

熊本地震により損傷したフーチングの 耐震性能評価に関する実験的検討

西谷 朋晃¹・長谷 俊彦²・李 首一³・中谷 隆生⁴

¹正会員 工修 株式会社高速道路総合技術研究所（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

²正会員 株式会社高速道路総合技術研究所（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

³正会員 NEXCO西日本コンサルタンツ株式会社 大阪支店（〒532-0002 大阪市淀川区東三国四丁目13-3）

⁴正会員 NEXCO西日本コンサルタンツ株式会社（〒732-0057 広島市東区二葉の里三丁目5-7）

1. はじめに

平成 28 年熊本地震により、九州自動車道の高速道路橋は大きな被害を受けたが、中でも図-1 に示す益城熊本空港 IC～御船 IC 間に位置する木山川橋は特に甚大な被害を受けた。木山川橋では鋼製支承の損傷とそれに伴う桁の座屈や路面沈下のほか、橋脚梁部の損傷等の様々な被害が確認されたが、中でも下り線 P11 橋脚は外観目視で分かるほど起点側へ大きく傾斜していた¹⁾²⁾。

しかし、P11 橋脚の支承は可動支承であり、本来、地震時には支承部に摩擦力相当の上部構造慣性力しか作用しない構造であった。そこで、本研究では、P11 橋脚の詳細な被災状況を把握するための調査を行ったうえで、P11 橋脚が傾斜するに至った損傷原因の推定を試みた。

さらに、被災状況から推定される当該フーチングの損傷メカニズムの検証及び耐震性能評価を行うことを目的に、供試体による载荷実験を実施した。

2. 橋梁及び地震概要

(1) 橋梁概要

木山川橋は昭和 51 年に竣工した橋長 867.0 m、支間長 24.6～33.0 m の非合成鋼鈑桁橋である。下部構造形式は RC ラーメン橋脚（H=5.5～9.0 m）および RC 壁式橋脚（H=13.0 m）、基礎形式は打込み鋼管杭（φ 800 mm、杭長約 30～40 m）であり、平成 14～16 年にかけて、復旧仕様³⁾に準じて図-2 に示すように、橋脚の耐震補強工事（RC 巻立て工法）が実施されている。なお、架橋地は熊本県下でも極度の湛水地帯であり、地盤条件として橋梁周辺では全域に渡り表層から約 10 m の深度に非常に軟弱な黒ボク土層（N 値=0～3）が堆積している。



図-1 木山川橋位置図

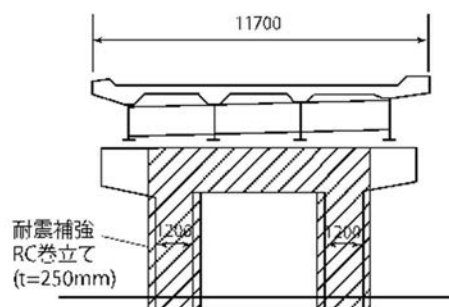


図-2 橋梁概要図（正面図）

(2) 地震概要

熊本地震は、日奈久断層帯と布田川断層帯の隣接する二つの断層帯が連動することで発生した連動型の地震とされている。地震調査研究推進本部の地震調査委員会では、4 月 14 日に発生した M6.5 の前震は日奈久断層帯の活動による地震、4 月 16 日に発生した M7.3 の本震は布田川断層帯の活動による地震と評価している⁴⁾。木山川橋は日奈久断層帯の上盤側に位置しているが、布田川断層帯の南西端にも近接していることから、これら 2 つの断層の影響を大きく受けたものと考えられる。

3. 木山川橋 P11 橋脚の被災状況

(1) 鋼製支承の損傷

前震後の P11 橋脚天端の状況を写真-1 に示す。桁と橋脚がずれたことによる排水管の破損や、橋座面に破損したサイドブロックが確認されることから、前震の段階で支承が損傷したと考えられる。また、本震後の P11 橋脚の鋼製支承の損傷状況を写真-2 に示す。支承のサイドブロックが損傷し、上沓と下沓の間にピンローラーを挟み込む形で上沓が脱落していることを確認した。

(2) 橋脚及びフーチングの損傷

本震後の橋脚及びフーチングの損傷状況を写真-3 に示す。柱部では起点側で約 3.2° の傾斜を確認した。また、当該橋脚は補強主鉄筋をフーチングに定着しない RC 巻立てを行っていたが、柱基部では、フーチング上面から最大 70 mm 程度の浮き上がりを計測したため、柱基部のフーチングへの押込みの作用が生じていたと考えられる。一方、フーチングに関しては、フーチング上面の既設柱前面からフーチング下端にかけて貫通ひび割れが発生していた。さらに、ひび割れに伴うフーチングの傾斜が生じており、ひび割れを挟んで起点側で 2.6° 、終点側で 1.7° の傾斜が確認されたことから、地震によりフーチングの回転も生じていたと判断される。このほか、鋼管杭本体に変形や亀裂等の損傷は確認されなかったが、フーチング内に埋め込まれた杭頭接合部のスタッドの破断が確認された。

4. 木山川橋 P11 橋脚におけるフーチングの損傷メカニズムの推定

(1) 可動支承の擬似固定化

当該橋脚の支承は可動支承であり、本来であれば最大でも摩擦力相当の上部構造慣性力しか橋脚に作用せず、下部構造に大きな損傷が発生することは考え難い。しかしながら、写真-2 に示すとおり、ピンローラーが上沓と下沓に挟まれたことで上部構造の水平移動が拘束され、可動支承が疑似的に固定化されたため、図-3 に示すように、当該橋脚に設計水平力以上の上部構造慣性力が作用したものと考えられる。ここで、設計で想定していた可動支承の摩擦力相当の上部構造慣性力は 515 kN ($=R_d \times 0.15$) 程度であるのに対し、支承が疑似的に固定化した場合の上部構造慣性力は、柱基部が損傷していたことから、柱の終局耐力相当の 1,600 kN 程度と推定され、これは設計水平力の 3 倍以上に相当する。

