

間詰材充填工法による橋台の水平抵抗を考慮した耐震補強効果

Seismic retrofitting effects considered horizontal resistance of the abutment by the filling materials method

田崎賢治*, 幸左賢二**, 阿部弘典***, 新井伸博****

Kenji Tasaki, Kenji Kosa, Hironori Abe, Nobuhiro Arai

*正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 九州支社 構造技術部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 2-5-19)
(現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

**正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***学生会員 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 東京支社 構造技術部 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)

As a seismic strengthening method of existing multi-span girder bridges, application of rubber-made filling materials to the expansion gaps of girders was proposed. Then, the inertia force reduction effect provided by the filling materials when they resist the response of the superstructure from the very beginning of earthquake loading was evaluated. For the evaluation, sensitivity analysis was conducted by changing the level of axial direction rigidity of the filling materials. It was found that a rational seismic strengthening is possible if an adequate number of filling materials that can satisfy both the seismic response of the pier and the stability calculation of the abutments is placed at the expansion gaps.

Key Words : Bridge, Seismic retrofit, Filling materials, Seismic response analysis

キーワード: 橋梁, 耐震補強, 間詰材充填, 地震応答解析

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. その中で, 既設橋梁の耐震補強では, 橋の桁遊間量が小さいため, 大規模地震時に支承や橋脚の損傷によって桁が橋台に衝突し, 橋台部の水平抵抗が期待できることが考えられる. しかし, 桁衝突時の橋台部の損傷形態や橋台背面土の抵抗特性の定量的な評価が困難であることから, 一般的な耐震設計では, 橋台部の水平抵抗を考慮していない. そのため, 上部構造や橋脚の地震時水平変位が大きくなり, 橋脚や基礎の補強が必要となる. 特に, 既設の河川橋や湖面橋等, 水中にある橋脚を一般的な巻立て工法により補強する場合, 大規模な仮締切りの設置に伴う多額の工事費を必要とするといった課題がある. したがって, 限られた予算の中で, これまでの耐震補強方法に比べてより合理的, 経済的な耐震補強技術の開発が求められている.

以上のような背景を踏まえ, 本研究では, 既設の多径間桁橋を対象に, 橋桁端部にゴム材等の間詰材を充填する耐震補強工法を提案している. 本工法は地震当初から上部構造の地震応答に抵抗させ, 間詰材を介して橋台部の水平抵抗を地震応答解析に考慮するものである. したがって, 本工法により地震慣性力の低減効果を適切に評価するためには, 以下の課題を解決する必要がある.

①橋台部の適切なモデル化

②間詰材の性能評価と P C 桁に対する取付け方法

③常時の桁の温度変化と地震時に対する橋台の安全性

本論文では, 上記の課題を解決するために, まず, 解析モデルの構築に際し, 過去の地震被害の詳細分析結果をもとに, 橋台部の破壊形態と背面土の抵抗を含めた橋台部の抵抗特性の評価とモデル化の根拠を示している. また, 橋台部の水平抵抗を考慮した桁衝突解析を実施し, 対象橋梁の大規模地震時の応答特性を把握するとともに, 桁遊間量をパラメータとした解析を行い, 桁遊間量と地震応答の関係を整理している.

次に, 桁遊間部にゴム材等の間詰材を設置する場合の地震慣性力の低減効果について, 間詰材の軸方向剛性を変化させることにより, 地震慣性力の低減効果と既設橋台の安定計算に与える影響について感度分析を行っている. ここで, 間詰材は桁衝突に伴う高圧縮下においても荷重の繰返し回数や载荷速度に対して安定した圧縮性能を発揮できることが要求されること, また, 地震時のみならず, 上部構造の温度伸縮等, 常時の変位に対し, 橋台たて壁および基礎に対して安定計算上の影響が小さいデバイスであることが条件となる. したがって, 本文では, 間詰材の基本形状や設置個数を調整し, 橋脚の地震応答と既設橋台の常時および地震時における安定計算の両方を満足する最適な間詰材を設置することにより, 合理的な耐震補強が可能となることを示唆している.

2. 対象橋梁

対象橋梁は図-1 に示すような支間長 40m の既設の PC2 径間単純ポステン T 桁橋である。本橋は P1 橋脚が河川内に位置し、両端部に橋台を有する。また、P1 橋脚を中心に左右対称の構造である。支承構造は P1 橋脚が固定で、両橋台が可動構造である。

構造諸元は図-2 に示すように、上部構造は PC ポステン T 桁（4 主桁）、支承構造はゴムパッド支承、下部構造は RC 小判型橋脚、基礎構造は橋脚部がケーソン基礎（杭長 $L=30\text{m}$ ）、橋台部が場所打ち杭基礎（杭長 $L=30\text{m}$ ）、橋台はウイングおよび控え壁を有する逆 T 式で、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。

また、地盤条件はⅡ種地盤であり、地震時に液状化は生じないことを想定している。

3. 現況の耐震性能照査結果と RC 巻立て工法による補強検討結果

3.1 現況の耐震性能の照査結果

現況の橋梁に対してレベル 2 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、非線形時刻歴応答解析を実施した。橋軸方向の照査結果として、図-3 に P1 橋脚基部の曲げモーメント-回転角関係の応答履歴結果を示す。照査の結果、既設の橋脚は曲げ破壊型であるが、固定橋脚である P1 橋脚は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾（以下、道示耐震編と称する）に規定される許容塑性率を満足しない結果となる。一方、橋軸直角方向については、許容値を満足する結果が得られている。なお、基礎については、橋軸方向および橋軸直角方向とも現橋の橋脚に対して降伏しない結果となる。

