

港大橋耐震性向上における低摩擦型すべり支承を用いた床組免震化設計

保全施設部 保全技術課 高田佳彦
大阪建設局 建設企画部 設計課 金治英貞
大阪建設局 工事部 工事管理課 毛利哲也

要 旨

港大橋は、レベルⅡ相当地震動が発生した場合、主構トラス部材に座屈あるいは降伏発生の危険性があり、橋軸方向地震動の耐震性向上策として、床組免震化を採用した。本橋の床組は、トラス横桁上に固定-可動の支承板支承で支持されており、港大橋の総重量の40%にあたる20,000tfを占める。床組免震化は、既設の鋼床版床組の支承を、すべり支承およびゴムばねに取り替えることにより、橋梁全体の固有周期を長周期化することで主構の応答を低減し、耐震性向上を図るものである。本文ではまず、床組免震を構成するデバイスである、すべり支承、ゴムばね、床組連続化、落橋防止装置それぞれの設計について述べ、次に、設計結果に基づき免震効果を検証するためパラメトリック解析を行い、その結果各種デバイスの性能評価と装置開発を検討した。

キーワード：長大橋梁、耐震設計、床組免震化、低摩擦型すべり支承、最適化設計

はじめに

一般橋梁の耐震補強は鋭意進められているが、長大橋は個別に検討が必要とされるのに加えて、補強投資額が大きく、厳しい財政的制約の元で着手が遅れているのが現状である。一方、道路ネットワーク全体の耐震安全性確保の観点から、長大橋においても耐震補強が急務である。港大橋は、阪神高速道路の長大橋の中でも建設年次が古く、損傷時の復旧コストが大きいことから、耐震補強において最も高い優先度が設定されている。

港大橋は、全長980m（中央径間510m）のゲルバートラス橋である。現在のレベルⅡに相当する近傍断層からの地震動による解析を実施した場合、最大応答加速度が当初設計の約4倍にもなり、主構トラス部材に座屈あるいは降伏発生の危険性があることが認められた¹⁾。

そこで、橋軸方向の地震時性能向上策として、

道路面である床組構造を免震化させる方法(以下、「床組免震化」)を検討した。床組免震化の装置としてはゴム支承系とすべり支承系に大きく分類できるが、ここでは、既設橋梁への適用であり既存支承の設置空間等の条件から、支承高の低いすべり支承を鉛直支持装置とする「すべり免震支承システム」に着目した。本橋の床組は、港大橋の総重量の40%にあたる20,000tfを占めており、トラス横桁上に固定-可動の支承板支承(BPA支承)で支持されている。本橋の床組のBPA支承は、兵庫県南部地震においても多くの被害が発生しており、弱点となっていた。そこで、図-1のように、鋼床版桁である床組の既設BPA支承を、全てすべり支承およびゴム水平復旧バネ(以下、「ゴムばね」という)に取替え免震化を行う。それにより、橋梁全体の固有周期を長周期化することで主構の応答を低減し、耐震性向上を図るものである。

本文では、床組免震化の設計に関する一連の検

討について報告する。

本文は、次の流れで構成している。まず、港大橋建設時の耐震性能評価を行い、耐震戦略を策定し補強メニューを提示し、本文の主題である床組免震化の採用を検討した。次に、床組免震化を構成する装置である、すべり支承、ゴムばね、床組連続化、落橋防止装置それぞれの設計を検討した。最後に、設計した結果に基づき免震効果を検証するためパラメトリック解析を行い、その結果に基づき各種デバイスの性能を評価・検証した。

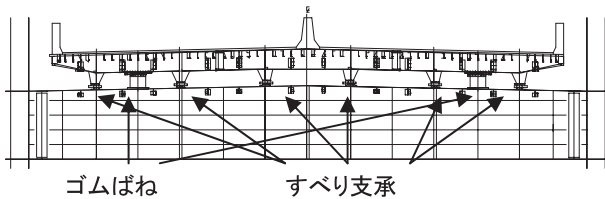


図-1 床組免震化概念図（床組断面図）

1. 現状構造の耐震性能評価と耐震性向上戦略

1-1 想定する地震外力

レベルII地震として、地域性を考慮した強震動予測に基づくものとし、内陸型地震としては上町断層系を震源とする地震、海溝型としては南海、東南海地震を想定した。その結果、本検討においては、応答の大きい内陸型地震を採用した。

