

大規模地震時の桁衝突に備えた桁遊間緩衝材の設計について

芦塚憲一郎¹・小林伸吉²・春日昭夫³・玉置一清⁴・永元直樹⁵

- ¹ 非会員 日本道路公団 名古屋建設局 構造技術課（〒460 名古屋市中区栄4-1-1）
- ² 非会員 日本道路公団 名古屋建設局 白鳥工事事務所（〒501-51 岐阜県郡上郡白鳥町為真916-5）
- ³ 正会員 工博 住友建設株式会社 PC設計部（〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4）
- ⁴ 正会員 工修 住友建設株式会社 九州支店（〒810-8623 福岡市中央区港1-3-1）
- ⁵ 正会員 住友建設株式会社 PC設計部（〒160-8577 東京都新宿区荒木町13番地の4）

1. まえがき

規模の異なる橋梁が隣接して建設されている場合、大規模地震時における桁同士の衝突が懸念される。これを避けるためには、一般的に桁遊間を大きく広げる対処が多くとられるが、これに対応しようとすると、伸縮継手および掛違い橋脚が大型化し、工費を大きく増大させる結果になる。

東海北陸自動車道・白鳥IC～高鷲IC間に建設された中西高架橋は、2枚壁式橋脚を有し9径間連続とした日本有数の長大ラーメン橋と、これに隣接する4径間連続ラーメン橋の2連から構成される¹⁾。これらの上部工重量比は約7倍程度、また固有周期比は約2倍程度異なり、大規模地震時における桁同士の衝突が十分に予想されたが、桁遊間は常時荷重で決定された移動量より決定し、桁遊間にハニカム構造を有する緩衝材を設置することによって、桁衝突に対処する構造としている。本報告は、このハニカム型緩衝材の性能と設計手法について述べるとともに、その工事報告を行うものである。

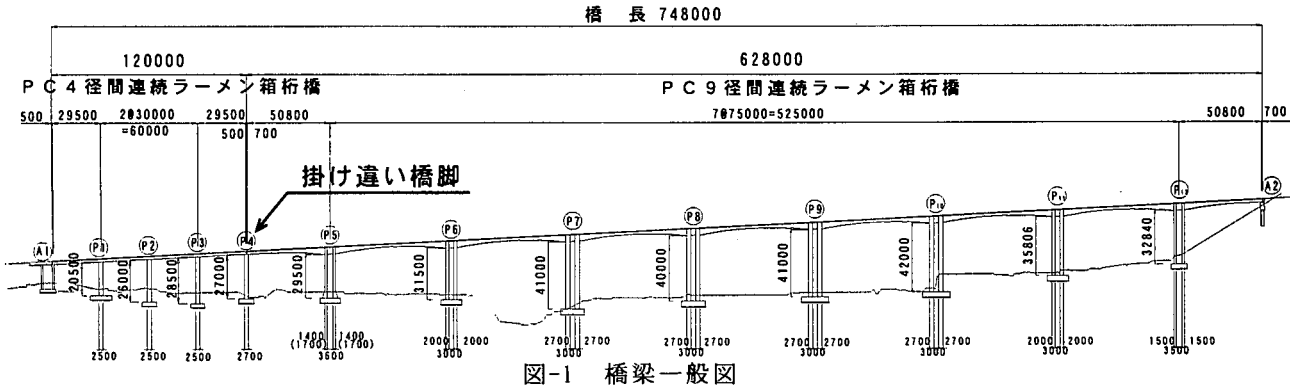
2. 橋梁概要

中西高架橋は、橋長 625m の9径間部と橋長 120m の4径間部の2連の連続ラーメン橋により構成されている。図-1に、一般図を示す。平成 8 年に実施された連続ラーメン橋の施工実績調査²⁾の中では、橋長が最も長くなる9径間部には、「構造物の長周期化」と「開放感を強調した景観デザイン」により、全橋脚に2枚壁式構造を採用しているのが外観上の大きな特徴である。

表-1 に、桁端部における主な設計移動量を示す。桁端部における遊間量は、9径間部・4径間部、それぞれ 200mm、100mm と設定し、掛違い部における遊間量は 300mm とした。なお、移動量が大きい9径間部には、予備せん断型のゴム支承を用いている。