3.2 RC 巻立て工法による耐震補強

先述のように、現況の照査結果を踏まえ、本橋は橋軸方向に対する曲げ耐力が不足していることから、一般的な RC 巻き立て工法を考えると、RC 巻き立て厚は 250mm、軸方向鉄筋は D38 の 1 段配筋、帯鉄筋は D22 の 150mm ピッチの補強が必要となる。この場合、橋脚の曲げ耐力が大きくなったことにより、ケーソン基礎への負担が大きくなる。したがって、ケーソン基礎の保有水平耐力が橋脚よりも小さくなり、基礎の耐震性能照査を満足しない結果となる。

4. 桁端部に間詰材を充填する地震慣性力の低減工法と解析モデル

4.1 工法概要と設計上の考え方

以上の現況照査結果と補強検討結果を踏まえ、一般的な RC 巻き立て補強では、河川内の橋脚および基礎の補強

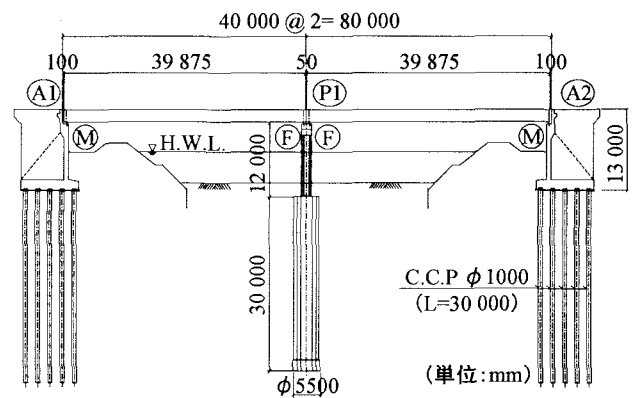


図-1 対象橋梁

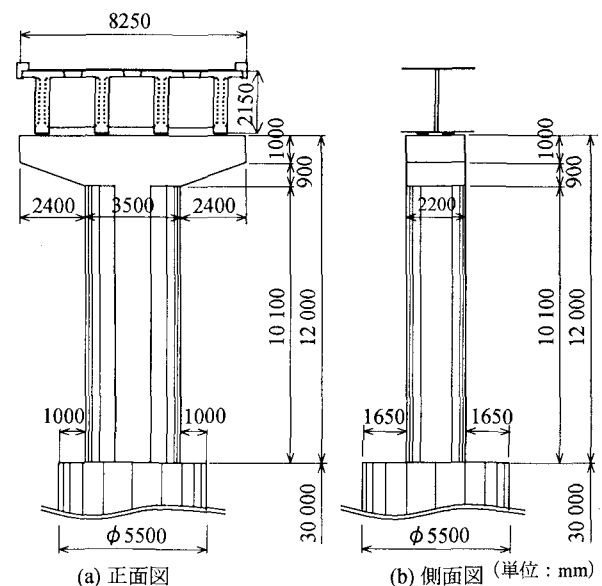


図-2 橋脚構造一般図

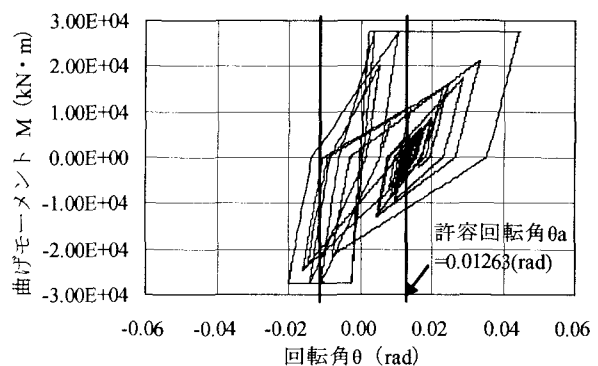


図-3 P1 橋脚基部の M- ϕ 応答履歴図（無補強）

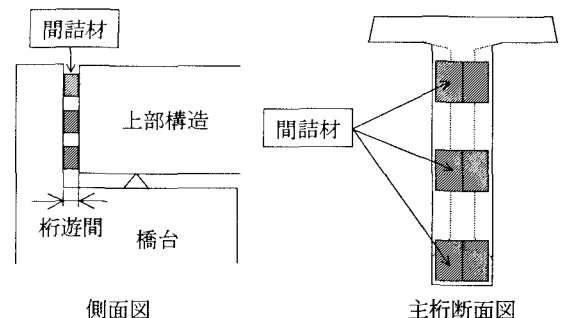


図-4 提案工法の概要図

とそれらの施工に伴う仮設構造物が必要となる。したがって、本研究では図-4 に示すように、桁遊間部にゴム材等の間詰材を隙間なく設置し、橋脚を直接補強しない耐震補強工法を提案する。本工法は地震応答解析の中に橋台部の水平抵抗を考慮するものであり、地震当初から上部構造の応答に抵抗させることにより、地震慣性力の低減効果を図る。具体的な検討方法として、間詰材の軸方向剛性を変化させることにより、既設の橋台の安定計算に与える影響と地震慣性力の低減効果の感度分析を行った。ここで、本解析で設けた仮定は次のとおりである。

- (1) 橋軸方向の橋脚曲げ耐力に対する効果を対象とする。
- (2) 変位制限構造等の設置により、桁衝突時においても支承は健全である。
- (3) 橋台部はパラペット基部で壊れるモデルとし、橋台全体として安定計算を満足する。

4.2 解析全体モデル

解析モデルは図-5 に示すように、橋全体系のフレームモデルを用いる。各モデルの設定方法は後述するが、橋台パラペット部には衝突パネに加え、橋台パラペットおよび橋台背面土を考慮した抵抗パネを設置している。各橋脚基部には、道示耐震編に準じて完全弾塑性型の曲げモーメント-回転角関係を有する非線形パネ要素を設け、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。