1-2 現状構造の橋軸方向耐震性能評価

長周期構造系である本橋の振動特性を把握するために、3次元全橋骨組モデルを用いた時刻歴応答解析を行った。橋軸方向の代表的なモードを図-2に示す。橋軸（鉛直）1次モードは中間支承を中心とした回転モードであり、特に側径間部の曲げモーメントに大きな影響を与えることから弦材断面力に支配的となる。

さらに、時刻歴応答解析から求めた、現況部材耐力を考慮した応力度比（発生応力度/降伏応力度あるいは発生応力度/座屈応力度）の程度を色区分した応力度比模式図を図-3に示す。定着桁下弦材において、応力超過の部材が多くなっている。

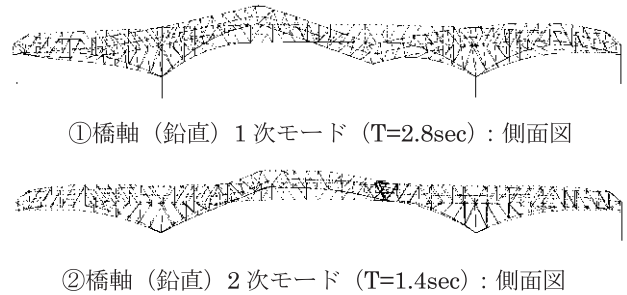


図-2 橋軸方向振動モード図

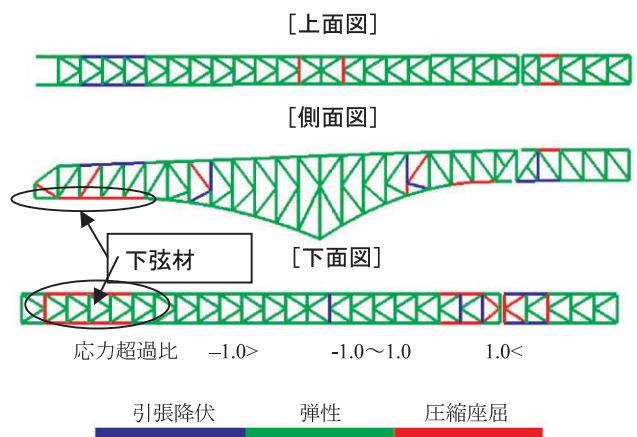


図-3 橋軸方向地震動による部材応力度比

1-3 耐震戦略目的

耐震性向上において、トラス部材の降伏、座屈に対する直接的な補強は施工性、コストの観点から効果的とはいえず、地震力の応答を低減させる免震構造の採用が合理的である。

そこで、橋梁の復旧性を考慮の上、損傷制御設計概念に基づき、トラス主構においては、部材に発生する引張ひずみが部材の許容引張ひずみ以内となること、部材に発生する圧縮力が座屈耐力 N_u 以内に収まることを前提に、適切な応答低減方法を検討の上採用することにした。港大橋耐震補強は、図-4のフローで検討を行っている。

