

ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策

Seismic retrofit of existing bridges using a bearing support with knock-off functions

本荘清司*, 横山和昭*, 前原直樹**, 田崎賢治***, 姫野岳彦****

Kiyoshi Honjo, Kazuaki Yokoyama, Naoki Maehara, Kenji Tasaki, Takehiko Himeno

*工修, 西日本高速道路(株), 中国支社 保全サービス事業部 (〒731-0103 広島市安佐南区緑井 2-26-1)

**西日本高速道路(株), 中国支社 保全サービス事業部 (〒731-0103 広島市安佐南区緑井 2-26-1)

***工博, 大日本コンサルタント(株), 構造事業部 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

****川口金属工業(株), 技術本部開発部 (〒332-8502 埼玉県川口市宮町 18-19)

A seismic retrofit of existing bridges using a bearing support with knock-off functions and a performance confirmation experiment were conducted. As a result, the responses of piers were reduced in elastic ranges within the permissible values. By changing the horizontal support condition in the transverse direction into movable from fix condition, it was confirmed that the superstructure was behaved elastic responses. After performing a performance test of the knock-off bearing support, valuable information was collected for fracture and strength characteristics notched bolts. Furthermore, it was confirmed that the bolt was fractured at a load satisfying the required performance from the seismic design.

Key Words: Bridge, Seismic retrofiting, Knock-off bearing support, Insulation structure

キーワード: 橋梁, 耐震補強, ノックオフ支承, 絶縁構造

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 地震時保有水平耐力法や動的解析により, 大規模地震に対する橋梁の耐震設計が行われている. 既設橋梁に対しても同様に, 耐震性能照査が行われ, 主として各種巻き立て工法等により耐震補強対策が実施されてきている.

ところが, 既設橋の立地条件として, 補強対象の橋脚が河川内や海中等, 常時水位の高い水中部にある場合や, 掘削不可能な斜面上にある場合, また環境的な制約条件等により巻き立て補強が困難な場合がある. このような場合, 橋脚の巻き立て補強の代わりに, 支承構造の変更等による地震時慣性力分散構造や免震構造, あるいは制震構造等の橋全体系の対策工法により, 所要の耐震性能を満足させることが必要となる.

本稿は, 一般的な巻き立て補強が困難な立地条件にある既設の連続桁橋を対象に, 巻き立て補強の代わりに支承構造を変更する橋全体系の対策工法を考え, レベル1地震時(以下, L1地震時と称する)とレベル2地震時(以下, L2地震時と称する)で支承条件が異なるノックオフ機能付き支承構造の性能確認実験を行った一連の検討結果についてまとめたものである.

2. 対象橋梁

対象橋梁は図-1に示すような支間長 34.5m の既設の鋼 3 径間連続非合成鋼桁橋(橋長 105.0m)である. 本橋は P1 および P2 橋脚が国営公園内の池の中に位置し, 常時の水位が橋脚梁部の下端付近までであり, 両端部に橋台を有する. 支承条件は, 橋軸方向に対して, A1 橋台のみ固定構造で他の下部構造は可動構造であり, 橋軸直角方向に対しては, 全下部構造上で固定構造である.

構造諸元は図-1に示すように, 上部構造は鋼非合成鋼桁(4主桁), 支承構造は鋼製ピン(ローラー)支承, 下部構造は RC 小判型橋脚, 橋台は逆 T 式橋台, 基礎構造は橋脚部が直接基礎, 橋台部が深礎杭基礎(杭径 $\phi 2.5\text{m}$, 杭長 $L=16\text{m}$ (A1), $L=12\text{m}$ (A2))である. 地盤条件は I 種地盤であり, 昭和 46 年の道路橋耐震設計指針に準じて修正震度法により耐震設計が行われている橋梁である.

3. 現橋の耐震性能照査結果

現況の橋梁に対して L2 地震に対する耐震性能照査を行った. 性能照査方法は動的照査法とし, 道路橋示方書

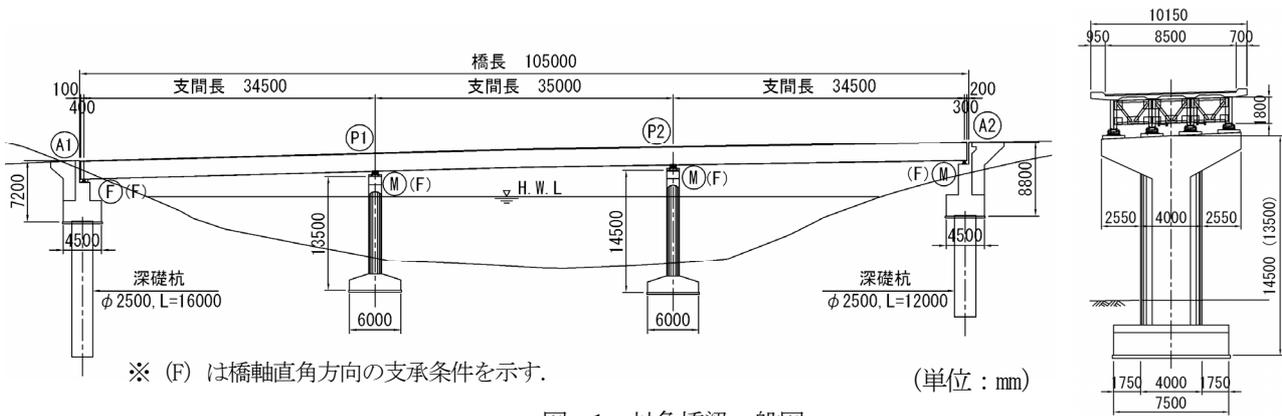


図-1 対象橋梁一般図

・同解説V耐震設計編¹⁾(以下、道示耐震編と称する)に示される解析手法に準じて時刻歴応答解析を実施した。ここで、橋脚の破壊形態は、橋軸方向および橋軸直角方向とも橋脚基部の曲げ破壊型である。