(2) フーチングのせん断破壊

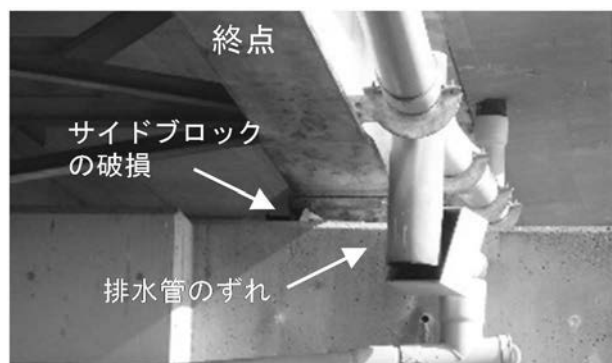


写真-1 P11 橋脚天端の状況（前震後）

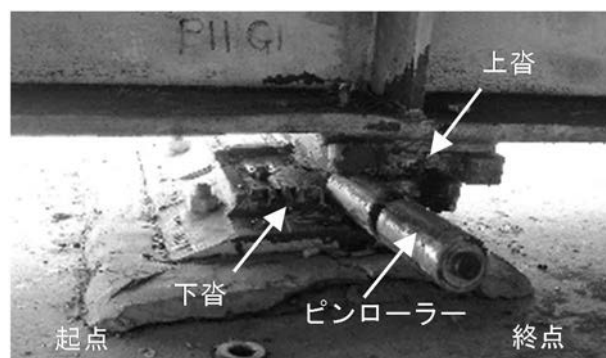


写真-2 P11 橋脚の鋼製支承の損傷状況（本震後）

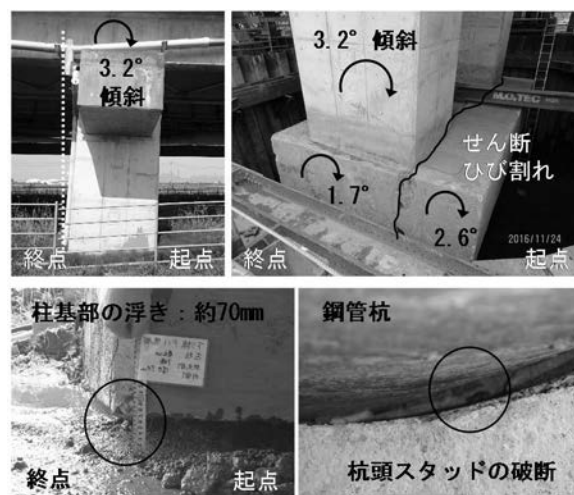


写真-3 橋脚及びフーチングの損傷状況（本震後）

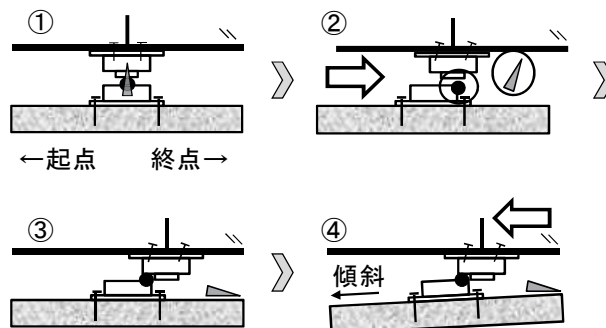


図-3 可動支承の損傷に伴う擬似固定化

当該フーチングは柱前面から杭位置までの距離がフーチング厚の 1/2 よりも短く、現行基準⁹⁾ではせん断照査が不要となる形状であり、被災時のようなせん断破壊は

想定されていなかった。また、当該橋脚の杭種は鋼管杭であり、杭とフーチングとの接合については、杭をフーチング内に埋込む「方法 A」⁹⁾が採用されていたが、せん断破壊面は柱前面とフーチング内に定着された杭外面で生じていた。これらの状況から、フーチングの設計上の有効高と実際にせん断耐力に寄与した有効高が異なり、鋼管埋込み部が構造上の弱点となった可能性が考えられた。そこで、フーチングについて有効高をパラメータとし、コンクリート負担分のせん断耐力とそれに相当するせん断力を発生させる橋脚天端での水平力との関係をはりモデルを用いて算出した。その結果、図-4 に示すように、有効高によってフーチングのせん断耐力が大きく異なり、当該フーチングは設計上想定されていない有効高の違いにより、早い段階から杭頭上部付近でひび割れが発生していた可能性がある。

