述べる3点に注目し修復を行う。表-3.5にコンクリート充填修復の供試体と修復方法および使用したコンクリートの圧縮強度の一覧を示す。なお、充填コンクリートの設計強度は 24N/mm^2 である。

1)板厚および保有剛性の異なる供試体に対して同様の修復を行いその効果を比較する。供試体の板厚は4種類とし、コンクリート充填高さは森下ら(2000)の研究結果を参考に、供試体外径 D の1.5倍の高さとする。図-3.4(a)に修復方法概要を示す。使用した供試体はNo.1-1, 1-2, 2-1, 2-2, 4-1 および 4-2 である。供試体名は、No.1-1を例にすると、C1.5Dはコンクリート充填高さ1.5D, T4.5は鋼管の板厚4.5mm, 末尾のAは通し番号を意味する。

2)コンクリート充填高さによる効果を比較する。そのため、充填高さが外径 D の1.5倍, 1.0倍, 0.5倍の3種の修復を行う。供試体は5-1, 5-2, 5-4を使用した。

3)ジベルを設置することによる効果を検証する。これは、コンクリート充填高さを低くした場合、鉛直方向の拘束力が低下するため、十分な効果が得られないことが考えられるからである。そこで、ダイアフラムに相当するものとして、供試体内部にジベルを設置することで、コンクリートのずれを防止し、鉛直軸力を充填コンクリートに伝達させる。この場合は、充填高さを1.0D, 0.5Dの2種とし、ジベルの有無による比較を行う。供試体は5-3 および 5-5 を使用した。ジベルは図-3.4(b)に示すようにコンクリートを充填する高さに設置し、コンクリートと鋼材のずれを拘束する。また、ジベルは施工を簡便にするため、図-3.5 および 図-3.6 に示すように、等辺山形鋼(SS400, 板厚9mm, 75×75mm)を幅50mm程度に切断し、全周に溶接する。ただし、既設の鋼製橋脚には溶接に適さない鋼材を使用したものもある。そのためジベルの溶接を行う場合は、溶接が可能な橋脚か事前に確認することが必要である。今回供試体に使用した鋼材は、必ずしも、溶接性が保障されたものではないが、事前に予備の供試体を用いて、溶接性に問題がないことを確認している。

表-3.5 コンクリート充填修復供試体一覧

No.	供試体名	板厚 (mm)	充填 高さ	ジベル	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
1-1	C1.5D-T4.5A	4.26	1.5D	—	30.7	31
1-2	C1.5D-T4.5B		1.5D	—	34.0	30
2-1	C1.5D-T6.0A	5.90	1.5D	—	35.4	29
2-2	C1.5D-T6.0B		1.5D	—	26.3	29
5-1	C1.5D-T9.0	8.90	1.5D	—	26.3	31
5-2	C1.0D-T9.0		1.0D	—	28.1	34
5-3	C1.0D-T9.0D		1.0D	あり	26.8	37
5-4	C0.5D-T9.0		0.5D	—	27.6	40
5-5	C0.5D-T9.0D		0.5D	あり	28.5	44
4-1	C1.5D-T12.0A	11.9	1.5D	—	34.3	34
4-2	C1.5D-T12.0B		1.5D	—	27.2	34

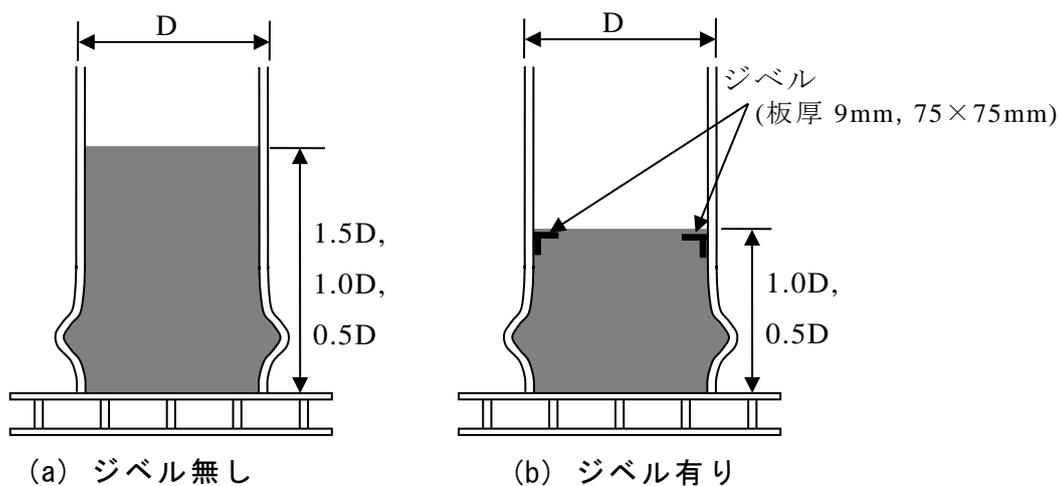


図-3.4 コンクリート充填修復

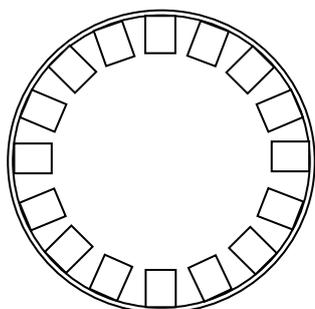


図-3.5 ジベル溶接位置（横断面図）



図-3.6 ジベル溶接の様子

3.2.4 鋼板巻き立てによる修復 (CY Type)

この修復方法は、座屈部の外側から鋼板を巻き、隙間にコンクリートを充填することで座屈がさらに外側に進行するのを抑制することを目的とする。表-3.6に供試体一覧を、図-3.7に修復方法概要を示す。なお、図中にコンクリートの圧縮強度を示す。過去に鋼板の巻き立て高さを変えて修復を行った研究では、外径の0.5倍の高さで最も望ましい結果が得られた¹⁰⁾。この研究では、巻き立て鋼板基部とベースプレートを溶接で固定する修復方法を用いた。しかし、実橋脚において同様の修復を行う場合、ベースプレートを露出させるためには根巻きコンクリートのはつりなどの大掛かりな工事が必要となる。そのため本研究では、鋼板基部の溶接が無い場合でも十分な修復効果が得られるか検証するため、溶接の有無で比較を行う。鋼板は断面2次モーメントが供試体本体と一致するよう板厚6mmのものを使用し、供試体から35mm離して0.5Dの高さまで巻き立てる。また、巻き立て鋼板の内側に30×10×10mmの鋼材をジベルとして溶接することで、コンクリートの抜け上りを防止する。表-3.6に示すように、供試体は3-1および3-2の2体を使用した。CY0.5Dは鋼板巻き立て高さ0.5D、600は鋼管の直径が600mm、末尾のWは溶接ありを意味する。

表-3.6 鋼板巻き立て修復供試体一覧

No.	供試体名	鋼種	板厚 (mm)	鋼板巻き 立て高さ	基部溶接
3-1	CY0.5D-600	SS400	8.70	0.5D	—
3-2	CY0.5D-600W				あり

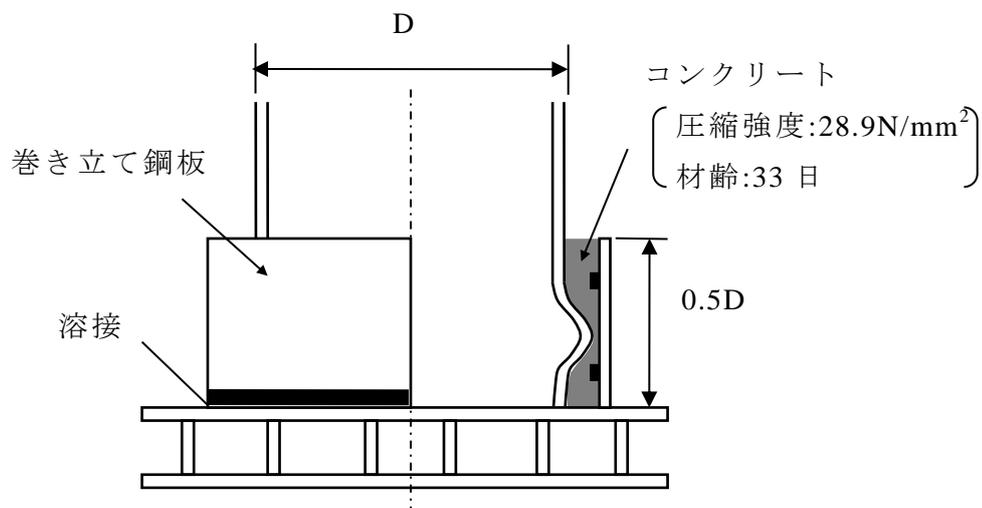


図-3.7 鋼板巻き立て修復 (CY0.5D-600W)

3.2.5 補剛材による修復 (TH Type)

この修復方法は、損傷による曲げ剛性の低下の原因を、断面が欠損したことによるものとみなし、補剛材を溶接して欠損した断面を補うことで、曲げ剛性を回復させることを目的とする。また、同時に鉛直軸力を伝達する役割を持たせている。供試体は座屈部寸法 h_b および B_b が同程度の 5-6, 5-7 および 5-8 を使用した。表-3.7 に供試体と修復方法の一覧、図-3.8 および図-3.9 に修復方法概要図および内部の様子を示す。供試体名は、例えば TH50 は断面積の 50%, 8 は補剛材の本数を意味する。

本研究で用いた補剛材は断面欠損を補い、応力を伝達させることを目的として、厚さ 9mm, 幅 50mm の平板を鋼管の内側に溶接後、厚さ 12mm, 幅 75mm のリブを溶接して T 形断面とする。このような形状としたのは、平鋼だけでは、溶接を行わない橋脚の座屈区間において容易に座屈すると考えられるからである。また、修復箇所とその上の断面の強度の差を緩和するため、上に行くほど補剛材の断面積が小さくなるように加工を行った。補剛材には、入手しやすく、加工の手間が少ない型鋼の利用も考えられる。ただし今回は補う断面積と一致する型鋼が無かったことから、平板を使用した。補剛材の高さは基部から 0.5D の高さまでとする。また、補剛材によりどの程度の断面積を補う必要があるかは明らかではないことから、今回は、補剛材の断面積は供試体の断面積に対して 50%, 75%, 100% の 3 種類を設定し、比較を行った。なお、ジベルの溶接と同様、この修復方法を用いる場合は橋脚の溶接性について事前に確認する必要がある。

表-3.7 補剛材修復供試体一覧

No.	供試体名	鋼種	板厚 (mm)	補剛材 本数	修復により 補う断面積
5-6	TH50-8	STK400	8.90	8	50%
5-7	TH75-12			12	75%
5-8	TH100-16			16	100%

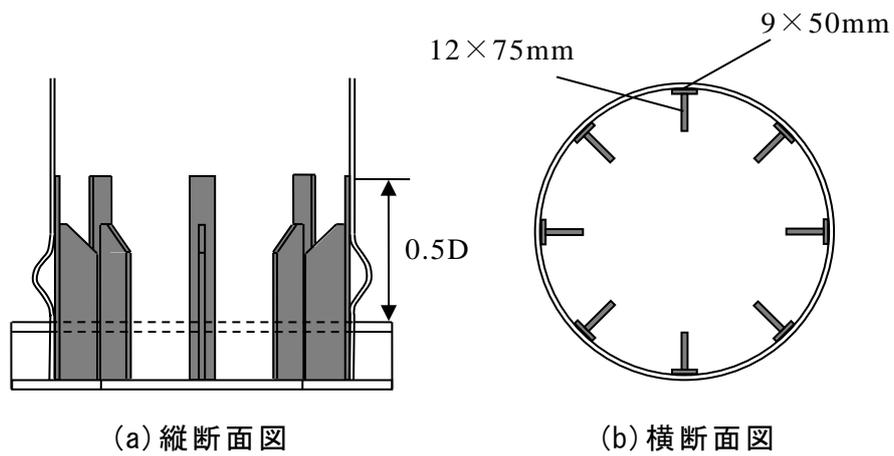


図-3.8 補剛材修復 (TH50-8)



図-3.9 補剛材溶接後の様子 (TH50-8)

3.2.6 実験載荷装置

実験載荷装置を図-3.10 に示す。実験では載荷梁を介して鉛直方向に設置した 2 基の 4400kN アクチュエータを用いて、上部工重量を想定した一定鉛直荷重を載荷する。そして、水平に設置した 1 基の 4400kN アクチュエータを用いて、地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平繰り返し載荷を行う。アクチュエータの両端はピン構造になっており、供試体の大変形にも対応できる。また、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正した値で評価している。

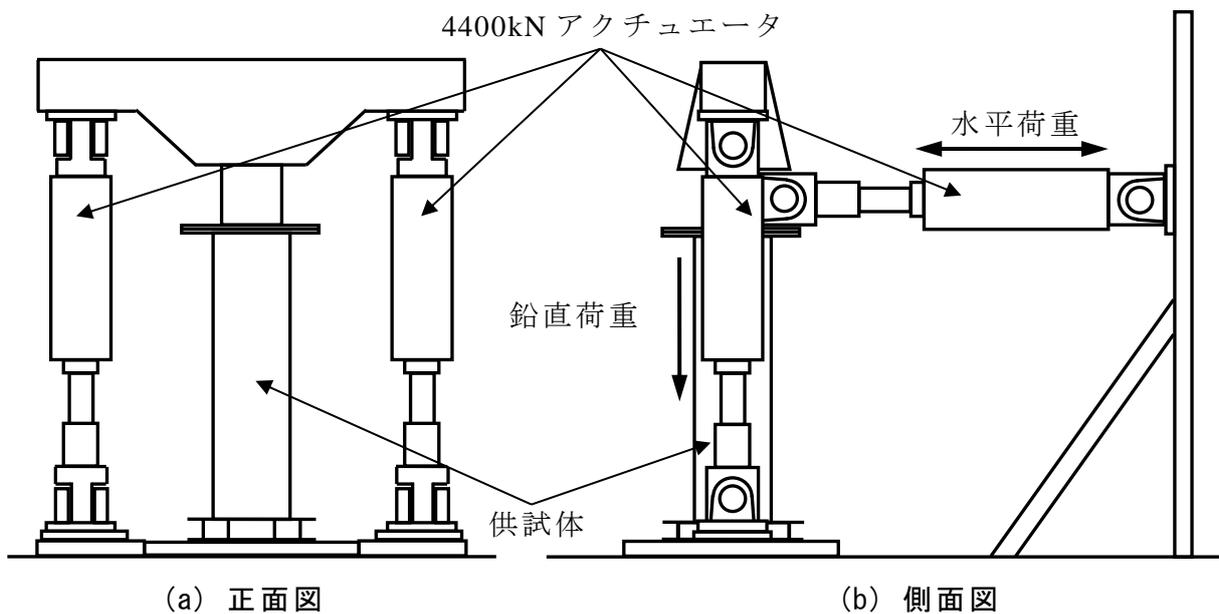


図-3.10 実験装置概要図

3.2.7 鉛直荷重および降伏水平荷重，変位の算定

一定鉛直荷重 P は文献 14) に示される式(3.1)～式(3.3)より算出し、式(3.1)および(3.2)をともに満たす値を鉛直荷重として載荷した。なお、本研究では地盤種別を II 種と想定し、設計水平震度 k_h を 0.25 とした³⁾。

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M}{M_y (1 - \alpha P/P_E)} \leq 1.0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} \leq 1.0 \quad (3.2)$$

$$M = k_h P h \quad (3.3)$$

ここで、 α ：安全率(=1.14)， P_E ：オイラーの座屈強度， P_y ：降伏軸力， P ：鉛直荷重， P_u ：道路橋示方書に示される局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮強度¹⁵⁾， C_m ：等価モーメント修正係数(=0.85)， M ：柱基部の曲げモーメント， M_y ：降伏モーメント， k_h ：震度法に用いる設計水平震度(=0.25)， h ：荷重点高さである。

降伏水平荷重 H_y は鉛直荷重の影響を考慮し，式(3.4)より，繰り返し荷重の基本変位となる降伏水平変位 δ_y は，弾性理論から式(3.5)より算出した。また，実験では，基部の剛体変形を含んだ状態で繰り返し荷重を行っているが，結果を整理する際は，剛体変形を補正した値で評価している。

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (3.4)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (3.5)$$

ここで、 σ_y ：降伏応力， A ：断面積， z ：断面係数， E ：ヤング率， I ：断面2次モーメントである。

図-3.11 に荷重パターンの概要図を示す。降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を $\pm\delta_y$ ， $\pm 2\delta_y$ ， $\pm 3\delta_y$ ， \dots のように順次振幅を増加させ，漸増繰り返し荷重を行った。

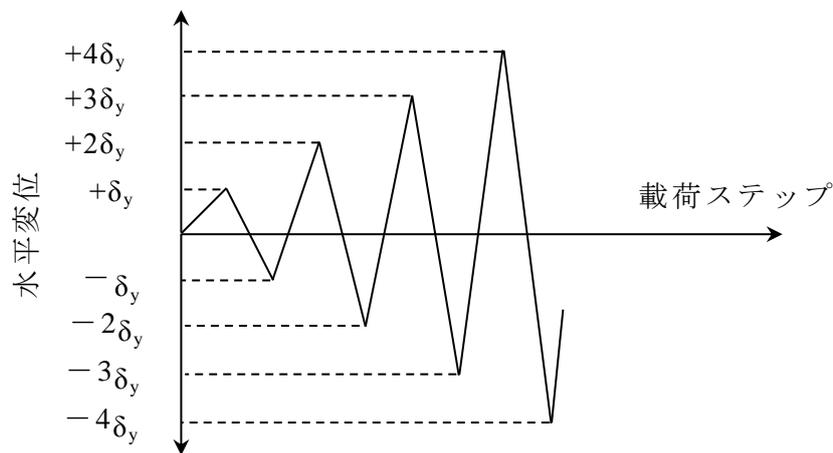


図-3.11 荷重パターン

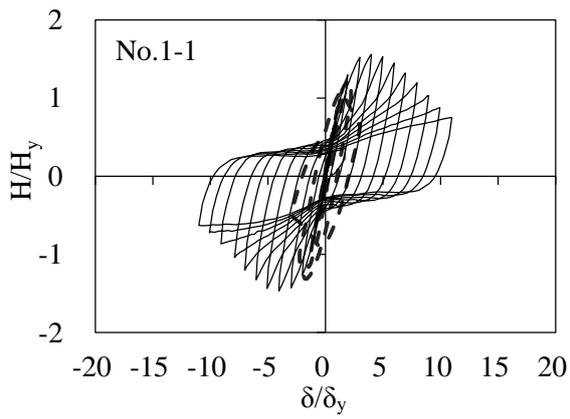
3.3 実験結果

3.3.1 水平荷重-水平変位関係

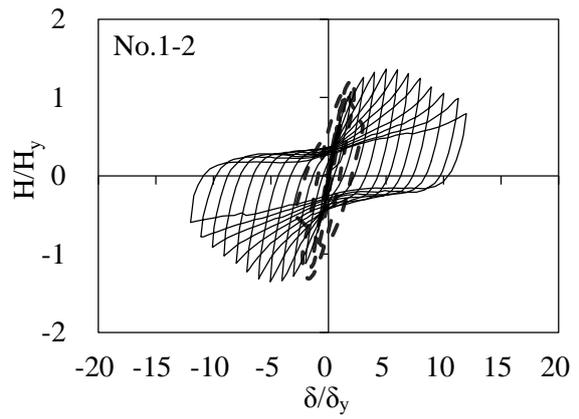
実験から得られた各供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線を図-3.12 に示す。縦軸を降伏水平荷重 H_y 、横軸を降伏水平変位 δ_y で無次元化している。図中の破線は損傷前の供試体(ORG-)、実線は修復後の供試体の履歴を示している。

図-3.12 より、履歴曲線の形状から大きく3つのグループに分けることができる。1つ目は(j)No.4-1, (l)No.3-1 および(n)No.5-6 のように最大水平荷重以降も安定した大きな履歴を描くグループである。このグループは損傷前と比較して最大水平荷重が同程度まで回復し、かつ、高い変形性能とエネルギー吸収量が得られた。2つ目は(a)No.1-1, (d)No.2-2, (f)No.5-2 および(g)No.5-3 などのようにピンチング挙動が見られたグループである。このグループは損傷前より変形性能は向上しているが、横に細長い履歴を描いており、エネルギー吸収量がやや小さくなっている。3つ目は(m)No.3-2, (o)No.5-7 および(p)No.5-8 のように損傷前とよく似た履歴を描くグループである。このグループは最大水平荷重については損傷前より増加したものの、その後、急激な荷重の低下が見られ、変形性能は向上しなかった。また、詳しくは後述するが、いずれも修復部の直上で新たに座屈が生じた。

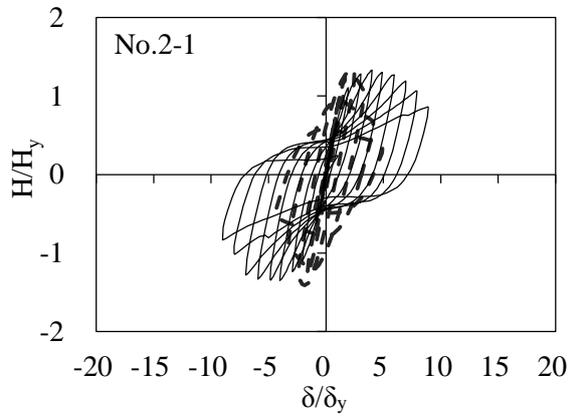
以上のことから、修復後の水平荷重-水平変位関係は、1つ目のグループのような履歴となることが望ましい。



