

間詰材充填工法によるPC斜張橋の地震応答低減効果

阿部 弘典¹・幸左 賢二²・田崎 賢治³・西岡 勉⁴

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

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

³正会員 工修 大日本コンサルタント 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）

⁴正会員 阪神高速道路公団 工務部 設計課（〒522-0006 大阪市中央区久太郎町 4-1-3）

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耐震設計が行われており、上部構造の水平変位が大きくなることにより、ゴム支承や橋脚断面、基礎構造が震災前と比べて大きくなっている。特に、既設の耐震補強では、河川橋や湖面橋等大規模な仮締切りが必要となる施工条件の厳しい橋梁において、一般的な耐震補強方法では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。

筆者らはこれまで両端部に橋台を有する桁橋を対象に、桁遊間部にゴム等の間詰材を充填し、橋台部の水平抵抗を考慮する耐震補強工法を提案し、その応答低減効果を明らかにしてきている^{1)~2)}。

本研究では、本工法を図-1に示す河川内に主塔を有する既設のPC斜張橋に適用範囲を拡張した。

本文は、PC斜張橋の主桁と端部橋脚の間に間詰材を

充填し、主塔部に作用する地震慣性力を端部橋脚に分散させる場合の効果について検討した結果をまとめたものである。

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示すような橋長400mの既設のPC2径間連続斜張橋である。主塔主桁部の結合条件は剛結となっており、端部橋脚は可動支承である。主塔は逆Y字型のRC柱で高さ90.5m、斜材は2面吊りである。主桁は桁高2.8m、全幅員20.7mの斜めウェブを有する4室箱桁断面である。また、主塔部橋脚は幅5.5m、長さ18.0mの小判型断面のRC柱であり、基礎構造はケーソン基礎（長さ23.0m）である。一方、端部橋脚は4.5mの正方形断面のRC柱であり、基礎構造はケーソン基礎で（長さ20.0m）である。本橋は河川を24.5°の斜角で渡河する平面線形であることから、河川内に位置する主塔部橋脚が図-2に示すように斜角を有している。また、地盤条件はI種地盤であり、地震時に液状化は生じないと判定されている。