表-1 桁端部における主な設計移動量 単位(mm)

	クリープ 乾燥収縮	温度変化 -20℃	地震力 kh=0.17
9径間部	85.8	77.3	88.1
4径間部	15.1	16.5	26.8



3. 耐震設計概要

(1) 固有周期

表-2 に、9径間部と4径間部の上部工重量及び固有周期の比較を示す。道路橋示方書V耐震設計編(以下、道示V) 8.7.2「免震橋の桁端部の遊間」規定を参考にすると、2連の固有周期差比 $\Delta T/T1$ が、 $0.1 < \Delta T/T1 \leq 0.8$ の範囲では、桁同士の衝突を回避するために、桁遊間量を支承の設計変位の $\sqrt{2}$ 倍とすることが規定されている。また、2連の桁の重量が極端に異なる場合、桁衝突が生じると重量の大きい桁が小さい桁を押しやる可能性が指摘されている。

本橋の場合、2連の固有周期差比は、全断面有効時、降伏剛性時ともに0.4～0.5程度であり、大規模地震時における桁同士の衝突が十分に予想され、その場合、重量の小さい4径間部に大きな被害が出る可能性が懸念された。

(2) 保耐法レベル地震時の検討

ラーメン橋の地震時保有水平耐力法(以下、保耐法)は、1連ごとの全体構造解析からエネルギー一定則に基づいて行う。本橋の保耐法および非線形動的解析については、文献 3)に詳細に報告しているので、ここでは結果のみを表-3 に示す。2枚壁橋脚の採用により長周期化を図った9径間部は、衝撃的な直下型地震であるタイプⅡの影響は受けにくく、周期が長く繰り返し作用するタイプⅠ地震の影響の方が大きくなることが分かる。図-2,3 に、非線形動的解析による主桁応答変位履歴および2連の桁の相対変位量を示す。入力地震波は、1978年宮城県沖地震(M7.4)開北橋周辺地盤波(タイプⅠ、max=320gal)を用いた。

表-2 上部工重量および固有周期

	上部工躯体重量 (t)	固有周期 (秒)	
		全断面有効	降伏剛性
9径間部	16030	1.42	2.0
4径間部	2418	0.70	1.2

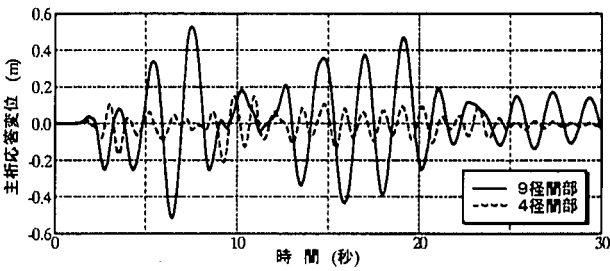


図2 主桁応答変位履歴(タイプⅠ地震)

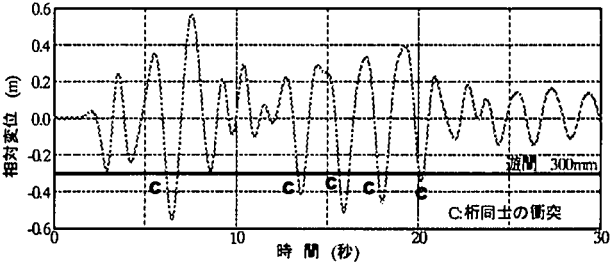


図3 2連の桁の相対変位

図-3 に示す相対変位量は、マイナス側が遊間が狭まる方向であり、相対変位量が -0.3 m 以下となる時、桁同士の衝突が生じるものと考えられる。保耐法レベル地震時における桁衝突を完全に避けるためには、常時の移動量から決定している掛違い部の遊間量 300 mm を、道示 V では応答変位が大きくなる9径間部単独の非線形動的解析結果を用いて $530 \times \sqrt{2} = 750\text{ mm}$ 以上、また図-3 に示す2連の相対変位から判断しても 600 mm 以上に広げる必要がある。