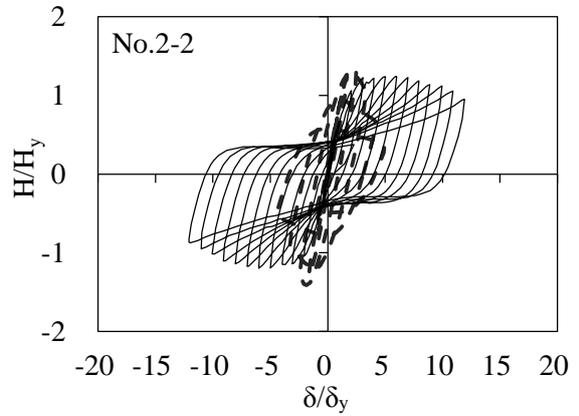
(a) C1.5D-T4.5A



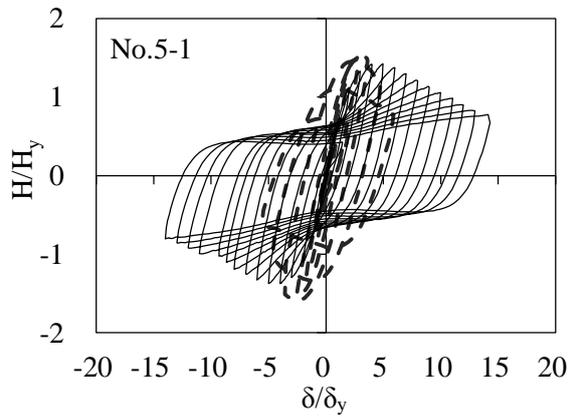
(b) C1.5D-T4.5B



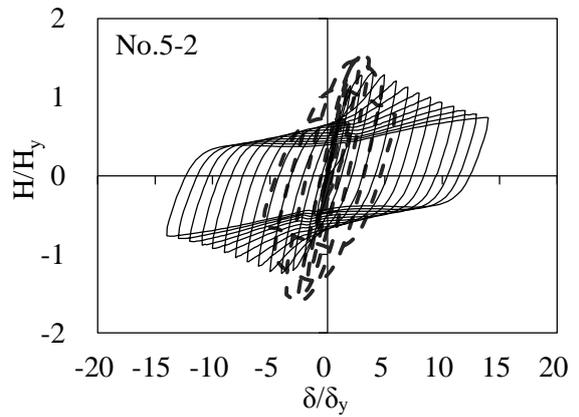
(c) C1.5D-T6.0A



(d) C1.5D-T6.0B

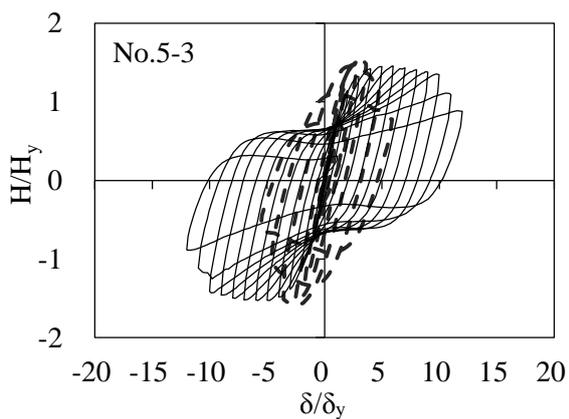


(e) C1.5D-T9.0

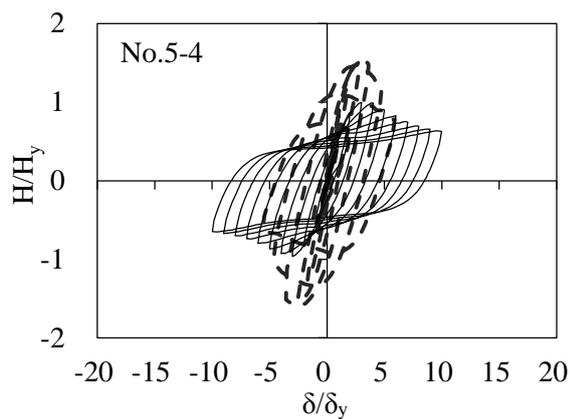


(f) C1.0D-T9.0

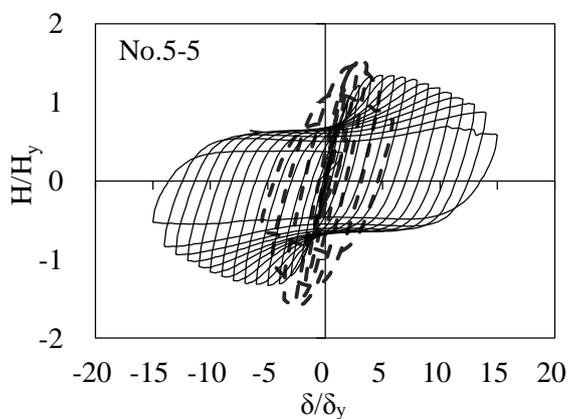
圖-3.12 水平荷重-水平變位履歷曲線



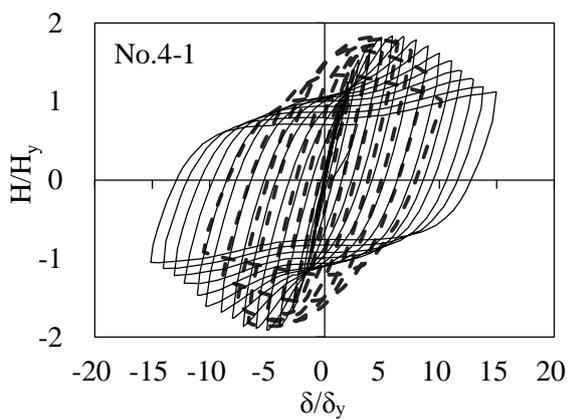
(g) C1.0D-T9.0D



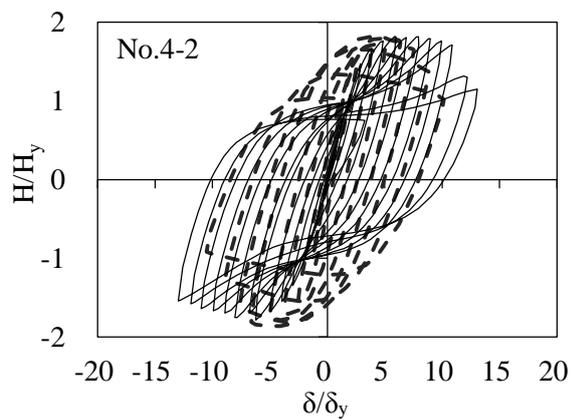
(h) C0.5D-T9.0



(i) C0.5D-T9.0D

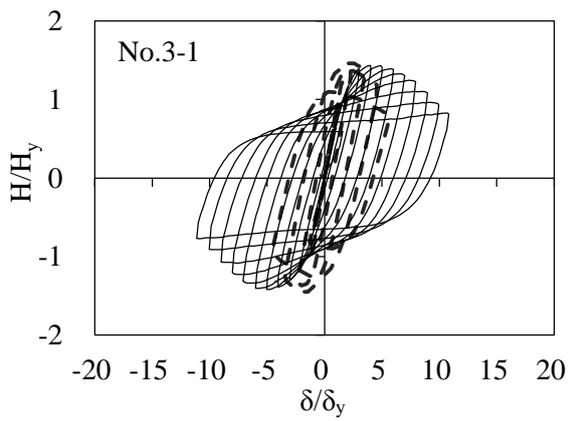


(j) C1.5D-T12.0A

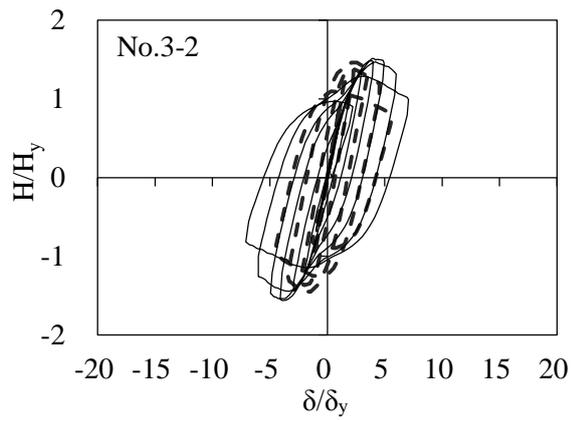


(k) C1.5D-T12.0B

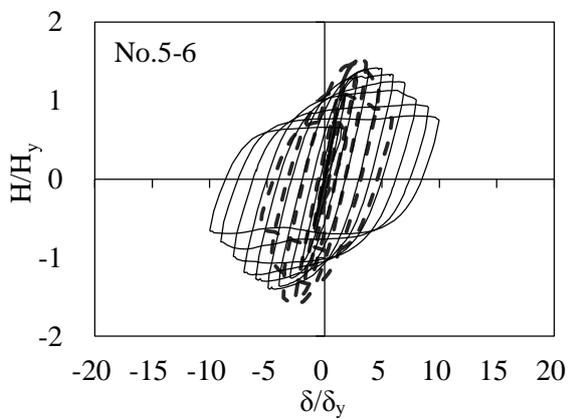
図-3.12 水平荷重-水平変位履歴曲線(続き I)



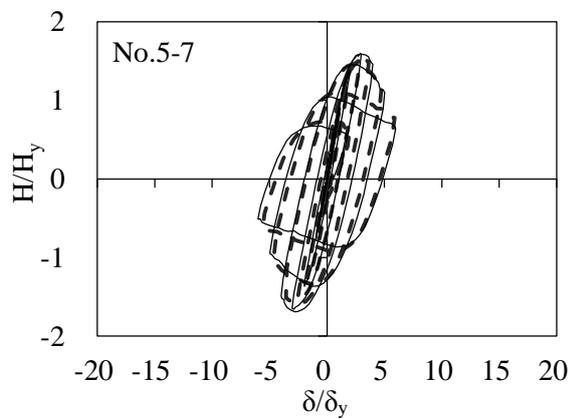
(l) CY0.5D-600



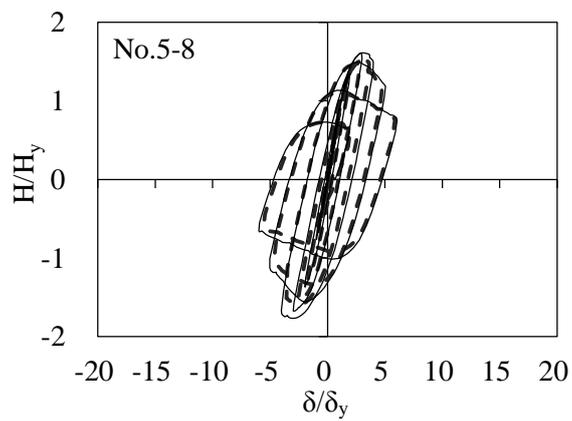
(m) CY0.5D-600W



(n) TH50-8



(o) TH75-12



(p) TH100-16

図-3.12 水平荷重-水平変位履歴曲線(続きⅡ)

3.3.2 包絡線

図-3.13～図-3.18に水平荷重-水平変位履歴曲線の各サイクルの折り返し点を結んだ包絡線を、修復方法ごとに示す。

図-3.13, 3.14 および 3.16 はコンクリートを 1.5D まで充填した供試体の結果である。供試体の板厚が異なる場合においても、1.5D まで充填することで、いずれも最大水平荷重は十分回復しており、変形性能も大きく向上したことが分かる。図-3.15 はコンクリート充填高さおよびジベルの有無を変えた場合の結果である。ジベルが無い場合、例えば 0.5D と 1.5D を比較すると、コンクリート充填高さが高いほど荷重が増加することが分かる。また、充填高さにかかわらず変形性能は向上している。ジベルのある供試体(末尾が-D)はジベルのない供試体と比較して、最大水平荷重が高く、充填高さが 0.5D と低い場合(C0.5D-T9.0D)でも大きく荷重が回復した。最大水平荷重に達した後も $8\delta_y$ 程度までは顕著な荷重の低下はなく、変形性能も高いことが分かる。以上より、1.5D の高さまでコンクリートを充填することで、十分な修復効果が期待できることを示した。

図-3.17 に示す鋼板巻き立て修復では、損傷前が $3\delta_y$ 、巻き立て鋼板基部の溶接が有る場合(CY0.5D-600W)が $4\delta_y$ 、基部の溶接が無い場合(CY0.5D-600)が $5\delta_y$ 程度において最大水平荷重となっている。鋼板基部を溶接した場合は最大水平荷重および変形性能ともに向上しているが、最大水平荷重到達後の荷重の低下が著しい。一方で、溶接がない場合は最大水平荷重以降も荷重の低下が緩やかであり、変形性能が大きく向上し、優れた修復効果を示した。しかし、鋼板巻き立てによる修復は、鋼板の加工および溶接後にコンクリートを充填する必要があり、作業工程が複雑で時間を要する。

図-3.18 に示す補剛材修復では、損傷前が $3\delta_y$ で最大水平荷重に達しているのに対し、補剛材を 8 本溶接した場合(TH50-8)は $5\delta_y$ 程度で最大水平荷重となっており、その後の荷重の低下も緩やかで、変形性能が大きく向上している。また、最大水平荷重についても十分回復している。補剛材が 12 本および 16 本の場合(TH75-12, TH100-16)は最大水平荷重はやや増加しているが、損傷前とほぼ同じ包絡線を示した。ただし、この 2 つについては修復箇所の直上で新たな座屈が生じる損傷形態となった。以上のように、補剛材を 8 本溶接した場合が最も優れた性能を示した。ただし、この修復方法は、補剛材の量により修復後の挙動が大きく異なるため、対象の橋脚に合わせて、補剛材の断面を適切に設計する必要がある。

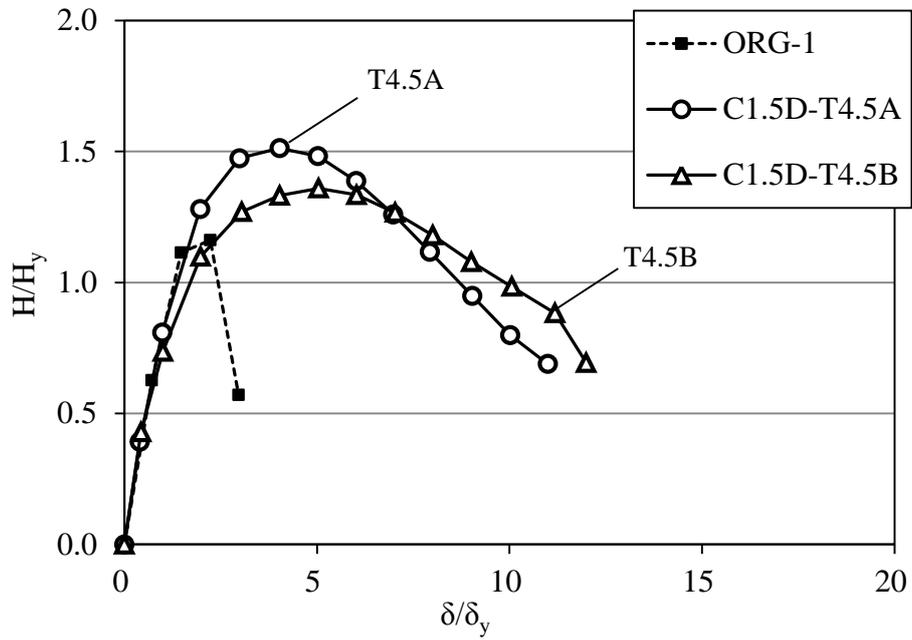


図-3.13 コンクリート充填修復 (C Type:T4.5)

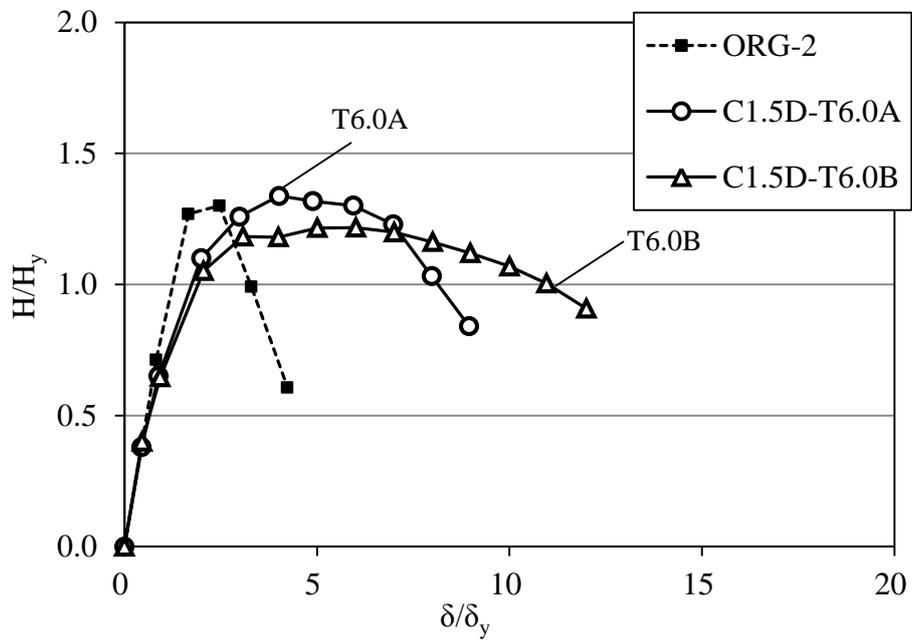


図-3.14 コンクリート充填修復 (C Type:T6.0)

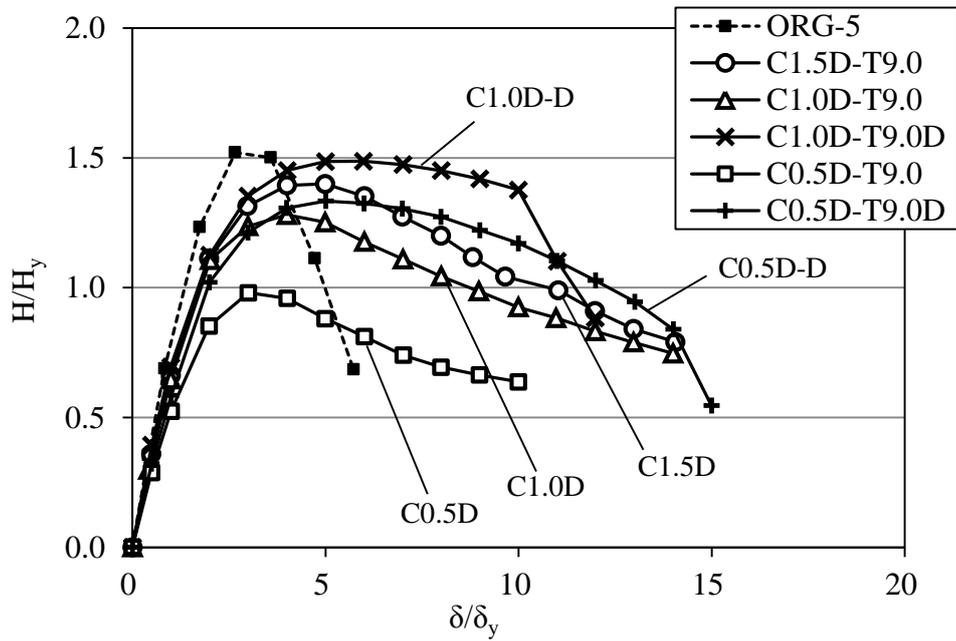


図-3.15 コンクリート充填修復 (C Type:T9.0)

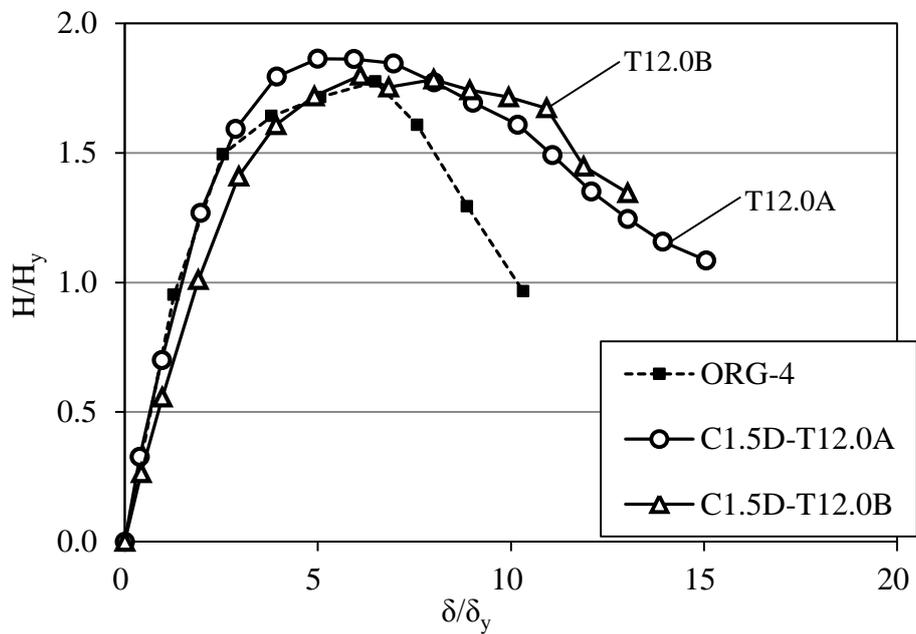


図-3.16 コンクリート充填修復 (C Type:T12.0)

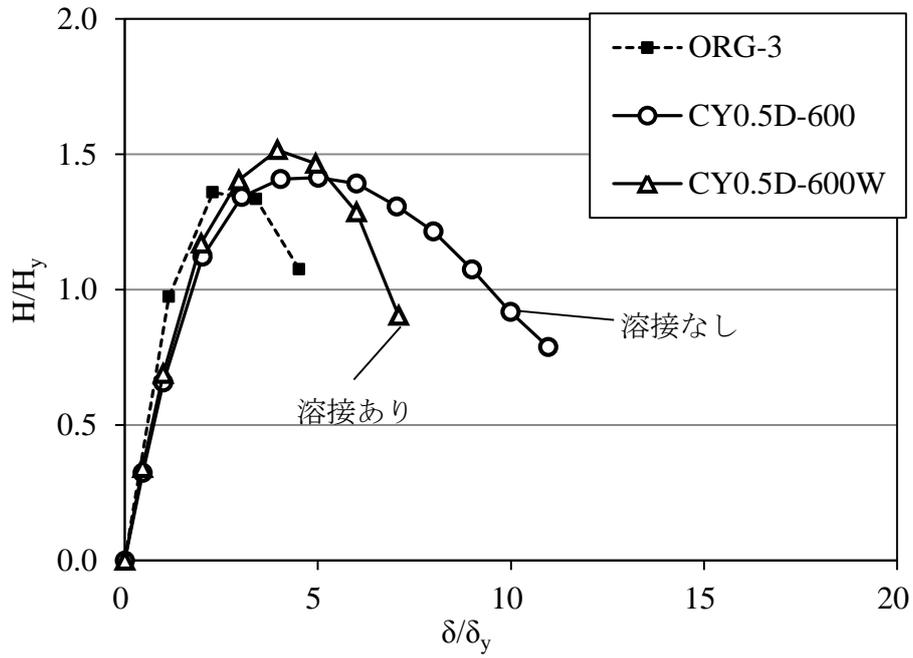


図-3.17 鋼板巻き立て修復 (GY Type)

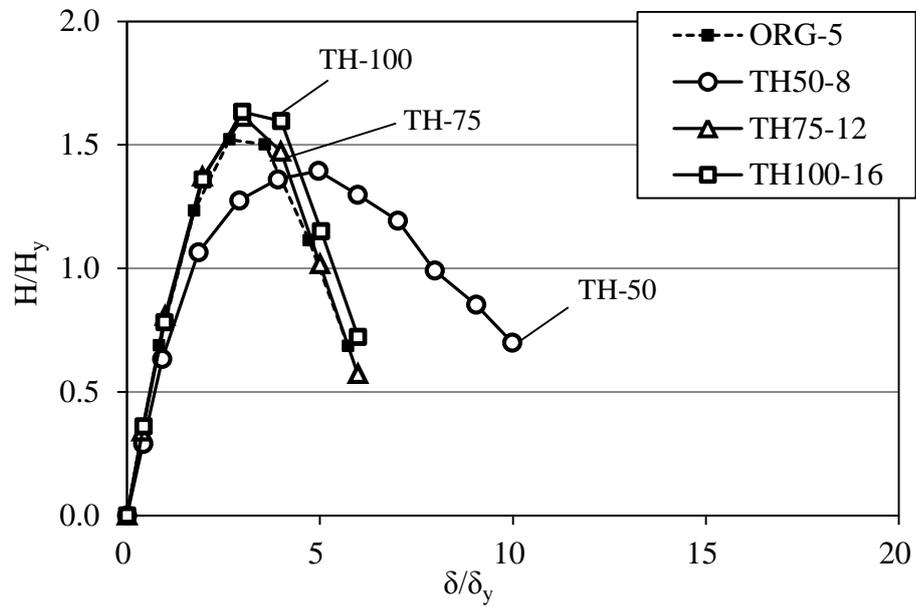


図-3.18 補剛材修復 (TH Type)

3.3.3 供試体損傷状況

(1) コンクリート充填修復(C Type)

図-3.19(a)および(b)に実験後の供試体鋼管部の損傷状況を示す。

ジベルの無い供試体は、図-3.19(a)に示すように、板厚および充填高さに関わらず、修復前に生じていた基部の座屈が徐々に進行した。9体のうち6体の供試体は、最終的には座屈部にクラックが発生した。クラックは座屈変形の頂部、座屈部の下、鋼管製造時の溶接のうち座屈部にかかる箇所いずれかで発生した。クラックが発生したのはいずれも $8\delta_y$ 以降の大変位に達してからである。これは道路橋示方書に示されているコンクリート充填円形鋼製橋脚の許容ひずみ $5\varepsilon_y$ に相当する $5\delta_y$ 以上である。