4.3 橋台パラペットの破壊形態とモデル化

橋台パラペットのモデル化は、桁衝突時のパラペットの破壊形態を考慮して設定する。国内ではパラペットの破壊事例がないため、1999年の台湾集集地震により被害を生じた長庚大橋の被害を参考に設定する²⁾。長庚大橋では、桁とパラペットの衝突により、図-6 に示すように、パラペットがせん断破壊し、約1m背面土側にめり込む被害が生じている。これは表-1 に示すように、式(1)~(3)により算出したパラペットのせん断耐力が曲げ耐力よりも小さいためと考えられる。ここで、せん断耐力の算出に際しては、別途ウイングを有する橋台のFEM解析により、衝突荷重によるせん断応力をパラペットとウイングで抵抗することが確認されたことから、パラペットとウイングの耐力を考慮している³⁾。

したがって、本解析においても同様に、せん断破壊損傷するモデルを用いることとし、大規模地震時にパラペットが破壊し、遊間量が広がった場合は、鉄板等を敷くことにより緊急自動車は通行できるものと考えている。

一方、橋台背面土は十分に締め固められた砂質土と仮定し、標準慣入試験によるN値を15、せん断摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘性定数 $C=0$ とした。道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾に規定されるケーソン基礎の水平方向地盤反力係数から、パラペットの背面面積を考慮して初期剛性 K_1 は $8.14 \times 10^5 \text{ kN/m}$ となる。また、土圧抵抗の最大耐力は同様

にケーソン前面の水平地盤抵抗力の上限値を用いて算出し、パラペット高 $h = 2.638 \text{ m}$ 分のみを考慮して $4.478 \times 10^3 \text{ kN}$ と設定している。

$$P_s = S_c + S_s \quad (1)$$

$$S_c = 0.82 \times P_t^{1/3} \times (1/d)^{1/3} \times (\sigma_{ck})^{1/3} \times b \times d \quad (2)$$

$$S_s = A_w \times \sigma_{sy} \times d \times (\sin \theta + \cos \theta) / 10 \times 1.15 \times a \quad (3)$$

ここに、 S_c ：コンクリートの負担するせん断耐力

S_s ：せん断補筋の負担するせん断耐力

P_t ：引張主鉄筋比=0.197% (D16@150mm)

d ：パラペット断面有効高=0.50m

b ：パラペット断面幅=8.30m

A_w ：帯鉄筋の断面積=90.26 cm^2

σ_{ck} ：コンクリート設計基準強度=21N/mm²

σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏点=300N/mm²

θ ：帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度=90度

a ：帯鉄筋の間隔=250mm

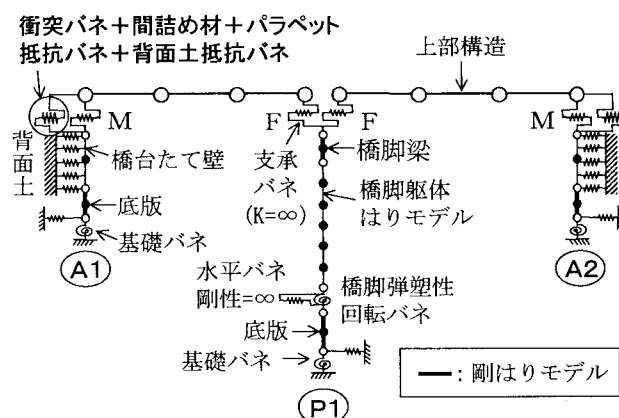


図-5 解析フレームモデル

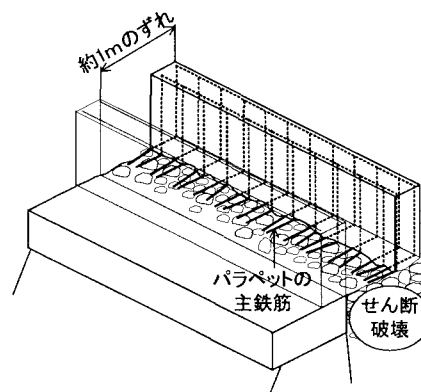


図-6 台湾・集集地震における長庚大橋橋台部の損傷

表-1 橋台パラペットの破壊形態

	長庚大橋	解析対象橋梁
引張主鉄筋比 (%)	0.200	0.197
帯鉄筋体積比 (%)	0.000	0.405
曲げ耐力 P_y (kN)	4805.3	12443.1
せん断耐力 P_s (kN)	1908.0	9129.2
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊