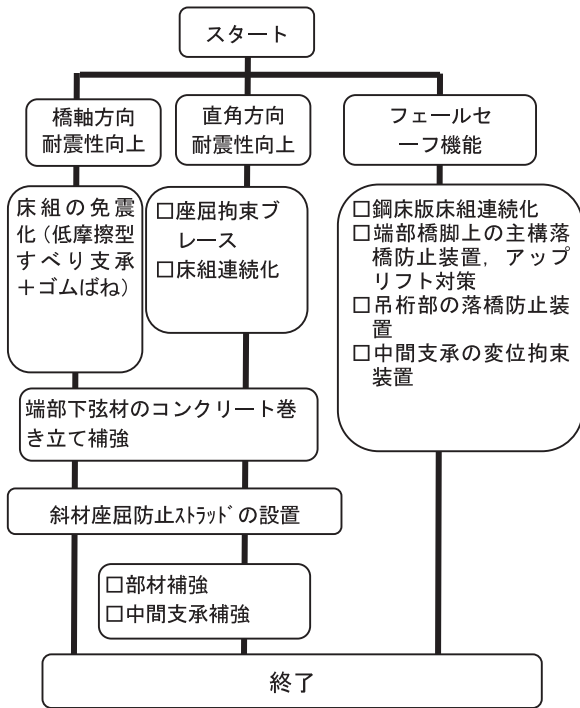


図-4 港大橋耐震戦略フロー

2. 床組免震化検討

2-1 床組免震化構造概要

元構造の鋼床版桁（床組）は、固定-可動条件のBPA支承（支承板支承）でトラス横桁上に支持された構造となっている。BPA支承は、今回の設計入力地震波に対しても耐力超過することが確認された。

このような状況のもと、全橋の応答低減を可能にする、すべり支承を用いた免震構造を考えるに至った。

このシステムの特徴は、すべり材の摩擦係数と水平荷重分散装置であるゴムばねの剛性に依存する。本橋は一般橋のすべり免震と異なり、重量の大きな主構の中の一部である床組が免震化されるため、本橋特有の解析が必要となった。これは、免震化される構造重量の橋梁全重量に対する比が、一般橋と本橋とでは大きく異なることに起因するためである。

2-2 床組免震化設計スペックの検討

床組免震化において、主構の応答低減効果は、床組固有周期とすべり支承の摩擦係数の相関に依

存する。それらの相関関係の最適化を図るため、検討した結果を図-5に示す。

短い周期のゴムばね採用し床組の固有周期を、本体の固有周期（橋軸一次モード2.8sec）より小さくした場合、床組が先行し主構が追従するような応答を示し、加速度応答もほぼ同位相で振動している。その場合、より大きな摩擦係数を採用した場合の方が主構応答は小さくなるが、全体的に主構応答率が大きくなっている。

一方、床組の固有周期が本体の固有周期より長いと（ $T=3.0\text{sec}$ 程度以上）、床組の応答は遅れ、加速度の位相がずれている。このために、主構の応答が低減され摩擦係数が低いほどその効果が高い。

主構の応答率の要求値（80%程度）を満足し、支承変位量の確保が可能な範囲を設定した結果、床組固有周期 $T=3.0\text{sec}$ 、すべり支承の摩擦係数 $\mu=0.04\sim 0.06$ が最適であると判断した。

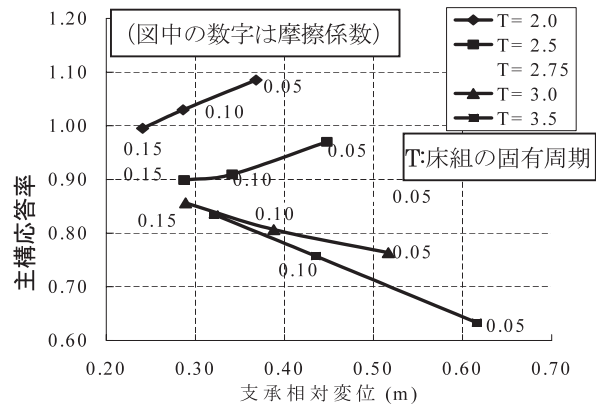


図-5 摩擦係数・床組固有周期をパラメータとした支承変位と主構応答率

3. 床組免震化を構成するデバイスの設計

3-1 すべり支承設計

(1) すべり支承の要求性能

摩擦係数 $\mu=0.04\sim 0.06$ という低摩擦のすべり支承の材料は、橋梁の支承として採用されたことがなく、他分野においても希である。床組免震化では、すべり支承の摩擦により主構の応答低減効果および支承の移動量が支配されることから、適切な摩擦性能を有する材料を選定する必要がある。