(3) 各部材耐力の比較

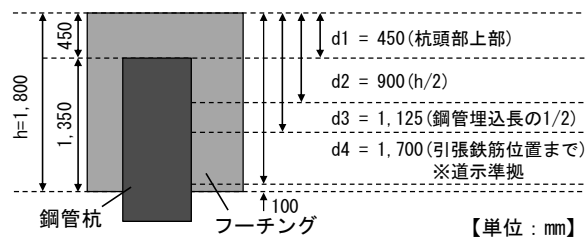
橋脚天端における荷重変位関係とフーチング及び鋼管杭の耐力を比較した結果を図-5 に示す。柱基部が塑性化した場合、フーチングには柱の終局耐力以上の力は作用しないと考えられる。また、被災状況より柱基部とフーチングが共に損傷していたことから、フーチングのせん断破壊と柱基部の曲げ破壊はほぼ同時に生じたものと考えられ、フーチングのせん断耐力は柱の終局耐力と同等以下であったと推察される。ここで、図-5 において、フーチングのせん断耐力が Case-d1 の場合、フーチングのみに損傷が生じ、柱は降伏に達しない。一方、フーチングのせん断耐力が Case-d3 もしくは Case-d4 の場合、フーチングのせん断耐力が柱の終局耐力以上となるため、フーチングに損傷は発生せず、実際の被災状況と矛盾する。したがって、フーチングのせん断耐力は、柱の終局耐力に相当する Case-d2 が妥当であると考えられる。

以上より、当該フーチングのせん断抵抗に寄与した有効高は $h=900$ mm 程度、すなわち、現行基準の 1/2 程度であったと推察される。なお、図-5 に示すように、柱の終局耐力が 1,600 kN 程度であるのに対し、杭基礎は 3,200 kN 程度の降伏耐力を有していること、また、杭頭を目視調査で鋼管杭に損傷が確認されなかったことを踏まえると、既設鋼管杭は健全であると考えられる。

5. 実験概要

(1) 実験ケース

実験ケースを表-1 に示す。実橋の破壊形態及び損傷



Case	有効高 d (mm)	せん断耐力 Sc (kN)	Sc相当発生時の橋脚天端での水平力 P (kN)
d1	450	4,107 (0.24)	147
d2	900	10,571 (0.62)	1,572
d3	1,125	12,264 (0.72)	1,945
d4	1,700	16,964 (1.00)	2,982

図-4 フーチングの有効高と
コンクリート負担分のせん断耐力（実橋）

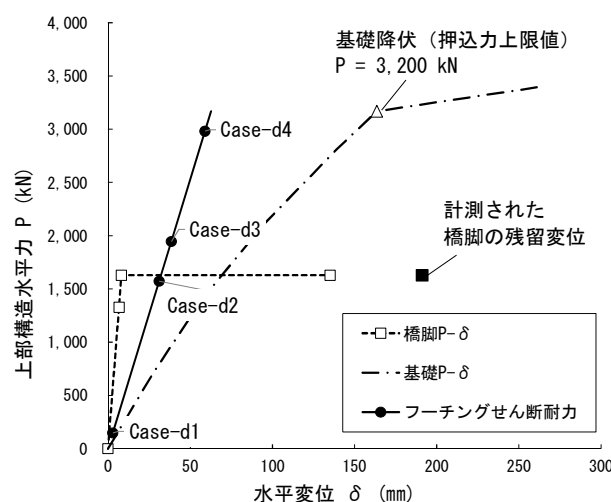


図-5 実橋における荷重変位関係と各部材耐力の比較

表-1 実験ケース

供試体名称	接合方法	せん断スパン比	備考
A-1	方法A	約0.27	実橋模擬
B-1	方法B	約0.27	-
A-2	方法A	約1.13	-

メカニズムの推定結果から、杭頭接合方法及びせん断スパン比 a/d (a : 柱前面から杭位置までの距離, d : フーチングの有効高) が当該フーチングのせん断破壊に影響を及ぼした可能性が考えられた。そのため、杭とフーチングの接合方法については、実橋と同様の「方法 A」と標準的な接合方法である「方法 B」⁹⁾の 2 ケースとした。また、せん断スパン比 a/d については、実橋と同じ $a/d \approx 0.27$ と、NEXCO 西日本管内における平成 2 年以前の基準で設計された橋梁のうち、基礎形式が鋼管杭かつ杭間隔が狭い橋脚の標準的なせん断スパン比である $a/d \approx 1.13$ とした。