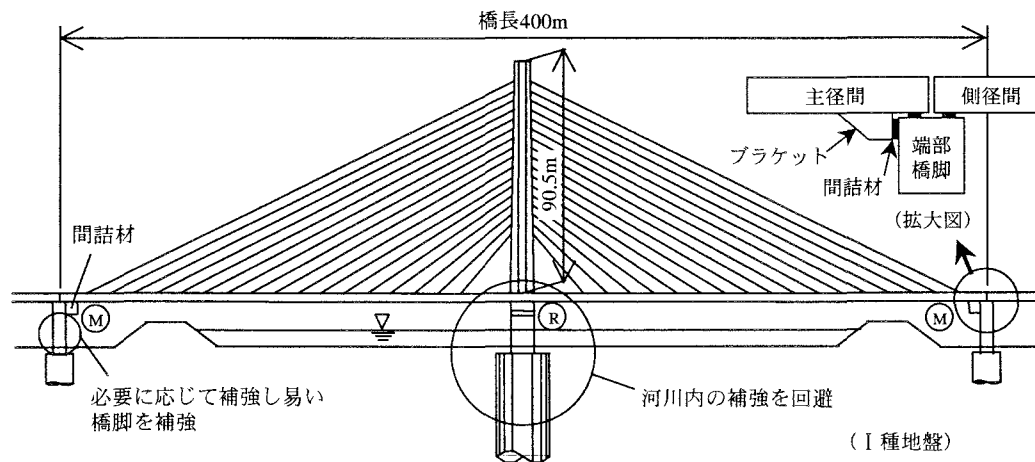


図-1 対象橋梁

3. 解析方法と固有値解析結果

(1) 解析フレームモデル

図-1 に示す斜張橋主径間部を図-3 に示す 3 次元フレームにモデル化した。主塔および橋脚は弾塑性はり要素、主桁は弾性はり要素、斜材のケーブルはトラス要素を用いており、基礎は集中バネに置き換えている。また、主桁の曲げ、たわみ、ねじりを斜材に確実に伝達するために横桁を剛部材として設置している。弾塑性はり要素における曲げの非線形特性は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編³⁾以降、道示耐震編と称する) に準じて、自重解析により求めた初期軸力を用いて、ひび割れを考慮したトリニア型の武田モデル(剛性低下率 $\gamma=0.4$) を用いている。なお、ケーブル質量はトラス要素を用いたモデル化の都合上、要素端部の主塔および主桁の節点上に 1/2 ずつ振り分けて付加している。境界条件は主桁端部と端部橋脚上における鉛直および橋軸直角方向の支持条件のみを固定としている。

(2) 解析方法

解析に用いる入力地震動は、図-4 に示すように、「道路橋の耐震設計に関する資料」⁴⁾に示されるレベル 2 地震動のうち、タイプⅡ地震動の中のⅠ種地盤用 No.1 波形を用いている。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、数値積分間隔は $\Delta t=1/1000$ 秒とした。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、主桁、主塔、橋脚およびケーブルは 2%、基礎は 20%、剛部材は 0% としている。また、構造系全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

(3) 固有値解析結果

固有値解析結果のうち、1 次モードを図-5 に、1 次～10 次モードの固有周期と刺激係数を表-1 に示す。橋軸方向の卓越モードは、1 次(固有周期 3.099 秒)と 5 次および 7 次である。また、橋軸直角方向の卓越モードは、2 次(固有周期 2.079 秒)と 8 次である。このように、斜張橋特有の高次のモードが卓越する結果となる。

表-1 固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	刺激係数		
		X	Y	Z
1	3.099	-10.8	5.6	0.0
2	2.079	-6.8	39.8	0.0
3	1.558	0.0	0.0	37.3
4	1.183	0.0	0.0	0.0
5	1.072	-40.9	-8.4	0.0
6	0.946	0.0	0.0	12.7
7	0.912	-39.7	-4.9	0.0
8	0.892	-4.9	35.6	0.0
9	0.660	3.2	-6.6	0.0
10	0.580	10.4	-0.6	0.0