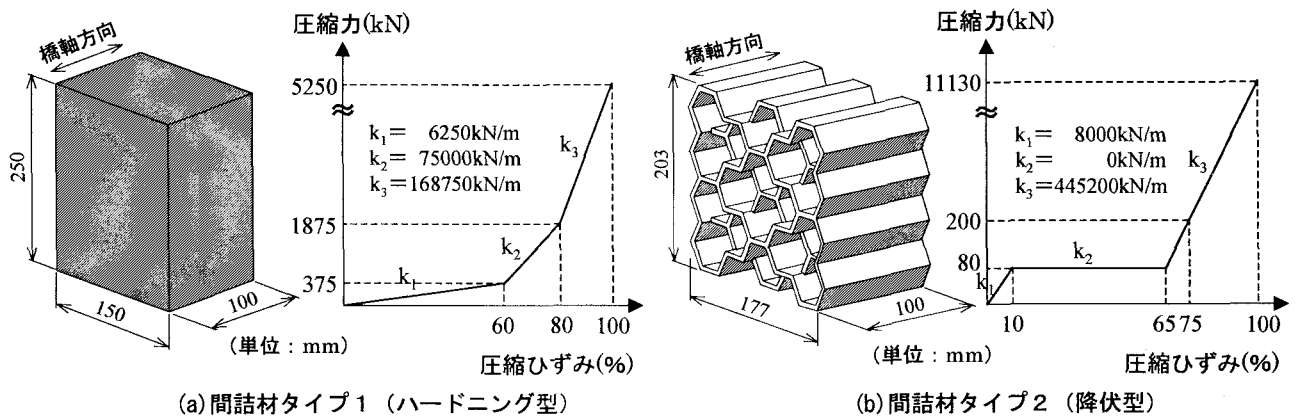
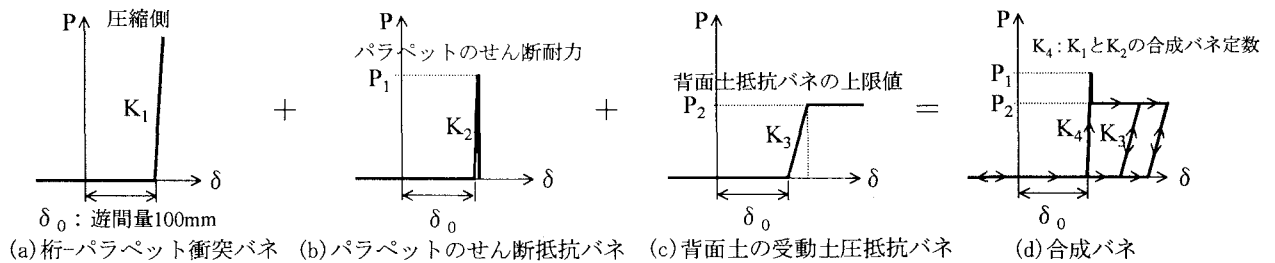
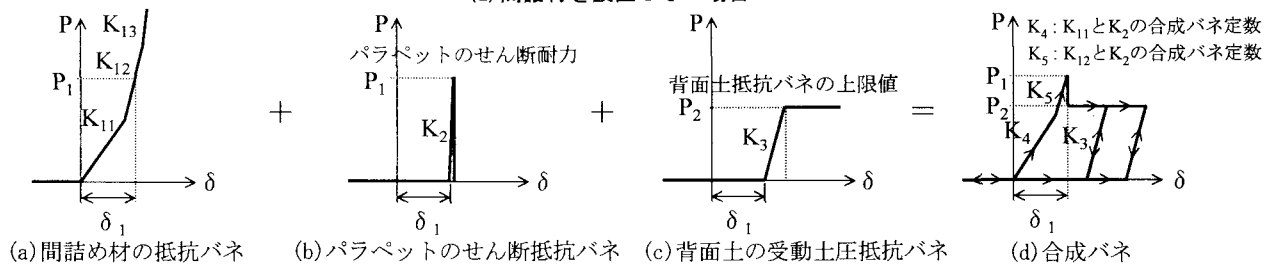


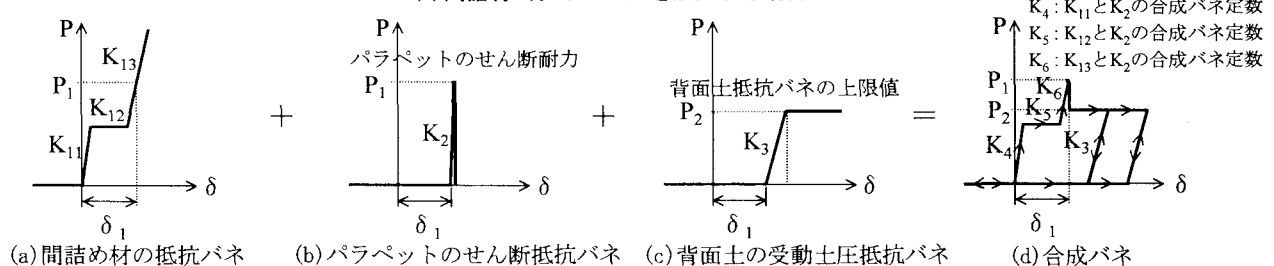
図-7 間詰材の種類と圧縮力-圧縮ひずみ関係



(a) 間詰材を設置しない場合



(b) 間詰材 (タイプ1) を設置する場合



(c) 間詰材 (タイプ2) を設置する場合

図-8 橋台部の合成バネモデル

4.4 間詰材の種類とモデル化

間詰材は主桁の端部とパラペット前面部の隙間部に、既存の伸縮装置を撤去後、桁の上面から設置する。ここで、間詰材は桁衝突に伴う高ひずみ・高面圧下においても荷重の繰返し回数や疲労、载荷速度に対して安定した圧縮性能を発揮することが求められる。したがって、既往の実験結果^{5)~6)}より、これらの性能を有する間詰材として、図-7に示すように、圧縮力-圧縮ひずみ関係が異なる2種類を対象とし、初期剛性の違いが地震応答および桁の温度変化に伴う水平力に与える影響に着目した。具体的には、ハードニング型の天然ゴム(タイプ1)と降伏型のハニカム型ダンパー(タイプ2)を用いている。

4.5 橋台部のモデル化

橋台パラペット部のモデル化は図-8に示すように、間詰材を設置しない場合(a)を基本とし、桁-パラペット間の衝突バネとパラペットのせん断抵抗バネ、背面土の抵抗バネの計3種類のバネを直列に合成し、一個のバネにモデル化している。このモデル化により、先述の台湾集集地震で実際に被災した長庚大橋の被害分析を行った結果²⁾と台湾の観測波形 Tcu065を用いた分析の結果、桁が橋台パラペットを押し抜き、橋台背面土に1m程度めり込む現象を再現できている。したがって、この基本モデルに、間詰材を設置する場合として、(b)および(c)に示すように、桁遊間部の桁-パラペット間衝突バネに

換えて間詰材の抵抗パネを設置している。ここで、対象橋梁の場合、パラペットのせん断耐力 P_1 の方が背面土の最大水平耐力 P_2 よりも大きいことから合成パネの履歴特性はパラペットが壊れる前後で異なり、パラペットがせん断破壊後は、前の履歴の最大変位まで変位後に背面土のみで抵抗するモデルとしている。