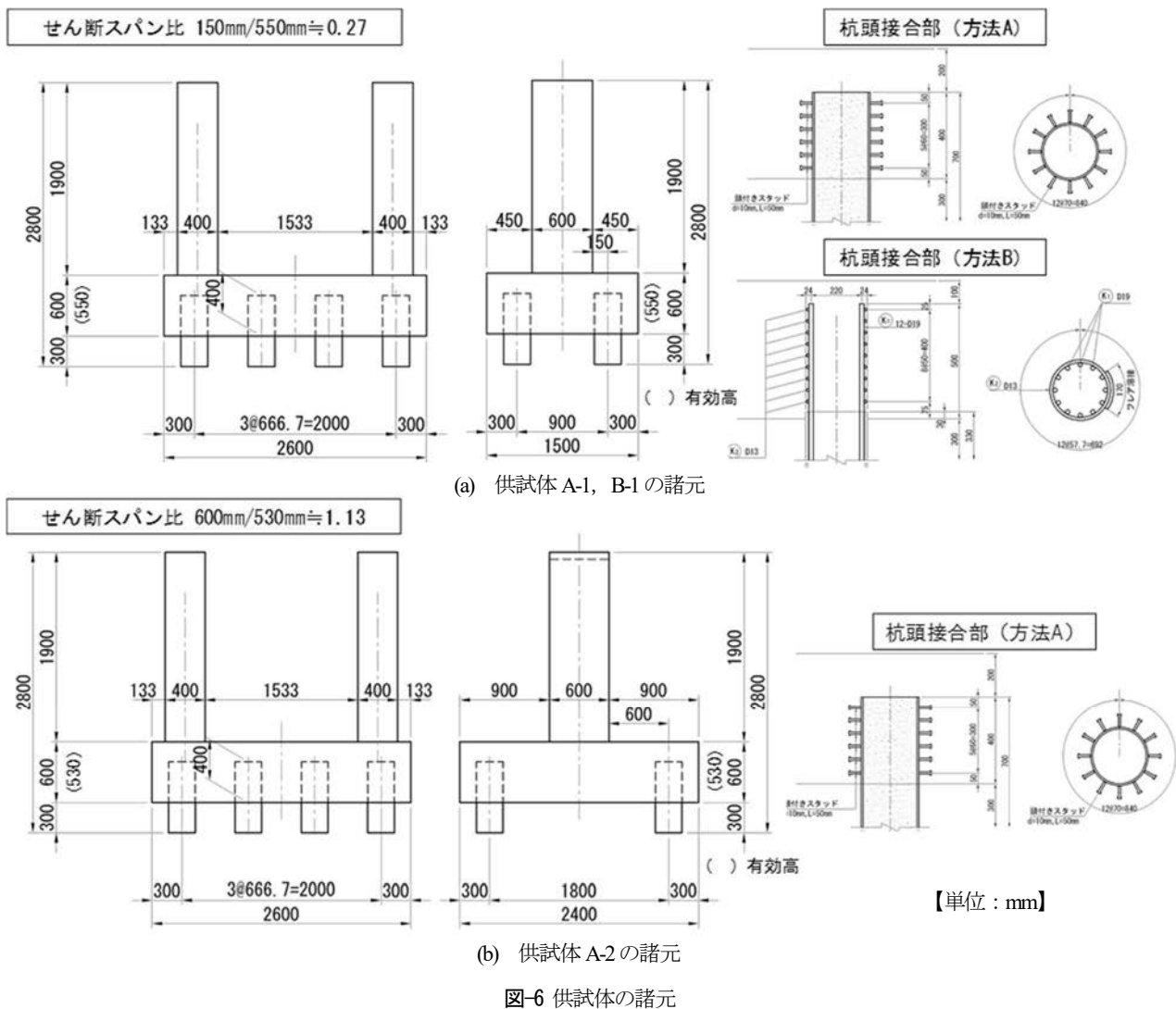


図-6 供試体の諸元

(2) 供試体

供試体の諸元を図-6 に示す。供試体の寸法は実橋の $1/3$ スケールとし、供試体 A-1 及び B-1 の配筋は供試体寸法と同様に、実鉄筋量・鋼材量の $1/3$ とした。ただし、柱と鋼管杭については、最大荷重載荷時においてフーチングよりも先行破壊しないような鉄筋量及び鋼管板厚とした。一方、せん断スパン比が大きい供試体 A-2 については、フーチングのせん断破壊となるように、フーチングの主鉄筋量を供試体 A-1 及び B-1 よりも多く配置した。

(3) 荷重方法

荷重方法は単調増加方式による漸増荷重とした。供試体には実橋の $1/3$ に相当する死荷重 $1,143\text{ kN}$ を軸力として荷重した状態で、水平ジャッキを用いて供試体の破壊もしくは荷重ジャッキの制限に達するまで水平力を荷重した。このとき、フーチングにせん断破壊が生じると考えられる $1,045\text{ kN}$ 以上の水平力を荷重した。荷重制御方法は、フーチングの軸方向鉄筋が初降伏に達するまで荷重制御とし、それ以降は変位制御で荷重を行った。

(4) 計測項目

変位は、柱の荷重点位置及びフーチングで計測を行い、鉄筋ひずみは、柱及びフーチングの上下鉄筋にひずみゲージを取付けて計測を行った。また、実橋において杭頭スタッドの破断が生じていたことから、杭頭接合部が方法 A の供試体は、杭頭スタッドのひずみについても計測を行った。

6. 実験結果

(1) 荷重変位関係

各供試体の荷重点位置における荷重 P と変位 δ の関係を図-7 に示す。

供試体 A-1 の荷重変位関係は、図-7(a) に示すとおり、水平荷重 600 kN で柱の引張側となるフーチングの後趾側において鉛直ひび割れが発生し、 $1,000\text{ kN}$ を越えた時点でフーチング上面主鉄筋が初降伏に達した。水平荷重の増加に伴い、ひび割れ範囲がフーチング全体に拡大し、 $5\delta_y$ の時点で水平荷重が最大 ($1,973\text{ kN}$) に達した。その

後は耐力低下とともに変位が増大し、10 δy に達した時点で載荷を終了した。

供試体 B-1 の荷重変位関係は、図-7(b) に示すとおり、水平荷重 690 kN で供試体 A-1 と同様に柱の引張側となるフーチングの後趾側において鉛直ひび割れが発生し、1,000 kN を越えた時点でフーチング上面主鉄筋が初降伏に達した。水平荷重の増加に伴い、ひび割れ範囲がフーチング全体に拡大し、3 δy の時点で水平荷重が最大 (1,587 kN) に達した。その後は耐力低下とともに変位が増大し、7 δy に達した時点で載荷を終了した。

供試体 A-2 の荷重変位関係は、図-7(c) に示すとおり、水平荷重 340 kN でフーチング下面にひび割れが発生し、1,500 kN を越えた時点でフーチング下面主鉄筋が初降伏に達した。水平荷重の増加に伴い、ひび割れ範囲がフーチング全体に拡大し、6 δy の時点で水平荷重が最大 (2,480 kN) に達した。その後は耐力低下とともに変位が増大し、9 δy に達した時点で載荷を終了した。