照査の結果、まず、橋軸方向に対しては、A1橋台部で一点固定構造であるため、可動橋脚のP1、P2橋脚は何れも道示耐震編に規定される許容変位を満足する結果となる。また、A1橋台上の固定支承の破壊を考慮し、橋脚上の可動支承が移動制限装置等により固定になったケースの照査も行ったが、両橋脚とも許容変位以下となり、所要の耐震性能2を満足する結果となることを確認している。

次に、橋軸直角方向に対しては、橋脚上が固定条件であるため、図-2の上部構造慣性力作用位置における時刻歴応答変位波形図や図-3の橋脚基部における応答履歴図(曲げモーメント-曲率関係)に示すように、最大応答値が許容値を上回り、所要の耐震性能を満足しない結果となる。

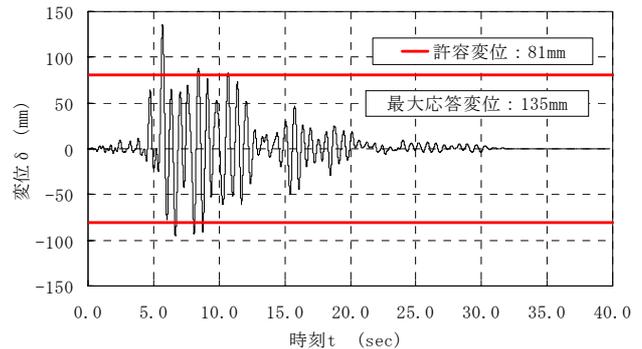


図-2 現橋の時刻歴応答変位波形(橋軸直角方向)

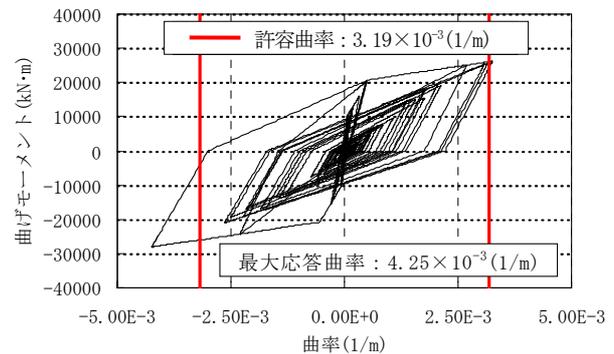


図-3 現橋の橋脚応答履歴図(橋軸直角方向)

4. 耐震補強対策検討

4.1 検討概要

現橋の耐震性能照査結果より、本橋は橋軸直角方向に対する対策が必要となる。しかし、前述のように、本橋は橋脚が国営公園内の池の中に位置しており、常時の水位が高く、協議条件もあいまって巻き立て補強は極めて困難である。このことから、橋脚の巻き立て補強の代わりに、支承構造の変更による橋全体系の対策工法により、所要の耐震性能を満足させる方法を検討した。

支承構造の変更による工法では、免震・制震工法や地震慣性力分散工法が考えられるが、何れの工法も免震支承等により地震慣性力の低減は図れるものの、P1およびP2橋脚に上部工からの慣性力(分担重量)が作用するため、最大応答を許容値以下に抑えることができず、巻き立て補強を回避できる結果とならなかった。一方、免震支承等への交換により、橋軸方向の上部構造水平変位が大きくなり、既設の遊間量以下に抑えることができない

こととともに、橋軸方向のもととも可動橋脚基部の曲げ照査を満足しない結果となる。したがって、橋脚の巻き立て補強を回避するためには、橋脚上の支承条件をL2地震時に可動とし、上部構造からの慣性力を支承の摩擦力以下に抑える対策を施すことが必要となる。

4.2 橋脚部可動支承構造による対策検討結果

(1) 工法概要と設計上の考え方

橋脚上の支承をL2地震時のみ可動支承となるように既設の支承構造を変更し、地震慣性力を両端部の固定橋台に分担させる対策を行うことにより、後述のように、橋脚を弾性応答とすることができる。但し、本工法は橋全体系によるものであり、常時、L1地震時の条件を保持し、L2地震時に対して橋脚の巻き立てを回避するためには、設計上、以下の項目を満足する必要がある。

- ①両端橋台部の分担重量の増加に伴い、橋台本体の安定計算を満足すること、また、橋台支承部は、L2地震時に固定条件を保持すること
- ②橋軸直角方向に対する上部構造の水平固定支持点が4点から2点支持に変化することに伴う上部構造の健全性を保持すること
- ③橋脚上のロックオフ機能付き支承が、常時、L1地震時に固定、L2地震時に確実に可動となること

(2) 解析モデルと解析方法

解析モデルは図-4 に示すように、橋全体系のフレームモデルを用いる。橋脚柱部には、トリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有する非線形バネ要素を設け、その履歴特性は武田モデルを用いている。その他の橋脚梁部とフーチング部は剛はり要素を用いている。また、支承部のモデル化は図-5 に示すように、橋脚上は可動支承に交換するため、摩擦係数 $\mu=0.1$ としたバイリニア型のパネでモデル化し、橋台部は固定バネでモデル化している。入力地震波形は「道路橋の耐震設計に関する資料」²⁾に示されるL2地震動のタイプIおよびタイプIIを対象とし、I種地盤用の標準波形各3波を用いている。時刻歴応答解析における数値積分にはニューマークの β 法 ($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は $\Delta t=1/1000$ 秒としている。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、橋脚は2%、基礎は10%、橋台たて壁は5%、橋台パラペット部と支承部および剛部材は0%とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

(3) 解析結果と耐震性能照査結果

図-6 と図-7 に、それぞれ対策後の上部構造慣性力作用位置における時刻歴応答変位波形図と橋脚基部における応答履歴図(曲げモーメント-曲率関係)を示す。図より、橋脚上の支承を可動支承に変更することで、橋脚は弾性応答(可動支承の最大変位は120mm)となり、許容値以下に抑えることができることがわかる。

