

RC橋脚の橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する 応急復旧工法に関する実験的研究

榎本武雄¹・篠原聖二²・星隈順一³

¹正会員 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員(同上)

³正会員 博(工) 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員(同上)

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震をはじめとした過去の地震においては、鉄筋量の少ない未補強の壁式RC橋脚の橋座部において、支承から伝達された地震力の作用によりせん断ひび割れが発生した事例が報告されている(写真-1)。この種の損傷は余震によりせん断破壊する可能性があり、当該支点が桁端部の場合だと落橋に至る危険性があることから、地震後全面通行止めとなることが多い。RC橋脚に対する耐震補強は必要なものから順次進められてきてはいるものの、今後発生する大きな地震により、耐震補強がまだ実施されていない同種のRC橋脚には同様な被害が生じる可能性がある。したがって、このような橋に対して機能回復を速やかに行うという観点からは、有効な応急復旧技術についても事前に検討しておくことが重要である。これまで一般的なRC橋脚躯体部に対する応急復旧工法は、堺らの研究²⁾や道路震災対策便覧³⁾で応急復旧工法の例が示されているが、壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした応急復旧工法はこれまでにあまり検証されていない。

そこで本研究では、既往の震災で橋座部での損傷

事例があり、橋としての機能に影響をもたらしたせん断損傷に対して、地震発生直後の災害復旧の現場に固有な制約条件がある中で実施可能な応急復旧工法を提案する。そして、壁式RC橋脚の供試体に対して橋座部のせん断破壊を再現し、提案する応急復旧工法を施した上で再度漸増载荷することでその復旧効果を検証した。