ジベルの有る供試体は、図-3.19(b)に示すように基部の既存の座屈が進行するとともに、ジベル溶接位置に新たに座屈が発生した。ジベル溶接位置の座屈は充填高さが $0.5D$ の供試体においてより顕著に見られたが、これによる荷重の大きな低下などは見られなかった。その後、 $10\delta_y$ 程度の大変位において基部の座屈部の頂部にクラックが発生した。

また、実験後に供試体を溶断し、充填コンクリートの破壊状況を観察した。図-3.18(c), (d) および(e)に充填コンクリートの損傷状況を示す。いずれの供試体も座屈部の頂点の高さで水平方向に断面全体に達するひび割れが発生した。これは、繰り返し载荷の過程で、充填コンクリートに引張力が作用した時に発生したひび割れが徐々に進行していき、断面全体に達したと考えられる。中には、ひび割れの開始高さが異なったためか、図-3.18(d)に示すようにひび割れが二層発生している供試体も見られた。また、鋼管座屈部に充填したコンクリートには局所的な圧壊が生じた。これは鋼管座屈部の充填コンクリートにより座屈の進行が抑えられたためと考えられる。なお、充填高さおよび鋼管の板厚が異なっても、充填コンクリートの破壊形状に大きな違いは見られなかった。

ジベルの有無で比較をすると、ジベルの無い供試体では充填コンクリートの損傷が座屈部に集中しているのに対し、ジベルの有る供試体では図-3.18(e)に示すように座屈部以外の箇所でも様々な損傷が見られた。これは、ジベルにより充填コンクリートのずれが拘束されるため、ひび割れが断面全体に達した後も充填コンクリートが鉛直軸力の一部を受け持っていたためであると考えられる。特に充填高さが $0.5D$ の供試体ではせん断破壊特有の破壊が見られた。また、ジベル周辺のコンクリートが崩れており、図-3.18(f)に示すようにジベルにも変形が見られた。なお、溶接が原因と考えられるクラックなどは見られなかった。



(a) C1.5D-T6.0A

基部の座屈に発生したクラック



(b) C0.5D-T9.0D

ジベル溶接位置に生じた座屈



(c) C1.5D-T9.0

コンクリートの損傷(ジベル無し)



(d) C1.5-T9.0

二層のひび割れ



(e) C0.5D-T9.0D

コンクリートの損傷(ジベル有り)



(f) C0.5D-T9.0D

ジベルの変形

図-3.19 コンクリート充填修復の損傷状況

(2) 鋼板巻き立て修復 (CY Type)

図-3.20(a)に示すように巻き立て鋼板基部の溶接が無い場合(CY0.5D-600)は、修復前から生じていた基部の座屈部の上部で、新たに内側にへこむような座屈が生じた。一方で、鋼板基部とベースプレートを溶接した場合(CY0.5D-600W)は、図-3.20(b)に示すように、修復部直上に新たに座屈が生じ、修復部に損傷は見られなかった。いずれの供試体も座屈がさらに外側に進行するのは抑制されており、巻き立て鋼板基部の溶接が無くても、外側へ膨らむ座屈に対して十分な拘束効果が得られることが分かった。実構造物では、アンカーボルトなどが存在し、容易に溶接が出来ない場合も有るため、有効な手法の一つと考えられる。また、いずれの供試体もコンクリートが抜け上がるような挙動は見られず、ジベルにより抜け上がりが抑制されたと考えられる。ただし、修復作業の工程が複雑であるため、施工に時間がかかり、ごく早期の修復については対応が難しいことが考えられる。



(a) CY0.5D-600
(溶接無し)

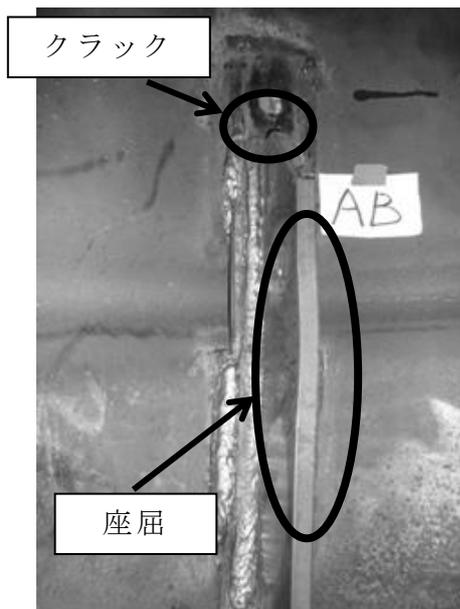


(b) CY0.5D-600W
(溶接有り)

図-3.20 鋼板巻き立て修復の損傷状況

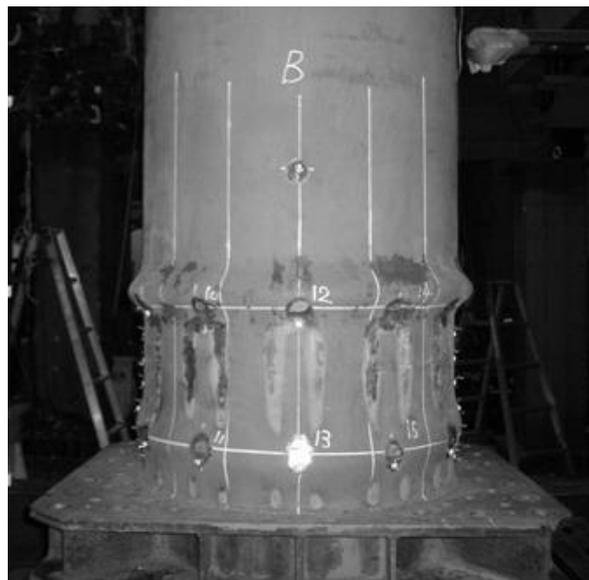
(3) 補剛材修復 (TH Type)

図-3.21 に補剛材修復の実験後の損傷状況を示す。補剛材が 8 本の場合 (TH50-8) では基部の座屈が進行するとともに、図-3.21(a)に示すように、内側に溶接した補剛材に座屈やクラックが生じた。一方で、補剛材が 12 本の場合 (TH75-12) は図-3.21(b)に示すように修復箇所直上に新たに外側に膨らむ座屈が生じ、その後荷重が急激に低下した。補剛材については座屈やクラックは確認されなかった。補剛材が 16 本の場合 (TH100-16) にも同様の挙動が見られた。これは、修復部の強度が大きく増加したためであり、耐力が過剰に増加した修復であると考えられる。荷重-変位関係については図-3.11(i)に示したように損傷前と近い曲線となったが、損傷前とは異なる部位に損傷が発生しており、今回使用した供試体の損傷の程度の場合、補剛材の量が過剰であったと考えられる。なお、溶接が原因と考えられるクラックは発生しておらず、溶接性に問題はなかったと考えられる。



(a) TH50-8

補剛材の座屈およびクラック



(b) TH75-12

修復部直上に新たに生じた座屈

図-3.21 補剛材修復の損傷状況

3.3.4 最大水平荷重および曲げ剛性

表-3.8 に損傷前および修復後の最大水平荷重 H_{max} の一覧を示す。16体の供試体のうち12体は最大水平荷重が損傷前のおよそ $\pm 10\%$ 以内となった。コンクリート充填修復の内、板厚 4.5 mmの場合(No.1-1)は損傷前に対し19%増加した。また、充填高さを変えて修復を行った場合、1.0D(No.5-2)、0.5D(No.5-4)および0.5Dのジベル有(No.5-5)がそれぞれ18%、37%および14%の減少となった。

表-3.9 に修復前および修復後の剛性比 K_1/K_0 および K_2/K_0 を示す。 K_2 は修復後の載荷実験の $1\delta_y$ 載荷後の水平荷重-水平変位履歴から算出した。剛性については13体の供試体が損傷前の $\pm 20\%$ まで回復した。コンクリートを1.5Dまで充填したものは、剛性が大きく回復しており、特に板厚の薄い供試体では効果が大きくなっている。一方でコンクリート充填高さが0.5Dと低い場合(No.5-4)は剛性の回復はわずかである。これは内部に充填したコンクリートが抜け上がったためであると考えられる。

また、鋼板巻き立て修復(No.3-1 および No.3-2)では、最大水平荷重は $\pm 10\%$ 以内に回復したが、剛性の回復量は小さくなっている。これは、水平荷重が作用した場合、圧縮側の座屈部が外側に膨らむのは拘束されるが、引張側では座屈部が延ばされ橋脚が抜け上がるような挙動を示すため、コンクリートによる座屈の拘束効果があまり発揮されなかったためと考えられる。

表-3.8 最大水平荷重一覽

No.	供試体	損傷前(H_{max}/H_y)	修復後(H_{max}/H_y)	修復後/損傷前
1-1	C1.5D-T4.5A	1.27	1.51	1.19
1-2	C1.5D-T4.5B	1.27	1.36	1.07
2-1	C1.5D-T6.0A	1.37	1.34	0.98
2-2	C1.5D-T6.0B	1.37	1.22	0.89
5-1	C1.5D-T9.0	1.55	1.40	0.90
5-2	C1.0D-T9.0	1.55	1.28	0.82
5-3	C1.0D-T9.0D	1.55	1.49	0.96
5-4	C0.5D-T9.0	1.55	0.98	0.63
5-5	C0.5D-T9.0D	1.55	1.34	0.86
4-1	C1.5D-T12.0A	1.84	1.87	1.02
4-2	C1.5D-T12.0B	1.84	1.80	0.98
3-1	CY0.5D-600	1.46	1.43	0.98
3-2	CY0.5D-600W	1.46	1.54	1.06
5-6	TH50-8	1.55	1.41	0.91
5-7	TH75-12	1.55	1.64	1.06
5-8	TH100-16	1.55	1.69	1.09

表-3.9 曲げ剛性一覽

No.	供試体	修復前(K_1/K_0)	修復後(K_2/K_0)
1-1	C1.5D-T4.5A	0.625	1.104
1-2	C1.5D-T4.5B	0.454	1.127
2-1	C1.5D-T6.0A	0.544	0.988
2-2	C1.5D-T6.0B	0.419	1.016
5-1	C1.5D-T9.0	0.587	0.868
5-2	C1.0D-T9.0	0.666	0.837
5-3	C1.0D- T9.0D	0.632	0.928
5-4	C0.5D- T9.0	0.577	0.609
5-5	C0.5D- T9.0D	0.602	0.760
4-1	C1.5D-T12.0A	0.766	1.040
4-2	C1.5D-T12.0B	0.588	0.846
3-1	CY0.5D-600	0.699	0.776
3-2	CY0.5D-600W	0.724	0.813
5-6	TH50-8	0.574	0.810
5-7	TH75-12	0.756	1.020
5-8	TH100-16	0.626	0.989

3.3.5 塑性率

橋脚の変形性能について塑性率を用いて評価する。本研究では、図-3.22 に示すように、水平荷重-水平変位の包絡線を基に、最大水平荷重に達した後、最大水平荷重の95%となった時の水平変位を δ_{95} とし、塑性率 $\mu_{95} = \delta_{95} / \delta_y$ を算出した。表-3.10 に損傷前および修復後の塑性率を示す。

コンクリート充填による修復(C Type)ではすべての供試体で塑性率が向上し、最高で損傷前の3倍以上に向上した。このうちジベルの無い供試体では、充填高さによる効果の違いが見られ、充填高さが0.5Dの場合(No.5-4)塑性率の向上はわずかである。ジベルを設けた供試体(No.5-3 および 5-5)では、いずれも損傷前の2倍以上となった。鋼板巻き立て(CY Type)および補剛材(TH Type)による修復では、元の損傷がさらに進行する損傷形態となった場合(No.3-1 および No.5-6)は、修復箇所の直上で新たに座屈が生じた場合(No.3-2, 5-7, 3-1 および 5-8)と比較して、同種の修復方法を用いた場合でも塑性率が大きく向上した。

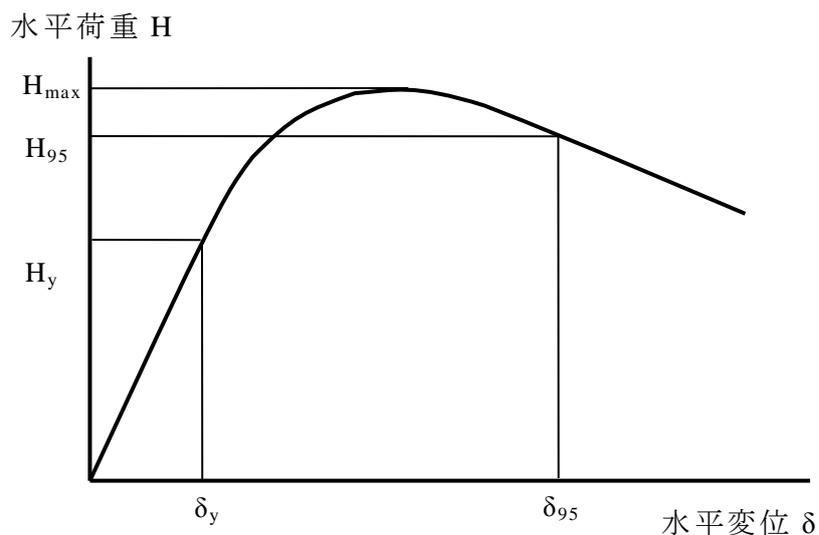


図-3.22 塑性率の算出

表-3.10 塑性率一覽

No.	供試体	損傷前(μ_{95})	修復後(μ_{95})	修復後/修復前
1-1	C1.5D-T4.5A	2.17	5.49	2.52
1-2	C1.5D-T4.5B	2.17	6.66	3.06
2-1	C1.5D-T6.0A	2.46	6.37	2.59
2-2	C1.5D-T6.0B	2.46	8.09	3.29
5-1	C1.5D-T9.0	3.65	6.29	1.72
5-2	C1.0D-T9.0	3.65	5.47	1.50
5-3	C1.0D-T9.0D	3.65	9.05	2.48
5-4	C0.5D-T9.0	3.65	4.36	1.19
5-5	C0.5D-T9.0D	3.65	8.07	2.21
4-1	C1.5D-T12.0A	6.67	7.93	1.19
4-2	C1.5D-T12.0B	6.67	10.03	1.50
3-1	CY0.5D-600	3.19	6.44	2.02
3-2	CY0.5D-600W	3.19	4.97	1.56
5-6	TH50-8	3.65	5.55	1.52
5-7	TH75-12	3.65	3.37	0.92
5-8	TH100-16	3.65	3.79	1.04

3.4 まとめ

本章では地震により損傷した円形断面鋼製橋脚の早期復旧を目的として、地震後 72 時間以内に施工が完了し、損傷前に対して最大水平荷重が $\pm 10\%$ かつ曲げ剛性が $\pm 20\%$ まで回復可能な修復方法を提案した。過去の耐震実験で基部に座屈の生じた円形断面鋼製橋脚に対し 3 種類の修復を施し、繰り返し載荷実験を行ってその耐震性能を明らかにし、コンクリート充填による修復が簡便かつ効果的な修復方法であることを示した。本章で得られた結論を以下にまとめる。

1. 本章では、局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚(損傷レベル 4 相当)に対して、コンクリート充填、鋼板巻き立ておよび補剛材溶接による 3 種類の修復を行い、修復後の耐震性能を明らかにした。
2. コンクリート充填修復では、1.5D 程度の高さまで充填することで、最大水平荷重および曲げ剛性がともに大きく回復し、変形性能も向上しており、コンクリートを充填するだけの簡便な手法ながら優れた修復効果が得られることを示した。
3. 橋脚の損傷が大きい(損傷レベル 4)場合、コンクリート充填高さが 1.0D 以下では十分な修復効果は期待できないが、ジベルを設置することで、充填高さが 1.0D 程度でも目標とする耐震性能までに回復させることができる。
4. 補剛材修復では、補剛材の本数を 8 本とした場合(TH50-8)に損傷前の同等の最大水平荷重まで回復し、変形性能が向上した。補剛材の量を適切に選択することで優れた修復方法となることを示したが、実橋脚に適用するためには、補剛材の本数および形状を対象とする橋脚にあわせて詳細に設計することが必要である。
5. 鋼板巻き立て修復では、鋼板基部を溶接により固定しない場合 (CY0.5D-600)に、最大水平荷重が $\pm 10\%$ まで回復し、変形性能が向上する優れた修復効果が得られることを示した。しかし、鋼板巻き立て修復は作業工程が複雑で、72 時間以内に修復作業を完了することは難しいと思われる。
6. 施工の簡便さを考慮した場合、今回提案した修復方法中では、コンクリート充填修復が最も簡便な修復方法であり、地震後 72 時間以内に修復作業が完了でき、目標とする耐震性能(最大水平荷重 $\pm 10\%$ 、曲げ剛性 $\pm 20\%$)まで回復させることが可能である。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって-阪神。淡路大震災記録書，1996.1.
- 2) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，阪神高速道路公団，1997.9.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書．同解説 V耐震設計編，2012.3.
- 4) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/ I -33,pp.69-82,1995.10.
- 5) 松村政秀，北田俊行，澤登善誠，中原嘉郎：無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.35-44，2001.3.
- 6) 北浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.696/ I -58，pp.285-298，2002.1.
- 7) 忠和男，櫻井孝昌：既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.139-144，2003.3.
- 8) 青木徹彦，山田将樹，林幸司：地震時破損後に修復した橋脚モデルの耐震載荷実験と耐震設計の考え方，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会・構造工学委員会，pp.101-106，1997.3.
- 9) 鈴木森晶，青木徹彦，野村和弘：簡易修復後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.135-142，2000.3.
- 10) M Suzuki, H Omatsu, A Imanaka, T Aoki : Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake, International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESMENT, MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298, December 2005.
- 11) 尾松大道，鈴木森晶，青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の修復後の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，pp.445-453，2006.3.
- 12) 服部宗秋，青木徹彦，鈴木森晶：圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験，構造工学論文集，Vol.52A，pp.465-475，2006.3.
- 13) 森下益臣，青木徹彦，鈴木森晶：コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.73-83，2000.3.
- 14) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A，pp.79-88，1990.3.
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書．同解説 II 鋼橋編，2012.3.

第4章 損傷度合が異なる円形断面鋼製橋脚に対する コンクリート充填修復と耐震性能

4.1 まえがき

これまで愛知工業大学では、地震により損傷した鋼製橋脚の修復に関する研究が進められ、修復後の耐震性能について検討してきた^{1)~5)}。第3章では、基部に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を対象として、修復方法を提案し、修復後の耐震性能を実験的に明らかにした。この中で、コンクリート充填による修復方法は、損傷がコンクリート無充填部で生じた場合および橋脚の残留変形が小さいことなどの制約条件は有るものの、橋脚内部にコンクリートを充填するだけの簡便な方法で目標とする性能が得られることを示した。しかし、これまでの研究は、繰り返し載荷の過程で鋼製橋脚基部の局部座屈が進行し、耐力が著しく低下した橋脚(第2章で示した損傷レベル4相当)を対象としたものである。実際の地震時に発生することが予想される、最大水平荷重をわずかに超える程度までの比較的軽微な損傷(損傷レベル2および3)については、修復方法および修復後の耐震性能に関する研究が行われていない。そのため、これまでの研究で優れた修復効果を得られたコンクリート充填修復が、軽微な損傷を有する鋼製橋脚に対しても、適用することが可能か明らかにする必要がある。

本章では、異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚を対象として、各損傷度合について効果的な修復方法を提案することを目的とする。第2章において設定した損傷レベルのうち損傷レベル2~4に相当する損傷を供試体に与え、その後、コンクリート充填修復を施し、橋脚の損傷度合が異なる場合に対する修復効果を比較・検討する。また、コンクリート充填高さおよびダイアフラムの有無による修復効果の違いについて明らかにする。

4.2 実験計画

4.2.1 実験の流れ

本章では図-4.1に示すような手順で実験を行う。はじめに地震力を想定した静的繰り返し載荷(初期載荷実験)により、供試体に所定の損傷を与える。その後、供試体にコンクリート充填修復を施し、余震等を想定した同様の静的繰り返し載荷(修復後載荷実験)を行い、修復後の耐震性能を明らかにする。なお、本章では、新品時の供試体に対する初期載荷実験の結果について示す場合は「損傷前」、初期載荷実験終了後の供試体および損傷状況について示す場合は「修復前」、修復後載荷実

験の結果および実験後の供試体について示す場合は「修復後」と称する。

4.2.2 実験供試体

本章では，図-4.2 に示す円形断面鋼製橋脚および図-4.3 に示すダイアフラムを有する円形断面鋼製橋脚の 2 種類の供試体を 6 体ずつ，計 12 体使用した。また，ダイアフラムの設置高さはコンクリート充填修復の高さに合わせて基部から 254mm(0.5D)と 508mm(1.0D)の 2 種類を用意した。なお，供試体は実物の 1/6 程度の大きさを想定しており，径厚比パラメータについては，現行の道路橋示方書の適用範囲内($0.03 \leq R_t \leq 0.08$)で，板厚の薄い断面のものを使用した。これは，地震により損傷する可能性が比較的高い旧基準で設計された橋脚に，薄肉断面のものが多いためである。損傷前の供試体諸元を表-4.1 に示す。表中の降伏応力 σ_y およびヤング率 E は材料試験の結果であり，それらの値を用いて降伏水平変位 δ_y および降伏水平荷重 H_y を算出し，軸力比 P/P_y は II 種地盤として算出した。また，3 章と同様に径厚比パラメータ R_t は公称値に加え，括弧内に実験値を併記した。

2 種類の供試体を区別するため，ダイアフラムの無い供試体を U シリーズ(Unstiffened)，ダイアフラムが有る供試体を S シリーズ(Stiffened)と表記する。

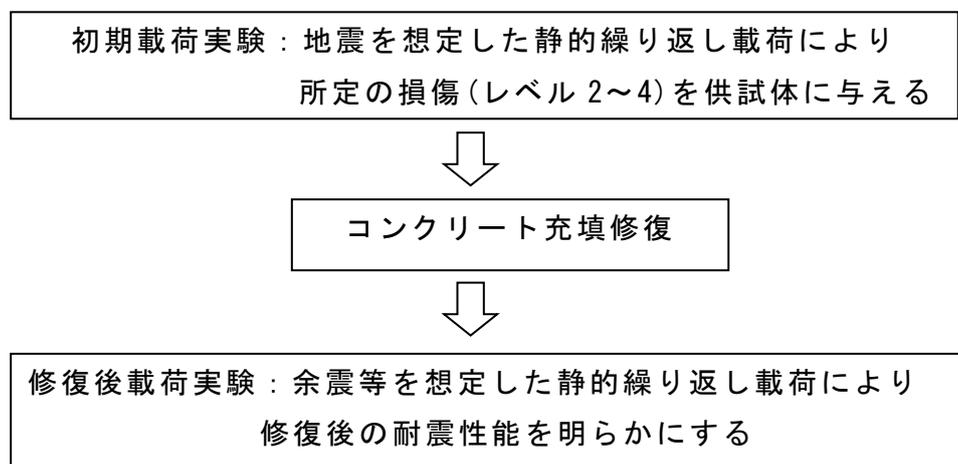
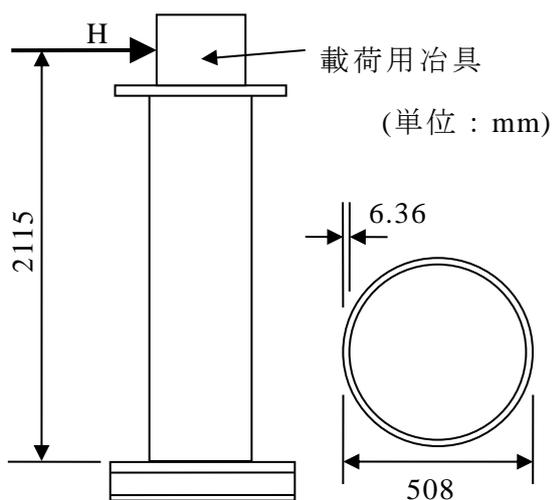
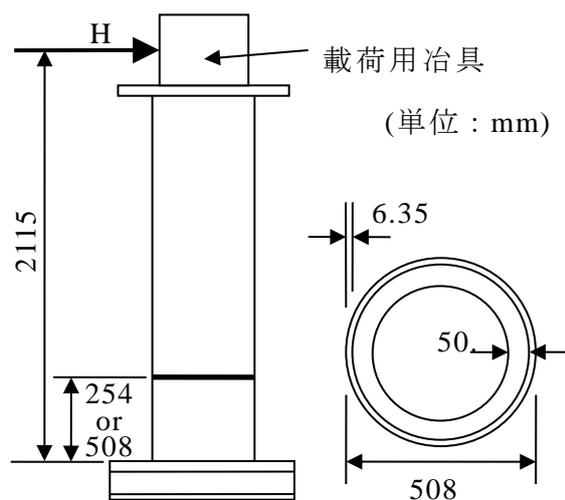