(4) 橋台支承部の補強構造

両端橋台部の分担重量の増加に伴い、動的解析の最大水平反力に対して固定条件を保持するため、図-8 に示す受梁併用アンカーバータイプの耐震固定装置を設置している。なお、本構造については別途FEM解析を行い、水平抵抗特性の把握と補強断面を算定している³⁾。

また、橋台本体は橋軸直角方向に耐力が大きく、動的解析の最大水平反力に対して安定計算上問題ないことを確認している。

(5) 上部構造の健全性評価

上部構造の水平固定支持点の変更に伴う照査として、別途橋全体の3次元ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析により、上部構造最大応答変位時(支間中央で208.5mm)の応力状態を照査した。その結果、RC床版に若干のひび割れが発生するものの、上部構造で降伏に達する部材はなく、耐力低下を生じないことから、上部構造の健全性は損なわないことを確認している。

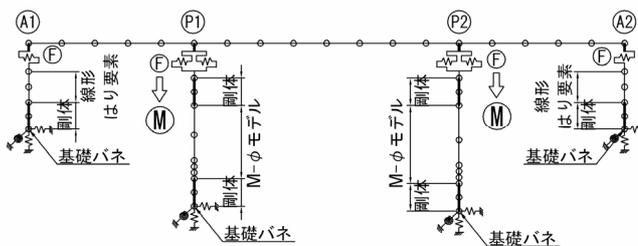
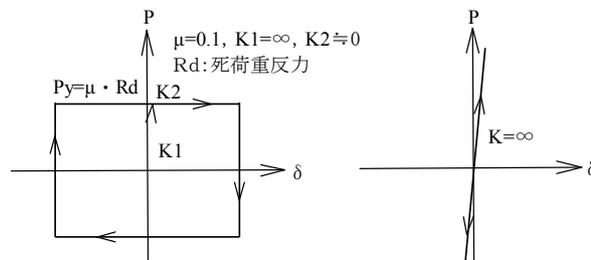


図-4 橋全体の解析モデル (橋軸直角方向)



(a) 橋脚上可動支承 (b) 橋台上固定支承

図-5 支承部のモデル化 (橋軸直角方向)

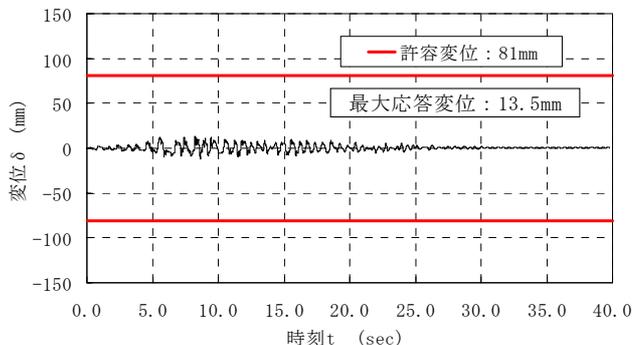


図-6 対策後の時刻歴応答変位波形 (橋軸直角方向)

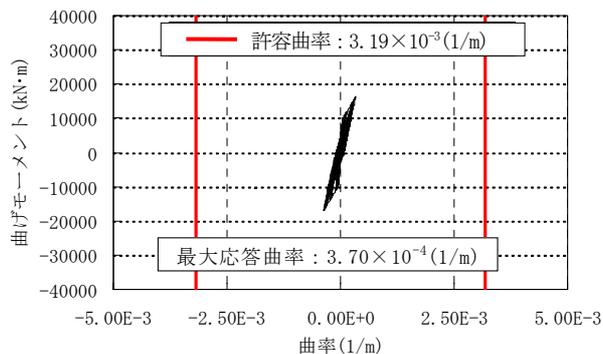


図-7 対策後の橋脚応答履歴図 (橋軸直角方向)

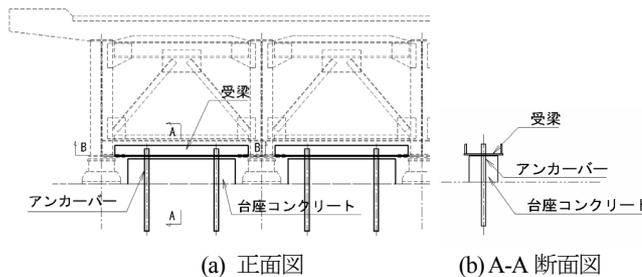


図-8 橋台支承部の耐震固定装置

5. ノックオフ機能付き支承構造の性能確認試験

先に述べたように本橋梁における支承部には、橋軸直角方向に対して、常時および L1 地震時までは固定条件を維持し、L2 地震時に対しては、可動条件となることが設計上の要求性能となっている。このような機能は、道路橋示方書¹⁾におけるジョイントプロテクターの思想と類似したものであるが、L1 地震力以上の耐力を有し、なおかつ、L2 地震力にいたる前に確実に固定部材が壊れることを詳細に検証することが本橋梁の耐震性能の確保において必要である。

このような、いわゆるノックオフ機能を有する支承構造に関する検討事例については、例えば、坂井田らは、ゴム支承に併設されたサイドブロック構造に着目し、スリット型の切り込みを入れることでその破断荷重をコントロールする手法の検討⁴⁾を行っており、また、豊岡らは、同じくゴム支承に用いるサイドブロックに対して、ねじりや座屈などといった破壊形態により、その耐力や破壊挙動の検証^{5)~7)}を実施している。ただし、これらはいずれもゴム支承構造に対する検討事例であり、本橋梁のように、すべり支承 (BP-B 支承) を用いる場合、その基本構造の違いから、新たな検討が必要である。