本橋の床組は、地震時において、床組の速度が速く（平均速度600mm/sec程度）、かつ死荷重反力が大きく変動することから（地震時は常時の1.5倍程度）、安定した減衰効果を得るためには速度・反力の変動条件下においても、摩擦係数が安定することが望ましい²⁾。

床組桁は軽量の鋼床版桁であることから、支承の常時反力（死荷重+活荷重）は、死荷重のみの反力に比べて約3倍となる。従って、許容支圧応力度は常時死荷重反力の3倍とする必要がある。

すべり支承の寿命は50年を目標とし、50年間の摩耗量は1mm以下と設定した。

これらの要求性能をまとめたものを表-1に示す。

表-1 すべり支承の要求性能

動的性能	摩擦係数	0.04~0.06
	平均速度	500~600mm/sec
	死荷重 常時反力	端支点 : 180kN
		中間支点 : 310kN
死荷重 最大反力	端支点 : 270kN	
	中間支点 : 470kN	
耐久性能	常時反力	端支点 : 550kN 中間支点 : 930kN
	損失量	1mm(50年使用時)

(2) すべり支承の構造検討

すべり支承は、既設BPA支承高さ以内に収める必要があることから、必要機能（鉛直力支持機能、橋軸方向すべり移動機能）を有する図-6のようなポット式すべり支承を用いることとした。

ポット式すべり支承は、上査下面とすべり材上面がすべり面となる構造であり、摩擦係数はこれにより決定する。従って摩擦係数の検証は上査下面とすべり材について行う。

すべり支承の要求強度は、すべり材の支圧耐力で決定される。これは、すべり材の鉛直力は上査→すべり材→ポットと作用し、上査およびポットは金属材料を用いているのに対し、すべり材は非金属材料を用いるからである。すべり材の許容支圧応力度(σ_{ba})を60N/mm²とした時のすべり材のスペックを表-2に示す。

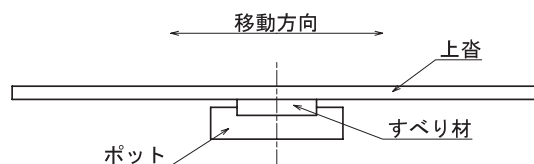


図-6 ポット式すべり支承

表-2 $\sigma_{ba}=60\text{N/mm}^2$ 時のすべり材スペック

		端支点	中間支点
すべり材径		110mm	145mm
鉛直反力	常時(死荷重+活荷重)	550kN	930kN
	地震時	死荷重標準	180kN
		死荷重最大	270kN
面圧	常時(死荷重+活荷重)	57.9N/mm ²	56.3N/mm ²
	地震時	死荷重標準	18.9N/mm ²
		死荷重最大	28.4N/mm ²

(3) すべり材の材料選定検討

低摩擦型支承のすべり材の材料としては、橋梁用支承に用いられているPTFE（四ふっ化エチレン樹脂）を含め、表-3に示す3タイプのすべり材を候補に、動的試験および耐久性により選定を検討した。

材料2の繊維強化熱硬化樹脂は、アラミド繊維にPTFEなどを混ぜて耐熱エポキシ樹脂で固化し、また、すべり面には固体潤滑材をコーティングし、さらに金属系すべり支承のように固体潤滑材をプラグ状にして埋め込み処理を行っている。材料3のポリアミドは、ナイロン繊維の一種に分類される。

上査相手面はステンレス板にフッ素樹脂コートを実施したものである。このコートはPTFEを用いており耐候性、耐水性が高く、また耐熱樹脂を使用することにより高速摺動で懸念される熱についても250℃の耐熱性を持っている。

表-3 すべり材選定対象材料

	すべり材	上査相手面
材料1	PTFE	ステンレス板(フッ素コート処理)
材料2	繊維強化熱硬化樹脂	ステンレス板(フッ素コート処理)
材料3	ポリアミド	ステンレス板(フッ素コート処理)