4. 桁衝突の影響を考慮した非線形動的解析

2連の構造を同時にモデル化し、図-4,5 に示す GAP 要素(非線形バネ要素)⁴⁾により桁同士が衝突した場合のシミュレーションを実施した。GAP 要素の剛性 K 値を無限大とすると、GAP 要素に生じる軸力も無限大となり解析は不安定となるが、 K 値を徐々に小さくしていくと、 $K < 2.0 \times 10^5 (\text{tf/m})$ から安定した解が得られるようになった。この時、GAP 要素に生じる軸力が桁衝突力であり、GAP 要素の軸変形と軸力との積が、桁衝突に伴う衝突エネルギー(仕事量)であると考えられる。この衝突エネルギーは、通常は落橋防止システム(ゴム沓、アンカーバーなど)や伸縮継手の破損、端部横桁コンクリートの破壊などにより吸収されることになるが、現時点ではこ

表-3 保耐法レベル地震時の検討

	設計水平震度		弾塑性応答変位 (mm)				終局変位	
	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ		タイプⅡ		タイプⅠ (mm)	タイプⅡ (mm)
			保耐法	非線形動的解析	保耐法	非線形動的解析		
9径間部	0.557	0.492	631	530	539	440	1150	1625
4径間部	0.700	0.972	263	212	431	361	432	646