BP-B 支承に対しては、支承本体を締結する固定ボルトを破断部材として期待した構造およびその設計法が規定されている事例⁸⁾などもあるが、このような構造に対する実際の破断耐力についての実験的検討事例は非常に少なく、材料強度のばらつきによる影響や載荷速度の

影響、あるいは複数本のボルトにより抵抗させることによる各個撃破の発生など、具体的な検証データに関する知見が不足しているのが現状である。

そこで、筆者らは、支承本体を固定するボルト部材に着目し、その破断強度を設計上の要求性能に合致するように適切にコントロールすることを考え、せん断破壊面にノッチ (切り込み) を施すなどの手法を取り込み、その破断耐力および破断挙動に関する実験的検討を行った。

5.1 支承部の要求性能とノックオフ機能付き支承構造

本論では図-9 に示す構造をノックオフ機能付き支承構造と称する (以下、「ノックオフ支承構造」と呼ぶ)。固定部材として水平力に抵抗する要素は、ボルトのせん断耐力と支承本体とベースプレート上面における摩擦力の2つである。

ボルトには引張ではなく、せん断が卓越するような構造的配慮をすることで、破断面に凹凸などが生じずに、破断後のスムーズなすべり挙動が得られるようにしている。また、すべり摩擦力については、支承部に一般的に用いられる PTFE (四ふっ化フルオロエチレン: 通称テフロン) と SUS (ステンレス) との組み合わせを用いることで、安定した挙動を期待した構造としている。

なお、本構造は、支承部の損傷制御設計を考える際の選択肢のひとつとして、筆者の一人が文献⁹⁾にて紹介しているものでもある。

本支承に要求される性能は、図-10 に示したように、固定部材の耐力が L1 地震力以上、かつ、L2 地震力 (具体的には橋脚の降伏耐力) 以下であることの2点である。このため、本実験では、このような範囲に固定部材の耐力が収まることを確認することとする。

5.2 性能確認試験概要

ノックオフ機能付き支承構造の性能検証の概要を以下に示す。

(1) 着目点

本実験では、5 つの課題に着目して性能確認試験を計画した。

- ①本橋梁の支承構造として、設計上の要求性能 ($\Sigma R_d \times K_h$ 以上, P_y 以下) を満足すること
(ここで、 ΣR_d : 上部構造死荷重の合計値, K_h : レベル1地震動の設計水平震度, P_y : 橋脚の降伏耐力)
- ②ノッチ付きボルトの耐力のばらつきを検証するため、要素試験としてボルト単体により載荷を実施
- ③実際の地震動は動的な力として作用するため、静的な載荷試験のみならず、動的な要素も考慮する
- ④本支承の耐力には支承部の摩擦力も付加されるものと想定されるため、PTFE-SUS 材料の摩擦特性の計測を行う