(2) フーチングの損傷メカニズムに及ぼす各種要因

a) セン断スパン比の影響

各供試体側面におけるひび割れ発生時及び初降伏時の鉄筋ひずみ及びひび割れ分布を図-8 に示す。

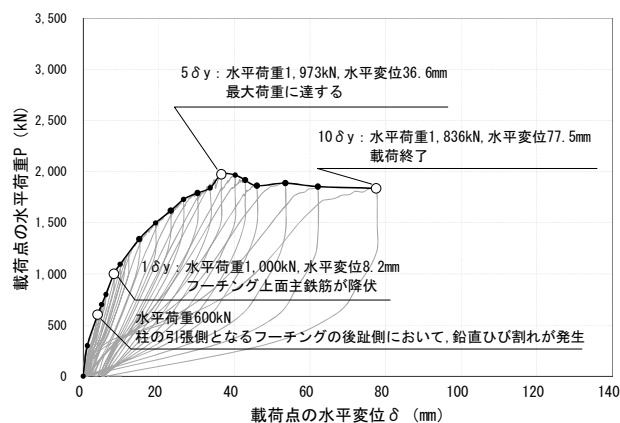
セン断スパン比が小さい供試体 A-1 のひび割れ発生時の鉄筋ひずみ分布に着目すると、図-8(a) に示すとおり、ひずみはフーチング上面において引張方向に大きくなっている一方で、フーチング下面で圧縮方向となっている。また、柱主鉄筋に沿って鉛直方向の断面力の作用が確認されることから、柱の引張側となるフーチングの後趾側では割裂や鉛直方向のセン断力により、鉛直セン断ひび割れが発生したと考えられる。この傾向は、セン断スパン比が同じ供試体 B-1 についても同様であった。

一方で、セン断スパン比が大きい供試体 A-2 のひび割れ発生時の鉄筋ひずみ分布に着目すると、図-8(c) に示すとおり、ひずみはフーチング上面で圧縮方向、フーチング下面で引張方向に作用していたことがわかる。また、赤破線で示す変位計測結果より、フーチングは僅かであるが曲げ変形となっているため、フーチング下面に発生したひび割れは曲げひび割れであると推察される。さらに、初降伏時において、フーチング上下面の変位差はほとんど見られず、ひずみの作用方向も同じ方向であることから、割裂の作用が生じてひび割れが進展したと考えられる。このように、セン断スパン比によってフーチングの耐荷機構が異なることが確認された。なお、杭頭スタッドのひずみは、いずれのものも弾性領域に留まっていた。

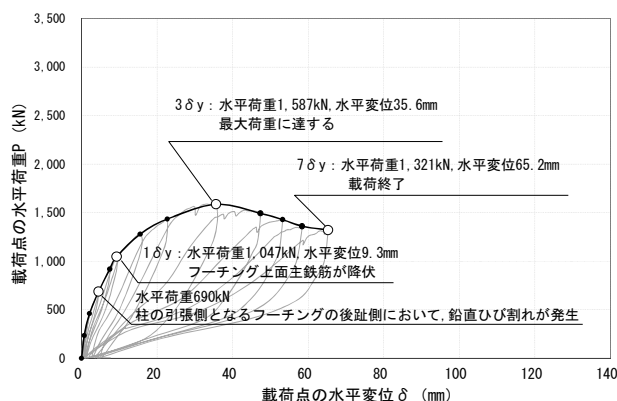
b) 杭頭接合方法の影響

杭頭接合方法の違いによる影響を確認するため、杭頭接合方法が異なる供試体 A-1 及び供試体 B-1 に着目する。

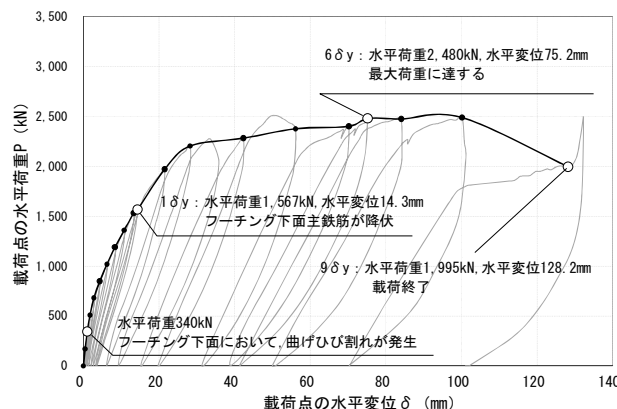
図-8(a) に示すとおり、供試体に最初に発生した鉛直



(a) 供試体 A-1



(b) 供試体 B-1



(c) 供試体 A-2

図-7 各供試体の荷重変位関係

セン断ひび割れは、実橋と同様に、埋込まれた鋼管杭の外縁とほぼ同位置に発生していたため、鋼管埋込み部が構造上の弱点となった可能性が考えられた。そこで、4. (2) と同様にフーチングの有効高をパラメータとし、フーチングのセン断耐力とそれに相当するセン断力を発生させる載荷点位置での水平力を検討した。フーチングの有効高とセン断耐力の検討結果を図-9 に示す。供試体 A-1 は、水平力 600 kN でひび割れが発生し始めており、これは有効高が 200 mm の場合 (case-d1) のフーチングにセン断ひび割れが発生するための水平力 540 kN に相当する。また、図-8 (b) に示すとおり、供試体 B-1