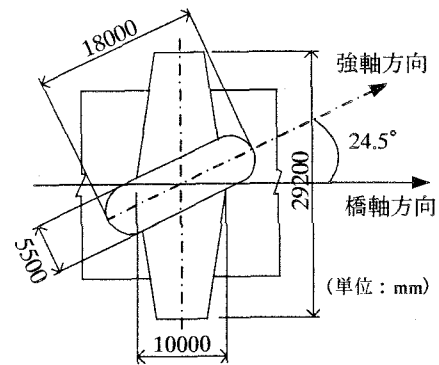


図-2 主塔部橋脚の平面図

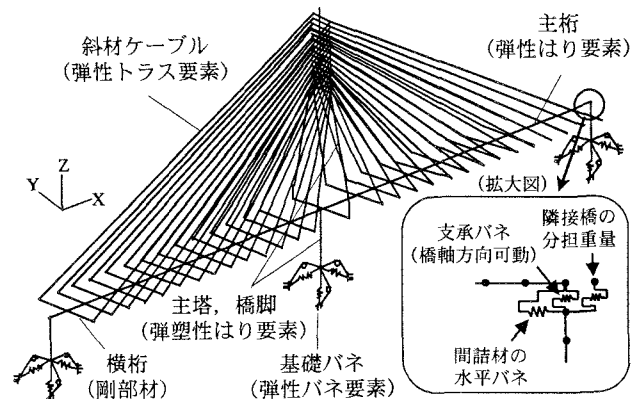


図-3 解析モデル

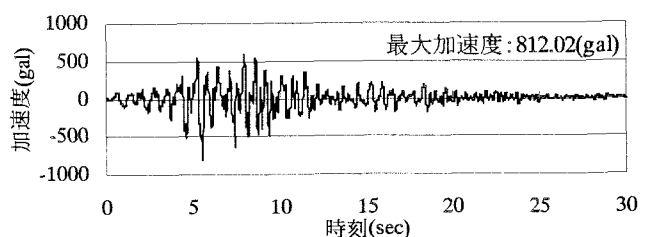
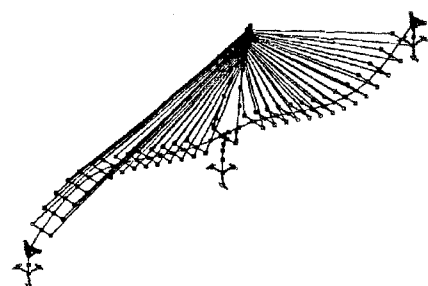
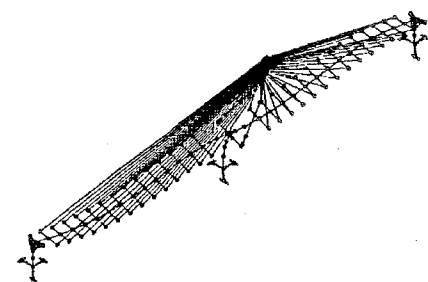


図-4 入力地震動



(a) 1次モード



(b) 2次モード

図-5 固有モード図

4. 間詰材充填による補強工法と解析ケース

(1) 検討概要と設計条件

本研究では、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端部橋脚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、端部橋脚に地震慣性力の分散を図る。

本橋は図-2 に示したように、主塔部橋脚の斜角が 24.5° であり、橋脚の強軸方向が橋全体の橋軸方向に近い特性を有する。

現況の耐震性能照査の結果、主塔部の橋脚は強軸方向のせん断耐力が閾値となることから、本検討では、主塔部橋脚の強軸方向の応答せん断力の低減効果に着目して検討を行う。

(2) 間詰材のモデル化

対象橋梁は主桁端部の下部構造が橋台ではなく、掛け違い橋脚であることから、図-1 に示すように、桁下端部に鋼製のブラケットを設置し、ブラケットと橋脚の間に間詰材を設置する。ここで、間詰材は衝突に伴う高ひずみ、高面圧下においても荷重の繰り返し回数や載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⁹⁾より、これらの性能を有する間詰材として、図-6 に示す圧縮力-圧縮ひずみ関係を有する間詰材を用いている。

(3) 解析ケース

解析ケースは表-2 に示すように、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、間詰材の設置個数を桁端部一箇所当たり 50 個から 250 個まで変化させた 5 ケースと、表-3 に示すように、間詰材の設置個数を最も効果の高かった 250 個に固定し、端部橋脚の曲げ耐力を現況の 4 倍まで変化させた 4 ケースとした。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が、Case5 の 250 個の場合においても 1% 程度短周期になる程度である。なお、入力地震動は図-4 で示したタイプⅡ地震動の中のⅠ種地盤用 No.1 波形を用いており、橋軸方向に 1 方向入力としている。

5. 解析結果

(1) 間詰材をパラメータとした解析結果

まず、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、間詰材の設置個数を変化させたケースについて解析結果を述べる。図-7 に間詰材の軸方向剛性に対する主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答せん断力の関係を示す。図より、主塔部橋脚の最大せん断力は Case1 の間詰材 50 個を設置した

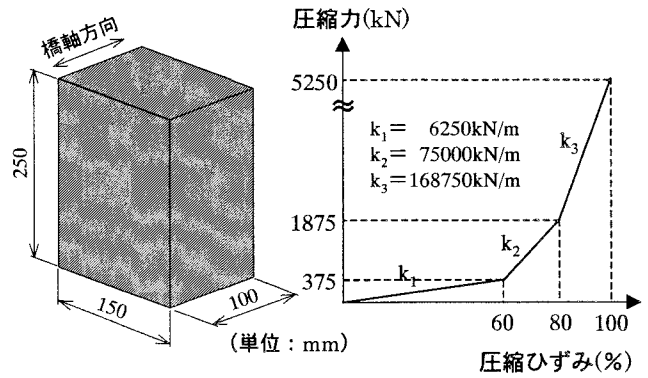


図-6 間詰材のモデル化

表-2 解析ケース(1) (端部橋脚は現況の耐力に固定)