5. 解析ケースと解析方法

5.1 解析ケース

解析ケースとしては、まず、表-2 に示すように、間詰材を設置せず、桁遊間量をパラメータとした 11 ケースについて解析を実施し、桁衝突を考慮した現橋の応答特性と桁遊間量が地震応答に与える影響を把握する。次に、桁遊間量を実橋と同じ 100mm に固定し、表-3、4 に示すように、タイプの異なる 2 種類の間詰材（厚さ 100mm）を設置するケースについて解析を実施する。具体的には、それぞれの間詰材タイプの設置個数を桁端部一箇所当たり 12 個から 48 個まで変化させた各 4 ケースを設定しており、表中に示すように、間詰材の設置個数が増加すると、間詰材の初期剛性を考慮した 1 次の固有周期は短くなる。また、入力地震動のパラメータとして、地震動のタイプと地盤種別に着目し、次節の解析方法に示す地震波形 18 波を対象とした。

5.2 解析方法

入力地震波形は「道路橋の耐震設計に関する資料」⁷⁾ に示されるレベル 2 地震動のタイプ I およびタイプ II を対象とし、表-5 に示すように、I ～III 種地盤用の標準波形各 3 波を用いている。この中で、図-9 に示すタイプ II、II 種地盤用 No.1 波形を入力地震動の基本ケースとしている。また、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、積分時間間隔は解の収束性と桁の応答加速度の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 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 20%、橋台たて壁は 5%、橋台パラペット部と剛部材は 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。

6. 解析結果

6.1 桁遊間量に着目した応答結果（間詰材無し）

まず、間詰材を設置せず、桁遊間量に着目した桁衝突解析を実施し、大規模地震時の応答特性を把握した。ここでは、入力地震動の基本ケースとして、タイプ II、II 種地盤用 No.1 波形を入力した結果について示す。

図-10 に桁遊間量 100mm を標準とし、前後 20mm ずつ変化させた場合の桁遊間量と上部構造の最大応答変位の関係を示す。図より、桁遊間量、即ち桁の増幅距離が小さくなるに従って最大応答変位は小さくなり、桁遊間

表-2 解析ケース (1) (間詰材無しのケース)

解析ケース	Case1～Case11
桁遊間量(mm)	0～200 (20mmピッチ)

表-3 解析ケース (2) (間詰材タイプ 1 の設置)

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
設置個数	12個	24個	36個	48個
面積(m ²)	0.45	0.90	1.35	1.80
間詰材圧縮ひずみ	60%	60%	60%	60%
パネ定数(MN/m)	75.0	150.0	225.0	300.0
水平反力(MN)	4.50	9.00	13.50	18.00
水平変位(m)	0.060	0.060	0.060	0.060
1 次の固有周期(sec)	0.516	0.431	0.378	0.340

※間詰材を設置しない場合の 1 次の固有周期：0.686(sec)

表-4 解析ケース (3) (間詰材タイプ 2 の設置)

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
設置個数	12個	24個	36個	48個
面積(m ²)	0.43	0.86	1.30	1.73
間詰材圧縮ひずみ	10%	10%	10%	10%
パネ定数(MN/m)	96.0	192.0	288.0	384.0
水平反力(MN)	0.96	1.92	2.88	3.84
水平変位(m)	0.010	0.010	0.010	0.010
1 次の固有周期(sec)	0.487	0.399	0.346	0.310

※間詰材を設置しない場合の 1 次の固有周期：0.686(sec)

表-5 入力地震動 (レベル 2)

地震動種別	タイプ I			タイプ II		
	I 種	II 種	III 種	I 種	II 種	III 種
地盤種別	3波	3波	3波	3波	3波	3波
波形数	3波	3波	3波	3波	3波	3波
最大加速度(gal)	318.8	362.6	433.4	812.0	686.8	591.0

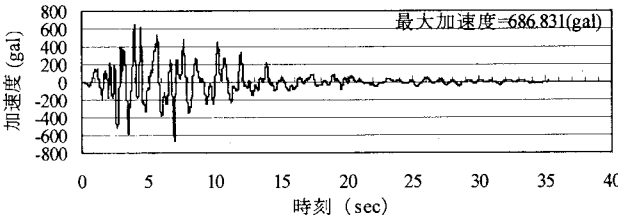


図-9 入力地震波形 (タイプ II、II 種地盤用 No.1)

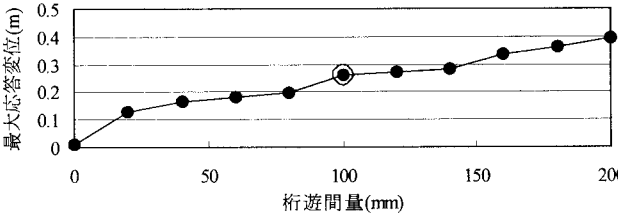


図-10 桁遊間量と上部構造の最大応答変位

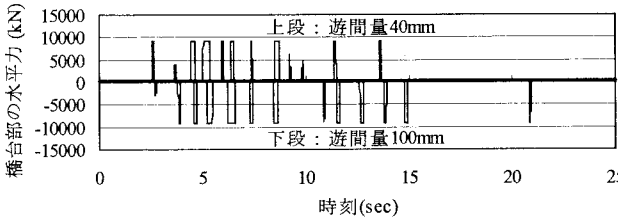


図-11 橋台部に作用する水平力の時刻歴応答結果

量が 0 の場合、最大応答変位は極端に小さくなる。

図-11 には桁遊間量が 40mm と 100mm の場合について、橋台パラペット部に作用する水平力の時刻歴応答結果を示している。桁とパラペットの衝突回数は桁遊間量が 40mm と 100mm でそれぞれ 12 回と 13 回でほぼ同等である。したがって、最大応答変位が 100mm の場合の方が 40mm の場合と比べて 60% 程度大きい原因が衝突回数の影響ではないことがわかる。