図-4.1 実験手順



(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.2 実験供試体 (U シリーズ)



(a) 側面図 (b) 断面

図-4.3 実験供試体 (S シリーズ)

表-4.1 供試体諸元 (損傷前)

	U シリーズ	S シリーズ
鋼種	STK400	
載荷点高さ h (mm)	2115	
外径 D (mm)	508	
板厚 t (mm)	6.36	6.35
ダイアフラム	無し	あり
ダイアフラム設置高さ a (mm)	—	254 or 508 (0.5D or 1.0D)
ダイアフラム幅 b_d (mm)	—	50.0
ダイアフラム板厚 t_d (mm)	—	9.0
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	342	325
ヤング率 E (kN/mm ²)	207	206
径厚比パラメータ R_t	0.077 (0.109)	0.077 (0.104)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.309	0.302
降伏水平変位 δ_y (mm)	8.09	7.73
降伏水平荷重 H_y (kN)	167	159
軸力比 P/P_y	0.166	0.166

4.2.3 損傷レベルの定義

本章では，第2章において設定した損傷レベルのうち損傷レベル2，3および4に相当する損傷を供試体に与える．図-4.4に損傷レベルの設定方法について再掲する．各損傷レベルの供試体は，降伏水平変位 δ_y を基準とした漸増繰り返し載荷により，所定の荷重履歴(損傷)まで載荷を行う．また，損傷を与える際には，水平荷重除荷後の残留変位が $h/100$ 以下となるように調整して載荷を行った．

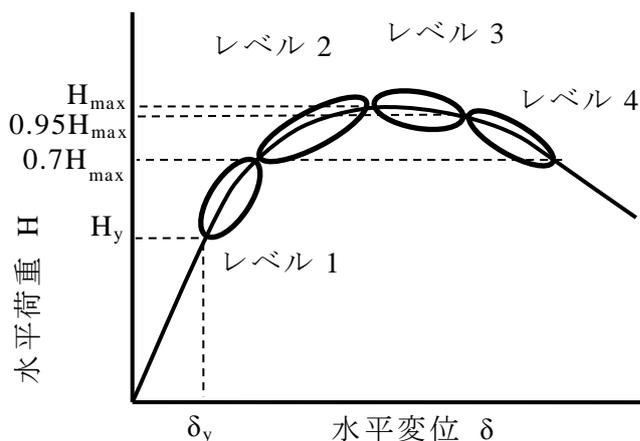


図-4.4 損傷レベルの設定

4.2.4 コンクリート充填修復方法

本章では修復方法として，コンクリート充填修復を用いる．鋼製橋脚にコンクリート充填修復を施す場合，コンクリートの充填高さおよび強度が重要なパラメータとなる．このうち強度については，道路橋示方書において，充填部の強度が充填部より上の鋼断面部と比較して著しく大きくなることを避けるため，低強度のコンクリートを用いるのが良いとされている⁶⁾．また，既往の研究および前章までの実験においても低強度のコンクリートで十分な修復効果が得られた^{3),4),7)}．

一方，コンクリート充填高さについては第3章の実験において，損傷レベル4に相当する比較的大きな損傷を有する円形断面鋼製橋脚に対し，直径の1.5倍(1.5D)の高さまでコンクリートを充填することで高い修復効果が得られた．しかし，損傷レベル2，3のような最大水平荷重付近までの荷重履歴を有する橋脚では，損傷レベル4と比べて橋脚基部の残存耐力が大きく，充填高さが1.5Dより低い場合でも十分な修復効果が得られると考えられる．文献5)では，損傷レベル1~4に相当する矩形断面鋼製橋脚に対しコンクリート充填修復を行い，充填率が柱高さに対して20%と低い場合でも優れた修復効果を得ることができた．これは，ダイヤフラ

ムにより充填コンクリートが拘束され、最大耐力後も座屈の進行が抑制されるためと考えられる。同様に、円形断面鋼製橋脚の場合でもダイヤフラムを設けることにより充填高さを低くすることが可能であると考えられる。第2章では、損傷レベル4に相当する円形断面鋼製橋脚に対し、ダイヤフラムに相当するものとしてジベルを設けた場合、充填高さが直径の0.5倍(0.5D)と低い場合でも優れた修復効果が得られた。

以上のことから本研究では、直径の1.0倍(1.0D)と0.5倍(0.5D)の2種類の充填高さでコンクリート充填修復を行う。実験供試体はダイヤフラムの有無でそれぞれ、損傷レベル毎に1.0Dと0.5Dを各1体とする。表-4.2に各供試体のコンクリート充填高さとコンクリート圧縮強度および材齢を示す。充填したコンクリートは呼び強度16N/mm²で、普通養生で28日以上経過したものを使用した。表中のコンクリート圧縮強度は、実際に載荷実験を行った時点で材料試験を行ったものである。

表-4.2 実験供試体一覧

ダイヤフラム	供試体名	損傷レベル	充填高さ	コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	材齢(日)
無し (Uシリーズ)	CL2-CF0.5D-U	2	0.5D	20.2	61
	CL2-CF1.0D-U		1.0D	19.1	63
	CL3-CF0.5D-U	3	0.5D	18.2	65
	CL3-CF1.0D-U		1.0D	21.0	84
	CL4-CF0.5D-U	4	0.5D	21.7	89
	CL4-CF1.0D-U		1.0D	21.8	93
あり (Sシリーズ)	CL2-CF0.5D-S	2	0.5D	16.9	48
	CL2-CF1.0D-S		1.0D	16.5	50
	CL3-CF0.5D-S	3	0.5D	17.9	59
	CL3-CF1.0D-S		1.0D	17.3	57
	CL4-CF0.5D-S	4	0.5D	18.1	52
	CL4-CF1.0D-S		1.0D	17.2	55

4.2.5 実験装置および荷方法

実験荷装置は第3章で使用したものと同様の装置を用いる。荷パターンについても同様に降伏水平変位 δ_y を基準とした漸増繰り返し荷を行う。詳細については3.2.6 および 3.2.7 を参照されたい。

4.2.6 ひずみ計測位置

本研究では、図-4.5 に示すように、供試体の荷方向の圧縮および引張側に、座屈の影響する高さまで50mm間隔でひずみゲージを設置し、ひずみの計測を行った。

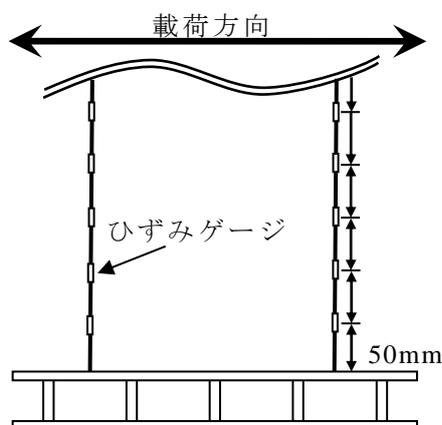


図-4.5 ひずみの計測位置

4.3 実験結果

4.3.1 局部座屈部のひずみ値と損傷レベルの関係

損傷前の供試体に対して、損傷レベル4に相当する損傷を与えた初期荷実験から得られたひずみ-水平変位関係を図-4.6 に示す。なお、図-4.7 に示すように、座屈部の上部、頂部および下部で計測されたひずみをそれぞれ ϵ_t 、 ϵ_m および ϵ_b とする。また、繰り返し荷により鋼断面には圧縮力と引張力が交互に作用するが、図-4.6 は圧縮力作用時の結果を示している。

図-4.6 より、損傷レベル2に相当する変位($3\delta_y$)では、ひずみの値は -10000μ 程度であり、これは目視でわずかに座屈が確認できる程度である。損傷レベル3に相当する変位($4\delta_y$)では、ひずみの値は -30000μ 程度であり、これは目視で座屈の進行が確認できる程度である。また、 $4\delta_y$ では座屈頂部の圧縮ひずみ(ϵ_m)が $3\delta_y$ よりも減少し、図-4.6(c)では 10000μ 程度の引張ひずみが生じていることが確認できる。これは、座屈の進行により、座屈の頂部付近で鋼断面が伸ばされる挙動を示すためである。損傷レベル4に相当する変位($5\delta_y$)では、圧縮ひずみは -70000μ 程度に達し、

座屈頂部における引張ひずみの値も 30000μ 以上に増加している。

以上のように、各損傷レベルにおける大まかなひずみ値を示した。ひずみ値は損所度合の判定資料として有効であると考えられる。しかし、本研究で利用したひずみゲージによるひずみの測定は、実物の橋脚では計測器の設置やコストの問題が生じるため、橋脚のひずみ測定方法の検討が今後の課題であると言える。

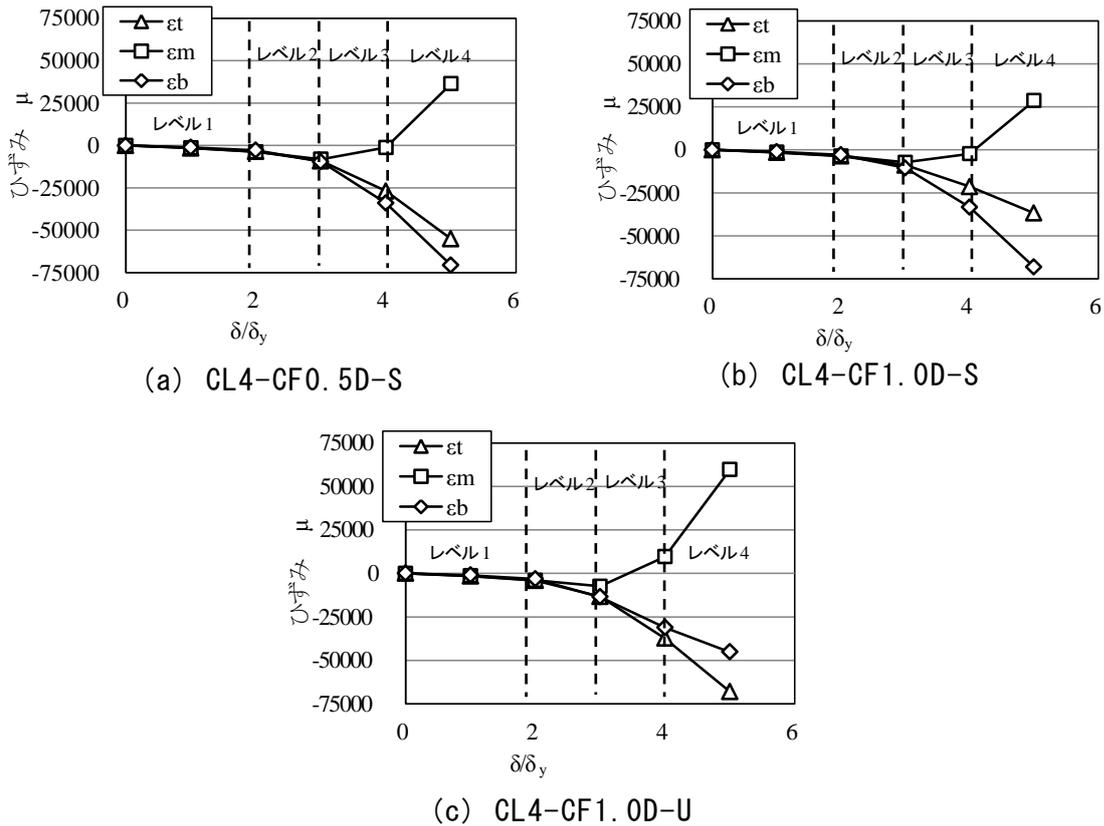


図-4.6 損傷レベル毎のひずみ値の分布

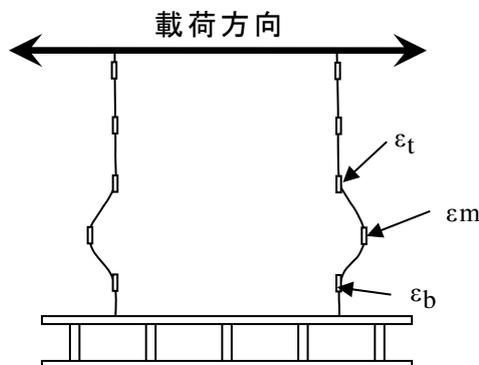


図-4.7 座屈部のひずみ測定位置

4.3.2 供試体の損傷状況

実験後の供試体の損傷状況を図-4.8に示す。ダイアフラムが有る場合では、損傷形態は、損傷レベルおよびコンクリート充填高さにより異なり、大きく次の3つの損傷タイプに分けられる。損傷タイプについて以下に示す。また、参考値として各損傷タイプにおけるひずみ値についても述べる。なお、修復後の実験で生じたひずみ値については、修復後の実験開始時にひずみゲージのイニシャル測定を行っている。

(1) 損傷タイプ A

このタイプは図-4.8(a)に示すように、コンクリート充填部では座屈は進行せず、充填部直上に新たに座屈が発生したケースである。損傷レベル2のように、基部にある程度の耐力が残っている橋脚に対して、充填高さが低い場合にこのような損傷が生じた。これは、コンクリート充填部の強度が著しく増加し、充填部が基部と同様の働きをすると考えられる。最大水平荷重は損傷前と比較して増加し、相対的に弱くなった充填部直上で座屈が生じた。このような場合には、コンクリート無充填部に損傷が集中するため、損傷前以上の変形性能は期待できない。このタイプには損傷レベル2の充填高さ0.5D (CL2-CF0.5D-S)が該当した。損傷タイプAのように、修復箇所の強度が著しく増加した場合、本来損傷が生じるべき部位ではなく、想定外の部位に損傷が生じる可能性がある。そのため、修復後であっても、そのような損傷は避けるべきであると考えられる。充填部に生じた座屈部では、圧縮ひずみは最大でも -10000μ 程度であり、最大水平荷重到達後も増加することは無かった。一方で、充填部直上の鋼断面部では、最大水平荷重到達直後のサイクルから圧縮ひずみが著しく増加し、最大で -40000μ 程度まで達した。

(2) 損傷タイプ B

このタイプは図-4.8(b)に示すように、コンクリート充填部の座屈がさらに進行するとともに、充填部直上の鋼断面部でも座屈が発生したケースである。このタイプでは、最大水平荷重に到達する前の変位までは充填部でのみ座屈が進行し、最大水平荷重以降では充填部直上で新たに座屈が発生する損傷形態となった。これは、充填部で損傷が進行しているものの、座屈部の圧縮ひずみが -25000μ 程度に達して以降、ダイアフラムによる充填コンクリートの拘束効果により、充填部ではそれ以上損傷が進行しなくなる。この段階で、損傷タイプAと同様に、充填部が基部と同様の働きをするため、最大水平荷重は損傷前よりも高くなり、充填部直上でも座屈が発生したと考えられる。このタイプには損傷レベル2の充填高さ1.0D (CL2-CF1.0D-S)、損傷レベル3の充填高さ0.5D (L3-CF0.5D-S)、損傷レベル3の充填高さ1.0D (CL3-CF1.0D-S)が該当した。

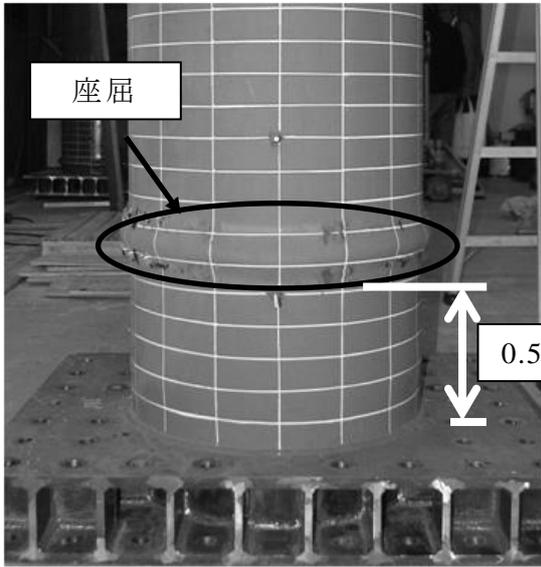
充填部において、座屈上部および下部では、最大 -25000μ 程度の圧縮ひずみが生

じ、座屈頂部では 100000μ 以上の引張ひずみが生じた。また、充填部直上の鋼断面
部では、最大 -50000μ 程度の圧縮ひずみおよび 25000μ 程度の引張ひずみが生じた。

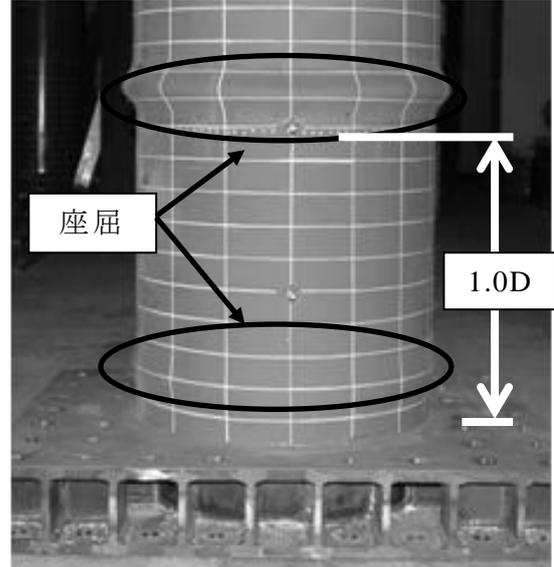
(3) 損傷タイプ C

このタイプは図-4.8(c)に示すようにコンクリート充填部で生じた座屈部のみでさらに座屈
が進行したケースである。これは、橋脚基部にある程度の損傷が生じているため、コンクリ
ート充填により充填部の強度が損傷前に対して著しく増加することなく、充填部と充填部よ
り上の鋼断面部の強度差が小さくなったためであると考えられる。このタイプには損傷レベ
ル 4 の充填高さ $0.5D$ (CL4-CF0.5D-S)、損傷レベル 4 の充填高さ $1.0D$ (CL4-CF1.0D-S)が該
当した。この損傷タイプでは、充填部に損傷が集中し、充填部におけるひずみの変動が著し
く、大変位レベルでは圧縮が -50000μ 、引張が 100000μ 以上のひずみ値を確認した。一方で、
充填部直上ではひずみの変動は小さく、 $10\delta_y$ 以降の大変位レベルでも -10000μ 程度にとどま
った。

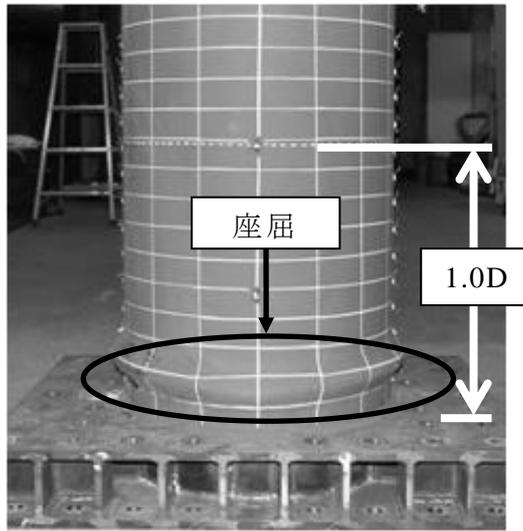
なお、Uシリーズの損傷形態は一様で、全ての供試体が損傷タイプ C に該当した。
これは、充填コンクリートのみの修復であり、ダイヤフラムによる鉛直方向の拘束
力が無いため、軸圧縮力作用時にこう断面部が沈み込むような形で最初に生じた座
屈が進行することとなり、損傷が充填部に集中したと考えられる。



(a) 損傷タイプ A
(CL2-CF0.5D-S)



(b) 損傷タイプ B
(CL2-CF1.0D-S)



(c) 損傷タイプ C
(CL4-CF1.0D-S)

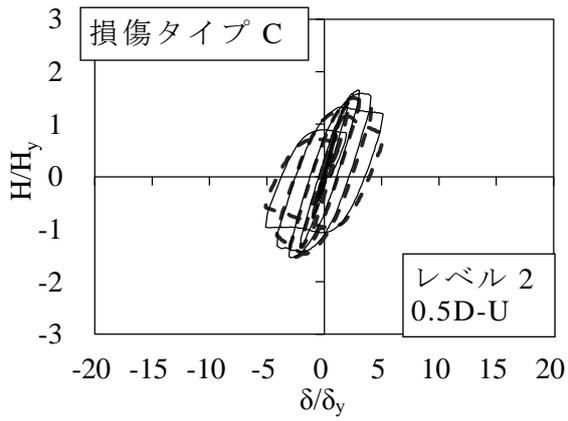
図-4.8 修復後の供試体損傷状況

4.3.3 水平荷重-水平変位履歴曲線

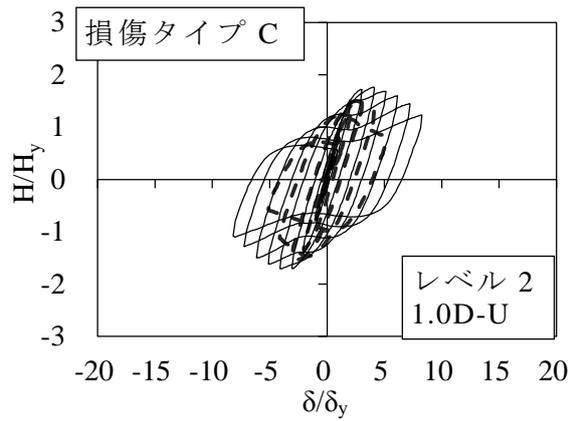
実験から得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を図-4.9 および図-4.10 に示す。なお、図の縦軸は降伏水平荷重 H_y 、横軸は降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化している。また、比較のために U シリーズでは 損傷レベル 4 の充填高さ 1.0D (CL4-CF1.0D-U)、S シリーズでは 損傷レベル 4 の充填高さ 1.0D (CL4-CF1.0D-S) の損傷前(無充填)の履歴曲線を破線で重ねて示す。

U シリーズでは、図-4.9(a)に示すように、損傷レベル 2 の充填高さが 0.5D の場合では、損傷前と似た履歴形状となった。同様の傾向は、図-4.9(c)、(e)に示す損傷レベル 3、4 の充填高さが 0.5D でも見られた。一方、図-4.9(d)に示す損傷レベル 2 の充填高さが 1.0D の場合では、RC 柱において見られるようなピンチング挙動が見られ、損傷前と比べて横に長い履歴形状となった。図-4.9(d)および (f)に示す損傷レベル 3、4 の充填高さが 1.0D でも同様の傾向が見られた。