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
設置個数	50	100	150	200	250
面積(m ²)	1.875	3.750	5.625	7.500	9.375
間詰材圧縮ひずみ	60%	60%	60%	60%	60%
バネ定数(MN/m)	312.5	625.0	937.5	1250.0	1562.5
水平反力(MN)	18.75	37.50	56.25	75.00	93.75
水平変位(m)	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
1次の固有周期(sec)	3.152	3.147	3.144	3.142	3.140
間詰材を設置しない場合の1次の固有周期: 3.164sec					

表-3 解析ケース(2) (間詰材設置個数は 250 個に固定)

解析ケース	Case5-1	Case5-2	Case5-3	Case5-4
端部橋脚の耐力倍率	1.0	2.0	3.0	4.0
曲げ耐力Mu(MN・m)	203.2	406.4	609.6	812.7
降伏剛性(MN・m ²)	235143	470286	705429	940572
1次の固有周期(sec)	3.140	3.138	3.137	3.134
間詰材を設置しない場合の1次の固有周期: 3.164sec				

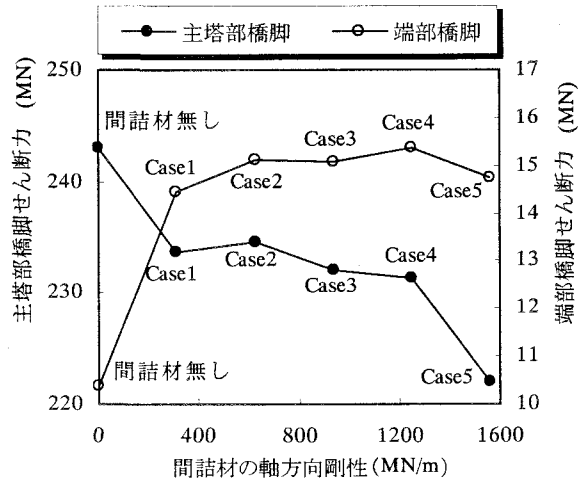


図-7 主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答せん断力の関係

場合、間詰材を設置しない場合と比べて約 6% 程度低減される。さらに、間詰材の軸方向剛性が大きくなるにつれて主塔部橋脚のせん断力は小さくなり、間詰材を 250 個設置した Case5 では、間詰材を設置しない場合と比べて約 10% 程度低減される結果となる。

一方、端部橋脚の最大応答せん断力は間詰材を設置することにより大きくなる。これは間詰材を設置することにより、主塔部の地震慣性力、即ち水平力を分担するた

めであり、Case1の間詰材 50 個を設置した場合、間詰材を設置しない場合と比べて端部橋脚のせん断力は約 8% 程度増加する。さらに、間詰材を増加しても端部橋脚に作用するせん断力は増加しない結果となる。

次に、図-8 に間詰材の軸方向剛性に対する主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答曲率の関係を示す。図より、傾向は最大応答せん断力の結果と同様であり、主塔部橋脚の最大応答曲率は Case1 の間詰材を 50 個設置した場合、間詰材を設置しない場合と比べて約 10% 程度低減される。さらに、軸方向剛性が大きくなるにつれて主塔部橋脚の曲率は小さくなり、間詰材を 250 個設置した Case5 では、設置しない場合と比べて 15% 程度低減される結果となる。

一方、端部橋脚の最大応答曲率は、間詰材を設置しない場合は弾性状態であるため小さな値となっているが、間詰材を設置することにより水平力が作用するため、非線形状態が進展し、間詰材を設置しない場合と比べて 50% 程度大きくなる。しかしながら、さらに間詰材を増加しても、端部橋脚に作用する曲率はせん断力の傾向と同様に増加しない結果となる。