2. 橋座部のせん断破壊に対する応急復旧工法

(1) 応急復旧工法の検討の前提条件

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

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



写真-1 壁式橋脚における橋座部のせん断破壊¹⁾

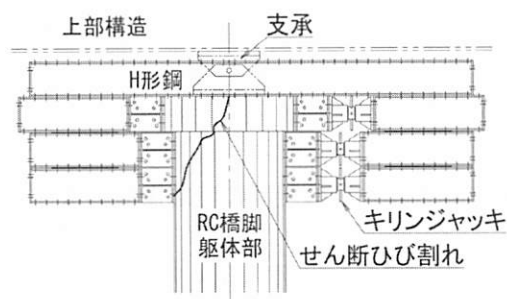


図-1 応急復旧工法の概要図

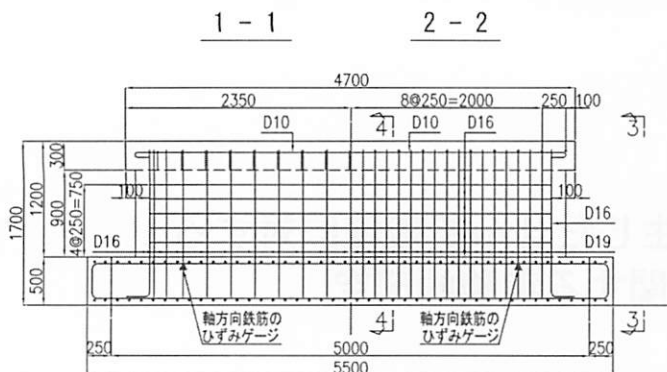


図-2 供試体配筋図

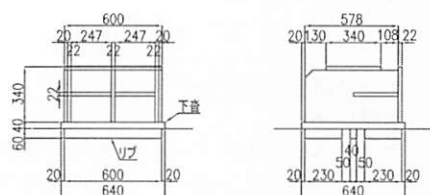


図-3 支承の模型図

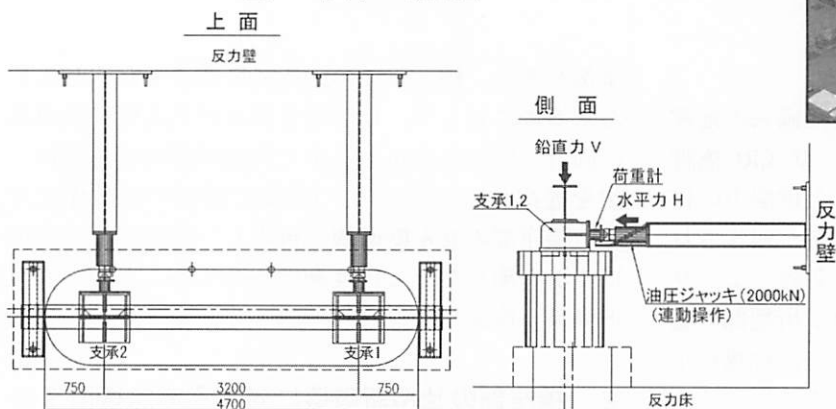


図-4 せん断破壊実験のセットアップ図

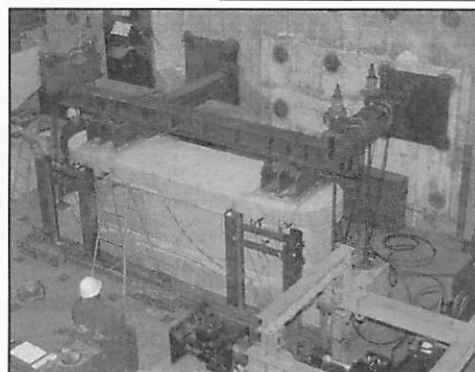


写真-2 せん断破壊実験の
セットアップ状況

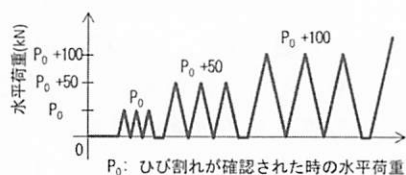


図-5 荷重ステップ図

上記の(1), (2)は耐震性能の観点からの目標である。(1)の脆性的な破壊を防止するという目標は、支承の取り付け橋座部周辺のせん断破壊を防止することにより達成される。また、(2)は応急復旧後の性能を確保するという観点から重要である。これについては、作業に特殊な技術を要しないことも含まれる。(3)は応急復旧の作業が迅速にでき、かつ簡便であることを求めるものである。(4)は震災後にすぐに応急復旧の作業に取り掛かれるようにするための条件である。(5)は事後に本復旧工事が実施されることを念頭においたものである。

本研究では、特に(3), (4), (5)の条件に着目して、各種の断面を入手しやすいH形鋼を主部材とした鋼製山留材(以下、「H形鋼」という。)を用いた橋座部周囲への応急復旧工法を提案することとする。

(2) H形鋼を用いた橋座部の応急復旧工法

上述の条件を踏まえ、本研究では図-1に示すような応急復旧工法を提案する。すなわち本工法は、橋脚躯体をH形鋼で挟み込むことで橋脚の破壊していない部位に力を伝達させる考え方に基づいており、

これにより低下したせん断耐力の復旧効果を期待するものである。H形鋼と橋脚躯体を密着させるため、橋脚の破壊していない部位側にはキリンジャッキを設置して、RC橋脚躯体部に圧縮力を導入した。なお本工法では、橋座上にH形鋼を設置するため、支点上横桁と橋座面との空間にH形鋼が挿入可能であることが、応急復旧効果を発揮させるための満たすべき要件となる。

本工法の作業は、一般の鋼製山留材を構築する作業と変わらないため、特殊な技術は要さない。また、H形鋼およびキリンジャッキは、一般に市場において豊富な在庫量が確保されており、応急復旧の作業に速やかに着手しやすい。さらに、この応急復旧工法は溶接やボルトなどを使用した上部構造や下部構造への連結はなく、H形鋼を橋脚躯体に挟み込むだけの工法で取り外しが容易なため、本復旧の作業においても速やかに着手しやすいものと考えられる。

3. 壁式橋脚のせん断破壊実験

(1) 供試体

実験に用いたRC橋脚の供試体は、既往の地震で

表-1 材料試験の結果

軸方向鉄筋		
種類	径	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	D16	385
SD345	D19	388
橋座部の補強鉄筋		
種類	径	降伏強度 (N/mm ²)
SD295	D10	372
コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	無収縮 モルタル 圧縮強度 (N/mm ²)	橋座部に おける 計算上の 耐力 (kN)
25.5	59.6	1175