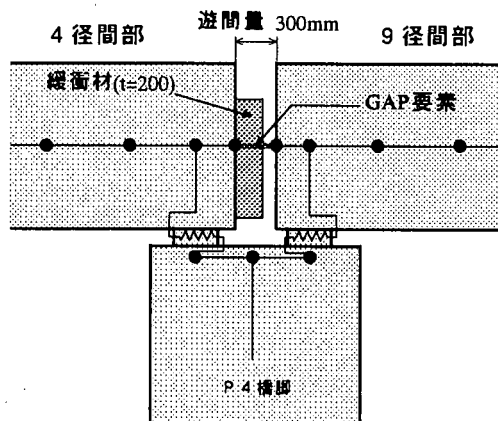


図-4 桁端部のモデル

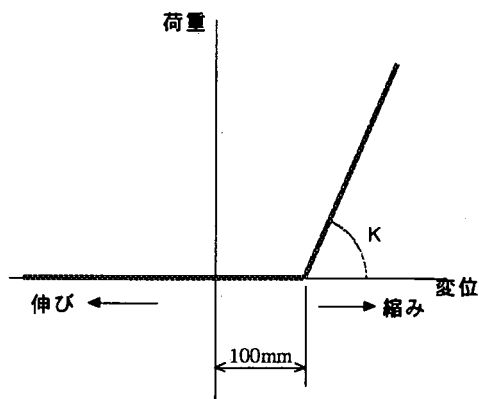


図-5 GAP 要素

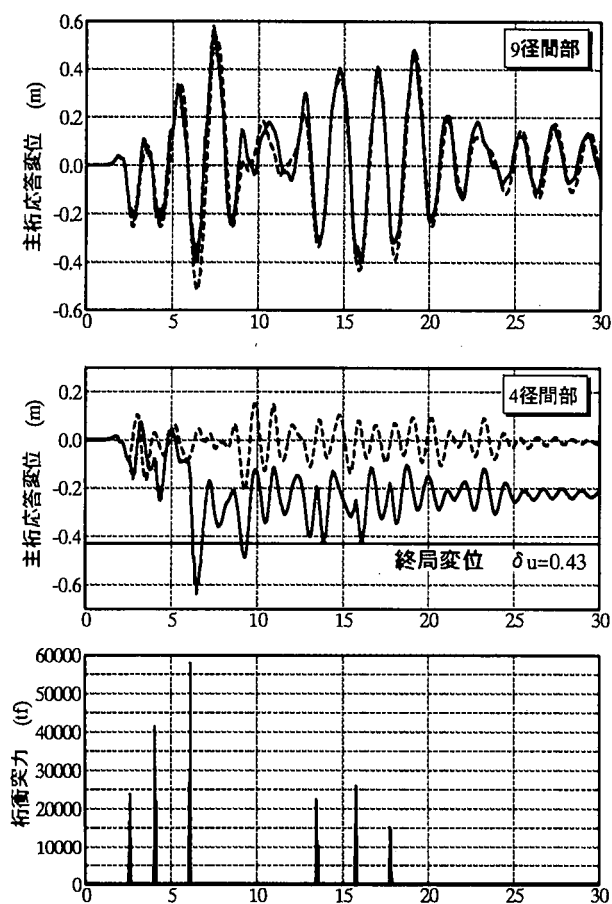


図-6 $K=5.0e+5$ (tf/m)とした時の解析結果

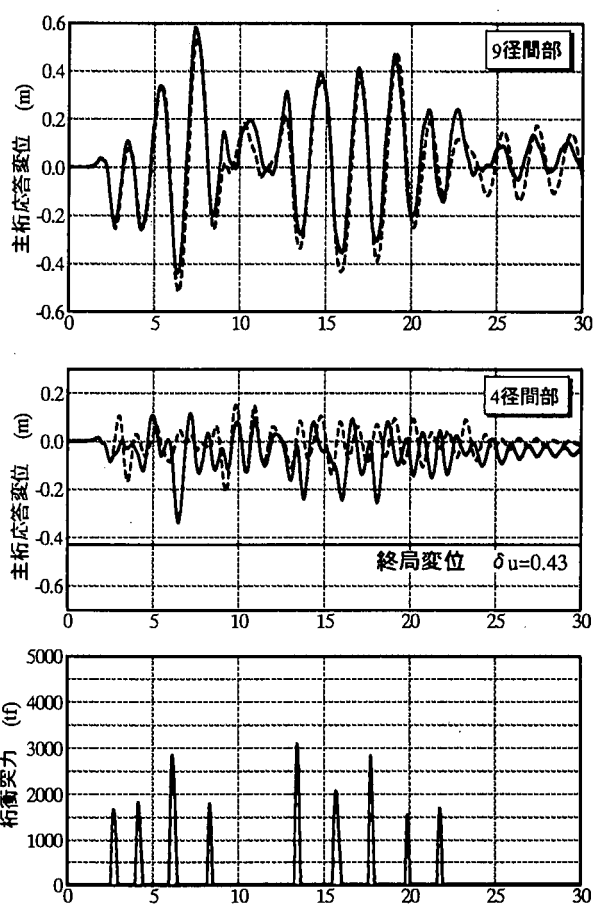


図-7 $K=2.5e+4$ (tf/m)とした時の解析結果

れらに関する実用的なデータが得られていないのが現状であり、設計上、これらを期待することは難しい。

そこで、本橋ではこの衝突エネルギーを確実に吸収する部材として、桁遊間に緩衝材の設置を検討した。緩衝材は、常時の温度伸縮では作動しないよう 300mm の遊間に対して、200mm の厚みを想定した。

なお、本解析では橋台パラペット側への衝突は、落橋等の致命的な被害に繋がらないものと考え、パラペット側への緩衝材の設置は検討していない。パラペット衝

突時に生じるエネルギー吸収は、掛違い部の衝突に対する余裕量の一つと考えている。

図-6,7 に、GAP 要素の K 値を $K=5.0e+5$ 、 $2.5e+4$ (tf/m)とした非線形動的解析結果を示す。図中、点線で示すのは、 $K=0.0$ とした時、つまり各 1 連の構造を単独で解析した時の非線形解析結果である。

桁衝突が生じて重量の大きい 9 径間部には、ほとんど影響がないようであるが、緩衝材のバネ定数 K 値が

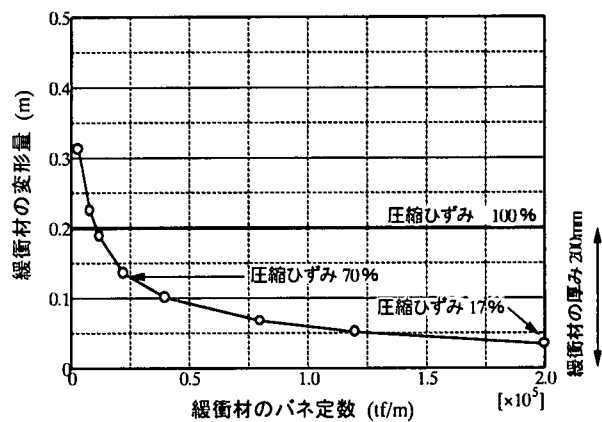
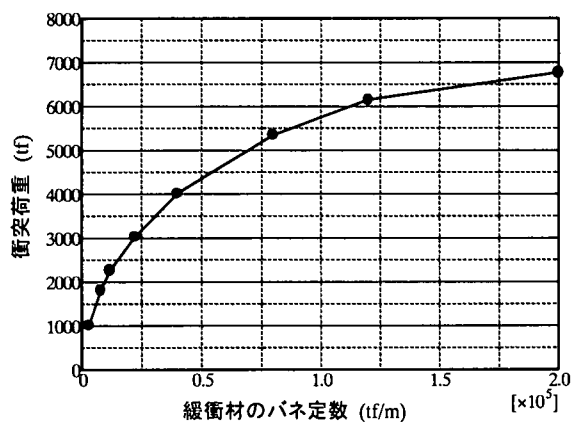