ここで、図-9 に間詰材の軸方向剛性に対する主桁と端部橋脚天端の最大応答変位を、図-10 に主桁の時刻歴応答変位波形を現況と間詰材 50 個設置した Case1 について示す。図-9 の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が間詰材の変位である。なお、何れのケースも主桁端部と端部橋脚天端の最大変位は同時刻である。図より、間詰材が多くなるにつれて端部橋脚の変位は増加し、逆に主桁端部の変位は減少している。ここで、図-10 に示す最大応答が発生する時刻付近の主桁の時刻歴応答変位波形を見ると、間詰材を設置することにより、主塔部の応答特性はほとんど変わっておらず、最大応答変位が発生する時刻は現況、Case5 とともに、5.82 秒で同時刻である。したがって、間詰材を設置することにより、最大応答値のみが減少していることがわかる。また、間詰材の増加とともに、主塔部橋脚の最大応答変位が減少する理由としては、図-11 の端部橋脚の曲げモーメント-曲率の応答履歴結果に示すように、例えば間詰材が Case1 (50 個) から Case5 (250 個) に増加すると、間詰材の軸方向剛性が大きくなり、端部橋脚の塑性変形が 2 割程度大きくなる。このため、端部橋脚の塑性化による履歴吸収エネルギーが Case1 の場合、2217.6kJ、Case5 の場合、2588.5kJ と 17% 大きくなり、主桁の最大応答変位が小さくなったと考えられる。

以上より、間詰材の軸方向剛性が大きくなると、間詰材自体の変形は小さくなるが、端部橋脚の塑性変形は大きくなる。そのため、端部橋脚によるエネルギー吸収が大きくなり、主桁の変位が抑制されたため、主塔部橋脚の最大せん断力が 1 割程度低減されることが考えられる。