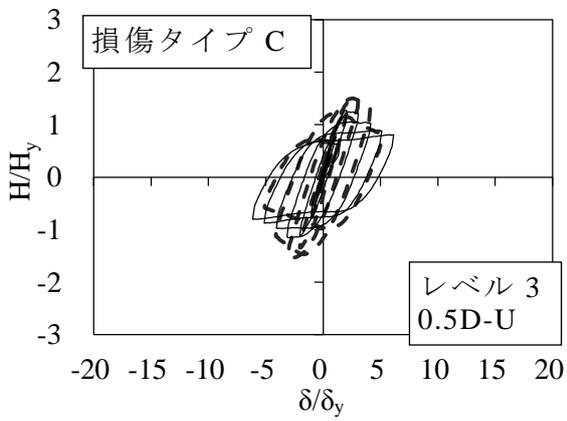
S シリーズでは、前項に示した損傷タイプと履歴形状に関係性が見られた。図-4.10(a)のように、損傷タイプ A に該当する損傷レベル 2 の充填高さ 0.5D (CL2-CF0.5D-S)では、損傷前に比べて最大水平荷重は大きく増加したが、履歴形状に大きな変化は無く、最大水平荷重到達後のサイクルで急激な荷重の低下が見られる。なお、損傷レベル 2 の充填高さ 1.0D (CL2-CF1.0D-S)、損傷レベル 3 の充填高さ 0.5D (CL3-CF0.5D-S)でも同様の傾向が見られた。これは、コンクリート充填部より上の鋼断面部に座屈が発生したことで、充填コンクリートによる座屈拘束効果が発揮されなかったためと考えられる。このような場合には、充填部と鋼断面部の強度差を緩和し、鋼断面部での座屈を防ぐための対策が必要である。図-4.10(d)のように、損傷タイプ B に該当する損傷レベル 3 の充填高さ 1.0D (CL3-CF1.0D-S)では、損傷前よりも大きな変位で最大水平荷重に到達し、横に長い履歴形状となった。図-4.10(f)のように、損傷タイプ C に該当する損傷レベル 4 の充填高さ 1.0D (CL4-CF1.0D-S)では、コンクリート充填部に発生した座屈部でのみ損傷が進行するため、最大水平荷重後の荷重の低下が著しく小さく、非常に優れた変形性能を示している。なお、損傷レベル 4 の充填高さ 0.5D (CL4-CF0.5D-S)でも同様の傾向が見られた。



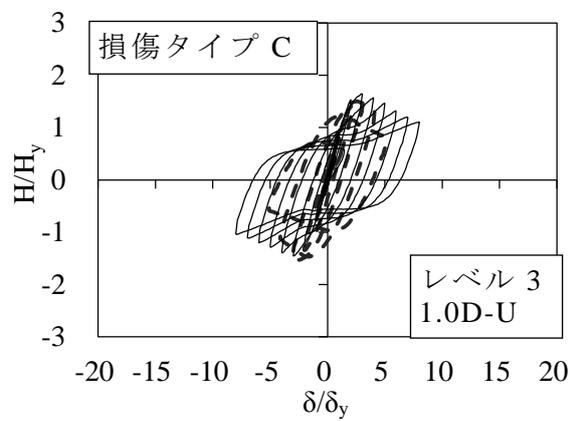
(a) CL2-CF0.5D-U



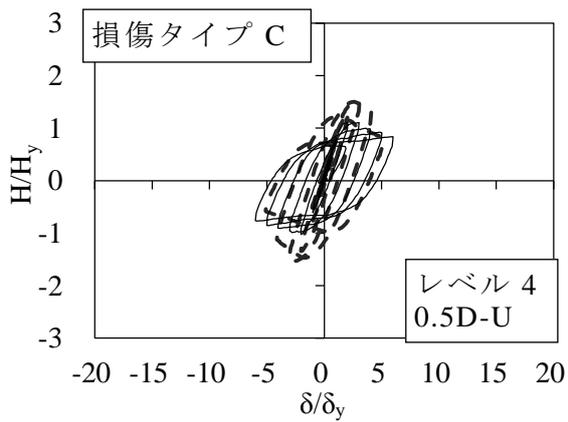
(b) CL2-CF1.0D-U



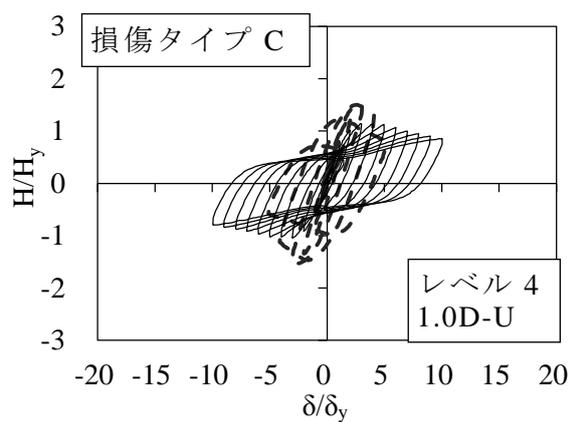
(c) CL3-CF0.5D-U



(d) CL3-CF1.0D-U

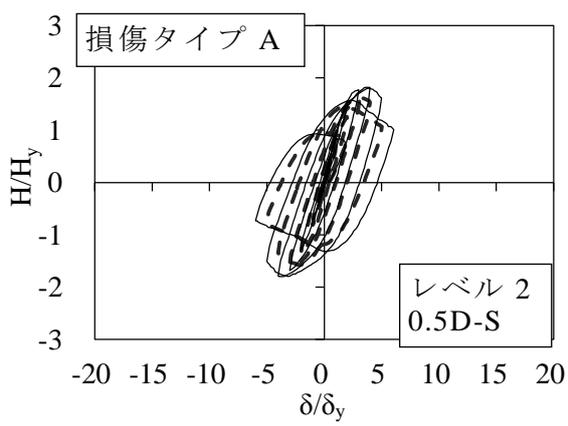


(e) CL4-CF0.5D-U

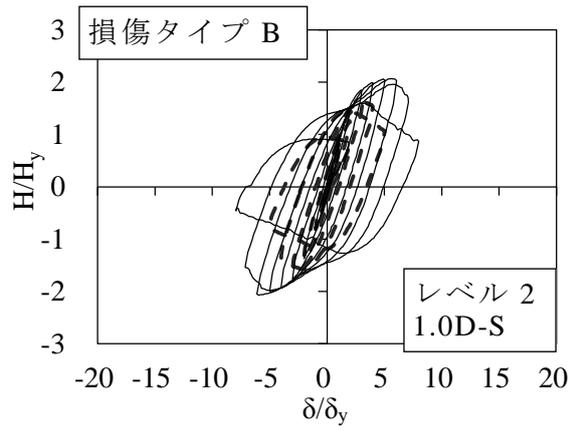


(f) CL4-CF1.0D-U

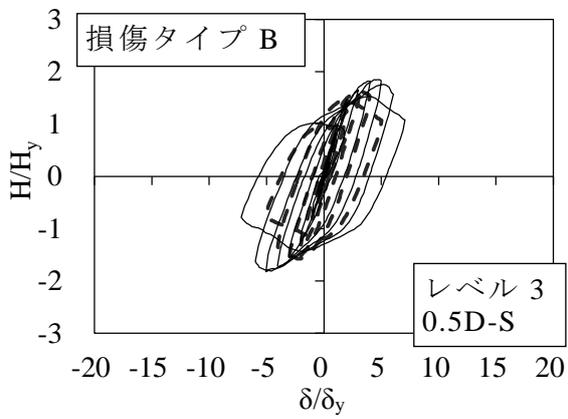
図-4.9 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Uシリーズ)



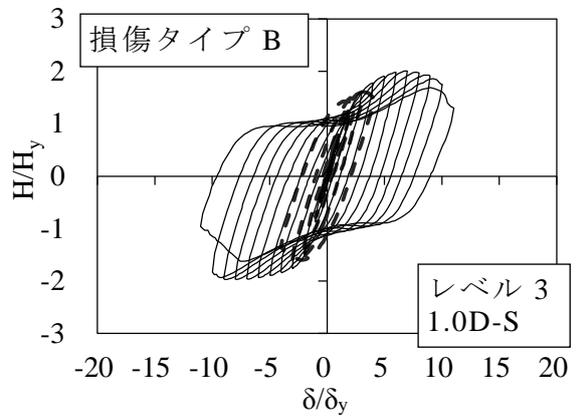
(a) CL2-CF0.5D-S



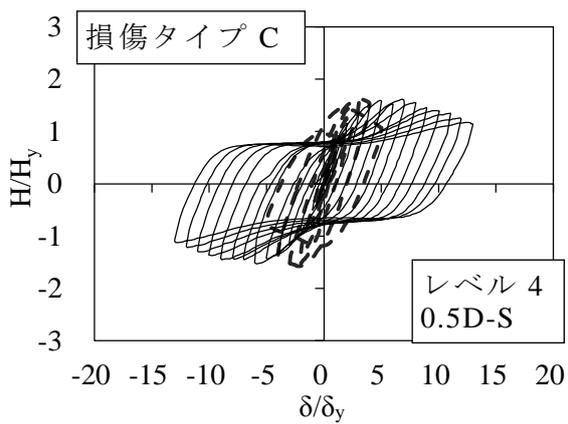
(b) CL2-CF1.0D-S



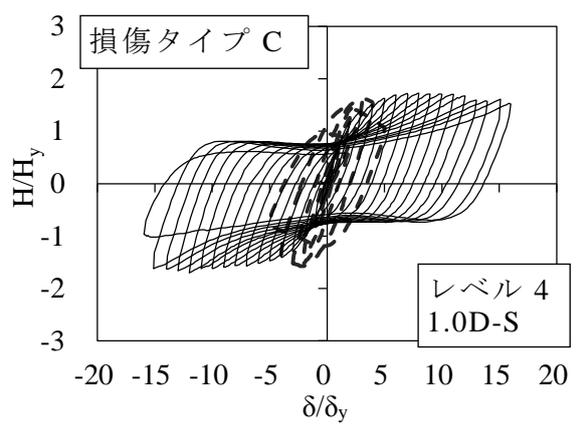
(c) CL3-CF0.5D-S



(d) CL3-CF1.0D-S



(e) CL4-CF0.5D-S



(f) CL4-CF1.0D-S

図-4.10 水平荷重-水平変位履歴曲線 (S シリーズ)

4.3.4 損傷レベルおよび修復方法の関係

図-4.11 に損傷レベル毎の包絡線を示す。また、比較のために初期載荷実験においての損傷レベル 4 まで載荷を行った結果(CL4-CF1.0D-U)を破線(図中の NEW)で示す。

図-4.11(a)に示す損傷レベル 2 では、充填高さが 0.5D の場合よりも 1.0D の方が最大水平荷重が高く、最大水平荷重に大きな変位で到達する結果となった。これは他の損傷レベルでも同様の傾向が見られた。U シリーズの充填高さ 0.5D の供試体(CL2-CF0.5D-U)では、損傷前とほぼ同様な曲線となり、その他の供試体では、損傷前に対して最大水平荷重が 10%以上高くなる結果となった。

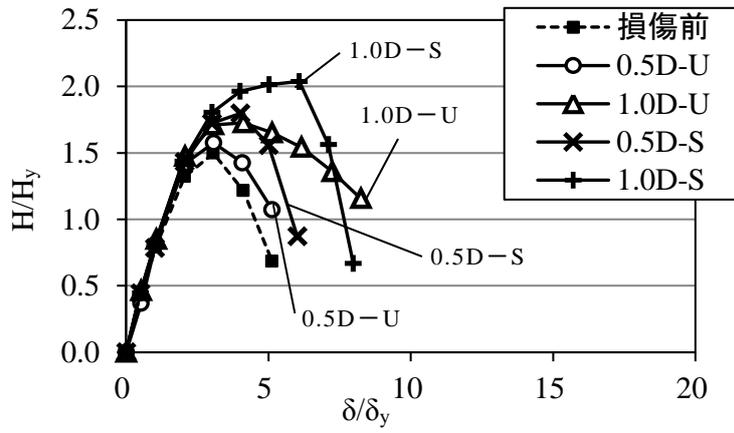
図-4.11(b)に示す損傷レベル 3 において、U シリーズの充填高さ 1.0D の場合では、損傷前と同等まで最大水平荷重が回復しているのに対し、0.5D の場合では 70%程度までの回復にとどまった。S シリーズでは、充填高さ 0.5D, 1.0D 共に損傷前に対してそれぞれ 14%および 23%高くなる結果となった。

図-4.11(c)に示す損傷レベル 4 において、U シリーズでは充填高さが 0.5D, 1.0D 共に最大水平荷重は損傷前に対して 70%程度となった。一方、S シリーズでは、充填高さが 0.5D, 1.0D 共に損傷前と同等まで回復する結果となった。

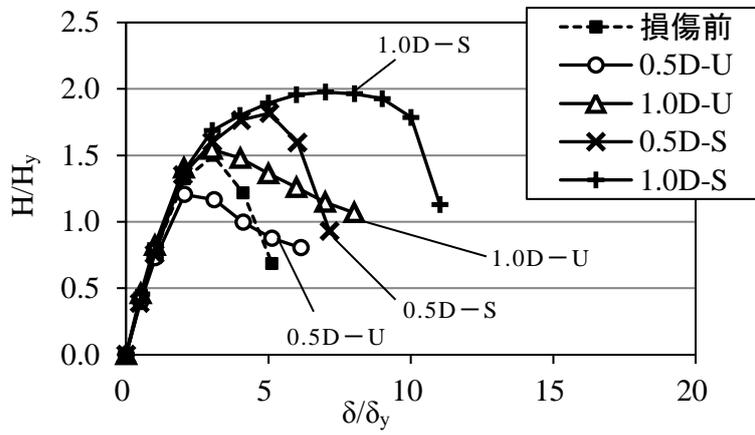
ダイアフラムの有無により比較すると、図-4.11 より、全ての損傷レベルにおいて、S シリーズの方が U シリーズに対して最大水平荷重が高く、さらに、大きな変位で最大水平荷重に到達する結果となった。

なお、S シリーズでは最大水平荷重到達後に荷重が急激に低下している供試体が多いことがわかる。これは損傷形態による影響で、前述したように、損傷タイプ A, B のようにコンクリート充填部直上の鋼断面部で座屈が発生した場合である。

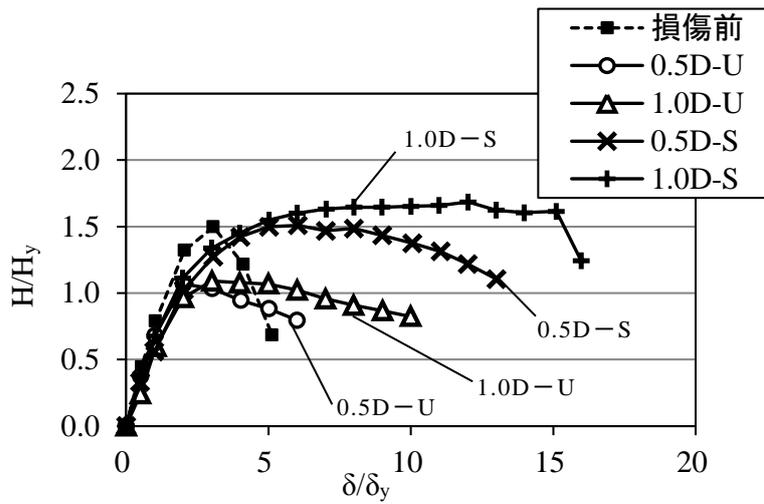
また、損傷タイプにより荷重が急激に低下する変位に違いが見られる。損傷タイプ A では、コンクリート充填部では損傷が進行せず、充填部直上の鋼断面部に損傷が集中するため、早い段階で荷重が低下する傾向が見られる。損傷タイプ B では、最大水平荷重付近まではコンクリート充填部で損傷が進行した後に充填部直上で損傷が進行する。そのため、損傷タイプ B では損傷タイプ A よりも大変位レベルにて急激な荷重の低下が発生する傾向が見られる。なお、損傷タイプ B に該当する損傷レベル 4 の充填高さ 0.5D (CL4-CF0.5D-S)では、充填部直上で座屈が発生する変位が大きく、損傷が進展する前に実験を終了したため、急激な荷重の低下は見られていない。



(a) 損傷レベル 2



(b) 損傷レベル 3



(c) 損傷レベル 4

図-4.11 包絡線

4.4 修復方法の評価

4.4.1 最大水平荷重および曲げ剛性による評価

表-4.3に損傷前および修復後の最大水平荷重と損傷前に対する修復後の最大水平荷重の比を示す。なお、損傷レベル2は最大水平荷重に達していないため、それぞれ損傷レベル3,4の損傷前供試体の平均値を用いている(表中*印)。Uシリーズの内、損傷レベル4の充填高さ0.5D(CL4-CF0.5D-U)では、損傷前の供試体に対して一方向載荷(pushover)により損傷を与えたため、評価の段階では損傷前の値に損傷レベル4の充填高さ1.0D(CL4-CF1.0D-U)の結果を用いている(表中**印)。また、表-4.4に修復前の保有剛性 K_1 および修復後の曲げ剛性 K_2 を示す。 K_1 および K_2 は損傷前の初期剛性 K_0 で無次元化した。ここで、 K_0 、 K_1 および K_2 は水平荷重-水平変位履歴の除荷域の傾きである。 K_0 は初期載荷実験の $1\delta_y$ 載荷後、 K_1 は初期載荷実験の最終サイクル、 K_2 は修復後載荷実験の $1\delta_y$ 載荷後の履歴から算出した。

表-4.3より、修復後の最大水平荷重で比較すると、Uシリーズでは損傷レベル2の充填高さ0.5D(CL2-CF0.5D-U)、損傷レベル3の充填高さ1.0D(CL3-CF1.0D-U)の2体は損傷前に対して10%以内となり、目標性能を満足する結果となった。また、損傷レベル2の充填高さ1.0D(CL2-CF1.0D-U)は16%増加している。一方で、損傷レベル3の充填高さ0.5D(CL3-CF0.5D-U)は21%、損傷レベル4の充填高さ0.5D(CL4-CF0.5D-U)は30%、損傷レベル4の充填高さ1.0D(CL4-CF1.0D-U)は28%減少している。Sシリーズでは、損傷レベル4の2体(CL4-CF0.5D-S、CL4-CF1.0D-S)が損傷前に対して10%以内となった。充填高さが0.5Dの供試体(CL2-CF0.5D-S、CL3-CF0.5D-S)では、それぞれ12%および14%増加しており、目標とする性能に近い結果となったが、いずれも損傷がコンクリート充填部直上に集中した(損傷タイプA)。一方、充填高さが1.0Dの供試体(CL2-CF1.0D-S、CL3-CF1.0D-S)では、それぞれ28%および23%増加する結果となった。

損傷前と比較して最大水平荷重が著しく増加することは、相対的に弱くなった支承部、フーチングおよびアンカーボルトなどの新たな部位に損傷が生じることも考えられる。そのため、特に損傷が小さい橋脚に対しては、充填高さを高くすることやダイヤフラムを設けることは望ましくないと考えられる。

修復後の剛性については表-4.4より、Uシリーズでは損傷レベル4の充填高さ1.0D(CL4-CF1.0D-U)の場合に損傷前に対して24%減とやや低い結果となったものの、その他の供試体で20%以内にまで回復しており、十分な修復効果が得られた。Sシリーズでは、損傷レベル4の充填高さ0.5Dおよび1.0D(CL4-CF0.5D-SおよびCL4-CF1.0D-S)では、損傷前に対して約20%、その他の供試体においては10%以内にまで回復している。

以上より、損傷レベル 2 に相当する比較的軽微な損傷に対しては、ダイアフラムを設けない場合では充填高さを 1.0D 以上、ダイアフラムを設ける場合では 0.5D 以上とすることで耐力が著しく増加してしまう恐れがある。

損傷レベル 3 に対しては、ダイアフラムを設けない場合は、充填高さが 0.5D では十分な耐力の回復は期待できないため、1.0D とすることが望ましい。また、ダイアフラムを設けた場合は最大水平荷重が過大に増加してしまう恐れがある。

損傷レベル 4 に対しては、ダイアフラムを設けない場合では、1.0D までの充填高さでは十分な最大水平荷重の回復は期待できない。一方、ダイアフラムを設ける場合は、充填高さを 0.5D とすることで最大水平荷重は十分に回復する。

4.4.2 塑性率による評価

表-4.5 に損傷前および修復後の塑性率の一覧を示す。

修復後の塑性率は、U シリーズでは、充填高さが 0.5D の場合において、損傷前と同等まで回復し、充填高さが 1.0D の場合では、いずれの供試体も損傷前よりも向上した。S シリーズでは、全ての供試体において損傷前よりも向上し、特に、損傷レベル 3 および 4 の充填高さ 1.0D の場合(CL3-CF1.0D-S および CL4-CF1.0D-S) は、それぞれ 272%、380%となり大きな向上が見られた。

ダイアフラムの無い円形断面鋼製橋脚では充填高さが 0.5D のように低い場合、充填コンクリートと鋼断面の接触面が少ないため摩擦力が小さくなり、座屈の進行が抑制できず、高い変形性能が得られないと考えられる。

ダイアフラムを設けた場合では、充填部で損傷が進行する損傷タイプでは変形性能が大きく向上する(損傷タイプ B および損傷タイプ C)。これは、ダイアフラムがあることにより、圧縮力の一部を充填コンクリートが受け持つことで、損傷の進行が緩やかになるためと考えられる。一方、損傷タイプ A となった場合は塑性率大きな向上は期待できない。すなわち、鋼製橋脚の損傷が比較的軽微な場合においては、コンクリート充填部より上の鋼断面部に新たに座屈が生じることで、高い変形性能が得られない場合がある。

表-4.3 最大水平荷重

供試体名	損傷前 H_{max}/H_y	修復後 H_{max}/H_y	修復後／損傷前
CL2-CF0.5D-U	1.50*	1.60	1.07
CL2-CF1.0D-U	1.50*	1.74	1.16
CL3-CF0.5D-U	1.54	1.21	0.79
CL3-CF1.0D-U	1.42	1.55	1.09
CL4-CF0.5D-U	1.52**	1.07	0.70
CL4-CF1.0D-U	1.52	1.09	0.72
CL2-CF0.5D-S	1.61*	1.81	1.12
CL2-CF1.0D-S	1.61*	2.07	1.28
CL3-CF0.5D-S	1.62	1.84	1.14
CL3-CF1.0D-S	1.62	1.99	1.23
CL4-CF0.5D-S	1.62	1.57	0.97
CL4-CF1.0D-S	1.60	1.71	1.07

表-4.4 修復前保有剛性および修復後初期剛性

供試体名	修復前保有剛性 K_1/K_0	修復後保有剛性 K_2/K_0
CL2-CF0.5D-U	0.96	1.02
CL2-CF1.0D-U	0.94	1.00
CL3-CF0.5D-U	0.87	0.95
CL3-CF1.0D-U	0.83	1.05
CL4-CF0.5D-U	0.59**	0.84**
CL4-CF1.0D-U	0.59	0.76
CL2-CF0.5D-S	0.94	0.96
CL2-CF1.0D-S	0.92	1.00
CL3-CF0.5D-S	0.85	0.93
CL3-CF1.0D-S	0.83	0.98
CL4-CF0.5D-S	0.69	0.79
CL4-CF1.0D-S	0.62	0.90

表-4.5 塑性率

供試体名	損傷前	修復後	修復後／損傷前
CL2-CF0.5D-U	3.54 [*]	3.46	0.98
CL2-CF1.0D-U	3.54 [*]	5.16	1.46
CL3-CF0.5D-U	3.28	3.19	0.97
CL3-CF1.0D-U	3.10	4.05	1.31
CL4-CF0.5D-U	3.27 ^{**}	3.25	1.00
CL4-CF1.0D-U	3.27	5.66	1.73
CL2-CF0.5D-S	3.37 [*]	4.32	1.28
CL2-CF1.0D-S	3.37 [*]	6.24	1.85
CL3-CF0.5D-S	3.32	5.37	1.62
CL3-CF1.0D-S	3.40	9.24	2.72
CL4-CF0.5D-S	3.34	6.40	1.92
CL4-CF1.0D-S	3.40	12.93	3.80

4.5 まとめ

本章では、地震により発生することが予想される、比較的軽微な損傷(損傷レベル 2 および 3)に対する適切な修復方法を提案することを目的として、損傷レベル 2~4 までの異なる損傷を有する円形断面鋼製橋脚に対して、充填高さおよびダイアフラムの有無を変えてコンクリート充填修復を行った。修復後の耐震性能および損傷形態を明らかにし、各損傷レベルにおける効果的な修復方法を示した。以下に本章で得られた結論をまとめる

1. 最大水平荷重を超えない程度の損傷レベル 2 では、ダイアフラムを設けず、0.5D までコンクリートを充填することで、十分な修復効果が期待できる。ダイアフラムを設置した場合および 1.0D まで充填した場合には最大水平荷重が 10% を超えて増加するため望ましくない。
2. 損傷レベル 3 では、ダイアフラムを設けない場合では充填高さを 1.0D とすることで十分な最大水平荷重の回復および変形性能の向上が可能であることを示した。ダイアフラムを設ける場合では、最大水平荷重が大幅に増加し、充填部より上の鋼断面部で座屈が生じてしまうため望ましくない。
3. 以上のように、橋脚の損傷レベルにより充填高さおよびダイアフラムの有無を適切に選択しなければ、効果的な修復方法とはなりえない。本章で使用した、薄肉の断面($R_t=0.077$)を有する橋脚の場合、比較的軽微な損傷については、最大水平荷重の大幅な増加および充填部より上での損傷を避けるため、ダイアフラムを設置せず、損傷レベル 2 では充填高さ 0.5D、損傷レベル 3 では 1.0D 程度とすることで、十分な耐震性能(最大水平荷重 $\pm 10\%$ および曲げ剛性 $\pm 20\%$)まで回復することができる。損傷レベル 4 についてはダイアフラムを設置するか、3 章で示したように 1.5D 程度の高さまで充填することで、高い修復効果が期待できる。

参考文献

- 1) 青木徹彦, 山田将樹, 林幸司: 地震時破損後に補修した橋脚モデルの耐震載荷実験と耐震設計の考え方, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会・構造工学委員会, pp.101-106, 1997.3.
- 2) 鈴木森晶, 青木徹彦, 野村和弘: 簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.135-142, 2000.3.
- 3) M Suzuki, H Omatsu, A Imanaka, T Aoki: Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake, International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESMENT, MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298, December 2005.
- 4) 尾松大道, 鈴木森晶, 青木徹彦: 損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.445-453, 2006.3.
- 5) 嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦: 損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.484-492, 2013.3.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書. 同解説 V耐震設計編, 2012.3.
- 7) 嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦: 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 277-289, 2012.3.