図-8 緩衝材のバネ定数と桁衝突力及び緩衝材変形量の関係

大きくなると、衝突力(GAP 要素の軸力)が大きくなり、つまり重量の大きい9径間部が4径間部を押しやる力が大きくなることによって、4径間部は A1 橋台側に大きく変位する。

図-6 より、 $K=5.0 \times 10^5$ (tf/m) では、4径間部の応答変位は終局変位 430mm (タイプ I 地震時、全橋脚基部のコンクリート圧縮縁ひずみ $\epsilon_{cu}=2000 \mu$ に達する変位) を上回り、また地震後の残留変位も橋脚高の $1/100=200$ mm 程度が生じていることが分かる。K 値を種々変化させて同様の解析を行った結果、K 値を 2.0×10^5 (tf/m) 以下とすると、衝突が生じて4径間部の応答変位は終局変位以内に留まり、それに伴い残留変位も小さくなることが分かった。さらに K 値を小さくしていくと、 $K < 1.2 \times 10^4$ (tf/m) で、GAP 要素の圧縮ひずみが 100% を越えるため、現実にはあり得なくなる。したがって、本橋における桁衝突による致命的な被害を防止するための緩衝材のバネ定数要求性能は、 $1.2 \times 10^4 < K < 2.0 \times 10^5$ (tf/m) の範囲となる。

図-8 に、緩衝材のバネ定数 K 値と衝突力及び緩衝材圧縮ひずみの関係を示す。衝突時のエネルギー We ($=$ 衝突力 $\times$ 緩衝材の軸変形) は、多少のばらつきはあるものの、ほぼ一定で $We=350$ (tf $\cdot$ m) 程度であることが分かった。この衝突エネルギー量は、GAP 要素の遊間量によっても変化するが、今回のモデルでは、遊間量を 2 倍の 0.2m としても We の減少は約 10% 程度であった。緩衝材の汎用設計を行うには、この衝突エネルギーの簡易算定法が、今後の大きな課題である。

これで、本橋における緩衝材の要求性能は得られたわけだが、図-8 より緩衝材の圧縮ひずみは 17% 以上となり、この繰り返し作用が伴う過大な圧縮ひずみに耐え得る材料の選定が当面の大きな課題となった。

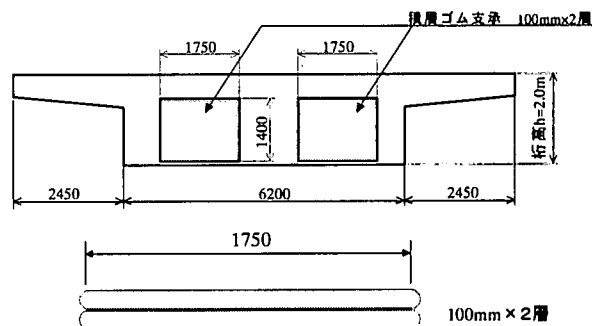


図-9 積層ゴム支承による桁遊間緩衝材

表-3 積層ゴム支承の設計

寸法	a × b	140 × 175cm
ゴム厚	Σt_e	10cm × 2 層
形状係数	S	3.888
弾性係数	E	8200 tf/m ²
バネ定数	K × 2	2.0×10^5 tf/m
圧縮応力	σ_{max}	138 kgf/cm ²
圧縮ひずみ	ϵ_{max}	0.168