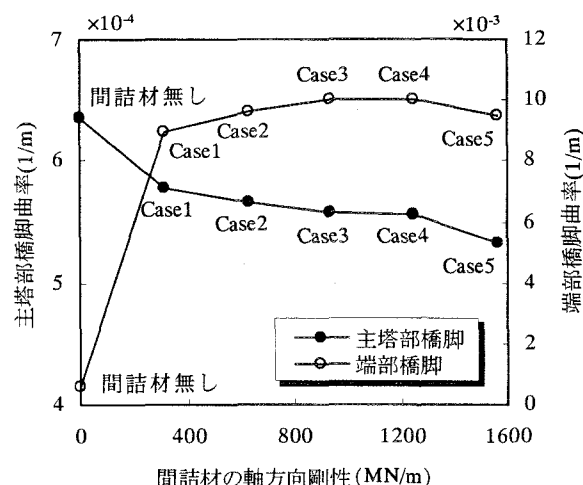


図-8 主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答曲率の関係

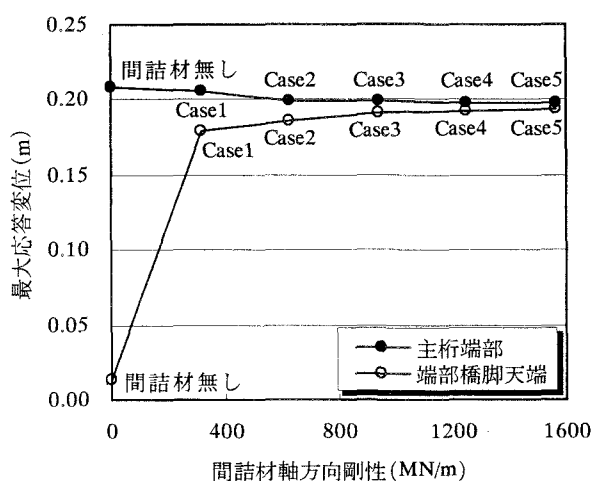


図-9 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位

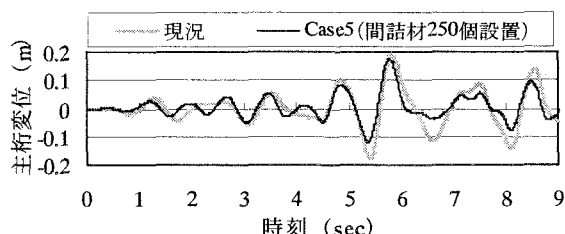


図-10 主桁の時刻歴応答変位波形

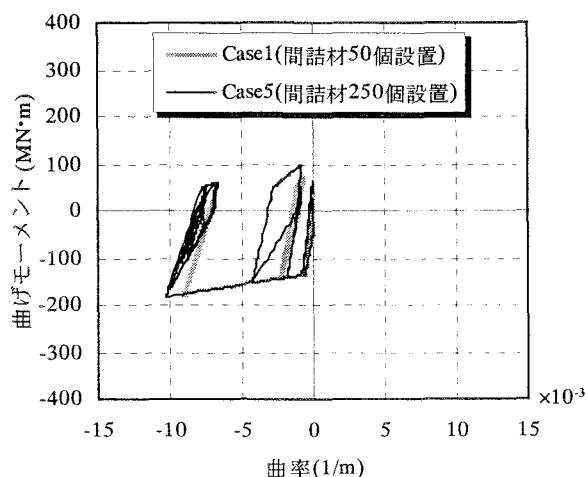


図-11 端部橋脚の曲げモーメント-曲率関係

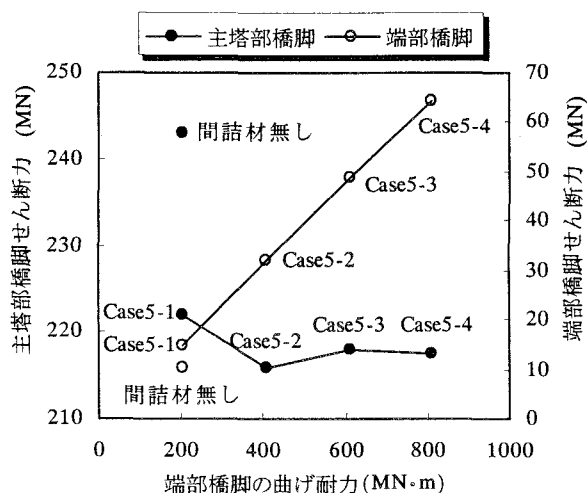


図-12 主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答せん断力の関係

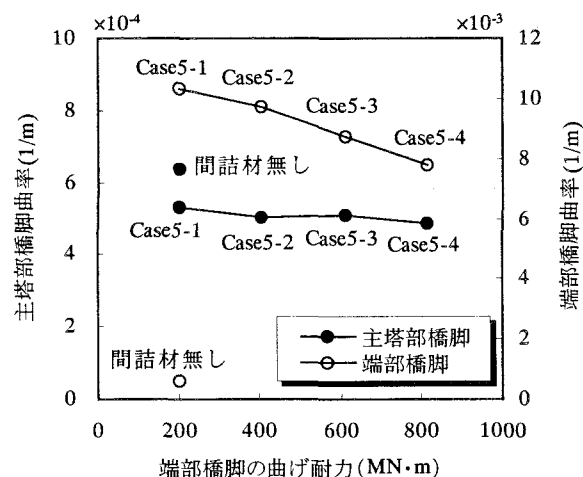


図-13 主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答曲率の関係

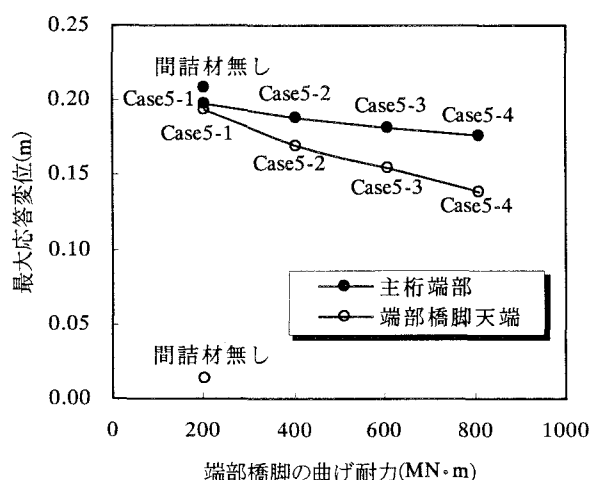


図-14 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位

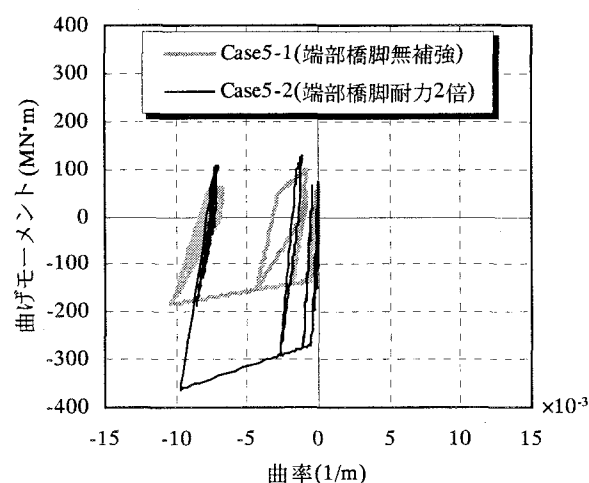


図-15 端部橋脚の曲げモーメント-曲率関係

(2) 端部橋脚の曲げ耐力をパラメータとした解析結果

次に、間詰材の設置個数を最も地震応答の低減効果が高かった 250 個に固定し、端部橋脚の曲げ耐力を変化させたケースについて解析結果を述べる。図-12 に端部橋脚の曲げ耐力に対する主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答せん断力の関係を示す。図より、主塔部橋脚の最大せん断力は端部橋脚の曲げ耐力を増加させた場合、現況の曲げ耐力のまま間詰材を設置した Case5-1 の場合と比べて 3%程度低下しており、間詰材を設置しない場合と比べて 13%程度低下している。さらに曲げ耐力を増加しても、主塔部橋脚に作用する最大せん断力は低下しない結果となる。一方、端部橋脚の最大応答せん断力は曲げ耐力の増加とともに大きくなる。