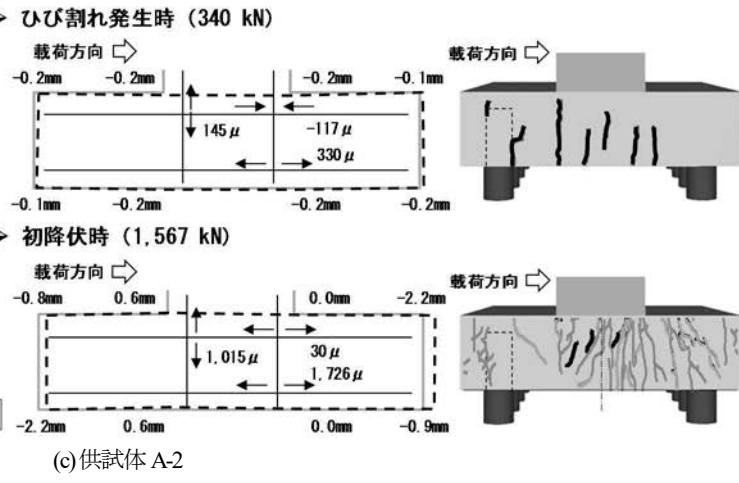
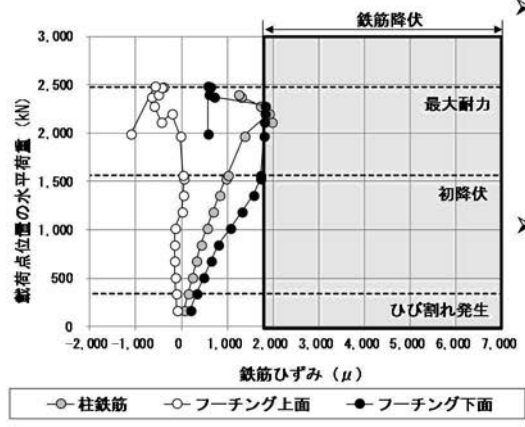
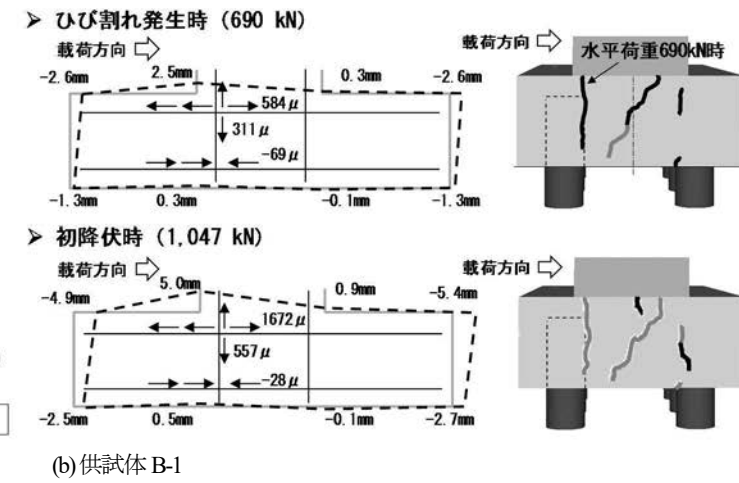
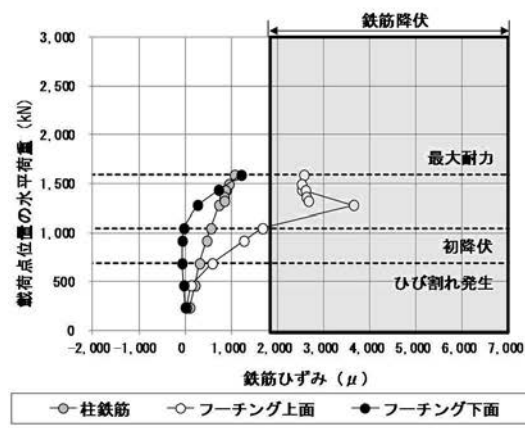
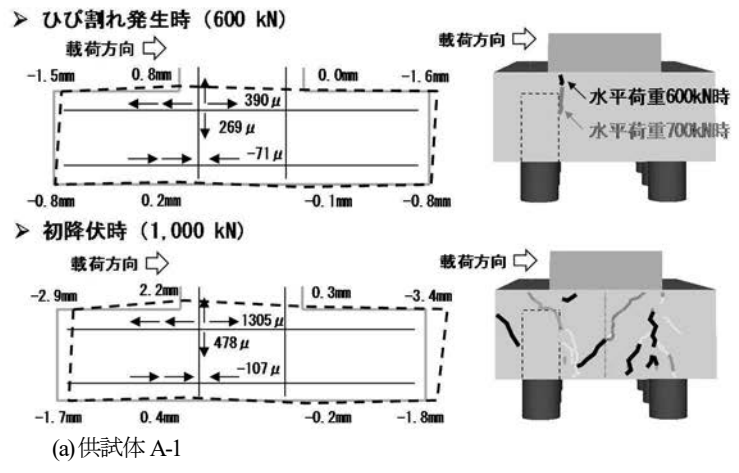
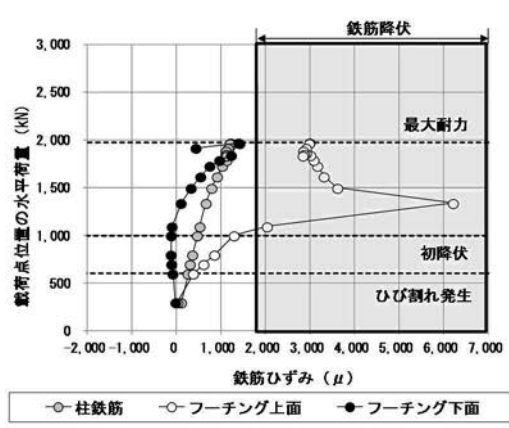