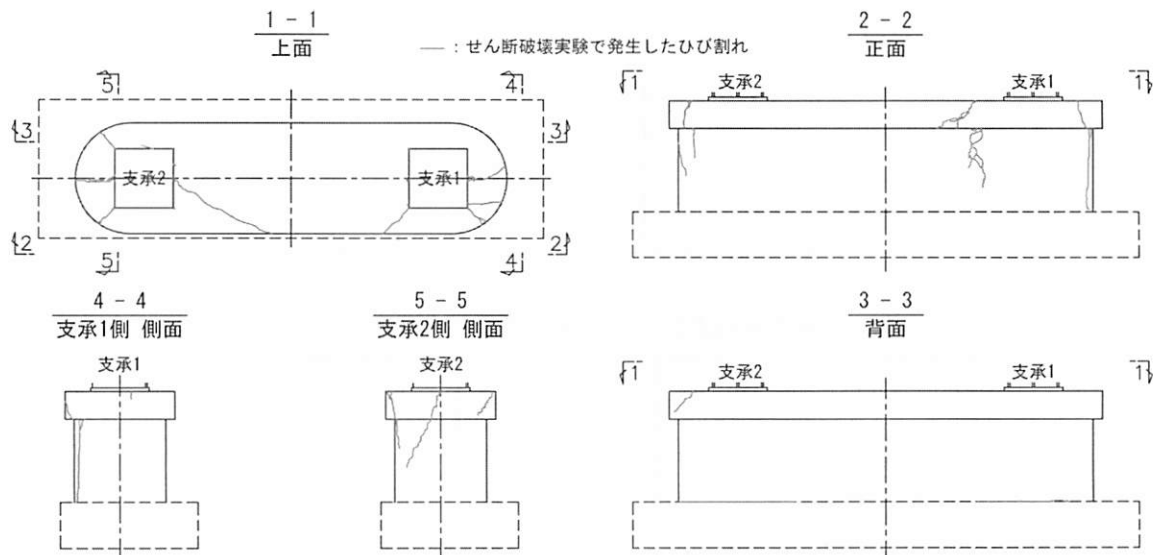


図-6 せん断破壊実験終了後の損傷状況のスケッチ図

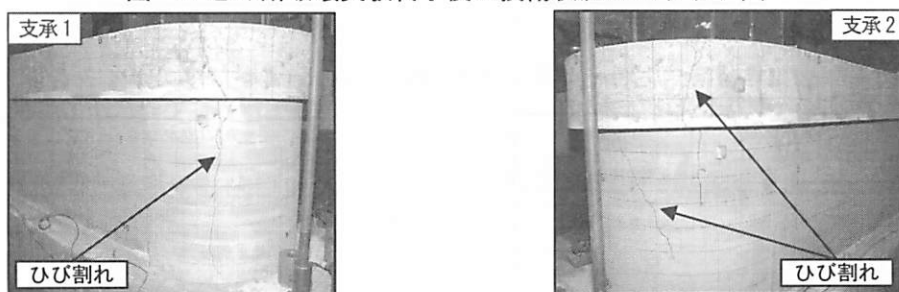


写真-3 せん断破壊実験の状況

実際に橋座部に損傷が生じた壁式橋脚を対象とし、応急復旧効果に加えてその施工手順についても検証するため、橋座部を含んだ橋脚実寸モデルを採用した。供試体の形状、配筋図を図-2に示す。供試体は、柱部が $4500 \times 1000\text{mm}$ で、橋座部が柱断面から周囲 100mm を拡幅させた小判型断面で、高さ 1200mm の柱式である。表-1に柱部に用いた鉄筋およびコンクリートの材料試験の結果を示す。本実験においては、水平荷重載荷時における供試体の滑動および転倒を防止するため、橋脚の中心位置をフーチングの中心から圧縮側に 100mm 偏心させて、引張側のフーチングを6本のPC鋼棒で固定できるようにした。また、橋座部でのせん断損傷を再現できるようにするため、すなわち橋脚基部の曲げ破壊が先行して起こらないようにするため、圧縮側の軸方向鉄筋にはD16ctc250(SD345)を、引張側の軸方向鉄筋にはD19ctc125(SD345)を使用した。実際に被災した橋座部の補強鉄筋にはD16(SD295)が使用されていたが、橋座部においてせん断破壊型の破壊形態を確実に誘発させるために、あえてD10(SD295)の鉄筋を使用した。道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾に基づき算出した橋座部における設計計算上の耐力を表-1に示す。

(2) 支承部

支承部は、鉛直および水平荷重がRC橋脚供試体

に伝達できる構造とし、鋼板で模型を製作した(図-3)。下査寸法は現況下部工の計測図から、下査下面のリブ断面は道路橋支承標準設計⁵⁾を参考にして決定した。鉛直反力は、上部構造断面図から算出した死荷重反力相当とした。支承は、あらかじめ箱抜きした位置に無収縮モルタルにより固定した。なお、実際に被災した支承にはアンカーボルトが設置されていなかったため、本実験においても同様とした。

(3) 載荷および測定の方法

せん断破壊実験の載荷装置および供試体の設置状況を図-4および写真-2に示す。載荷方法については既往の実験⁶⁾を参考とした。供試体はPC鋼棒でフーチング部を床に固定した。柱部天端に据え付けた支承には、上部構造の死荷重反力に相当する荷重(560kN)を鉛直載荷した状態で、橋座部天端から高さ 210mm の位置に水平に漸増載荷した。水平載荷では、支承1および支承2に対して同時に同じ荷重が載荷できる連動型のジャッキを用い、荷重制御により実施した。図-5に載荷ステップ図を示す。橋座部にひび割れが確認されるまで水平載荷を継続し、ひび割れ状況を観察しながら 50kN ずつ3回繰り返す漸増載荷とした。計測においては、荷重計により載荷点における鉛直・水平荷重を、変位計により橋座部および支承の水平変位を、ひずみゲージにより軸方

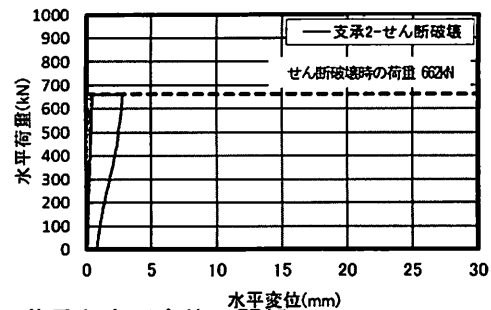
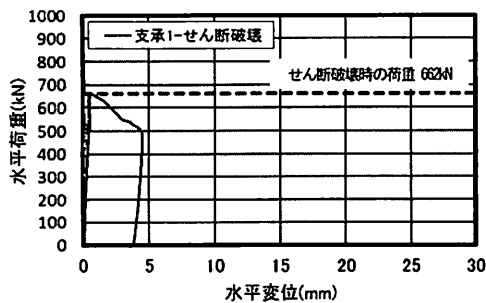