(4) 振動台試験によるすべり材の摩擦特性把握

本橋で想定している地震波に対して床組免震の応答を把握することを目的に、振動台実験を行う

た。京都大学防災研究所の大型振動台により、港大橋の床組をモデル化し、想定地震波で加振し、すべり材の摩擦特性を調べた³⁾。その結果、得られた摩擦係数の範囲を表-4に示す。

入力波による床組モデルの速度が変化し、摩擦係数に大小がある。面圧を大きくした第2回目実験(19.5N/mm²)の方が、全体的に摩擦係数が低く、 $\mu=0.04\sim0.06$ に近い傾向にある。特に、第2回目実験において、本橋の設計地震波に対応する入力波で加振したとき、材料2、材料3とも摩擦係数 $\mu=0.05\sim0.07$ 程度の頻度が高かった。そこで、すべり支承の検討スペックとして、摩擦係数は $\mu=0.06$ と設定することにした。なお、そのときの最大速度は約600mm/secとなっている。

表-4 振動台試験によるすべり支承の摩擦係数

		第1回目	第2回目
試験条件	直径	60mm	40mm
	面圧	8.7N/mm ²	19.5N/mm ²
摩擦係数範囲(μ)	材料1	0.03	—
	材料2	*)0.09~0.11	0.03~0.13
	材料3	0.08~0.13	0.05~0.09

*)第1回目の材料2は、第2回目の材料2とすべり面の材料が異なるため、参考値

(5) 要素試験によるすべり材の摩擦特性把握

すべり支承の選定にあたり、すべり材と上沓相手面との速度、面圧等による摩擦特性の把握が必要であることから支承部に着目した要素試験を行った。なお、すべり材の寸法は、前章の振動台試験にあわせて $\phi=60\text{mm}$ とした。

摩擦係数の算出は、10回加振を基本とし、2~9回の各サイクルによって得られた値の平均値を当該材料の摩擦係数とする。図-7-1~図-7-3に材料1~3の摩擦係数試験結果を示す。なお試験機の性能より、ここで示す摩擦係数は速度:600mm/sec(一部800mm/sec)までのものである。

材料1は面圧20 N/mm²~30N/mm²において摩擦係数は安定し、速度による影響もほとんどないものの、摩擦係数そのものが大きく、本橋床組筋のすべり支承としては不相当であると判断した。

一方、材料2および材料3は材料1に比べて摩擦係数の面圧・速度依存性が高いが、摩擦係数そのものは地震時の平均速度領域(500~600mm/sec)で概ね0.03~0.04程度である。表-4の振動台実験結果による摩擦係数と比較して若干低い値となっているが、材料2および3は本橋床組のすべり支承として適用可能であると判断される。

面圧については、振動台試験および要素試験より、面圧20N/mm²の試験結果が、摩擦係数の変動が少なく比較的安定しており、また、要求性能に近いことから、20N/mm²を採用することとした。

また、同一面圧、同一速度で、すべり径を変化させて要素試験を行ったところ、径が大きいほど摩擦係数が低下する結果となった。

そこで、材料2および材料3の摩擦特性をまとめると、以下ようになる。

- ①面圧依存性：面圧が増加するほど、摩擦係数が低下する。
- ②速度依存性：速度が増加するほど、摩擦係数が低下する。
- ③寸法依存性：寸法(直径)が増加するほど、摩擦係数が低下する。