第5章 径厚比および損傷度合が異なる円形断面鋼製橋脚に対する コンクリート充填修復と耐震性能

5.1 まえがき

前章までに、地震により基部に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を対象に早期復旧が可能な修復方法について検討してきた。第3章では、コンクリート充填、鋼板巻き立ておよび補剛材溶接といった修復方法の提案を行い、その修復効果について実験的な検討を行った。さらに、第4章において、損傷度合の異なる円形断面鋼製橋脚に対するコンクリート充填修復の効果について検討した。この中で同様の修復方法を用いた場合においても損傷度合により修復後の耐震性能および損傷形態が大きく異なり、損傷度合に合わせて適切に修復方法を選択する必要があることを示した。

前章までに、コンクリート充填による修復が有効な手法であることを示したが、実際に実橋脚の修復として適用するためには、対象となる鋼製橋脚の構造パラメータを考慮することが重要である。第3章においては、同様の修復方法でも円形断面鋼製橋脚の径厚比パラメータにより修復効果に違いがみられた。しかし、ここで対象とした供試体は損傷が極めて大きく(損傷レベル4相当)、比較的軽微な損傷についても検討する必要がある。

そこで本章では、現行基準の範囲のうち設計年次が古く、板厚の比較的薄い橋脚を中心に、径厚比パラメータが異なる円形断面鋼製橋脚を対象として、コンクリート充填修復を行い、修復後の耐震性能を明らかにする。橋脚の損傷の程度としては、最大耐力を超え、耐力がやや低下する程度の損傷(損傷レベル3相当)を想定し、コンクリート充填高さおよびダイヤフラムの有無を変えて修復を行うことで、径厚比パラメータが異なる場合について効果的な修復方法を示す。また、適切な修復方法を判断するための資料の提供を目的として、修復後の円形断面鋼製橋脚のひずみレベルに着目し、修復後の損傷形態との関係について示す。

5.2 実験計画

5.2.1 実験の流れ

実験は第4章と同様の手順で行う。はじめに地震力を想定した静的繰り返し載荷(初期載荷実験)により、供試体に所定の損傷を与える。その後、供試体にコンクリート充填修復を施す。さらに、規模の大きな余震等を想定し、同様の静的繰り返し載荷(修復後載荷実験)を再度行い、修復後の耐震性能を明らかにする。また、「損傷

前」,「修復前」および「修復後」の呼称についても同様である. 詳細は 4.2.1 を参照されたい.

5.2.2 実験供試体

本章では, 実物の 1/5 程度の大きさを想定した円形断面鋼製橋脚供試体を 12 体使用する. 表-5.1 に損傷前(設計時)の供試体諸元を示す. また, 供試体の基本的な形状は第 4 章と同様である. 供試体の概要図については, 図-4.2 および 4.3 を参照されたい. 表-5.1 の降伏応力 σ_y およびヤング率 E は材料試験結果を示している. 供試体はすべて外径 $D=609.6$ mm で, 板厚 t を変えることで径厚比パラメータ R_t を変化させた. 径厚比パラメータ R_t は式(5.1)により算出し, 2012 年版の道路橋示方書に示されるコンクリートを充填しない円形断面鋼製橋脚に対する適用範囲内($0.03 \leq R_t \leq 0.08$)とする. このうち, 適用範囲内の標準的な板厚から, 板厚の薄い領域に着目し, 0.078, 0.065 および 0.048 の 3 種類を設定した¹⁾. これは, 2 章でも述べたように, 既存の円形断面鋼製橋脚のうち, 設計年次の古い橋脚は現行基準内であっても比較的薄肉断面のものが多く, 地震により損傷が生じる可能性が高いからである. 表中には公称値($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$, $E=200\text{kN/mm}^2$)より算出した値に加え, 材料試験結果より算出した値を括弧内に併記する. 各径厚比パラメータごとにダイアフラムの有るものと無いものを用意し, ダイアフラムの位置はコンクリート充填高さに合わせ, 外径 D の 0.5 倍(305mm)および 1.0 倍(610mm)の高さに設置している.

橋脚の損傷度合いとしては, これまでに述べた 4 段階の損傷レベルのうち, 最大水平荷重到達後に荷重がやや低下する範囲の損傷レベル 3 を想定し, 供試体に損傷を与えるものとする. また, 地震後に鋼製橋脚に生じる残留水平変位については, 橋脚高さ h に対して $h/100$ 以下を想定しており, 損傷を与えた一度目の载荷において, 残留水平変位が $h/100$ 以下となるように調整し载荷を終了した.

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \quad (5.1)$$

ここで, R : 板厚中心位置の半径, t : 板厚, σ_y : 降伏応力, E : ヤング率, μ : ポアソン比である.

表-5.1 供試体諸元

鋼種	STK400		
外径 D (mm)	609.6		
載荷点高さ h (mm)	3460		
ダイアフラム板厚 t_D (mm)	9		
ダイアフラム幅 b_D (mm)	50		
ダイアフラムの位置 h_D (mm)	305 or 610		
板厚 t (mm)	7.5	8.9	11.9
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	348	355	360
ヤング率 E (kN/mm ²)	209	208	210
径厚比パラメータ R_t	0.078 (0.112)	0.065 (0.095)	0.049 (0.072)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.355	0.355	0.357
降伏水平荷重 H_y (kN)	183.8	223.0	296.7
降伏水平変位 δ_y (mm)	19.0	19.5	19.6
軸力比 P/P_y	0.129	0.128	0.128

5.2.3 コンクリート充填修復方法

修復方法は、充填高さおよびダイアフラムの有無をパラメータとしてコンクリート充填修復を行う。前章までに、損傷レベル3の場合、充填高さについては供試体外径 D の 1.0 倍(1.0D) 程度まで充填することで損傷前と同等の耐力まで回復させることができるという結果が得られている²⁾。また、充填高さ 1.5D 以上では損傷前と比べ、耐力の大幅な増加が考えられる。そのため、コンクリート充填高さは 1.0D および 0.5D の 2 種類とし、ダイアフラムの有無で計 4 種類の修復を行う。充填したコンクリートは呼び強度 16N/mm² で、普通養生で 28 日以上経過後に実験を行った。表-5.2 に供試体と修復方法の一覧および充填したコンクリートの圧縮強度と材齢を示す。第 4 章と同様に供試体名の-U(Unstiffened)はダイアフラムなし、-S(Stiffened)はダイアフラム有りを表す。なお、本研究では普通コンクリートを用いて実験を行っているが、余震に対応するためには施工後の早い段階で耐力を確保する必要があり、実際の応急復旧においては、早強ポルトランドセメントを使用するなどの対策が必要である。

表-5.2 供試体一覧

供試体名	R_t	充填高さ	ダイアフラム	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	材齢 (日)
T7.5-CF0.5D-U	0.078	0.5D	無し	20.8	48
T7.5-CF1.0D-U		1.0D		23.2	54
T7.5-CF0.5D-S		0.5D	あり	19.7	52
T7.5-CF1.0D-S		1.0D		22.8	55
T8.9-CF0.5D-U	0.065	0.5D	無し	21.7	48
T8.9-CF1.0D-U		1.0D		22.7	47
T8.9-CF0.5D-S		0.5D	あり	23.0	46
T8.9-CF1.0D-S		1.0D		23.9	45
T11.9-CF0.5D-U	0.049	0.5D	無し	19.8	49
T11.9-CF1.0D-U		1.0D		20.9	55
T11.9-CF0.5D-S		0.5D	あり	22.2	52
T11.9-CF1.0D-S		1.0D		21.0	48

5.2.4 実験装置および載荷方法

実験載荷装置は第3章および第4章で使用したものと同様の装置を用いる。載荷パターンについても同様に降伏水平変位 δ_y を基準とした漸増繰り返し載荷を行う。詳細については3.2.6および3.2.7を参照されたい。また、第4章と同様に、ひずみゲージによるひずみの計測を行った(4.2.6参照)。

5.3 実験結果

5.3.1 供試体損傷状況

初期載荷および修復後載荷実験終了時における供試体の損傷状況の例を図-5.1に示す。損傷前の供試体に対する一度目の載荷において各供試体は、水平荷重-水平変位関係および損傷形態についてほぼ同様な挙動を示し、すべての供試体(修復前)は図-5.1(a)のように柱基部に目視で確認できる程度の座屈が生じた。

一方で、図-5.1(b)～(d)に示すように修復後の損傷形態は、径厚比パラメータおよび修復方法により、異なる結果となった。前章まで、修復後の損傷形態を3つの損傷タイプに分類し評価してきた¹⁰⁾。本章ではすべての供試体がBおよびCの2つのタイプとなった。なお、比較のために第4章において見られた損傷タイプAの例を図-5.1(b)に示す。

a) 損傷タイプ A

板厚が薄く損傷が小さい供試体(損傷レベル 2)に対してダイアフラムを設置した場合、図-5.1(b)に示すように、コンクリート充填部では損傷が進行せず、充填部直上の鋼断面部に新たに座屈が発生した²⁾。

b) 損傷タイプ B

損傷レベル 3 に対してダイアフラムを設置した場合、標準的な板厚の供試体($R_t=0.049$)については充填高さ $0.5D$ 、板厚が薄い供試体($R_t=0.065$ および 0.078)については充填高さによらず、図-5.1(c)に示すように、コンクリート充填部の座屈がさらに進行し、充填部直上でも座屈が発生した。このタイプでは、最大水平荷重に到達する前の変位までは充填部でのみ座屈が進行し、最大水平荷重以降では充填部直上で新たに座屈が発生する損傷形態となった。

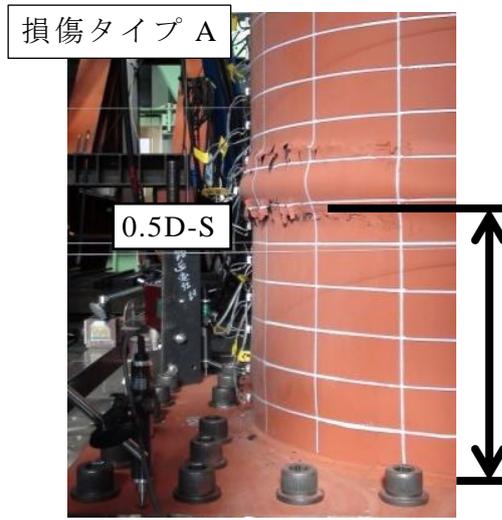
c) 損傷タイプ C

ダイアフラムを設置しない場合および標準的な板厚の供試体($R_t=0.049$)に対してダイアフラムを設置し、充填高さ $1.0D$ とした場合は図-5.1(d)に示すようにコンクリート充填部の座屈部のみでさらに損傷が進行した。



修復前

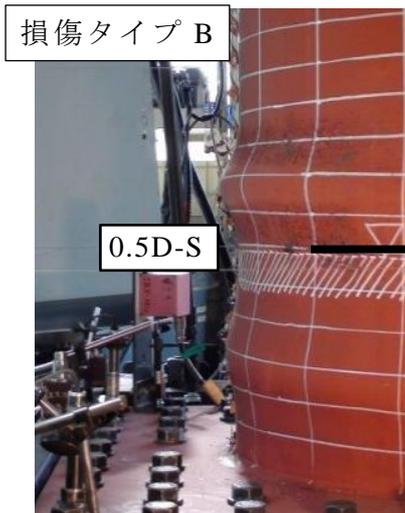
(a) 修復前
($R_t=0.049$, 損傷レベル 3)



損傷タイプ A

0.5D-S

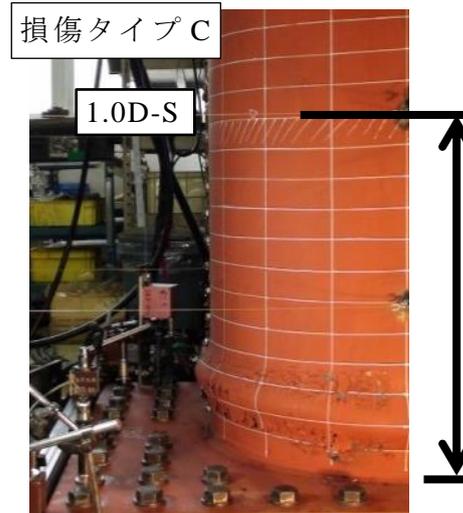
(b) 損傷タイプ A²⁾
($R_t=0.077$, 損傷レベル 2)



損傷タイプ B

0.5D-S

(c) 損傷タイプ B
($R_t=0.049$, 損傷レベル 3)



損傷タイプ C

1.0D-S

(d) 損傷タイプ C
($R_t=0.049$, 損傷レベル 3)

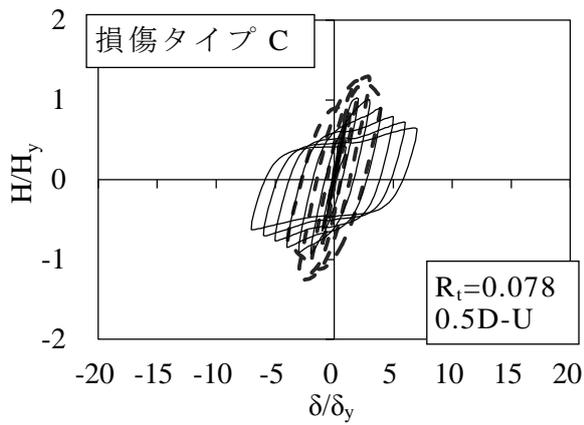
図-5.1 供試体損傷状況

5.3.2 水平荷重-水平変位履歴曲線

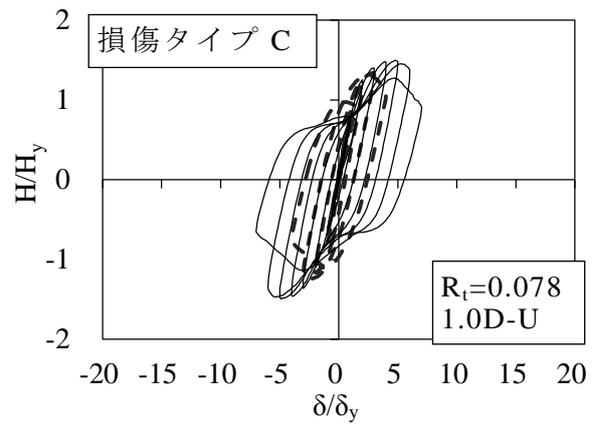
実験から得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を図-5.2 および図-5.3 に示す。比較のために初期載荷実験の履歴を破線、修復後載荷実験の履歴を実線で示す。なお、図の縦軸は降伏水平荷重 H_y 、横軸は降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化している。また、図中にそれぞれの損傷タイプを示す。

図-5.2 より、ダイアフラムなし(-U)の場合、修復後の履歴は最初の載荷時の履歴と比較して横に長いサドル型の履歴形状となり、最大水平荷重に到達するまでの水平変位が増加している。これは、座屈発生箇所において充填コンクリートに亀裂が生じ、RC柱と似た挙動を示したためと考えられる。板厚が薄い $R_t=0.078$ の場合、コンクリート充填高さ $0.5D$ では水平荷重の回復がほとんど見られず、小さな履歴となっているが、充填高さを $1.0D$ とすることで水平荷重の回復量が大きく増加している。一方で、 $R_t=0.065$ および $R_t=0.049$ の供試体では、水平荷重の回復量についてもやや増加しているが、 $R_t=0.078$ の場合ほど顕著な差はない。また、いずれの供試体についても、各サイクルの水平変位 $2\delta_y$ 付近で一度水平荷重が低下した後、再び上昇するピンチング挙動が見られた。これは充填高さ $1.0D$ の場合に、より顕著に見られた。以上に示すように、ダイアフラムなし(-U)の場合は充填高さが $0.5D$ では十分な修復効果が得られない。

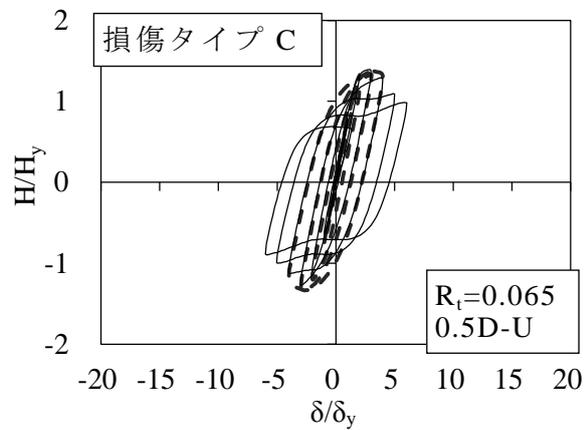
図-5.3 より、ダイアフラム有り(-S)の場合、径厚比パラメータの違いにより、履歴の形状が大きく異なる結果となった。板厚が薄い $R_t=0.078$ およびやや薄い $R_t=0.065$ の場合、充填高さによらずダイアフラムがない場合と同様にピンチング挙動が見られるが、最大水平荷重到達後の最終サイクルで急激に荷重が低下する履歴となっている。これは、コンクリート充填部より上の鋼断面部に新たな座屈が発生したことで、充填コンクリートによる座屈拘束効果が発揮されなかったためと考えられる。標準的な板厚の $R_t=0.049$ の場合、他と異なる履歴を示し、図-5.3(c)に示す充填高さ $0.5D$ では紡錘型の履歴を示し、最大荷重到達後は緩やかに荷重が低下している。これは、コンクリート充填部の座屈がさらに進行するとともに、充填部直上の鋼断面部でも座屈が発生し、損傷が集中しなかったためである。図-5.3(f)に示す充填高さ $1.0D$ では、ダイアフラムがない場合と同様の傾向を示したが、より荷重の低下が緩やかで、非常に安定した履歴となっている。これは、ダイアフラムより上に座屈が発生せず、軸圧縮力がコンクリートに伝達されたことで、座屈の進行を抑制したためと考えられる。以上より、 R_t が大きいほど、コンクリート充填部と鋼断面部の強度差が大きくなり、充填部より上で損傷が進行する可能性が高くなる。そのため、 R_t が大きい場合については、ダイアフラムを設置しない修復方法が望ましい。



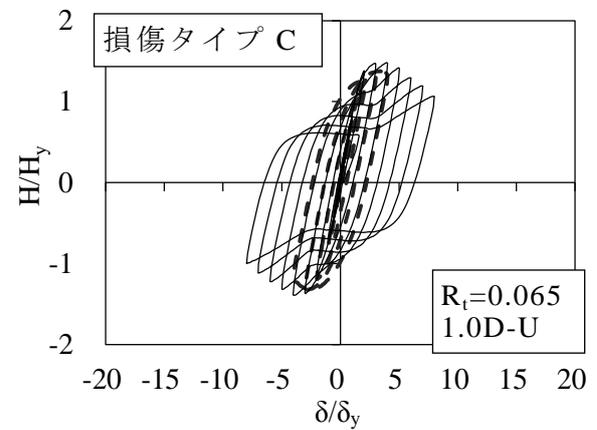
(a) T7.5-CF0.5D-U



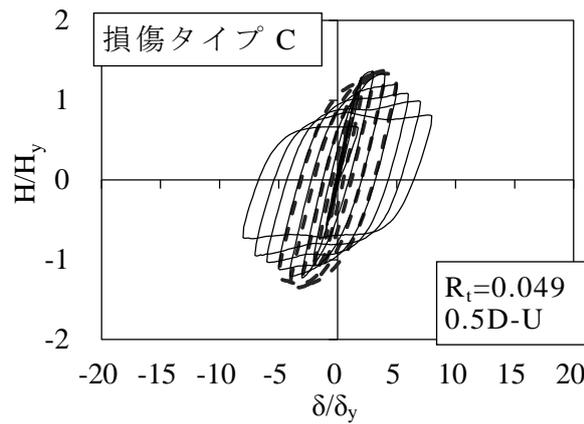
(d) T7.5-CF1.0D-U



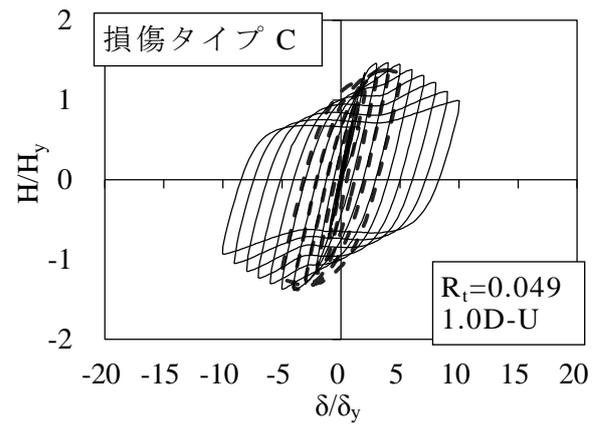
(b) T8.9-CF0.5D-U



(e) T8.9-CF1.0D-U

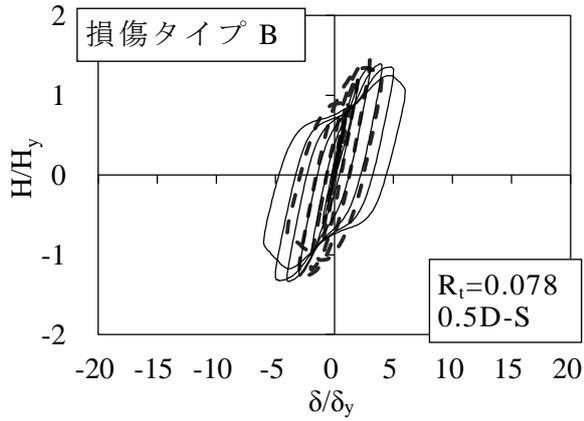


(c) T11.9-CF0.5D-U

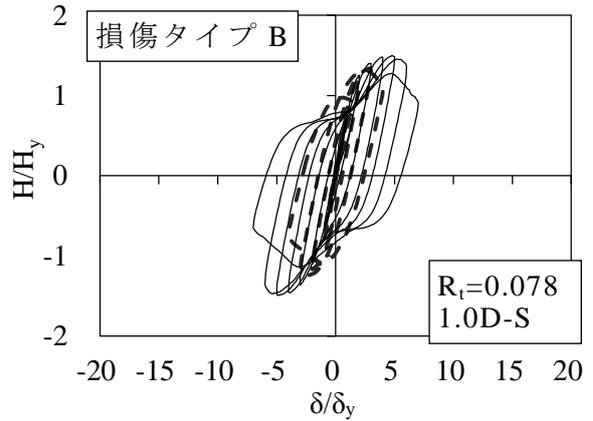


(f) T11.9-CF1.0D-U

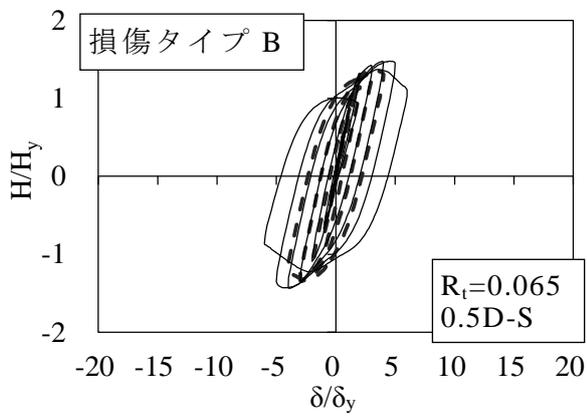
図-5.2 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Uシリーズ)