図-7 載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係

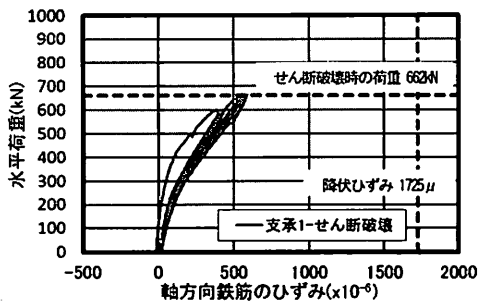


図-8 載荷点位置における水平荷重と橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係

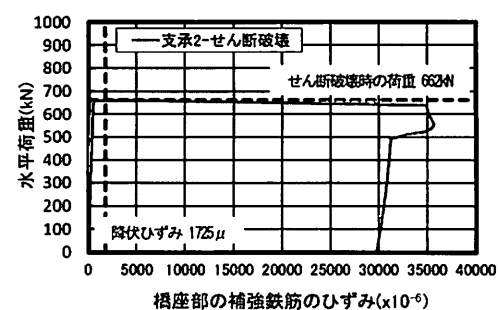
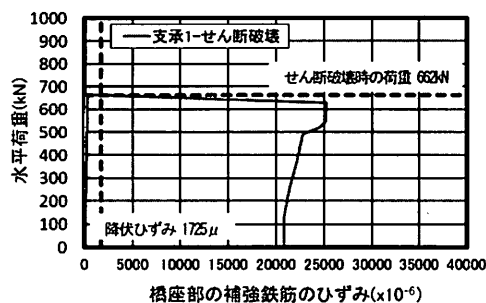


図-9 載荷点位置における水平荷重と橋座部の補強鉄筋のひずみの関係

向鉄筋および橋座部補強筋のひずみを測定した。

(4) 実験の結果と考察

a) 損傷状況

図-6に実験終了後の損傷状況を示す。

水平荷重が600kNに到達すると、支承1の側面には長さ100mm程度、支承2の側面には長さ90mm程度の最初のひび割れが生じた。また、支承2の引張側の橋脚基部にも長さ900mm程度の最初のひび割れが生じた。650kNに到達すると、支承1および支承2の側面ではひび割れがさらに進展するとともに、新たなひび割れも発生した。さらに700kNまで載荷を進めていたが、662kNに到達した際に、支承側面から橋座部の側面方向へのひび割れ、橋座部前面への斜め方向へのひび割れ、および橋座頂部から橋脚下端方向へのひび割れが、支承1および支承2のいずれにおいてもほぼ同時に発生し、一瞬にしてせん断破壊が生じた。この時点で水平載荷を終了した(写真-3)。結果的には、損傷度合は支承1のほうが大きかった。

b) 水平荷重-水平変位の関係

図-7に載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係を示す。支承1では、水平荷重が650kNまでは

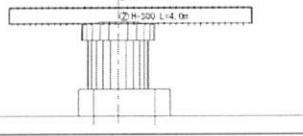
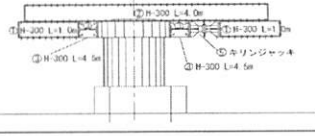
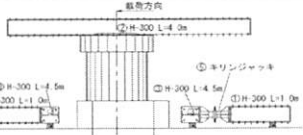
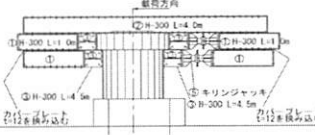
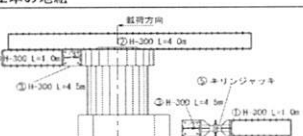
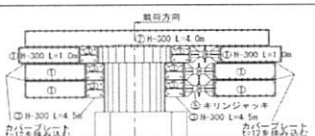
水平変位が最大0.5mmであったが、水平荷重が662kNに到達すると4.5mmまで急激に増加した。その後、水平荷重を零にすると3.4mmの変位が残留した。支承2では、水平荷重が650kNまでは水平変位が最大0.4mmであったが、水平荷重が662kNに到達すると2.7mmまで急激に増加した。その後、水平荷重を零にすると0.8mmの変位が残留した。結果的には、残留変位は支承1のほうが大きくなった。

c) 軸方向鉄筋に生じたひずみ

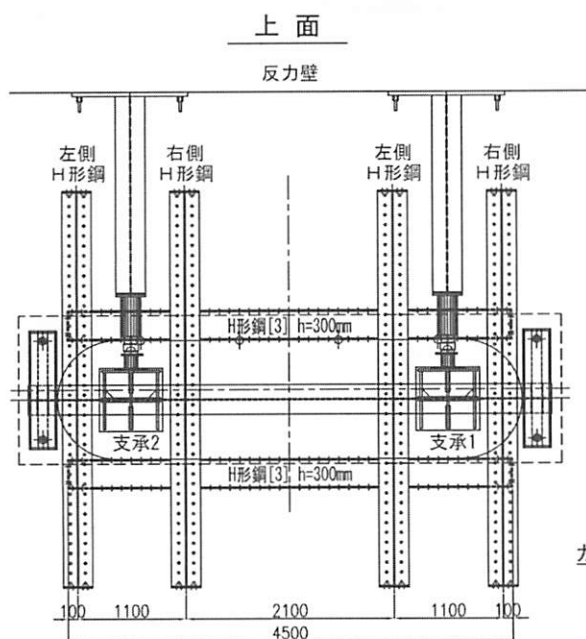
図-8に載荷点位置における水平荷重と図-2に示した橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。軸方向鉄筋のひずみは、せん断破壊時の水平荷重である662kNにおいて、支承1では最大590 μ 程度となり、支承2では最大890 μ 程度となった。いずれの支承部においても降伏ひずみである1725 μ を下回っており、残留したひずみも最大40 μ 程度であることから、軸方向鉄筋は降伏に達していないものと考えられる。