図-8 各供試体の鉄筋ひずみ及びひび割れ分布

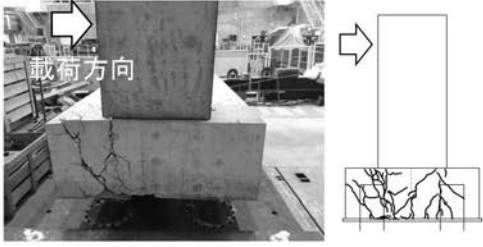
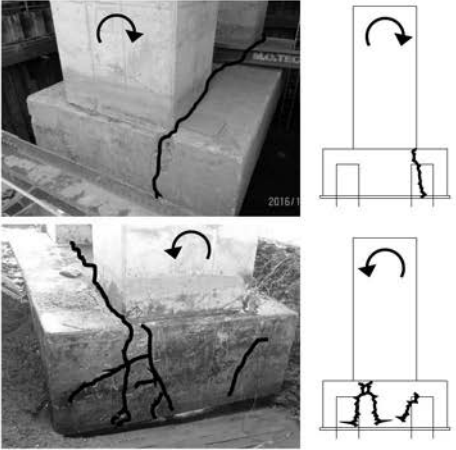
は水平力 690 kN でひび割れが発生し始めており、これは有効高が 300 mm の場合 (case-d2) のフーチングにせん断ひび割れが発生するための水平力 618 kN に相当する。このように、杭頭接合方法が「方法 A」の場合、4. (2) 及び 4. (3) で考察したとおり、実際にせん断耐力に寄与した有効高さが設計で想定した有効高よりも小さいことが実験によって確認された。一方で、「方法 B」は「方法 A」と比較してひび割れが発生し始めるタイミングは遅れるものの、ひび割れが発生した時点における鉄

筋ひずみの向きや大きさに違いが見られないことから、杭頭接合方法の違いがフーチングの損傷メカニズムに及ぼす明確な影響は確認されなかった。

(3) 実橋と供試体の破壊形態の違いに関する考察

実橋の破壊形態及び損傷メカニズムの推定結果を踏まえて、実橋を模擬した供試体 A-1 による載荷実験を実施した結果、実橋では柱の圧縮側に一面せん断ひび割れが確認された一方、供試体では柱の引張側に鉛直方向のせ

表-2 実橋と供試体の破壊形態の相違点

基本 条件	寸法	供試体A-1	木山川橋下り線P11橋脚
	载荷条件	実橋の1/3モデル 漸増载荷	実橋 繰返し交番荷重 (L2相当)
主な 損傷 状況	全体		
	柱	損傷なし	曲げ破壊
	フーチング	柱の引張側における鉛直せん断ひび割れ	柱の圧縮側における一面せん断破壊
	杭頭 スタッド	損傷なし	破断

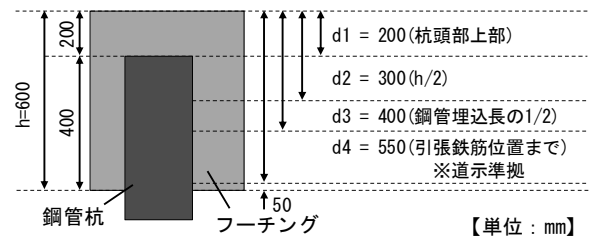
ん断ひび割れが顕著に発生しており、実橋と異なる破壊形態となっていた。そのため、実橋と供試体の破壊形態の相違点を表-2 のとおり整理し、その要因を考察する。

a) 载荷条件の違い

木山川橋付近の K-NET 観測点（熊本）で記録された前震時及び本震時の地震波⁷⁾からオービット図を整理した結果を図-10 に示す。実橋には、前震・本震時ともに橋軸方向にレベル 2（Type II）設計地震動を上回る繰返し交番荷重が作用したものと考えられる。一方、実験ではフーチング自体の破壊形態や耐力を確認する観点から、漸増载荷を行っており、柱の引張側となるフーチングの後趾側において、割裂や鉛直方向のせん断力の作用により、最初に鉛直方向のせん断ひび割れが発生し、終局に至ったことを実験で確認した。また、この鉛直方向のせん断ひび割れは、鋼管埋込み部が構造上の弱点となったことが影響したものであることも同時に確認できたため、実橋においても早い段階から杭頭上部付近でひび割れが発生していたものと考えられる。したがって、実橋の破壊メカニズムとして、最初に柱の引張側となる後趾側のフーチングに鉛直ひび割れが発生・進展したことで、せん断力に対して抵抗するフーチングの有効高が大きく低下し、レベル 2 地震相当の繰返し交番荷重による圧縮力を受けたことで、杭頭上部付近を起点に一面せん断ひび割れ等の損傷が進展したと推定される。

b) 橋脚耐力の違い

実橋では、写真-3 に示すとおり、柱基部とフーチングが共に損傷しており、フーチングのせん断破壊と柱基



Case	有効高 d (mm)	せん断耐力 Sc (kN)	Sc相当発生時の橋脚天端での水平力 P (kN)
d1	200	309 (0.18)	540
d2	300	491 (0.29)	618
d3	400	924 (0.54)	798
d4	550	1,707 (1.00)	1,100

図-9 フーチングの有効高とせん断耐力
(供試体 A-1, 供試体 B-1)