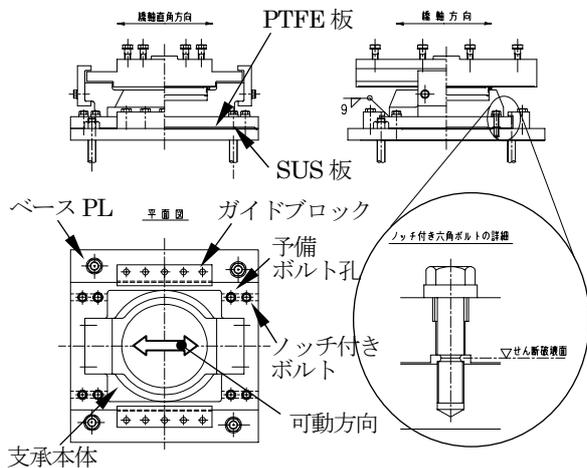


図-9 ノックオフ機能付き支承構造

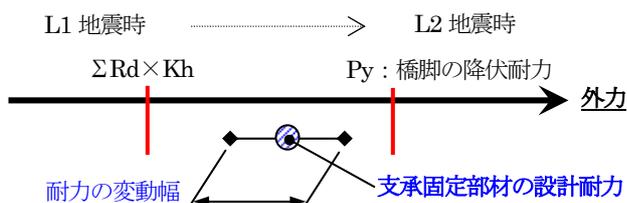


図-10 要求性能の概念図

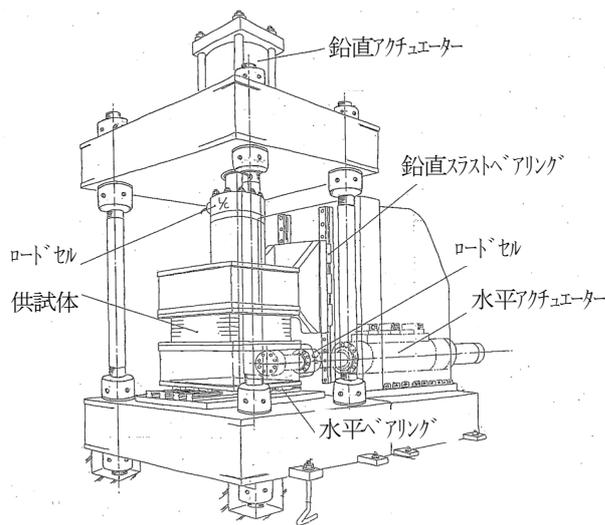


図-11 試験装置

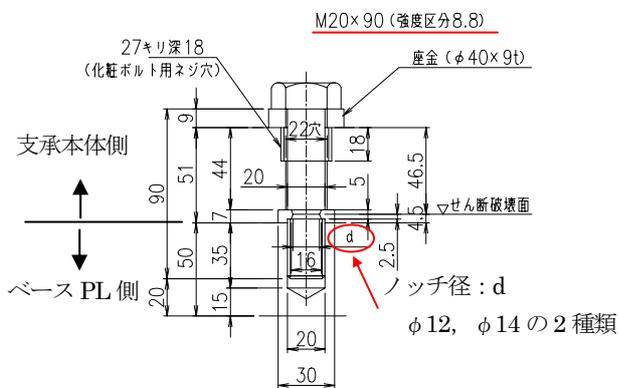


図-12 供試体形状

⑤実際の支承構造と同様に4本のボルトを設置し、支承が支持する鉛直荷重を载荷させた状態での固定耐力および挙動を確認する

これらの検証を行うため、図-11に示した2軸の载荷装置を用い、それぞれの着目点に応じた载荷パターンにより計測を実施した。

なお、供試体となるノッチ付きボルトは図-12に示すような構造とし、ノッチ径 d は、上述①の要求性能範囲の破断荷重が期待できる断面構成とした。具体的には、単純にボルト材料の公称強度から算出されるせん断耐力を参考として、 $\phi 12$ と $\phi 14$ の2種類を選定した。また、実構造における防錆処理の影響も考慮して、溶融亜鉛めっきを施した強度区分8.8の六角ボルトとした。

(2) 試験方法

本試験では、図-13に示したボルト単体を試験機治具上に設置し、ノッチ付きボルトの破断強度の検証を行う「要素試験」と、図-14に示したように、実際の支承構造における主要部を抽出し、ボルト4本を設置した「模擬試験」の2ケースを設定した。

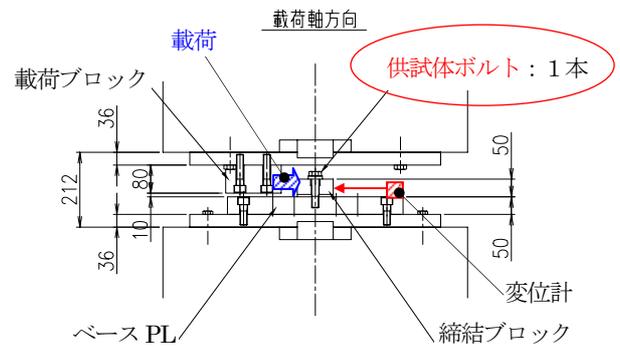


図-13 要素試験 (ボルト単体)

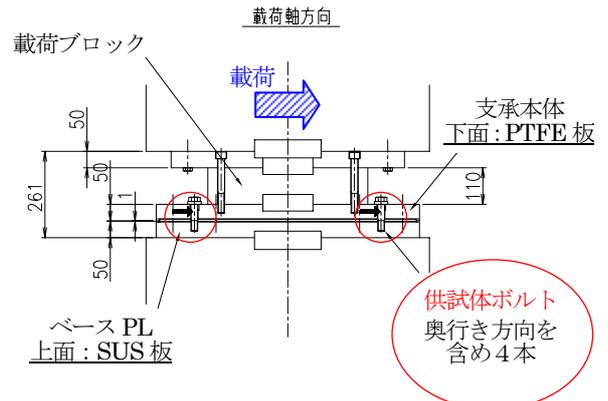


図-14 支承構造模擬試験 (ボルト4本配置)

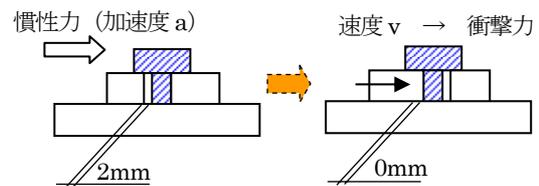


図-15 ボルト孔のガタ (隙間) による衝撃力

要素試験では、供試体ボルトを1本だけ試験機テーブルに設置したベース PL に締結ブロックと共に取り付け、この締結ブロックに上部側の载荷ブロックを衝突させることで破断耐力の計測を行う。また、このとき、締結ブロックには変位計を設置し、ボルトの水平変形の計測も実施している。

一方、支承構造の模擬試験のケースでは、実構造と同じように支承下面の摩擦材料、ボルトの設置本数等を再現し、直接的に、その耐力の計測を行う。

また、本論では、動的な载荷による破断強度の検証も実施しているが、その载荷速度の決定には、以下の試算結果を採用している。

固定ボルトに作用する衝突速度 (衝撃力) は、図-15に示すように、破断が生じるまではボルトの軸径と孔径とのガタ (隙間) の量だけの小さな変位 (本構造では最大2mm) しか生じないため、このガタの部分だけで加速できる速度を試算してみると、上部構造の応答加速度を a 、応答速度を v 、変位を x 、時間を t とすると、 $v = at$ 、

$x = vt$ の関係から、

$$v = \sqrt{ax} \quad (1)$$

となる。ここで、 $x = 2$ (ボルトが片側によった状態からの振動 (加速) を想定) とすると、応答加速度は動的解析結果から 1000gal 程度で、速度は 140mm/sec 程度となり、衝撃力の発生は比較的小さく、限定的なものと考えられる。したがって、本試験では、静的載荷では試験機の制御上の観点から便宜的に 0.3mm/sec とし、動的載荷では 140mm/sec に設定することとした。

5.3 性能確認試験結果

(1) ノッチ付きボルトの破断耐力

要素試験によるノッチ付きボルトの破断耐力の測定結果を図-16 および表-1 に示す。荷重-変位曲線において、最大荷重値が発揮されるまでに約 3mm の変位が生じているが、これは、変位計の計測対象がボルトそのものではなく、締結ブロックとしているため、ボルト径と孔のガタ (隙間) による影響が含まれている。

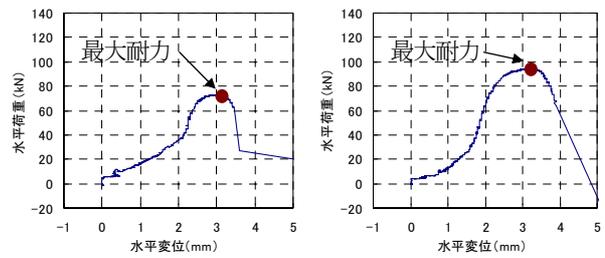
$\phi 12$ 、 $\phi 14$ 共に、その挙動はほぼ同様な傾向であり、表-1 に示したように破断荷重には、個体差によるばらつきはほとんどなく安定した耐力を示していることが分かる。ここで、実測された破断荷重値を設計的に推定するために、終局せん断応力度 (τ_u) をボルト材料の引張応力度 (σ_u) を基準として、式(2) の関係により算出した値との比較を考える。