図-13 には、同様に、主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答曲率の関係を示している。図より、主塔部橋脚の最大応答曲率の傾向は最大応答せん断力の結果とほぼ同様であり、端部橋脚の曲げ耐力を現況の 2 倍とした Case5-2 では、現況と比べて 20%程度低減される。一方、端部橋脚は降伏曲率 $\phi_y = 8.64 \times 10^{-4} / \text{m}$ に対し、何れのケースも塑性化するが、曲げ耐力の増加とともに、最大応答曲

率は低減される。

図-14 に、主桁と端部橋脚の最大応答変位を示す。図の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が間詰材の変位である。図より、端部橋脚の曲げ耐力の増加とともに端部橋脚、主桁の最大変位とも小さくなるが、端部橋脚の低下の割合の方が大きい。これは端部橋脚の耐力が大きくなると、端部橋脚の降伏に達するまでの水平抵抗、即ち端部橋脚による変位拘束力が大きくなり、間詰材の変形が大きくなるためである。したがって、間詰材 250 個では、端部橋脚の耐力の増加に対して主桁の変位低減効果は小さく、図-12 に示したように、主塔部橋脚の最大せん断力の低減効果も 13%程度となる。一方、端部橋脚の耐力の増加とともに、主桁の最大応答変位が小さくなる理由として、図-15 の端部橋脚の曲げモーメント-曲率の応答履歴結果に示すように、例えば、端部橋脚の耐力が Case5-1 (現況耐力) から Case5-2 (端部橋脚の耐力 2 倍) に増加すると、降伏に達するまでの水平抵抗が大きくなるとともに、端部橋脚の塑性化による履歴吸収エネルギーが Case5-1 の場合、2588.5kJ、Case5-2 の場合、4461.6kJ と 72%大きくなるためであると考えられる。