一方、図-12 と図-13 はそれぞれ桁遊間量が 100mm の場合の上部構造の応答変位と応答速度、応答加速度の関係をプロットしたものである。まず、図-12 に示す応答速度について、桁遊間量が 100mm に相当する応答変位 0.10m 直前付近で最大応答速度 1.61m/s と達している。また、図-13 に示す応答加速度についても同様に、桁遊間量が 100mm に相当する応答変位 0.10m 付近で最大応答加速度 14.59m/s² に達している。以上のことから、地震応答により、桁が遊間部を滑走する際、応答速度は橋台パラペット部に衝突する直前に、また、応答加速度はパラペット部に衝突時に最大応答に達する結果となる。

図-14 に桁遊間量と P1 橋脚の最大応答塑性率の関係を示す。傾向は上部構造の最大応答変位の結果と同様であり、桁遊間量を 20mm まで小さくした場合に、橋脚の許容塑性率 $\mu_a=4.299$ を下回る結果となる。

また、図-15 に桁遊間量と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係を示す。ここで、最大エネルギーとは、上部構造の最大運動エネルギーを示しており、式(4)により算出している。

$$W = 1/2 \cdot m \cdot v^2 \quad (4)$$

ここに、 m ：上部構造の質量=62400kg

v ：上部構造の最大応答速度

図より、最大運動エネルギー、最大応答加速度とも最大応答塑性率の傾向と同様に、桁遊間量が小さくなるに従って小さくなる。これは上部構造の最大速度が小さくなることに起因するものである。特に、桁遊間量が 0 の場合は、最初から桁が増幅されないために、上部構造の運動エネルギーは極端に小さくなる。

6.2 間詰材を設置した場合の応答結果

6.2.1 間詰材をパラメータとした応答結果

(1) 間詰材の設置個数と橋脚の地震応答

次に、標準ケースの桁遊間量 100mm に対して、桁遊間部に図-7 に示した 2 種類の間詰材を充填し、間詰材の設置個数、即ち間詰材の軸方向剛性をパラメータとした地震応答解析を実施し、地震慣性力の低減効果と橋台の安定計算上の影響について感度分析を行った。

ここでは、入力地震動の基本ケースとして、タイプ II、II 種地盤用 No.1 波形を入力した結果について示す。

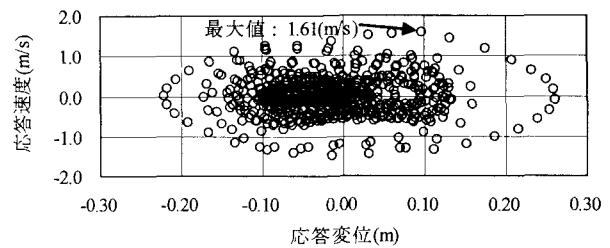


図-12 上部構造の応答変位-応答速度関係

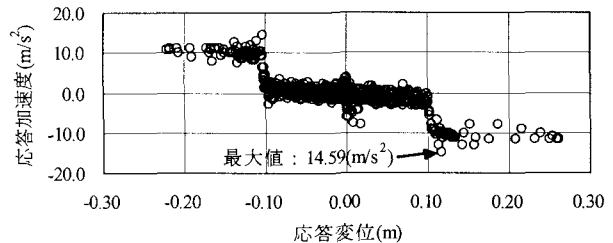


図-13 上部構造の応答変位-応答加速度関係

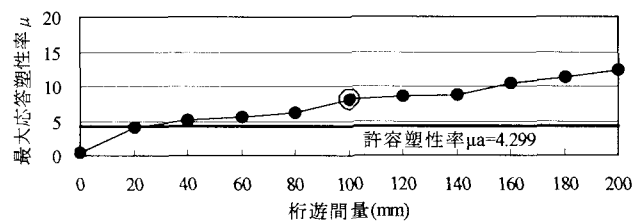


図-14 桁遊間量と P1 橋脚の最大応答塑性率

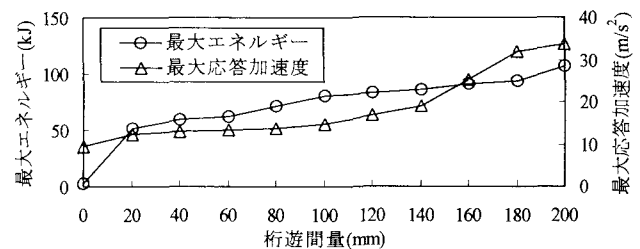


図-15 桁遊間量と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係

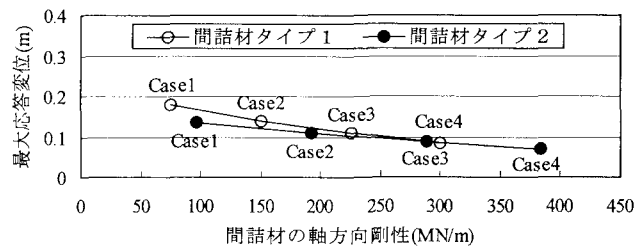


図-16 間詰材の設置個数と上部構造の最大応答変位

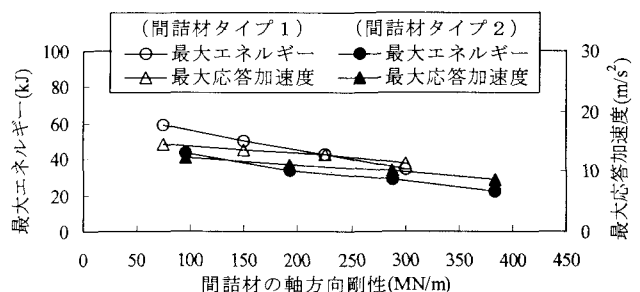


図-17 間詰材の設置個数と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係

まず、図-16に、間詰材の軸方向剛性、即ち設置個数と上部構造の最大応答変位の関係を示す。これによると、間詰材タイプ1、タイプ2とも軸方向剛性が大きくなるに従って最大応答変位は小さくなる。また、間詰材タイプ2の方がタイプ1よりも最大応答変位は小さい。