d) 橋座部の補強鉄筋に生じたひずみ

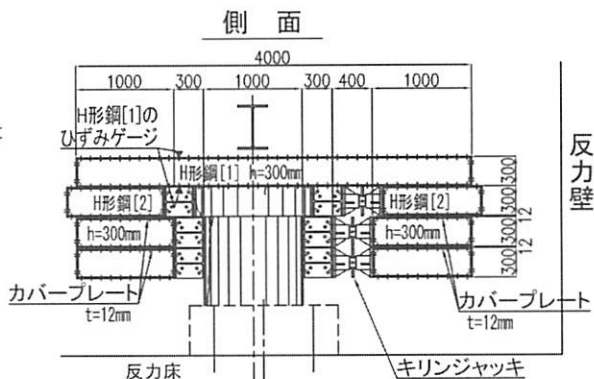
図-9に載荷点位置における水平荷重と図-2に示した橋座部の補強鉄筋のひずみの関係を示す。支承1では、水平荷重が650kNまでは橋座部の補強鉄筋の

順序	作業内容	所要時間(h)	順序	作業内容	所要時間(h)
A	 ・補強部材②4本の位置出しおよび橋座面への設置	2.5	D	 ・地組した補強部材③1本および補強部材①と5キリンジャッキの内側2本を補強部材②の下面に取付け	0.25
B	 ・補強部材③1本および補強部材①4本の地組 ・補強部材③1本および補強部材①と5キリンジャッキの内側2本の地組	0.5	E	 ・作業B～Dを2回繰り返す	2.0
C	 ・地組した補強部材③1本および補強部材①4本を補強部材②の下面に取付け	0.25	F	 ・補強部材①と5キリンジャッキの外側2本を補強部材②の下面に取付け ・高力ボルトおよびキリンジャッキの締め付け	2.5
			所要時間 小 計		8.0
			補強部材の荷下し		1.5
			総 合 計		9.5

図－10 応急復旧工法の組立て要領および作業に要した時間



写真－4 応急復旧後の載荷実験のセットアップ状況



図－11 応急復旧後の載荷実験のセットアップ図

ひずみが最大 310μ 程度であったが、水平荷重が 662kN に到達した直後に 25000μ 程度まで急激に増加した。その後、水平荷重を零にすると 21000μ 程度のひずみが残留した。支承2では、水平荷重が 650kN までは橋座部の補強鉄筋のひずみが最大 480μ 程度であったが、水平荷重が 662kN に到達した直後に 36000μ 程度まで急激に増加した。その後、水平荷重を零にすると 29000μ 程度のひずみが残留した。いずれの支承部においても、降伏ひずみである 1475μ を上回っているため、橋座部の補強鉄筋は降伏に

達しているものと考えられる。

4. 壁式橋脚の応急復旧後の載荷実験

(1) 応急復旧工法の組立て要領および所要時間

提案した応急復旧工法の組立て要領および本実験において作業に要した時間を図－10に示す。応急復旧工法の組立てに要した時間は8時間であったが、鋼製山留材の荷下しを含めると9.5時間であった。なお、応急復旧工法の組立て作業の中では、橋座部に直接据付けるH形鋼の位置出しと設置の作業に