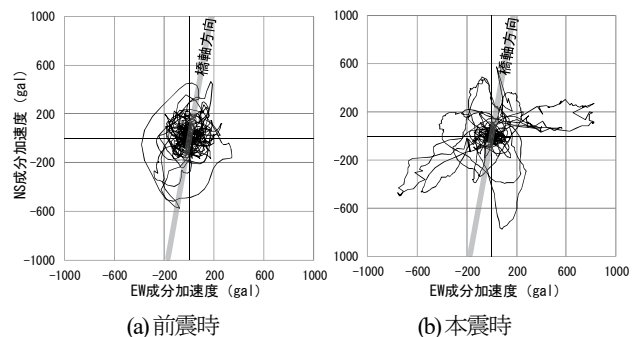


図-10 オービット図 (K-NET 観測点（熊本）より作成)

部の曲げ破壊はほぼ同時に生じたものと推察している。

一方、実験ではフーチングの破壊形態や耐力を確認するため、柱がフーチングより先に降伏に達しないように、

供試体の柱主鉄筋量を実橋よりも多く配置していた。そのため、実橋と供試体は水平荷重を受けた際の柱とフーチングの降伏の程度が異なり、ひび割れの発生状況や損傷形態に相違が生じたと考えられる。特に、実橋では柱基部が塑性化したことで、柱天端の水平変位が大きくなり、上部構造から載荷される軸力による偏心曲げモーメントの影響が実験と比較して顕著であったと考えられる。

c) 杭体拘束条件の違い

実験では杭体の拘束条件を固定としたが、実橋では架橋地が軟弱地盤であることに加えて、杭長が 36 m と長く、大規模地震によって杭体の曲げ変形が生じやすい条件であった。そのため、実橋のフーチングは繰返し交番載荷の影響を受けて回転による偏心が生じやすくなり、柱基部のフーチングへの押込みの影響が実験と比較して顕著であったと考えられる。

7. 被災した諸元のフーチングの耐震性能評価

被災したフーチングを模擬した供試体 A-1 の耐震性能について、杭頭接合方法が異なる供試体 B-1 と比較すると、図-7(a) 及び図-7(b) に示すように、最大耐力は供試体 A-1 が大きい結果となった。ただし、鋼管杭周辺のスタッドでフーチングと接合する「方法 A」は、杭頭鉄筋でフーチングと接合する「方法 B」と比較して、フーチングコンクリートに対してスタッドが異物となっており、柱前面から杭位置までの距離によってせん断耐力が急激に変化する構造であることに留意することが必要であると考えられる。すなわち、本実験においても、供試体 A-1 では杭頭スタッドが抵抗部材として機能したため、供試体 B-1 と比較して耐力が大きくなった可能性がある。一方、両者の降伏変位及び最大耐力時の応答変位を比較すると、いずれもほぼ同等であったことから変形性能は同等と判断することができ、被災したフーチングを模擬した供試体 A-1 の耐震性能は必ずしも劣るものではないことが確認された。

また、せん断スパン比が異なる供試体 A-2 と比較すると、最大耐力・最大変位ともにせん断スパン比が大きい供試体 A-2 が大きい結果となった。これは 6. (2) a) で述べたとおり、せん断スパン比によって耐荷機構が異なり、せん断スパン比が大きくフーチング下面が主鉄筋として抵抗する場合、フーチング上面が主鉄筋となる場合と比較してはり部材としてのフーチングの有効幅が大きくなるため⁹⁾であると考えられる。

8. まとめ

熊本地震により損傷した木山川橋下り線 P11 橋脚の損傷メカニズムの推定及び耐震性能の評価を行うため、詳

細調査ならびに供試体による載荷実験を実施した。本検討により確認された事項を以下に示す。

- ・詳細調査の結果、実橋では、損傷した可動支承が擬似固定化したことで、設計の約 3 倍の上部構造慣性力が当該橋脚に作用した可能性がある。また、鋼管杭とフーチングの接合方法の影響により、フーチングのせん断耐力に寄与するコンクリート断面は設計で想定された断面の 1/2 程度であったと考えられる。これにより、フーチングのせん断破壊と柱基部の曲げ破壊がほぼ同時に発生し、当該橋脚の傾斜に至ったと推察される。
- ・なお、既設鋼管杭が損傷していた可能性は低い。
- ・載荷実験の結果、被災したフーチングを模擬した供試体 A-1 は、実際にせん断耐力に寄与した有効高さが設計で想定した有効高よりも小さく、鋼管埋込み部が構造上の弱点となったことが確認された。また、鋼管杭とフーチングの接合部材であるスタッドの影響により、せん断耐力が急激に変化する構造であることに留意する必要があるが、本研究の範囲では、杭頭接合方法が「方法 B」の供試体 B-1 と比較しても、その耐震性能は必ずしも劣るものではないことが確認された。
- ・実橋ではレベル 2 地震相当の繰返し交番荷重により、実験で確認された弱点部から損傷が進展したと推察される。

なお、今回実施した実験的検討では、実橋と実験条件の違いから、破壊形態にいくつかの相違が確認されたため、今後は解析により実橋の破壊メカニズム解明に向けてさらに検討を進めていきたい。

謝辞：本研究は（国研）土木研究所、首都高速道路（株）及び阪神高速道路（株）との共同研究の一環として実施したものである。本実験は、（国研）土木研究所の実験施設を借用して実施した。ここに記して関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、（国研）土木研究所：平成28年熊本地震土木施設被害調査報告，pp210-217，2017.3.
- 2) 高橋良和：2016年熊本地震による橋梁被害と前震後の調査を踏まえた被害メカニズム推定，土木学会論文集A1，Vol73，I_225-I_235，2017.
- 3) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995.6.
- 4) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：平成28年（2016年）熊本地震の評価，2016.5
- 5) （社）日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2017.
- 6) （社）日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2002..
- 7) （国）防災科学技術研究所 強震観測網