以上の解析結果を最大応答変位に着目した模式図を図-16に示す。図中には、(a)現況と(b)Case5-1、および(c)Case5-2について、主桁端部と端部橋脚天端、および間詰材の最大応答変位を示している。最大応答変位の傾向は図-9および図-14で示したとおりであるが、現況の間詰材が無い場合と比べて、主桁の最大応答変位は現況の端部橋脚に間詰材を設置した場合、0.02m、さらに端部橋脚の曲げ耐力を2倍にすると0.02m小さくなり、間詰材を設置することにより、現況と比べて0.04mの水平変位を低減できる結果が得られた。

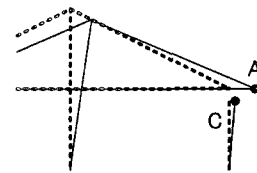
変位の低下量自体は主桁の最大変位 0.21m に対して 0.04m (20%程度) と小さいが、主塔部橋脚のせん断力の低減効果に対しては有効であり、端部橋脚の曲げ耐力を2倍程度補強し、間詰材を設置することで、端部橋脚の水平抵抗を考慮しない現況と比べて主塔部橋脚のせん断力が13%程度低減できる結果が得られた。

6. まとめ

PC斜張橋の主桁端部に間詰材を設置し、地震慣性力を端部橋脚に分散させる場合の地震応答解析から得られた知見を以下に示す。

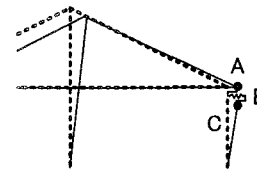
- (1) 間詰材の設置個数をパラメータとした解析の結果、間詰材の軸方向剛性が大きくなると、地震慣性力が端部橋脚に分散され、間詰材の変形は小さくなるが、端部橋脚の塑性変形は大きくなる。このため、端部橋脚によるエネルギー吸収が増大し、主桁の変位が抑制され、主塔部橋脚の最大せん断力が10%程度低減できた。
- (2) 端部橋脚の曲げ耐力をパラメータとした解析の結果、端部橋脚の曲げ耐力が大きくなると、端部橋脚の降伏に達するまでの水平抵抗、即ち変位拘束力と、端部橋脚の降伏後の履歴エネルギー吸収も大きくなることから、主塔部橋脚の最大せん断力の低減効果は高くなる。
- (3) 本解析で対象とした橋梁では、主桁端部に間詰材を250個設置し、端部橋脚の曲げ耐力を2倍程度補強することで、主塔部橋脚の最大せん断力は端部橋脚の水平抵抗を考慮しない現況と比べて13%程度低減できる結果が得られた。

今後は、さらに主塔部橋脚の応答低減効果を図るため、端部橋脚の耐力と間詰材の最適な組み合わせを検討するとともに、間詰材の種類や入力地震動をパラメータとした検討を行う予定である。



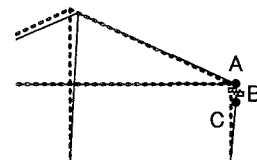
A : 主桁最大変位 : 0.21m
C : 端部橋脚最大変位 : 0.013m

(a) 現況



A : 主桁最大変位 : 0.19m
B : 間詰材最大変位 : 0.02m
C : 端部橋脚最大変位 : 0.17m

(b) Case5-1 (間詰材250個設置)



A : 主桁最大変位 : 0.17m
B : 間詰材最大変位 : 0.03m
C : 端部橋脚最大変位 : 0.14m

(c) Case5-2 (間詰材250個+端部橋脚曲げ耐力2倍)

図-16 主桁と端部橋脚および間詰材の変形状態

参考文献

- 1) 田崎賢治, 幸左賢二, 阿部弘典, 新井伸博: 橋の桁遊間部に間詰材を充填する地震慣性力の低減効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp. 1171-1176, 2004.7
- 2) Kenji TASAKI and Kenji KOSA : Reduction of Seismic Inertia Force by the Application of Filling Materials to Girder Ends, Proceedings of the 20th U.S-Japan Bridge Engineering Workshop, pp. 425-438, 2004.10
- 3) 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
- 4) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, pp. 10.6, 1997.3
- 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