5. 桁遊間緩衝材の性能および設計・施工

(1) 緩衝材の選定

図-9 および表-3 に、 $K=2.0 \times 10^5$ (tf/m) で設計した積層ゴム支承を示す。桁衝突力 6800tf に対して、支承面積は図示程度必要となる。この時、ゴム支承には最大 17% の圧縮ひずみが生じ、これは通常の積層ゴム支承の使用範囲にはなく、また衝撃的な荷重を伴うことから、ゴム積層間の補強材の耐荷力が問題となった。

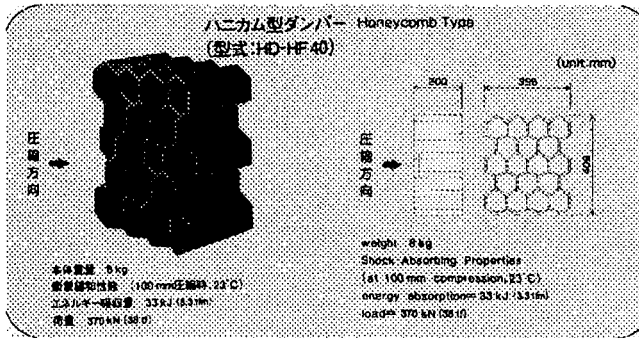


図-10 ハニカム型緩衝材

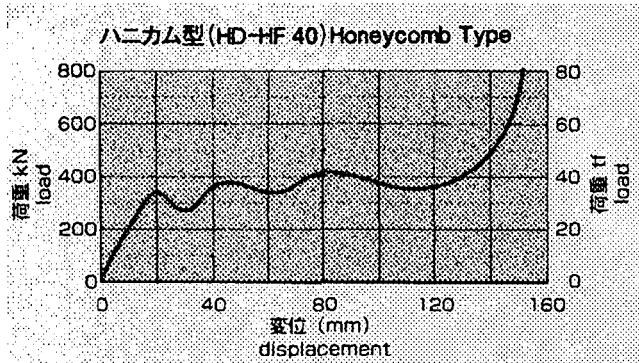


図-11 ハニカム型緩衝材の圧縮力-圧縮率曲線

本橋に採用した緩衝材⁵⁾を図-10に示す。形状は蜂の巣状をしたハニカム型であり、材質は熱可塑性ポリエスチルエラストマーを使用している。図-11に単体としての静的圧縮試験結果を示す。ハニカム形状の特質と、接触面に設けたノッチにより接触面積が2段階に増加する工夫により、荷重-変位曲線は一見降伏しているように見えるが、圧縮ひずみ70%程度までは、材料としてはほぼ弾性体であり、除荷後の残留変形はほとんど認められない。また、動的特性を把握するための衝突実験⁶⁾では、2～3回程度までは静的圧縮試験同様の性能が得られたことが報告されている。この耐用回数は、直下型地震であるタイプⅡ地震に対しては十分と考えられるが、繰り返し作用するプレート型のタイプⅠでは、10回程度の衝突が予想される。しかしながら、今回行ったシミュレーションでは、タイプⅠ地震時においても、9回の衝突のうち緩衝材の限界に達するような衝突は3回程度であり、致命的な被害を防止するための効果は十分に期待できるものと判断した。

(2) 緩衝材の設計

先に示した図-8を汎用的に使用するために、緩衝材自身のエネルギー吸収性能を無視し、荷重-変位曲線は直線に近似できるものとして緩衝材必要個数の検討

を行った。緩衝材自身のエネルギー吸収性能を無視したのは、衝突回数が数回程度と少ないために、履歴減衰があまり期待できないと考えたためである⁷⁾。

ハニカム型緩衝材の限界ひずみを70%と仮定すると、緩衝材1個当りの仕事量は、図-11より、 $W=45 \text{ tf} \times (0.2 \text{ m} \times 0.7) = 6.3 (\text{tf} \cdot \text{m})$ となる。したがって、ハニカム型緩衝材の必要個数 n は、 $n = W_e / W = 55.6$ 個以上となる。

その他の検討事項として、緩衝材を設置する4径間部の端横桁には、FEMシェル解析を実施して、衝突力に対する補強鉄筋を配置している。また、震度法レベル地震時においても緩衝材が作動する場合が想定されるが、これに対して上部工の引張鉄筋量の照査を行っている。