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

その結果、強度区分 8.8 ボルトの公称引張応力度 ($\sigma_u = 800\text{N/mm}^2$) を式(2)に適用すると実測された破断荷重値は計算値の約 1.35~1.4 倍となった。また、ボルトの製作ロットを特定し、その同一ロットにおけるミルシート値 (ノッチ加工、めつき処理前: $\sigma_u = 898\text{N/mm}^2$) を式(2)に適用して比較すると実測値は計算値の約 1.2~1.25 倍となり、両者には差異が認められる。

また、写真-1 には破断時のボルトの観察写真を示すが、今回の試験ではどの載荷ケースにおいてもノッチ加工を施した応力集中箇所を起点としたせん断破断面が見られ、ほぼ水平方向に破面が進展する設計上の期待通りの挙動を示すことが確認できた。

一方、動的な載荷による影響については、載荷速度を 140mm/sec に設定し、同様な実験を行った結果、図-17 および表-2 のようなデータが得られた。これらから静的載荷のケースと同様な比較を行うと、総じて耐力の増加が生じており、載荷速度の影響により、約 1.2~1.3 倍の変化が伺える。しかしながら、本試験においては載荷試験装置のシステム構成上、速度をもった状態で衝突を発生させると、その瞬間的に生じる加速度の影響により慣性力が付加され、これが荷重の計測を行っているロー

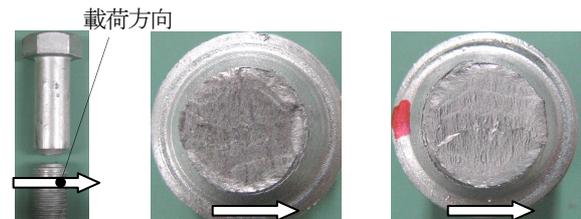


(a) ノッチ径 $\phi 12$ (b) ノッチ径 $\phi 14$

図-16 要素試験 (ボルト単体) : 静的載荷 (0.3mm/sec)

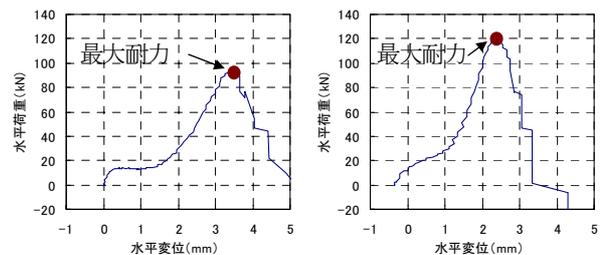
表-1 要素試験結果一覧 : 静的載荷 (0.3mm/sec)

ノッチ径 d (mm)	実測耐力 Ht (kN)	公称値から算出した耐力 Hd1(kN)	比率 Ht/Hd1 (実測/計算)	ミルシート値から算出した耐力 Hd2(kN)	比率 Ht/Hd2 (実測/計算)
12	72.3	52.2	1.38	58.6	1.23
	71.3	52.2	1.36	58.6	1.22
	73.3	52.2	1.40	58.6	1.25
	72.8	52.2	1.39	58.6	1.24
	72.8	52.2	1.39	58.6	1.24
	72.5	52.2	1.39	58.6	1.24
73.0	52.2	1.40	58.6	1.24	
<平均値>	72.6	52.2	1.39	58.6	1.24
14	92.0	71.1	1.29	79.8	1.15
	96.0	71.1	1.35	79.8	1.20
	95.3	71.1	1.34	79.8	1.19
	95.5	71.1	1.34	79.8	1.20
	94.5	71.1	1.33	79.8	1.18
<平均値>	94.7	71.1	1.33	79.8	1.19



(a) ボルト全景 (b) 破面 (上側) (c) 破面 (下側)

写真-1 ボルトの破断状況



(a) ノッチ径 $\phi 12$ (b) ノッチ径 $\phi 14$

図-17 要素試験 (ボルト単体) : 動的載荷 (140mm/sec)

表-2 要素試験結果一覧 : 動的載荷 (140mm/sec)

ノッチ径 D (mm)	実測耐力 Ht (kN)	公称値から算出した耐力 Hd1(kN)	比率 Ht/Hd1 (実測/計算)	ミルシート値から算出した耐力 Hd2(kN)	比率 Ht/Hd2 (実測/計算)
12	98.0	52.2	1.88	58.6	1.67
	100.3	52.2	1.92	58.6	1.71
	83.3	52.2	1.59	58.6	1.42
	96.8	52.2	1.85	58.6	1.65
	93.0	52.2	1.78	58.6	1.59
<平均値>	94.3	52.2	1.80	58.6	1.61
14	112.5	71.1	1.58	79.8	1.41
	117.3	71.1	1.65	79.8	1.47
	116.0	71.1	1.63	79.8	1.45
	119.5	71.1	1.68	79.8	1.50
<平均値>	116.3	71.1	1.64	79.8	1.46

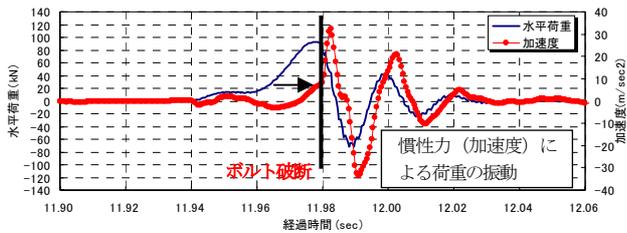


図-18 慣性力(加速度)の計測結果(φ12)