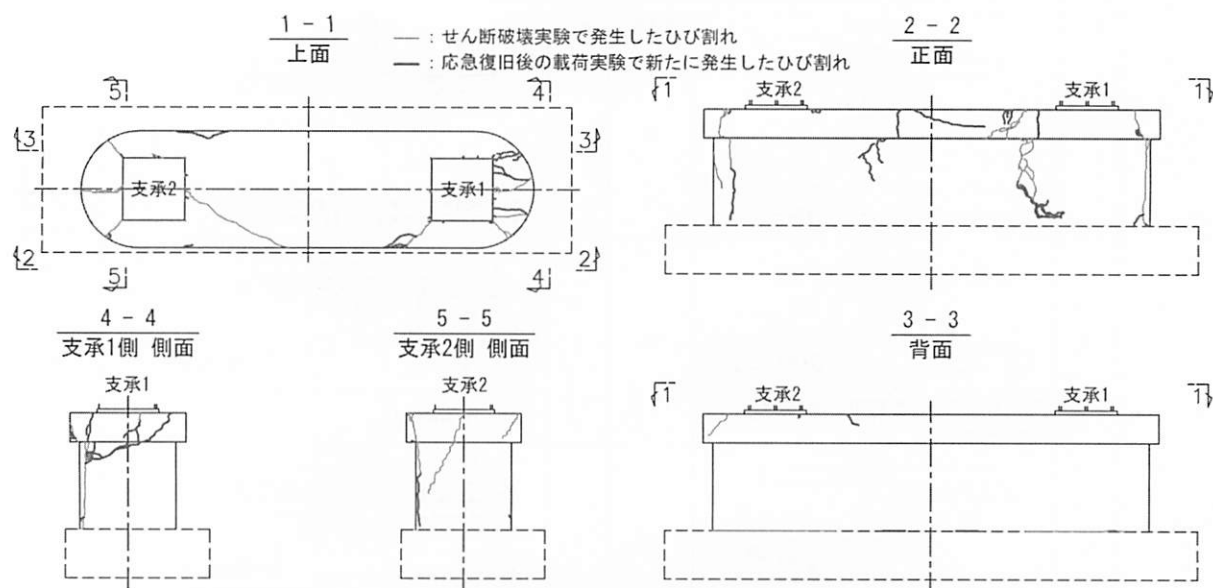


図-12 応急復旧後の載荷実験終了後の損傷状況のスケッチ図

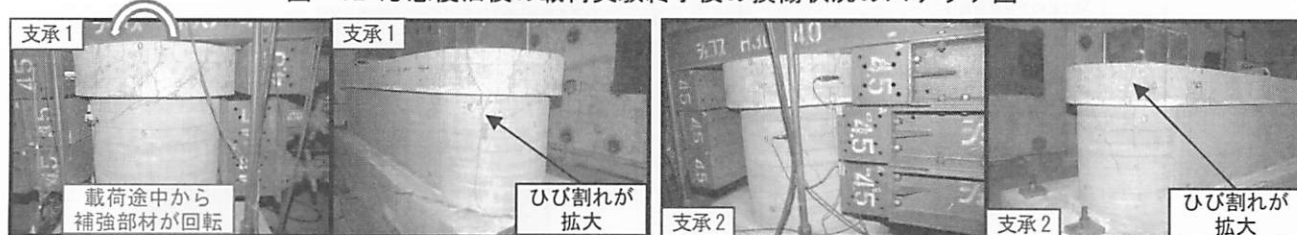


写真-5 応急復旧後の載荷実験の状況

時間を要した。このH形鋼は、橋脚側面位置で橋座面より上方に一度吊り上げてから、支点上横桁と橋座面の間に橋軸方向にスライドして、橋座上に設置する必要がある、吊り上げた状態での作業が多い。応急復旧工法の組立て時間の短縮には、この作業をいかに短時間で完了するかがポイントであり、吊り上げた状態での作業効率を向上させるための事前検討が重要となる。

(2) 載荷および測定の方法

応急復旧後の載荷装置および供試体の設置状況を図-11および写真-4に示す。本実験においては、せん断破壊実験終了後に残留した変位を残した状態で漸増載荷を実施した。載荷方法は、せん断破壊時の水平荷重である662kNを上回る700kNまではせん断破壊実験と同様に50kNずつ3回繰り返し、これ以降は1回繰り返しとした。計測においては、せん断破壊実験での測定項目に加えて、変位計によりH形鋼の鉛直変位およびせん断破壊が生じた斜め方向のひび割れ幅を、ひずみゲージによりH形鋼のフランジ・ウェブのひずみを測定した。

(3) 実験の結果と考察

a) 損傷状況

図-12に実験終了後の損傷状況を示す。水平荷重が600kNに到達した時に、新たなひび割れの進展が確認された。支承1では、水平荷重が650kNに到達すると、橋座部端部に新たなひび割れが発生すると

もに、橋脚前面の基部付近にも剥離が発生した。水平荷重が700kNに到達すると、橋座部から橋脚前面へのせん断破壊が生じた斜め方向のひび割れが拡大するようになった。さらに漸増載荷すると、前述のひび割れがさらに拡大するとともに、橋座部が載荷方向に回転し、補強部材も追従する動きが認められた(写真-5)。一方、支承2では水平荷重が800kNまでは新たなひび割れの発生はわずかであった。水平荷重が850kNに到達すると、橋座部から橋脚前面へのせん断破壊が生じた斜め方向のひび割れが拡大するようになった。さらに漸増載荷すると、前述のひび割れがさらに拡大したが、補強部材の回転に追従する動きは支承1よりも小さかった。漸増載荷は900kNまで行い、載荷実験はここで終了とした。

b) 水平荷重-水平変位の関係

図-13に載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係を示す。支承1では、水平荷重が600kNで水平変位が6mm、700kNでは水平変位が14mmとなった。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到達すると水平変位が23mmまで増加した。これは、補強部材が変形するとともに橋軸方向にも回転し、水平変位が抑制できなかったためと考えられる。支承2では、水平荷重が600kNで水平変位が2mm、700kNでは水平変位が4mmとなった。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到達すると水平変位が11mmまで増加したが、支承1