次に、図-17に間詰材の設置桁遊間量と先述の式(4)により算出した上部構造の最大運動エネルギー、最大応答加速度の関係を示す。これによると、最大運動エネルギー、最大応答加速度とも最大応答変位の傾向と同様に、間詰材の軸方向剛性が大きくなるに従って小さくなる。これは間詰材の軸方向剛性が付加されたことで橋全体の剛性が大きくなり、地震応答が低減されたものと考えられ、初期剛性の大きい間詰材タイプ2の方がタイプ1よりも低減効果は高い。

また、図-18に間詰材の軸方向剛性とP1橋脚の最大応答塑性率の関係を示す。傾向は上部構造の最大応答変位の結果と同様であり、本検討で対象とし間詰材のうち、タイプ1では24個以上、タイプ2では12個以上設置した場合に、橋脚の許容塑性率 $\mu_a=4.299$ を下回る結果となる。図-19に、間詰材タイプ1を24個設置した場合のP1橋脚基部の曲げモーメント-回転角の履歴結果を示すが、橋脚基部の最大応答回転角 θ_{max} ($=0.01166\text{rad}$) は許容回転角 θ_a ($=0.01263\text{rad}$) 以下となる。

(2) 間詰材の設置個数と橋台の地震時安定性

図-20に、地震時に橋台基部に作用する最大作用力を示す。本解析では、最大応答時に橋台パラペットが壊れるため、最大水平力、最大曲げモーメントとも間詰材の軸方向剛性によらず、ほぼ一定となっている。図より、Case1～Case4のすべてのケースにおいて、地震時の安定計算から逆算した作用力の許容値以下となる。

(3) 間詰材の設置個数と橋台の常時安定性

桁遊間部に間詰材を充填する場合、間詰材の軸方向剛性が大きいほど地震応答は低減される効果が確認されたが、間詰材の要求性能の一つとして、間詰材には、桁の温度伸縮等に伴う常時の水平変位を吸収でき、可動支持条件の下部構造に対して安定計算上悪影響を及ぼさないことが要求される。ここで、間詰材の軸方向剛性とA1橋台（可動支持）基部の作用力の関係を図-21に示す。図中には、間詰材タイプ1およびタイプ2を設置する場合について、常時の桁の温度伸縮量である約20mmに対して、橋台基部に作用する水平力と曲げモーメントの関係を示している。これによると、両間詰材とも、軸方向剛性が大きくなるにつれて、橋台に作用する水平力、曲げモーメントとも大きくなる。また、降伏型の間詰材タイプ2の方がタイプ1と比べて同一圧縮ひずみに対する圧縮力が小さいため、橋台に対する作用力は小さいことから、タイプ2の方が桁の常時の水平変位を吸収しやすく、橋台に与える影響が小さいと言える。

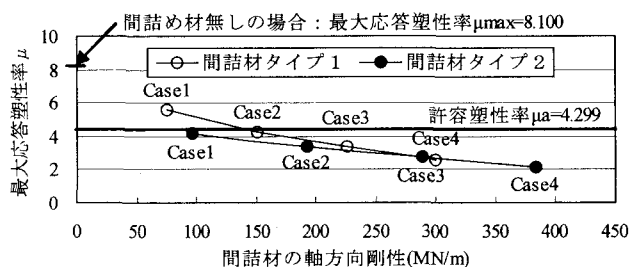


図-18 間詰材の設置個数とP1橋脚の最大応答塑性率

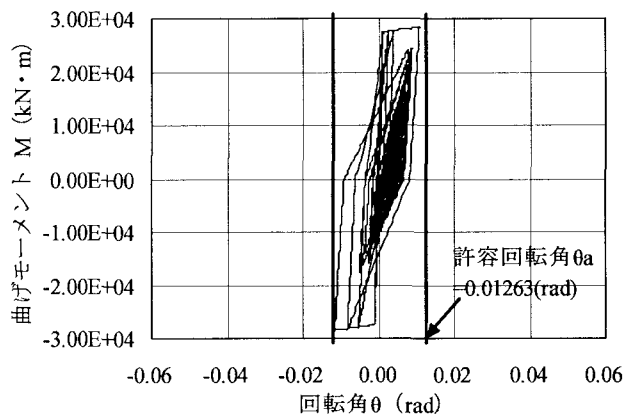


図-19 P1橋脚基部の応答履歴
(間詰材タイプ1 (24個設置))

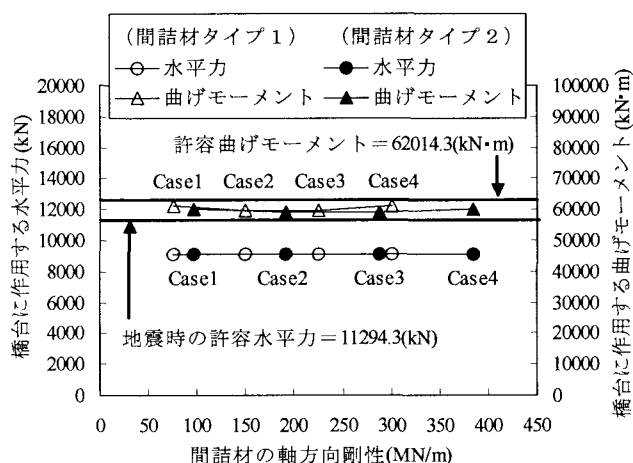


図-20 橋台に作用する地震時の最大作用力

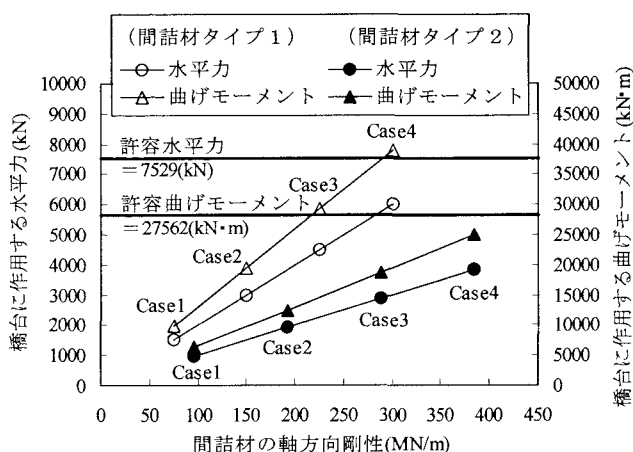


図-21 上部構造の温度伸縮に伴う橋台作用力

図より、間詰材タイプ1を設置した場合、水平力、曲げモーメントとも常時の安定計算上の許容値から逆算した許容水平力に対しては、Case1～Case4 まですべてのケースで許容値を下回るものの、許容曲げモーメントに対しては、Case3 以上で許容値を満足しない結果となる。