表-3 慣性力補正後の载荷速度による影響比較

ノッチ径 D (mm)	動的载荷実測値 HtD(kN)	加速度 α (m/sec²)	慣性力 F (kN)	補正值 HtD-F (kN)	静的载荷平均値 HtS(kN)	比率 動的/静的 (HtD-F)/HtS
12	93.0	5.53	12.45	80.6	72.6	1.11
14	119.5	7.62	17.16	102.3	94.7	1.08

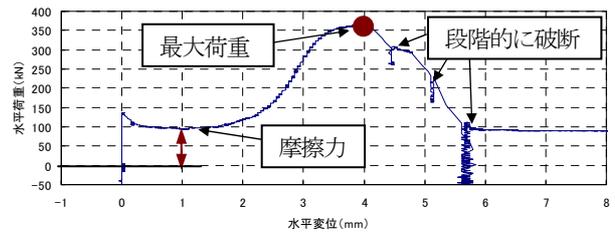
ドセルにも加算されてしまう可能性がある。そこで、試験機テーブルに加速度計を設置し、この慣性力の計測と除去を試みることにした。この計測結果を図-18に示すが、ボルトに破断(荷重の低下)が発生した直後から加速度による振動が確認され、これに応じてロードセルによる水平荷重の計測値にも振動が生じていることが分かる。したがって、表-2の結果には慣性力補正が必要であると判断できるため、試験機テーブルの重量(2252kg)と加速度の計測結果を考慮した補正を行うと、静的载荷と動的载荷によるボルト耐力への影響度は表-3に示したように、約1.1倍程度であることが分かる。

(2) ノックオフ支承構造の耐力

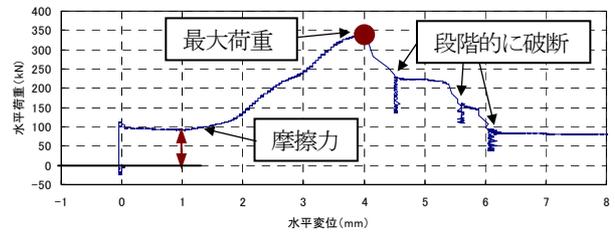
次に、実際の支承構造を模擬したノックオフ支承構造における载荷結果について述べる。

図-19はφ12のノッチボルトを用いて実施した载荷試験結果であるが、実構造において実際に支承部に作用する設計反力($R_d=1486\text{kN}$:すべり材に対する面圧 8.8N/mm^2)を作用させた状態で、同一の試験条件の下、3回の破断試験を行い、その耐力や破壊形態の確認に着目した検討を実施した。その結果、今回の試験では、それぞれの荷重-変位関係の図からも分かるように、4本のボルトが同時には破断に至らず、1本または2本ずつの各個撃破の現象が生じた。これは、最大荷重に達した後、荷重の低下が段階的であることから明らかである。

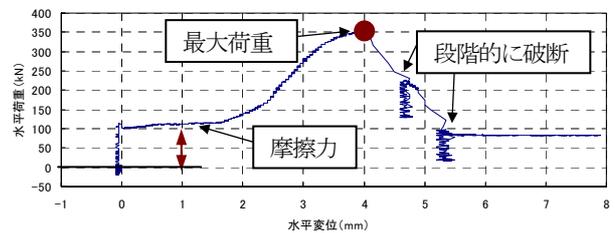
一方、水平変位が2mmに達するまでは、どのケースとも約100kNの抵抗値が発生していることが分かる。これは、別途、ボルトを設けずに支承部のすべり摩擦のみを計測した結果(図-20(a))と一致している。また、逆に支承部に鉛直荷重を与えずにボルトのみで計測した結果(図-20(b))では、初期荷重が見られないことなどから、本ノックオフ支承構造にはノッチ付きボルトの耐力に加えて、支承部下面の摩擦力が付加されるためであると考えられる。なお、図-20(a)で示したすべり摩擦の計測条件は、ノッチボルトの破断試験の条件と一致させるため、静的(低速)な環境下で行っている。このため、



(a) 支承構造模擬試験1回目

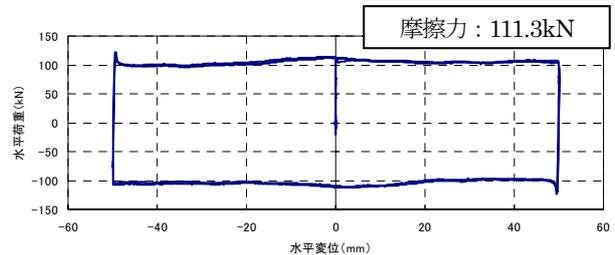


(b) 支承構造模擬試験2回目

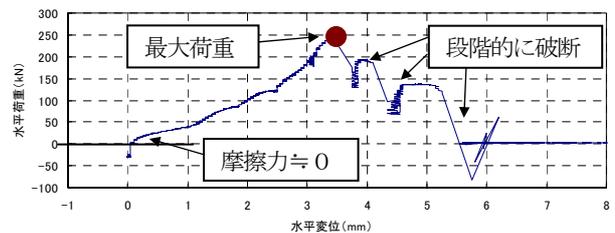


(c) 支承構造模擬試験3回目

図-19 ノックオフ支承構造を模擬した载荷試験結果



(a) 支承部下面の摩擦特性計測結果



(b) 鉛直荷重を載荷させずに4本のボルトのみでの载荷

図-20 支承部の摩擦力の影響検証結果

表-4 支承構造としての耐力の推定結果

ノッチ径 d (mm)	模擬試験での実測値 H(kN)	要素試験での実測値×4本 4×Ht(kN)	支承部の摩擦力 f(kN)	比率 H/(4Ht+f) (実測/計算)
12	363.5	290.4	111.3	0.90
	333.3	290.4	111.3	0.83
	348.8	290.4	111.3	0.87
<平均値>	348.5	290.4	111.3	0.87