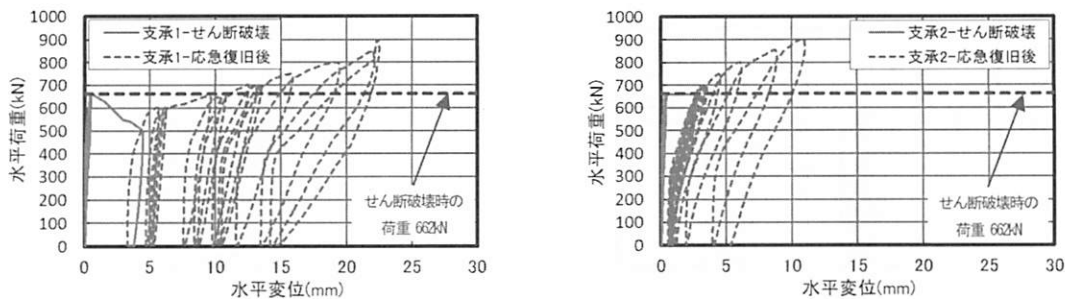


図-13 載荷点位置における水平荷重と水平変位の関係

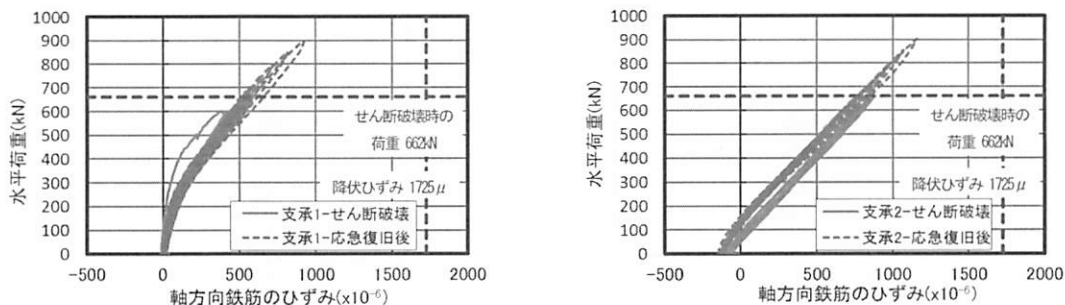


図-14 載荷点位置における水平荷重と橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係

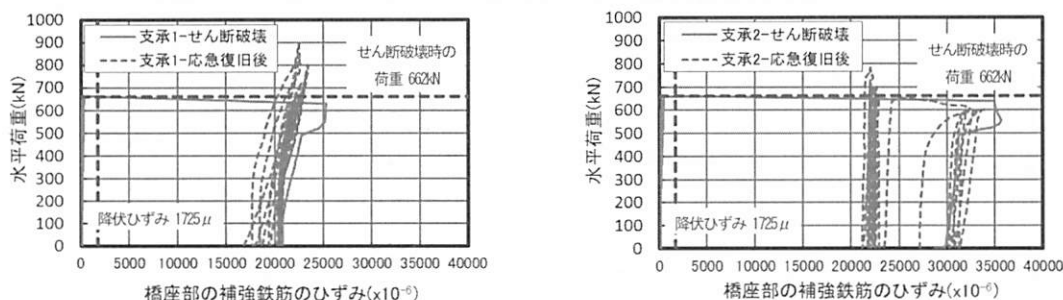


図-15 載荷点位置における水平荷重と橋座部の補強鉄筋のひずみの関係

よりも変位が増加しなかった。これは、降伏していない軸方向鉄筋が、支承1よりも水平荷重に抵抗しているためと考えられる。

c) 軸方向鉄筋に生じたひずみ

図-14に載荷点位置における水平荷重と図-2に示した橋脚下端の軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。支承1では、水平荷重が600kNで軸方向鉄筋のひずみが450 μ 程度、700kNでは軸方向鉄筋のひずみが580 μ 程度となった。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到達すると軸方向鉄筋のひずみが920 μ 程度まで増加した。支承2では、水平荷重が600kNで軸方向鉄筋のひずみが670 μ 程度、700kNでは軸方向鉄筋のひずみが830 μ 程度となった。その後は水平荷重とともに徐々に変位も増加し、900kNに到達すると軸方向鉄筋のひずみが1200 μ 程度まで増加した。いずれの支承部においても降伏ひずみである1725 μ を下回っており、残留したひずみも最大120 μ 程度であることから、今回の載荷荷重の範囲では、軸方向鉄筋は降伏に達していないものと考えられる。

d) 橋座部の補強鉄筋に生じたひずみ

図-15に載荷点位置における水平荷重と図-2に示した橋座部の補強鉄筋のひずみの関係を示す。支

承1では、水平荷重が650kNまでは橋座部の補強鉄筋のひずみが増加しなかったが、それ以降は徐々にひずみが増加し、水平荷重が900kNで最大23000 μ 程度となった。本実験で発生したひずみは、水平荷重が662kNに到達した直後の最大ひずみと比較すると2000 μ 程度減少している。一方、支承2では、ひずみが測定できたのは800kNまでであった。水平荷重が650kNで橋座部の補強鉄筋のひずみが最大34000 μ 程度となったが、水平荷重が650kNに到達すると橋座部の補強鉄筋のひずみが23000 μ 程度まで減少し、これ以降はこのひずみの状態が保持された。本実験で発生したひずみは、水平荷重が662kNに到達した直後の最大ひずみと比較すると13000 μ 程度減少している。

e) 補強部材に生じたひずみ

図-16に載荷点位置における水平荷重と図-11に示したH形鋼[1]のフランジに生じたひずみの関係を示す。支承1では、水平荷重が600kNまではH形鋼のひずみがあまり増加しないが、それ以降は徐々にひずみが増加し、水平荷重が900kNで左側H形鋼が最大400 μ 程度、右側H形鋼が最大400 μ 程度のひずみが生じた。支承2では、水平荷重が700kNまではH形鋼のひずみがあまり増加しないが、それ以降は