(3) 緩衝材の施工

図-12に、桁端部におけるハニカム型緩衝材の配置図を、設置状況を写真-1に示す。

先にコンクリート打設が完了した4径間部の端横桁側に、緩衝材1個当たり4カ所の後埋めアンカー(M10)で直接固定した。本橋は、新設橋梁への採用ということで、作業スペースが十分に確保することができ、アンカーボルト設置から、緩衝材56個の設置完了まで2日間の工程で、比較的容易に施工を終了することができた。

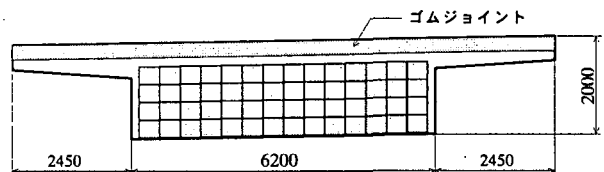


図-12 桁端部の緩衝材配置図

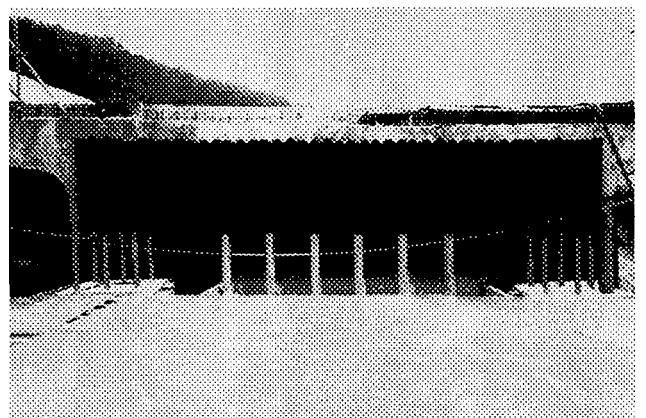


写真-1 緩衝材設置状況

6. あとがき

以上、規模の異なる橋梁が隣接して建設される場合における、大規模地震時の桁衝突という問題に対して、本橋では桁遊間を拡げることなく、衝突時のエネルギーを吸収することのできる緩衝材を桁遊間に設置することを検討し、その妥当性を検証することができた。設計面においては、より簡易な汎用設計手法の提案と、既存の落橋防止システムの破損等、その他のエネルギー吸収の取入れが課題として残った。

本橋で用いたハニカム型緩衝材は、桁遊間を変更することが困難である既設橋梁への採用が本来の目的であると考えられるが、軽量で施工性もよく、また遊間を拡げた場合に生じる伸縮継手の大型化と比較すると経済的であり、新設橋梁に対しても実用的な落橋防止装置であると考えられる。施工面では、既設橋梁など、作業スペースが極めて制約される場合における設置・固定方法が課題となる。

なお、中西高架橋は平成 11 年 1 月に橋体部が完成し、平成 11 年 11 月より供用を開始している。

参考文献

- 1) 芦塚, 小林, 春日, 真継: 2 枚壁式多径間連続ラーメン橋(中西高架橋)の設計, 第 7 回 PC 技術協会シンポジウム, 1997.10
- 2) (財) 高速道路調査会: PC 橋の新しい構造事例に関する調査研究 - PC 多径間連続橋に関する調査研究 -, 平成 8 年 3 月
- 3) 水口, 芦塚, 春日, 玉置: 2 枚壁式橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の耐設計に関する一考察, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.5, 1997.9
- 4) 大崎, 吉田, 藤原: 東扇島高架橋の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.36, No.5, 1994.9
- 5) 野々村, 鎌田, 上東, 野島: 落橋防止装置用熱可塑性エラストマー緩衝材の圧縮変形挙動, 土木学会第 53 回年次学術講演会 I -B158, 平成 10 年 10 月
- 6) 野島, 石田, 上東, 野々村: 緩衝材を併用した落橋防止システムの検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会 I -B159, 平成 10 年 10 月
- 7) 川島, 庄司: ゴム製緩衝装置による桁間衝突の低減効果, 土木学会第 53 回年次学術講演会 I -B161, 平成 10 年 10 月