表-5 耐震設計上の要求性能に対する検証結果 (φ12)

	死荷重 Rd(kN)	摩擦力 Ff(kN)	ボルト耐力 Fb(kN)	支承部耐力 Ff+Fb(kN)	耐震設計上の 要求性能
G1	1486	111.3	(348.5- 111.3) = 237.2	348.5	948~1988kN
G2	836	71.5		308.7	
G3	850	67.7		304.9	
G4	1126	93		330.2	
合計	4298	343.5	-	1292.3	

先に述べた橋梁の耐震設計上に用いている $\mu=0.1$ の特性(図-5(a):動的な特性)とは必ずしも一致するものではないことに注意が必要である。

このような破断形態および支承部耐力の要因分析の結果から、先のボルト単体による要素試験から得られたボルト1本あたりの耐力を4倍した値に支承部の摩擦力を加算した結果と本模擬試験による実測値を比較すると、表-4に示すように、約0.9倍程度と小さめの数値となっている。なお、ここでの比較は、先の要素試験の結果、各ボルトの個体差によるばらつきは非常に小さいことが確認できているため、簡便のために平均値で特性を代表させている。

これは各個撃破による荷重低減が主要因と考えられるが、ボルト4本が同時に破断することがなくても、極端な耐力低下は起きず、各ボルトが荷重を負担しながらそれぞれの変形性能の中で分担しながら最大荷重を發揮しているものと言える。

5.4 要求性能に対する検証結果

以上の実験的検討結果をふまえて、本橋梁のノックオフ支承構造における耐震設計上の要求性能の検証を行い、その結果を表-5に示す。

ノックオフ支承構造の耐力を構成する要素としては、支承部の摩擦力とノッチ付きボルトのせん断耐力であるので、それらを加算することで評価を行っている。ただし、ノッチ付きボルトのせん断耐力については、各個撃破の発生による荷重低減を考慮して、ここでは支承構造を模擬した試験結果の実測値を採用している。この結果、ノッチ径をφ12とすることで、設計上の要求性能である948~1988kN($\Sigma Rd \times Kh$:レベル1地震力~ P_y :橋脚の降伏耐力)の範囲にノックオフ支承構造の耐力が収まっていることが分かる。また、動的な載荷による影響度は1.1倍程度であることが分かっているため、その要因を考慮しても所定の性能を満足することが確認できる。

さらに、安全側の検討としては、支承部の摩擦力はすべり材に作用する鉛直荷重に起因しているため、大規模地震時には上下地震動などにより、この力が低下する可能性もある。そこで、設計上の配慮としては、この摩擦力をゼロとした場合、つまりボルトのみで抵抗する状態であっても設計上の要求性能を満足することが望ましい。本橋の場合、このような試算を行うと、ノックオフ支承構造の耐力は948.8kN(動的載荷の影響を考慮する

とこの値の1.1倍程度)となり、要求性能範囲の下限値を下回らないことが確認できる。

6. まとめ

以上より、橋脚部の支承構造を変更する耐震補強対策とノックオフ機能付き支承構造の性能確認実験を行った一連の検討結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 橋脚の巻き立て補強が困難な既設橋梁に対し、橋軸直角方向の対策として、橋脚上の支承を固定から可動支承に変更することで、橋脚は弾性応答となり、許容値以下に抑えることができた。
- (2) 上部構造の橋軸直角方向に対する水平固定支持点の変更に伴い、上部構造の照査を行った結果、降伏に達する部材はなく、上部構造の健全性は損なわないことを確認した。
- (3) ノックオフ支承構造に関する性能検証実験を行った結果、ノッチ付きボルトの破断特性と破断耐力に関する有用な知見を示した。
- (4) ノッチ付きボルト構造を用いたノックオフ支承構造により、耐震設計上の要求性能の荷重範囲で破断することが確認された。

今回の実験的検証を行うことで、設計の妥当性がある程度確認できたと考えているが、実際の地震時挙動は非常に複雑であり、例えば設計で仮定した解析モデルと実験で確認した破断挙動とは完全に一致していないことや、地震動の方向性や上下動との連成などの影響など本検討では網羅できていない部分もある。現時点ではこのような観点からの報文も見られないことから、本構造に対して、今後、実際の地震発生後に詳細な点検を行うことで実挙動の確認を実施して行きたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、2002.3
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料/10章、pp.4-6、1997.3
- 3) 鯉川匡史、田崎賢治、本荘清司、横山和昭、前原直樹：アンカーバー形式の変位制限構造における局所支圧耐力に関する検討、土木学会第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.113-116、2008.1
- 4) 坂井田実、吉田雅彦、北田俊行、松村政秀：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案、土木学会地震工学論文集、Vol.26、2003
- 5) 豊岡亮洋、池田学、鶴野禎史、清水和弘、家村浩和：ねじり破壊型免震支承用移動制限装置の振動台実験、土木学会第59回年次学術講演会、pp.775-776、2006.9
- 6) 家村浩和、池永雅良、仲村崇仁、手塚光広、池田学、豊岡亮洋：鋼材の座屈特性を利用した鉄道免震用緩衝

- 型移動制限装置の振動台実験, 土木学会第 59 回年次
学術講演会, pp.777-778, 2006.9
- 7) 家村浩和, 出間進一, 原田孝志, 池田学, 豊岡 亮洋 :
鉄道免震用ボルト破断型緩衝ストッパーの振動台実
験, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.781-782,
2006.9
- 8) 名古屋高速道路公社:鋼構造物設計要領VI機能分離型
支承, 2002.4
- 9) 道路橋示方書鋼構造委員会鋼橋の支持機能検討小委
員会:道路橋支承部の改善と維持管理技術, 土木学会,
鋼構造シリーズ 17, pp.208-210, 2008.05
(2008 年 9 月 18 日受付)