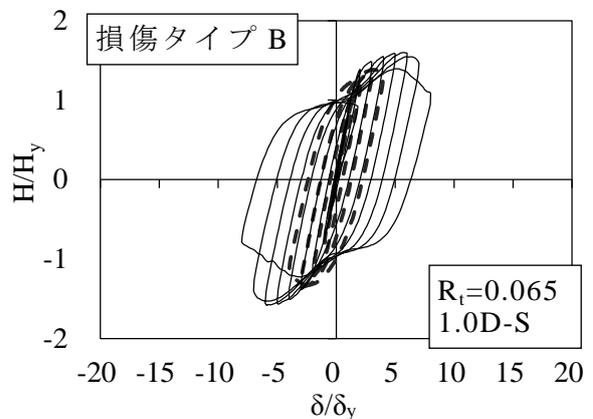
(a) T7.5-CF0.5D-S



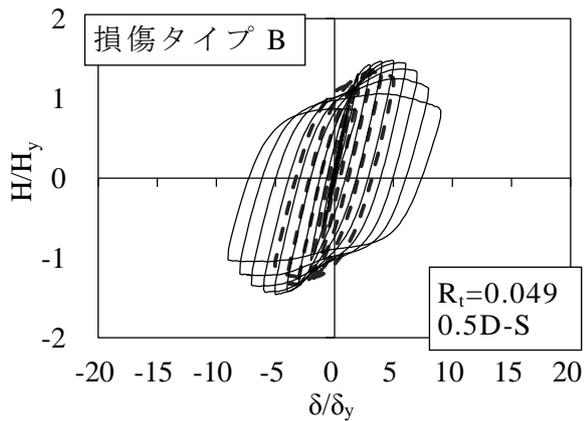
(d) T7.5-CF1.0D-S



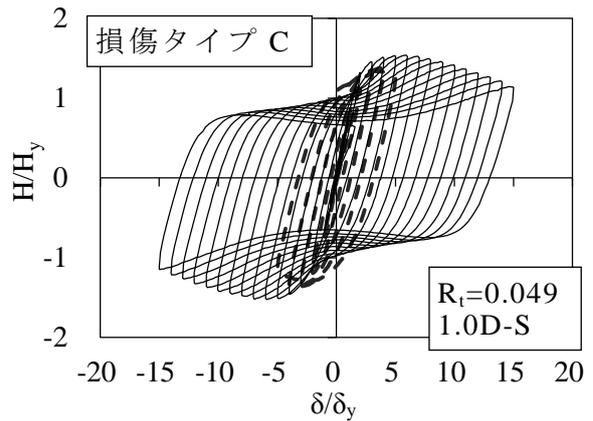
(b) T8.9-CF0.5D-S



(e) T8.9-CF1.0D-S



(c) T11.9-CF0.5D-S



(f) T11.9-CF1.0D-S

図-5.3 水平荷重-水平変位履歴曲線 (S シリーズ)

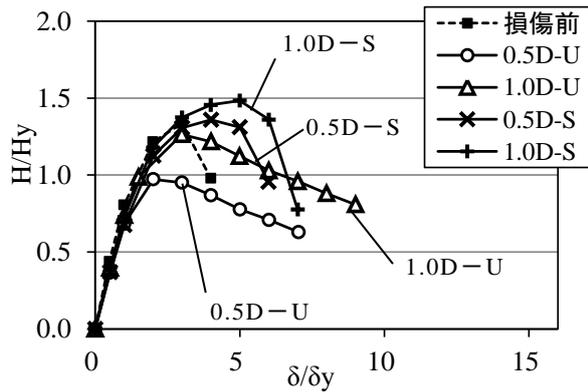
5.3.3 径厚比パラメータの違いによる比較

図-5.4 に水平荷重-水平変位履歴曲線の各サイクルの折り返し点を結んだ包絡線を径厚比パラメータごとに示す。また、表-5.3 に損傷前の最大水平荷重 H_{max} 、修復後の最大水平荷重 H_{max}' を降伏水平荷重 H_y で無次元化した値および損傷前と修復後の比を示す。表-5.4 に損傷前の塑性率 μ_{95} 、修復後の塑性率 μ_{95}' および損傷前と修復後の比を示す。本研究では最大水平荷重に達した後、最大水平荷重の 95% となった時の水平変位を δ_{95} とし、降伏水平変位 δ_y で無次元化した値を塑性率 μ_{95} として評価する。また、表-5.5 に修復前保有剛性 K_1 および修復後の初期剛性 K_2 を示す。 K_1 および K_2 は損傷前の初期剛性 K_0 で無次元化した。ここで、 K_0 、 K_1 および K_2 は水平荷重-水平変位履歴の除荷域の傾きである。 K_0 は初期載荷実験の $1\delta_y$ 載荷後、 K_1 は初期載荷実験の最終サイクル、 K_2 は修復後載荷実験の $1\delta_y$ 載荷後の履歴から算出した。

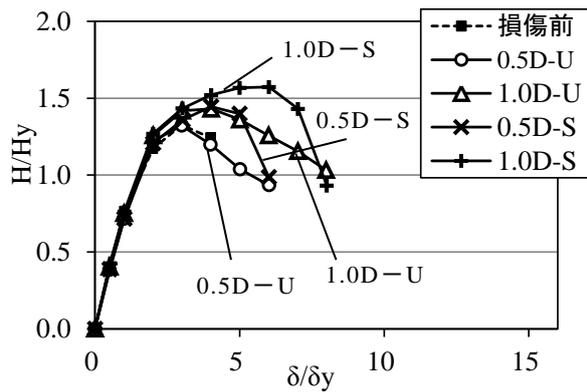
図-5.4 に示すように、ダイアフラムがない修復方法の場合、径厚比パラメータにより修復後の最大水平荷重に差が見られるが、最大水平荷重到達以降はよく似た傾向を示し、同じような傾きで荷重が低下していることが分かる。また、図-5.4(a) および表-5.3 より、 $R_t=0.078$ の場合、修復後の最大荷重は充填高さ $0.5D$ では 76% に留まっているが、 $1.0D$ では 99% まで回復しており、コンクリート充填高さの違いによる影響が顕著に見られる。これは充填高さが高いほど、充填コンクリートと鋼管の接触面が増加し、摩擦力によりコンクリートに伝達される軸力の割合が大きくなるためと考えられる。 $R_t=0.065$ および 0.049 の場合も、充填高さにより最大荷重に差が見られるが、いずれも損傷前の $\pm 10\%$ の範囲に入っており、充填高さの影響は板厚が薄い場合 ($R_t=0.078$) と比べると相対的に小さくなっている。塑性率について比較すると、表-5.4 より、充填高さ $0.5D$ では径厚比パラメータによらず損傷前と同程度であるが、 $1.0D$ では 30% 程度向上している。最大水平荷重の回復だけでなく、コンクリート充填による変形性能の向上を期待するのであれば、径厚比パラメータが小さい場合についても $1.0D$ 程度の高さまで充填するのが良いと考えられる。

ダイアフラムが有る場合は径厚比パラメータにより水平荷重の回復量と、最大水平荷重到達後の挙動に違いが見られた。図-5.4(a) および (b) に示すように、 $R_t=0.078$ および 0.065 は、ダイアフラムが有る場合には充填高さが異なることによって、最大水平荷重に大きな差が見られ、充填高さが $1.0D$ では最大水平荷重が損傷前と比較して著しく増加した。塑性率については $R_t=0.078$ の場合は $0.5D$ で 61%、 $1.0D$ で 77%、 $R_t=0.065$ の場合はそれぞれ 45%、87% 向上しているが、いずれの供試体も最大水平荷重到達後に急激な荷重の低下が見られた。 $R_t=0.049$ の場合は、充填高さによる最大水平荷重の差は小さく、荷重の急激な低下も見られない。特に充填高さ

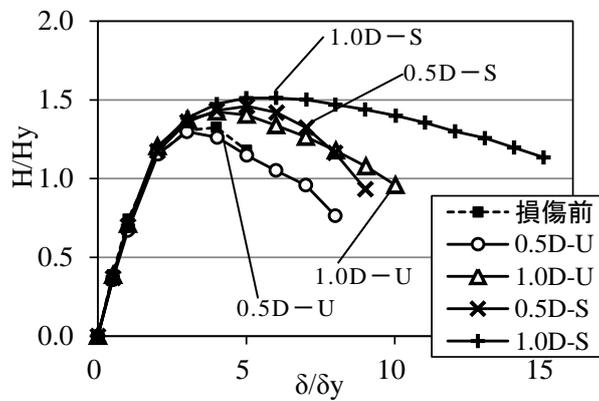
1.0D については塑性率が 80%以上向上しており、変形性能が大きく向上している。これはダイアフラムより下で損傷が進行したことで、軸力がコンクリートに伝達され、鋼管での軸力分担割合が減少し、座屈の進行が抑えられたためと考えられる。修復後の剛性については表-5.5 より、 $R_t=0.078$ については損傷前の初期剛性 K_0 に対して 80%程度であり、 $R_t=0.065$ および 0.049 に比べて剛性の回復量は小さくなっている。



(a) $R_t = 0.078$



(b) $R_t = 0.065$



(c) $R_t = 0.049$

図-5.4 包絡線（径厚比パラメータの比較）

表-5.3 最大水平荷重

供試体名	R_t	損傷前 H_{max}/H_y	修復後 H_{max}'/H_y	修復後 /損傷前
T7.5-CF0.5D-U	0.078	1.28	0.98	0.76
T7.5-CF1.0D-U		1.29	1.28	0.99
T7.5-CF0.5D-S		1.35	1.37	1.01
T7.5-CF1.0D-S		1.29	1.50	1.16
T8.9-CF0.5D-U	0.065	1.36	1.33	0.98
T8.9-CF1.0D-U		1.36	1.44	1.06
T8.9-CF0.5D-S		1.35	1.46	1.08
T8.9-CF1.0D-S		1.37	1.59	1.17
T11.9-CF0.5D-U	0.049	1.37	1.30	0.95
T11.9-CF1.0D-U		1.38	1.43	1.03
T11.9-CF0.5D-S		1.35	1.47	1.09
T11.9-CF1.0D-S		1.37	1.53	1.12

表-5.4 塑性率

供試体名	R_t	損傷前 μ_{95}	修復後 μ_{95}'	修復後 /損傷前
T7.5-CF0.5D-U	0.078	3.10	3.28	1.06
T7.5-CF1.0D-U		3.17	4.06	1.28
T7.5-CF0.5D-S		3.13	5.04	1.61
T7.5-CF1.0D-S		3.12	5.50	1.77
T8.9-CF0.5D-U	0.065	3.64	3.45	0.95
T8.9-CF1.0D-U		3.52	4.94	1.40
T8.9-CF0.5D-S		3.48	5.04	1.45
T8.9-CF1.0D-S		3.45	6.44	1.87
T11.9-CF0.5D-U	0.049	4.42	4.28	0.97
T11.9-CF1.0D-U		4.32	5.76	1.33
T11.9-CF0.5D-S		4.29	6.26	1.46
T11.9-CF1.0D-S		4.50	8.43	1.87

表-5.5 修復前保有剛性および修復後初期剛性

供試体名	R_t	修復前 保有剛性 K_1/K_0	修復後 保有剛性 K_2/K_0
T7.5-CF0.5D-U	0.078	0.72	0.78
T7.5-CF1.0D-U		0.73	0.80
T7.5-CF0.5D-S		0.72	0.81
T7.5-CF1.0D-S		0.74	0.88
T8.9-CF0.5D-U	0.065	0.82	0.95
T8.9-CF1.0D-U		0.82	0.99
T8.9-CF0.5D-S		0.83	0.95
T8.9-CF1.0D-S		0.86	1.00
T11.9-CF0.5D-U	0.049	0.75	0.87
T11.9-CF1.0D-U		0.84	0.89
T11.9-CF0.5D-S		0.79	0.97
T11.9-CF1.0D-S		0.76	0.95

5.4 ひずみ値の分布と損傷状況

ここでは第4章および5章において得られたひずみ値と損傷状況の関係についてまとめる。図-5.5～図-5.8に修復後の載荷実験の各サイクルにおける供試体の損傷状況および圧縮側のひずみ分布の代表的な例を示す。なお、ひずみ値は新品の供試体に対する初期載荷実験からの累積値として示してある。したがって、修復後の実験開始時のひずみ分布を $0\delta_y$ として表記しているが、これは、1度目の載荷が終了した時点のひずみ値と同一である。図の縦軸は供試体基部からの高さ、横軸はひずみ値とし、コンクリート充填高さ(Sシリーズにおいてはダイアフラム設置高さとも一致)を破線で示す。

図-5.5に損傷タイプAの例として、第4章で行った損傷レベル2、 $R_t=0.077$ 、充填高さ0.5D、Sシリーズ(CL2-CF0.5D-S)の結果を示す。 $0\delta_y$ 時のひずみ値は、最も大きい基部付近において-0.5%程度であり、座屈損傷は目視で確認できない程度である。 $3\delta_y$ においては基部付近のひずみ値が-1.0%程度、ダイアフラム直上が-0.5%程度、 $4\delta_y$ においては基部付近が-1.5%程度、ダイアフラム直上が-1.0%程度となり、基部付近のひずみ値がやや先行する形で増加している。第4章の図-4.10(a)の0.5D-Sの包絡線からも分かるように、この時点で最大荷重を迎えており、 $5\delta_y$ では、基部付近が-1.5%と変化が無いのに対して、ダイアフラム直上が-3.0%程度となりひずみ値が逆転している。その後、 $6\delta_y$ において基部付近のひずみ値は-1.0%程度に減少

し、ダイアフラム直上のひずみ値のみ増加する結果となった。充填高さ 1.0D の場合についても、0.5D の場合と同様に基部付近のひずみ値の減少が確認できた。

図-5.6 に損傷タイプ B の例として損傷レベル 3, $R_t=0.078$, 充填高さ 0.5D, S シリーズ(T8.9-CF0.5D-S)の結果を示す。この場合, $0\delta_y$ における基部付近のひずみ値は -2.0%程度であり, 最大荷重直後となる $5\delta_y$ までは基部付近のひずみが大きく増加し, -4.0%程度に達している。しかし, $6\delta_y$ になると基部付近のひずみ値はほとんど変化が見られないのに対し, ダイアフラム直上のひずみ値が急激に増加し始め, -1.5%程度となり, 同時に耐力の急激な低下も見られる。その後はダイアフラム直上の座屈が進行し, 最終的にひずみ値が逆転し, 崩壊に至っている。

図-5.7 より, 損傷レベル 3, $R_t=0.049$, 充填高さ 1.0D, S シリーズ (T11.9-CF1.0D-S) の場合, ひずみ値の増加がみられるのは基部付近のみである。ダイアフラムより上でのひずみ値の増加は 1%未満であり, 座屈変形も確認できなかった。 $4\delta_y$ においては基部から 200mm までのひずみ値が -4.0%程度に達し, その後大きく増加した。また, ひずみは基部から 200mm までの高さに集中している。

このタイプ C の特徴として, 図-5.3(f)に示したように, 最大荷重到達以降も急激な耐力の低下が無く, 変形性能も向上しており, 応急復旧後の余震に対しても十分耐えうると考えられる。

図-5.8 にはダイアフラムを設置しない場合の損傷状況およびひずみ分布の例として損傷レベル 2, $R_t=0.077$, 充填高さ 1.0D (CL2-CF1.0D-U)の結果を示す。損傷レベル 2 については $0\delta_y$ 時のひずみ値は -0.5%程度であり, 修復後の载荷においては, 载荷開始時のひずみ値の大きさに関係なく, 基部付近にひずみが集中している。また, 4 章の図-4.10(a)の 1.0D-U の包絡線からも分かるように, 最大荷重後の急激な耐力低下も見られない。なお, コンクリート充填高さおよび径厚比パラメータが異なる場合においても, 同様の傾向が見られた。無充填の供試体と比べひずみの進展は緩やかになっているが, ひずみの増加位置は変化していない。これは, ダイアフラムが無い場合は, 充填コンクリートに対して軸圧縮力がほとんど伝達されないためであると考えられる。

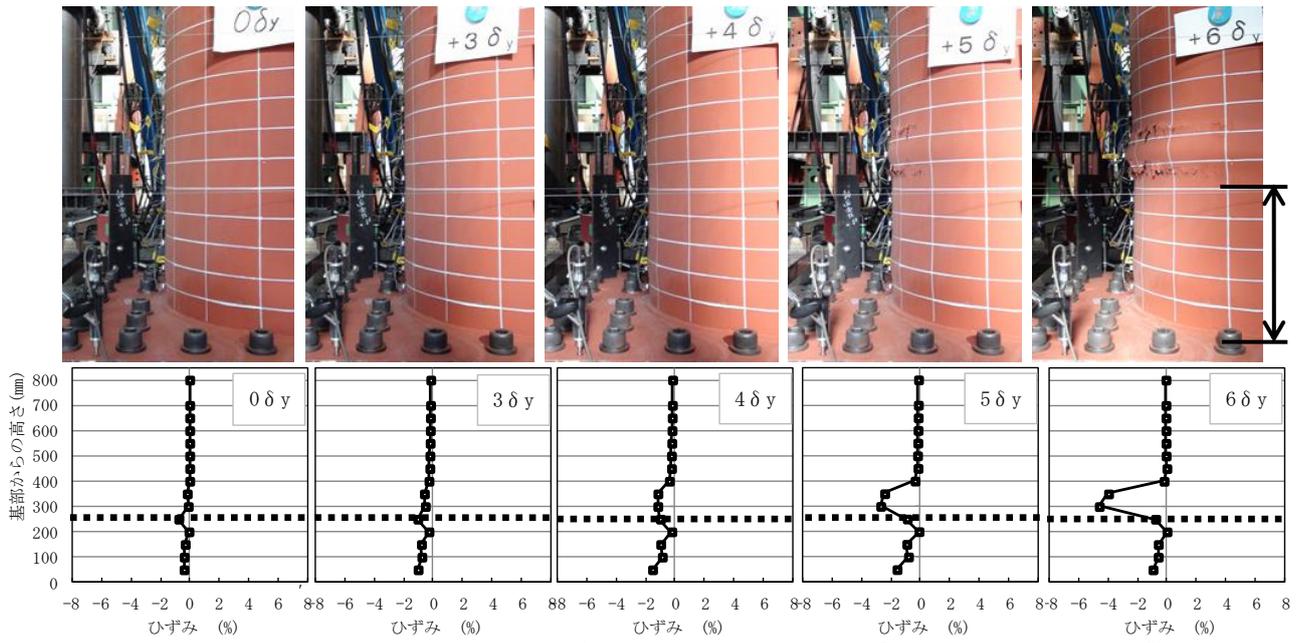


図-5.5 損傷状況およびひずみ分布 損傷タイプ A CL2-CF0.5D-S²
($3\delta_y$ - $6\delta_y$)

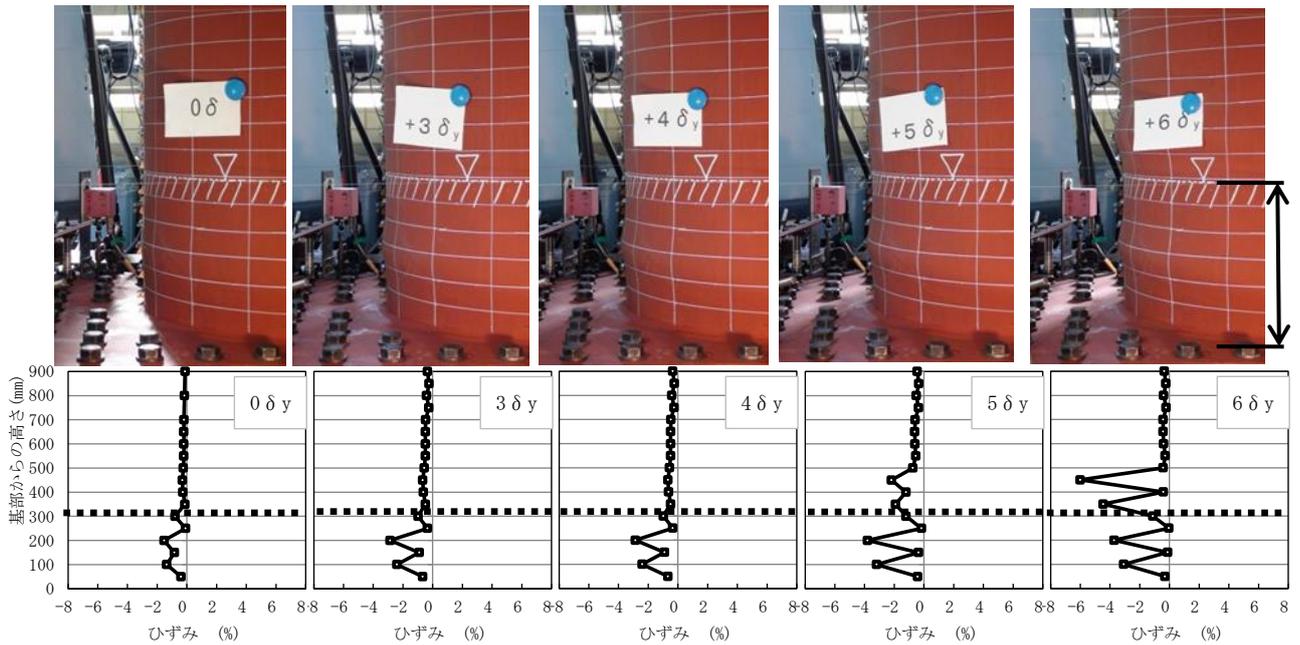


図-5.6 損傷状況およびひずみ分布 損傷タイプ B T8.9-CF0.5D-S
($3\delta_y$ - $6\delta_y$)