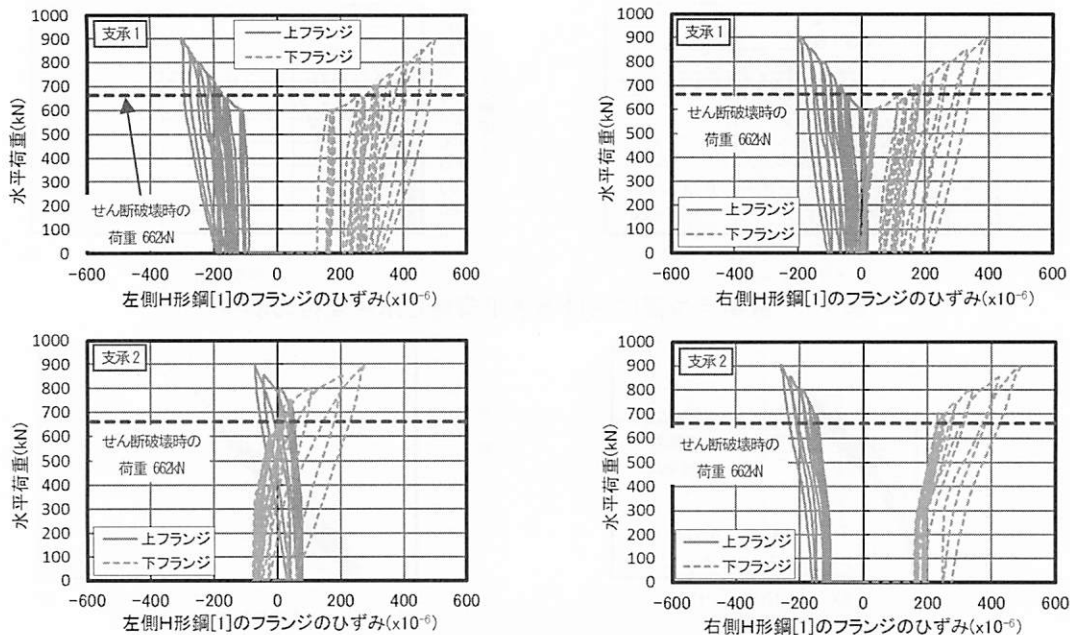


図-16 載荷点位置における水平荷重とH形鋼[1]のひずみの関係

徐々にひずみが増加し、水平荷重が900kNで左側H形鋼が最大270 μ 程度、右側H形鋼が最大490 μ 程度のひずみが生じた。

せん断破壊によりひび割れが生じた橋座部のコンクリート部分は、荷重の載荷に伴い載荷方向に移動しようとするが、この動きを補強部材が拘束しようとするためH形鋼[1]には曲げモーメントが発生する。この作用曲げモーメントに対してH形鋼[1]には自身の曲げ剛性により抵抗力が生じ、この結果、H形鋼[2]には橋座部を水平に押そうとする力が導入される。このようなメカニズムで橋座部に作用するせん断力を補強部材が分担するようになったことにより、橋座部の補強鉄筋のひずみが減少して、H形鋼のひずみが増加しているものと考えられる。

5. まとめ

地震時にせん断損傷を受けた橋座部に対して、応急的な補強を施した工法に対する効果を把握することを目的として、RC壁式橋脚供試体に対して支承部に水平荷重を漸増載荷して橋座部のせん断破壊を再現し、応急復旧を施した後、再度漸増載荷する実験を実施した。本実験の範囲から得られた知見を以下に示す。

- (1) 機能回復を速やかに行うという視点と大地震後の災害復旧という施工に関する様々な制約条件を踏まえて、橋座部せん断損傷に対する応急的な復旧工法として図-1の工法を提案した。

- (2) 提案する応急復旧工法は、1～2日程度でRC橋脚橋座部の応急復旧が可能であることを、供試体に対する応急復旧工法の組立て作業に要した時間により示した。
- (3) 応急復旧後の載荷実験において、応答変位は大きくなるが、支承1および支承2のいずれにおいても橋座部にせん断破壊が生じた水平荷重よりも大きい耐力が確保できることを確認した。この結果から、H形鋼を補強部材とした応急復旧工法は、当初のせん断耐力の相当分は回復させることが可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 国総研 HP：東日本大震災調査報告会，道路橋の被災状況とその特徴について，2011.
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/houkoku/happyou/2-7.pdf>
- 2) 堺淳一，運上茂樹：地震により曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚に対する緊急復旧工法の提案，地震工学論文集，Vol.30，pp.306-316，2009.
- 3) 日本道路協会：道路震災対策便覧(災害復旧編)，2007.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，2012.
- 5) 日本道路協会：道路橋支承標準設計(ゴム支承・すべり支承編)，1976.
- 6) 中野正則，福井次郎，七澤利明，大野了：橋座部の水平耐力の評価に関する研究，土木研究所資料，第3497号，1997.