一方、間詰材タイプ2を設置した場合、水平力、曲げモーメントとも常時の安定計算上の許容値から逆算した許容値に対して、Case1～Case4 まですべてのケースで許容値を下回る結果となる。

以上より、前項の地震応答解析結果と常時の橋台の安定計算の両方を満足する間詰材の設置個数は間詰材タイプ1の場合、24個、タイプ2の場合、12個以上となる。

6.2.2 入力地震動をパラメータとした応答結果

間詰材をパラメータとした応答結果で、最適な間詰材の設置ケースについて、入力地震動をパラメータとした応答結果を図-22に示す。図中には、間詰材タイプ1を24個、タイプIIを12個設置した場合について、18波の入力地震動に対するP1橋脚の最大応答塑性率と、各地震動タイプ、地盤種別ごとに3波平均値を示している。

図より、まず、タイプI地震動では、地盤種別がI種からIII種の順に、間詰材のタイプによらず橋脚の最大応答塑性率は大きくなっている。また、入力地震動によって応答結果にばらつきが見られるものの、最大応答塑性率の3波平均結果から、間詰材タイプ2でIII種地盤用の地震動を入力したケース以外は、許容塑性率 $\mu a=2.148$ を下回っている。次に、タイプII地震動では、地盤種別がI種からIII種の順に、間詰材のタイプによらず橋脚の最大応答塑性率は小さくなっている。また、間詰材タイプ2でI種地盤用の地震動を入力したケース以外は、許容塑性率 $\mu a=4.299$ を下回る結果となる。

以上より、入力地震動の違いによって応答結果は異なるものの、ほとんどのケースで橋脚の許容塑性率を満足できる結果が得られたことから、間詰材を介して橋台の水平抵抗を考慮する場合、入力地震動によらず地震応答の低減効果は十分に期待できることが確認された。

7. まとめ

以上より、橋台の水平抵抗を考慮した地震応答解析の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 間詰材を設置しないケースでは、桁遊間量が小さくなるに従って、上部構造の最大運動エネルギーおよび最大応答加速度が小さくなるため、橋脚の最大応答塑性率は小さくなる。
- (2) 間詰材を桁遊間部に充填する場合、間詰材の軸方向剛性が付加されたことで橋全体の剛性が大きくなり、地震応答が低減されたものと考えられ、初期剛性の大きい間詰材タイプ2（降伏型）の方がタイプ1（ハードニング型）よりも低減効果は高い。

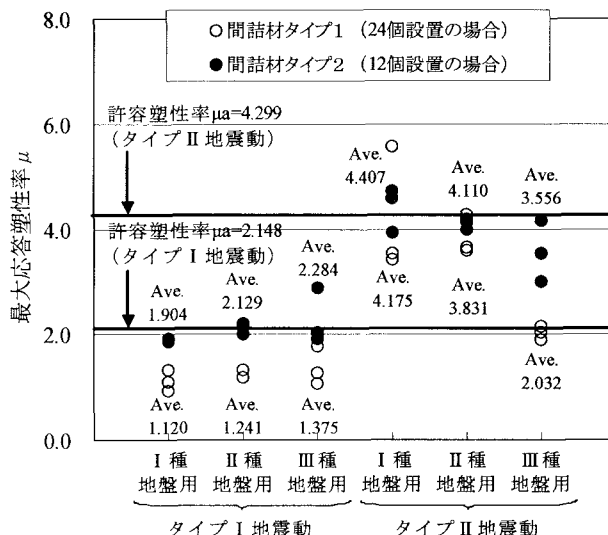


図-22 入力地震動と橋脚の最大応答塑性率

- (3) 間詰材の設置個数の増加に従って、上部構造の最大運動エネルギーおよび最大応答加速度は小さくなるが、橋台に対して常時の桁の水平変位に伴う作用力が大きくなる。
- (4) 間詰材タイプ2（降伏型）を設置する方がタイプ1（ハードニング型）と比べて橋台に対する常時の作用力は小さいため、桁の常時の水平変位を吸収しやすく、橋台に与える影響が小さい。
- (5) 橋脚の地震応答と橋台の安定計算の両方を満足する間詰材を設置することにより、橋脚を直接曲げ補強しない、経済性および施工性に優れた合理的な耐震補強が可能となる。

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，pp.99-100，2002.3
- 2) 田崎賢治，幸左賢二，手嶋康博，小郷政弘：台湾集集地震における長庚橋の桁衝突解析，構造工学論文集 Vol.49A，pp.573-580，2003.3
- 3) 田崎賢治，幸左賢二，新井伸博，阿部弘典：桁衝突解析における橋台部の抵抗特性とモデル化に関する一考察，第59回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-162，2004.9
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.308-313，2002.3
- 5) 川島一彦，庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集 No.612/I-46，pp.129-142，1999.1
- 6) 野島昭二，上東 泰，菅野 匡，安松敏雄：緩衝機能を有する落橋防止システムの開発，日本道路公団試験研究所報告 Vol.36，1999.11
- 7) 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

(2004年9月17日受付)