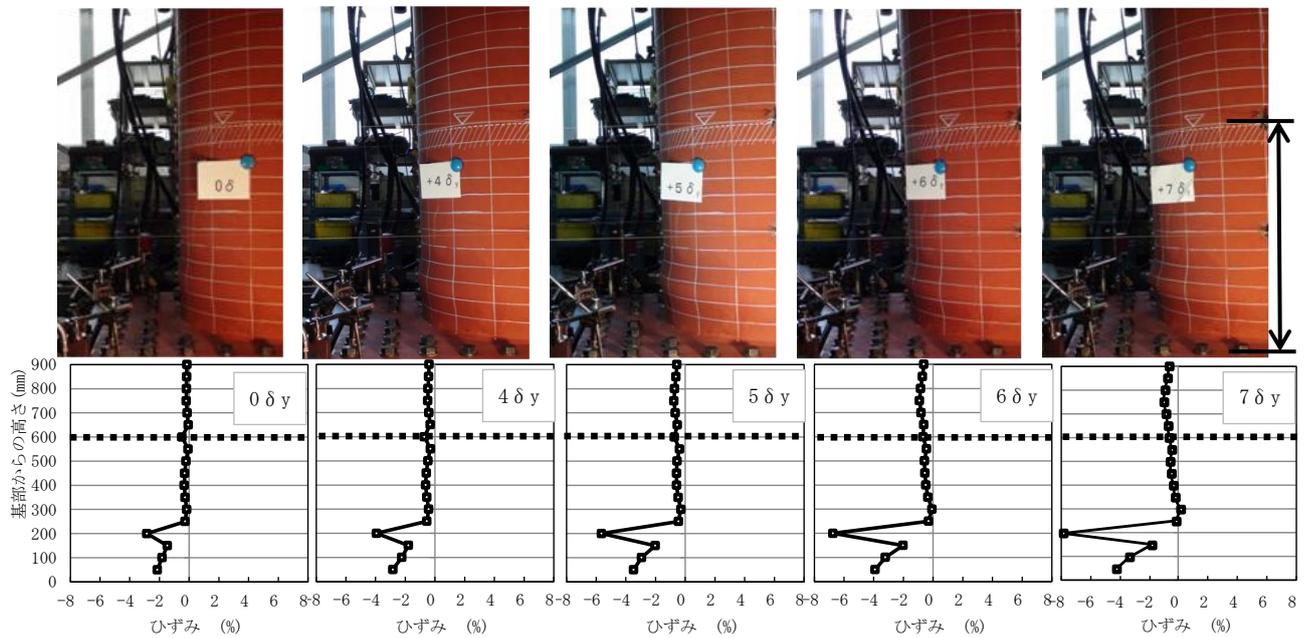


図-5.7 損傷状況およびひずみ分布 損傷タイプC T11.9-CF1.0D-S
($4\delta_y - 7\delta_y$)

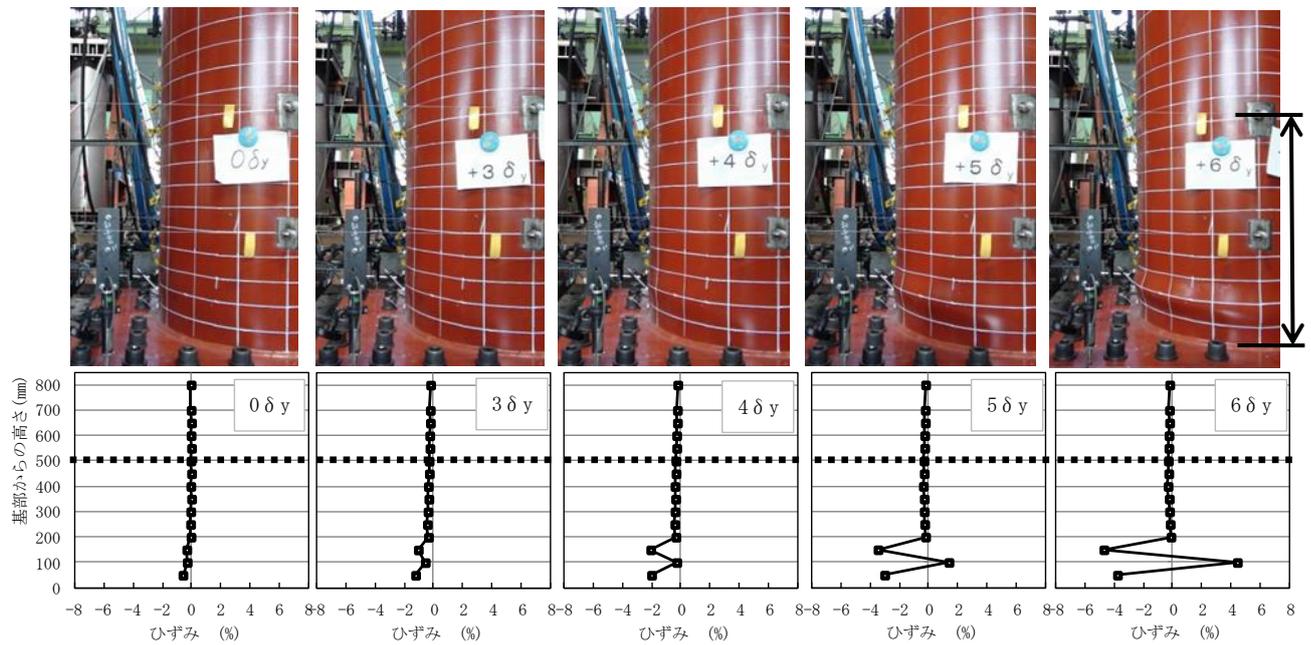


図-5.8 損傷状況およびひずみ分布 損傷タイプC GL2-CF1.0D-U²
($3\delta_y - 6\delta_y$)

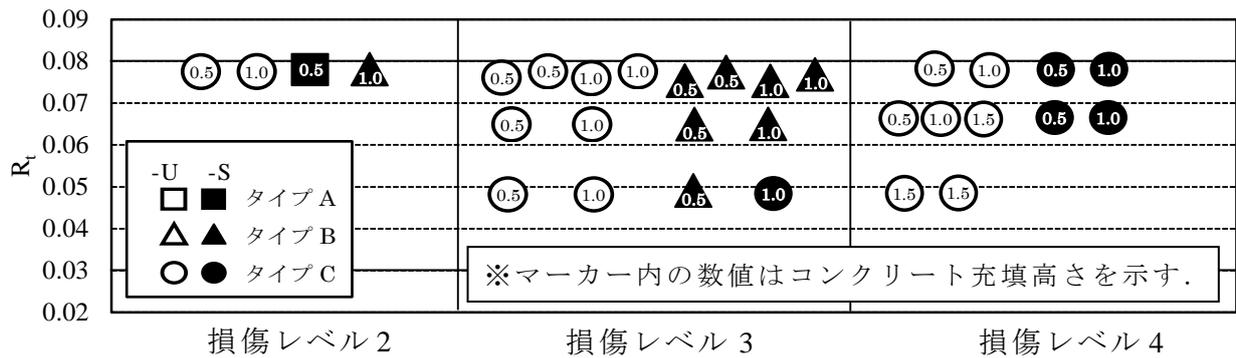


図-5.19 損傷タイプの分類

5.5 修復方法および損傷形態についての評価

既往の研究および前章までの実験結果より、損傷タイプ A および損傷タイプ B のうちコンクリート充填部より上で先行して損傷する場合、耐力の大幅な増加および最大水平荷重到達後の急激な荷重の低下を招く可能性があることが分かっている^{2)~4)}。一度目の荷重により生じた損傷と同じ、基部付近で損傷が進む損傷形態となることで、変形性能の向上が可能である。

図-5.9 に本章および第 3 章、第 4 章の実験結果より、修復後の損傷タイプと修復方法、損傷レベルおよび径厚比パラメータの関係を示す。図中のマーカーに示した数値はコンクリート充填高さを示し、黒字はダイアフラム無し(-U)、白抜き文字はダイアフラム有り(-S)を示す。

板厚が薄い供試体($R_t=0.08$ 程度)の場合、損傷レベル 2 のように基部のひずみ値が 1% 未満で、目視で座屈が確認できない程度の損傷に対する修復においてダイアフラムを設置する場合は、損傷タイプ A となり、ダイアフラムの直上でひずみ値が急激に増加する不安定な挙動を示す。基部付近で損傷を進行させるためには、通常のコングリート充填鋼製橋脚と同様に、十分な充填高さが必要であると考えられるが、耐力が大幅に増加する可能性がある。4 章の図-4.10(a)に示したように、第 4 章での実験結果から、損傷レベル 2 のような軽微な損傷についてはコンクリート充填のみで十分な耐力の回復が見込まれるため、ダイアフラムを設置しない修復を行うことで、損傷タイプ C とすることが可能となる。

損傷レベル 3 に対しては、ダイアフラムを設置する場合、径厚比やコンクリート充填高さによりひずみ分布が異なり、1.0D 程度まで充填することで充填部より上での脆性的な破壊を防ぐことができると思われる。しかし、この場合、損傷レベル 2 と同様に耐力の必要以上の増加について注意する必要がある。基部のひずみ値が 2% 未満であるならば、ダイアフラムを設置しない方法を用いることが望ましい。

損傷レベル 4 のようなひずみ値が 5%以上に達する大損傷の場合、ダイアフラムの有無および充填高さに関わらず、一度目の載荷で生じた損傷がさらに進行する。そのため、損傷形態よりも十分に耐力を回復させることを優先し、修復方法を選択すればよい。つまり、コンクリート充填修復を行う場合には、例えばダイアフラムおよびジベルを設置するなどの十分に軸力を伝達できる構造を付加することが必要である。

5.6 まとめ

本章では、円形断面鋼製橋脚の径厚比パラメータ R_t に合わせて適切な修復方法を提案することを目的として、コンクリート充填修復を行い、修復後の耐震性能を明らかにした。既存の円形断面鋼製橋脚のうち、設計年次の古い橋脚は、現行基準内($0.03 \leq R_t \leq 0.08$)であっても板厚が比較的薄いものが多く、地震により損傷する可能性が高い。このことから、 R_t が 0.05~0.08 の標準的な板厚から薄肉の範囲に着目し、効果的な修復方法を示した。本研究で提案する修復方法は、損傷がコンクリート無充填部で生じた場合および橋脚の残留変形が小さいなど、一定の制約条件は有るものの、簡便で有効な手法である。以下に本章をまとめる。

1. 損傷レベル 3 のように基部のひずみ値が 2%程度までの損傷で、径厚比パラメータが 0.05~0.08 程度の橋脚に対しては、径厚比パラメータによらず 1.0D の高さまでコンクリートを充填することで十分に耐震性能の回復が可能である。
2. 径厚比パラメータが 0.05 程度で、道路橋示方書に示される範囲のうち中間程度の橋脚の場合、ダイアフラムを設けた場合においても、極端なひずみの集中により最大荷重以降で急激に耐力が低下するような損傷は見られない。ただし、修復作業の簡便さを考慮すると、コンクリート充填のみの修復が望ましい。
3. 基部のひずみ値が 5%程度に達している損傷レベル 4 では、ダイアフラムの有無、充填高さによらず、一度目の載荷で生じた損傷がさらに進行する。このことから、充填高さが 1.0D 程度までの場合耐力を十分に回復させるためにダイアフラム(ジベル)を設置するなど、軸力をコンクリートに伝達させる構造を付加する必要が有る。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書．同解説 V耐震設計編，2012.3.
- 2) 太田 樹，鈴木森晶，嶋口儀之：異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.69，No.2(応用力学論文集 Vol.16)，I_381-390，2013.9.
- 3) 尾松大道，鈴木森晶，青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，pp.445-453，2006.3.
- 4) 嶋口儀之，鈴木森晶，太田樹，青木徹彦：局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 58A，pp. 277-289，2012.3.

第 6 章 結論

鋼製橋脚は市街地の高架高速道路などの重要度の高い公共構造物に多用されている。これらの構造物は地震発生後の緊急輸送道路として位置づけられており、地震により損傷が生じた場合に、早期の機能回復が求められる。しかしながら、地震により損傷した鋼製橋脚に対する修復方法および修復後の耐震性能に関する研究は非常に少なく、修復のための具体的な指針は定められていないのが現状である。

本論文は地震により損傷を受けた円形断面鋼製橋脚を対象として、早期復旧が可能な修復方法を提案することを目的としたものである。

各章で得られた結論を以下にまとめる。

第 2 章では、地震により損傷した鋼製橋脚に対する修復方法についての基本的な考え方を述べた。また、鋼製橋脚の損傷度合を橋脚の水平耐力-変位関係を基に損傷レベルを設定し、地震応答解析の結果を基に、修復後の耐震性能の目標値を提案した。第 2 章を以下にまとめる。

1. 震災後の緊急輸送路としての機能確保および大規模な余震等への対応のため、地震後 72 時間以内に修復作業が完了可能な修復方法とする。
2. 局部座屈が生じた鋼製橋脚の損傷度合について評価するために、4 段階の損傷レベルを設定し、分類することを提案した。
3. 地震応答解析の結果を基に、修復後の耐震性能の目標値を、損傷前の最大水平荷重を $\pm 10\%$ 以内かつ曲げ剛性を $\pm 20\%$ 以内とすることを提案し、以降はこの範囲を基準に修復後の耐震性能の評価を行うこととした。

第 3 章では、第 2 章で定めたように、地震後 72 時間以内に施工が完了し、損傷前に対して最大水平荷重が $\pm 10\%$ かつ曲げ剛性が $\pm 20\%$ まで回復可能な簡便な修復方法を提案することを目的として、3 種類の修復方法について、修復後の耐震性能を明らかにした。この結果、コンクリート充填による修復が簡便かつ効果的な修復方法であることを示した。第 3 章で得られた結論を以下にまとめる。

1. 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚に対して、コンクリート充填、鋼板巻き立ておよび補剛材溶接による 3 種類の修復を行い、修復後の耐震性能を明らかにした。
2. コンクリート充填修復では、 $1.5D$ 程度の高さまで充填することで、最大水平荷重および曲げ剛性がともに大きく回復し、簡便な手法ながら優れた修復効果が得られることを示した。また、ジベルを設置することで、充填高さが $1.0D$ 程度でも目標とする耐震性能までに回復させることができることを示した。

3. 補剛材修復では，補剛材の本数を 8 本とした場合(TH50-8)に損傷前の同等の最大水平荷重まで回復し，変形性能が向上した．補剛材の量を適切に選択することで優れた修復効果が得られることを示したが，実橋脚に適用するためには，補剛材の本数および形状を対象とする橋脚にあわせて詳細に設計することが必要である．
4. 鋼板巻き立て修復では，鋼板基部を溶接により固定しない場合 (CY0.5D-600)に，最大水平荷重が±10%まで回復し，変形性能が向上する優れた修復効果が得られることを示した．しかし，鋼板巻き立て修復は作業工程が複雑で，72 時間以内に修復作業を完了することは困難である．
5. コンクリート充填修復は施工が簡便で，地震後 72 時間以内に修復作業が完了でき，充填高さなどを適切に選択することで，目標とする耐震性能(最大水平荷重±10%，曲げ剛性±20%)まで回復させることが可能である．

第 4 章では，地震時に発生することが想定される，損傷レベル 2~4 までの異なる損傷を有する円形断面鋼製橋脚に対して，充填高さおよびダイアフラムの有無を変えてコンクリート充填修復を行った．修復後の耐震性能および損傷形態を明らかにし，各損傷レベルにおける効果的な修復方法を示した．第 4 章で得られた結論を以下にまとめる

1. コンクリート充填修復は，橋脚の損傷レベルにより充填高さおよびダイアフラムの有無を適切に選択することで，効果的な修復方法となる．
2. 本章で使用した薄肉の断面($R_t=0.077$)の橋脚の場合，損傷レベル 2 では，ダイアフラムを設けず，0.5D までコンクリートを充填することで，十分な修復効果(最大水平荷重±10%および曲げ剛性±20%)が期待できることを示した．
3. 損傷レベル 3 では，ダイアフラムを設けない場合では充填高さを 1.0D とすることで，十分な最大水平荷重の回復および変形性能の向上が可能であることを示した．
4. 損傷レベル 2 および 3 については，最大水平荷重の大幅な増加および充填部より上での損傷を避けるため，ダイアフラムを設置しない修復方法が望ましい．
5. 損傷レベル 4 についてはダイアフラムを設置するか，3 章で示したように 1.5D 程度の高さまで充填することで，十分な修復効果が期待できる．

第 5 章では，円形断面鋼製橋脚の径厚比パラメータ R_t に合わせて適切な修復方法を提案することを目的とする．既存の円形断面鋼製橋脚のうち，設計年次の古い橋脚は板厚が比較的薄いものが多い．そのため，現行基準内($0.03 \leq R_t \leq 0.08$)で， R_t が 0.05~0.08 の標準的な板厚から薄肉の範囲に着目し， R_t ごとに効果的な修

復方法を示した。以下に第 5 章をまとめる。

1. R_t が 0.05~0.08 程度で、損傷レベル 3 の橋脚に対してコンクリート充填修復を行った場合、 R_t の違いによる影響は小さく、1.0D の高さまでコンクリートを充填することで十分に耐震性能の回復が可能である。
2. R_t が 0.05 程度での橋脚の場合、ダイヤフラムを設けた場合においても、最大荷重以降で急激に耐力が低下するような損傷は見られないが、修復作業の簡便さを考慮すると、コンクリート充填のみの修復が望ましい。

以上のように、本論文では、地震により損傷した円形断面鋼製橋脚に対する、簡便な修復方法として、コンクリート充填による修復を提案した。コンクリート充填修復は、損傷がコンクリート無充填部で生じた場合であることなどの制約条件は有るものの、コンクリート充填高さおよびダイヤフラムなどの軸力を伝達させる部材の有無を選択することで、異なる損傷度合および径厚比を有する橋脚に対して十分に耐震性能を回復させることが可能な、有効な手法であることを示した。また、実際に修復方法を選択する上で重要な橋脚の損傷度合を判定するための、有効な判定資料となるデータを示した。今後、コンクリートが充填された部位での損傷など異なる損傷状況に対して修復方法を検討する場合も、本論文で示した基本的な考え方を基に、対応することが可能である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、愛知工業大学工学部土木工学科 鈴木森晶教授には、研究室に配属された学部4年生から博士課程の本論文に至るまでの長い期間に渡り、非常にご多忙の中、終始懇切丁寧な御指導、御鞭撻を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、愛知工業大学工学部土木工学科 成田国朝教授、愛知工業大学工学部建築学科 岡田久志教授ならびに山田和夫教授の各先生方には、貴重な御指導、御意見を賜りましたことを、厚く御礼申し上げます。

また、中部大学工学部都市建設工学科 水野英二教授、熊本大学大学院自然科学研究科 葛西昭准教授には、研究を進めるうえで貴重な御意見を賜りました。ここに深く感謝致します。

本研究の実験を実施する上で、愛知工業大学耐震実験センター 鈴木博技術職員には、実験の準備や補助などのサポートをして頂きました。ここに深く感謝致します。

本研究は一般社団法人日本鉄鋼連盟の研究助成（鋼構造研究・教育助成事業）、愛知工業大学グローバル人材育成支援事業の研究助成および愛知工業大学耐震実験センター研究費を使用し実施されました。ここに深く感謝致します。

本研究を進めるにあたり、愛知工業大学工学部土木工学科構造研究室に在学された、大学院生諸氏ならびに学部生諸氏には、多大なご協力を頂きました。ここに深く感謝致します。

本論文は多くの方々の御力添えがあって初めてまとめることができたものであり、最後にもう一度感謝の意を表し、謝辞と致します。

本論文に関する発表論文・口頭発表

論文題目	公表の方法及び時期	著者
<p>I.学位申請に関わる論文</p> <p>A) 査読あり</p> <p>1. 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究</p> <p>2. 異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究</p> <p>3. 異なる径厚比を有する円形鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する実験的研究</p> <p>4. 損傷した円形断面鋼製橋脚にコンクリート充填修復した場合の耐震性能評価</p> <p>5. Seismic performance evaluation of circular steel bridge piers which have damage and concrete filled repair</p>	<p>構造工学論文集, Vol.58A, pp.277-289, 2012.3.</p> <p>土木学会論文集 A2(応用力学) Vol.69, No.2(応用力学論文集 Vol.16), I-381-I-390, 2013.8.</p> <p>土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.70, No.2(応用力学論文集 Vol.17), I_565-I_573, 2014.</p> <p>構造工学論文集, Vol.61A, pp.292-301, 2015.3.</p> <p>IABSE CONFERENCE NARA 2015 Elegance in Structures, NT-9, May 13-15, 2015. (6頁)</p>	<p>嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦</p> <p>太田 樹, 鈴木森晶, 嶋口儀之</p> <p>嶋口儀之, 鈴木森晶</p> <p>嶋口儀之, 鈴木森晶</p> <p>Shimaguchi Y., Suzuki M.</p>
<p>II.その他</p> <p>A) 学術論文</p> <p>a) 査読あり</p> <p>1. 損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究</p> <p>b) 査読なし</p> <p>1. 損傷した円形断面鋼製橋脚の修理と耐震性能に関する研究</p> <p>2. 既損傷円形断面鋼製橋脚における鋼板巻き立て補修実験</p> <p>3. 既損傷円形断面鋼製橋脚におけるコンクリート充填補修実験</p>	<p>構造工学論文集 Vol.59A, pp.484-492, 2013.3.</p> <p>土木学会第64回年次学術講演会講演概要集, I-596, pp.1191-1192, 2009.9.</p> <p>土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, I-70, pp.139-140, 2010.9.</p> <p>土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, I-71, pp.139-140, 2010.9.</p>	<p>嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦</p> <p>嶋口儀之, 鈴木森晶, 木村聡, 青木徹彦</p> <p>嶋口儀之, 鈴木森晶, 則竹一輝, 青木徹彦</p> <p>則竹一輝, 鈴木森晶, 嶋口儀之, 青木徹彦</p>

論文題目	公表の方法及び時期	著者
4. 損傷した円形鋼製橋脚に対するコンクリート充填補修の充填高さ と耐震性能に関する研究	土木学会第66回年次学術講演会 講演概要集, I-191, pp.379-381, 2011.9.	太田樹, 鈴木森晶, 嶋口儀之, 青木徹彦
5. 損傷した円形鋼製橋脚に対する 補修方法と耐震性能に関する 考察	土木学会第66回年次学術講演会 講演概要集, I-192, pp.381-382, 2011.9.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 則竹一輝, 青木徹彦
6. 損傷した矩形鋼製橋脚のコンク リート充填修復における損傷レ ベルの違いによる比較	土木学会第67回年次学術講演会 講演概要集, I-34, pp.67-68, 2012.9.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹
7. 損傷した矩形鋼製橋脚のコンク リート充填修復における充填高 さの違いによる比較	土木学会第67回年次学術講演会 講演概要集, I-35, pp.69-70, 2012.9	太田樹, 鈴木森晶, 嶋口儀之, 青木徹彦
8. 異なる損傷度合の円形断面鋼 製橋脚に対するコンクリート充 填修復に関する研究	土木学会第68回年次学術講演会 講演概要集, I-67, pp.133-134, 2013.9.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦
9. 損傷した円形鋼製橋脚のコンク リート充填修復後の耐震性能評 価	土木学会第69回年次学術講演会 講演概要集, I-284, pp.567-568, 2014.9.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 中村訓大
10. 異なる構造パラメータを有する 円形断面鋼製橋脚の修復方法 の評価	土木学会第69回年次学術講演会 講演概要集, I-298, pp.595-596, 2014.9.	中村訓大, 鈴木森晶, 嶋口儀之
11. 震災後の初動点検における鋼 製橋脚の被災度判定に係る基 礎データ収集のための実験的 研究	平成26年度土木学会中部支部研 究発表会講演概要集, I-13, pp.25-26, 2015.3.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 中村訓大
12. 耐震補強された鋼製橋脚の地 震後の被災度判定に係る基礎 データ収集のための実験的研 究	土木学会第18回応用力学シンポ ジウム講演概要集, pp.217-218, 2015.5.	嶋口儀之, 鈴木森晶, 澤田敏幸, 田端宜昌