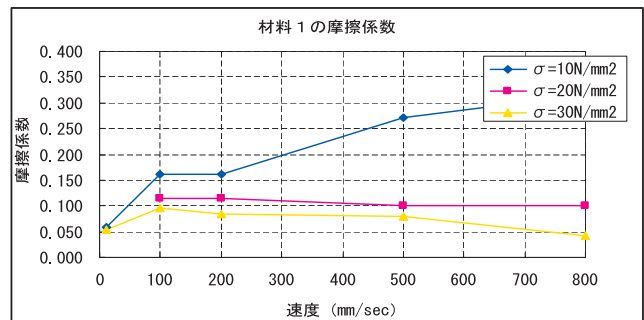


図-7-1 材料1 (P T F E) の速度~摩擦係数関係

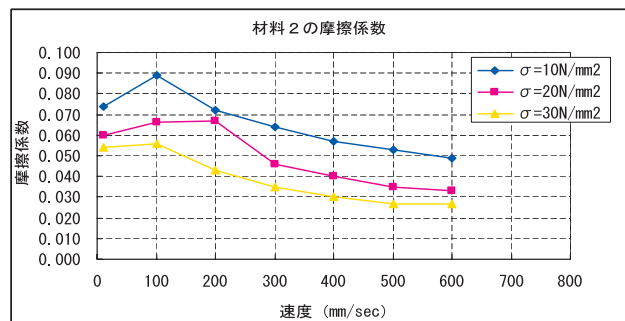


図-7-2 材料2 (纖維強化熱硬化樹脂) の速度~摩擦係数関係

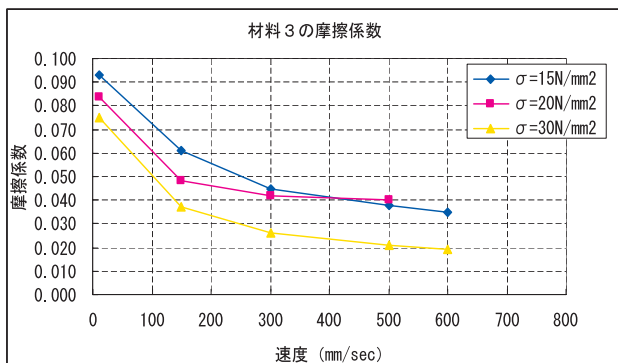


図-7-3 材料3 (ポリアミド) の速度～摩擦係数関係

(6) すべり材料選定結果

材料2, 材料3ともすべり特性は満足していたが, 材料3のポリアミドは軽微ではあるが吸水性があり, その安全性を確認できなかったため, 今回は, 材料2の繊維強化熱硬化樹脂を採用することとした。

3-2 ゴムばねの設計

(1) ゴムばねの要求事項

床組免震は, すべり支承とゴムばねが協働して免震性能を発揮するものである。本橋の固有周期は長周期であることから, ここに用いられるゴムばねは, 水平剛性が低いものが要求されるとともに, 大きな水平変位量も要求されることが特徴である。

ゴムばねは, 積層ゴム構造の採用を考えているが, 本構造では鉛直荷重を受け持たないため, 従来から使用されている積層ゴム支承とは異なる性能が要求される。

(2) ゴムばねの配置

床組を支持している主構トラスの横桁は, I形断面と箱形断面の2種類がある。ゴムばねを設置する箇所については, 橋軸方向の水平力に対して抵抗力が不足するI形横桁を避け, さらに, 圧縮補剛板の規定⁴⁾を満足するため, 縦リブを有する箱形横桁にのみ設置する方針とした。

ところで, 一横桁上に着目した場合, ゴムばねの個数は少ないほど周辺取り付け部材も少なくなり経済的と思われるが, 横桁中央に1個配置する

場合, 次の2点の問題が生じることが判明した。

- ①地震時に横桁に作用する曲げモーメントが大きくなり, 横桁が降伏する箇所が発生する。
- ②平面寸法が大きくなり, 横桁上に設置することが出来ない箇所が発生する。

そのため, 図-1に示すように一横桁一支承線上に2個ずつ設置することで, 横桁に作用する曲げモーメントを低減して降伏を回避し, またゴムばね1個あたりの平面寸法を小さくして横桁上に設置可能な寸法とした。

(3) ゴムばね設計

一般に積層ゴム支承の設計は, 設計変位と許容せん断ひずみ250%を満足するよう必要総ゴム厚を設定し, 一次形状係数, 二次形状係数(せん断変形方向のゴム支承の辺長を層ゴム厚で除した値)を考慮して平面寸法を決定している。また, せん断ひずみ400%程度の水平変形時に鉛直支持機能を失わないように, 二次形状係数は4以上を採用している例が多いようである。

本工事で採用するゴムばねは鉛直荷重を支持しないことから, 二次形状係数を小さくし経済性を追求した。ただ, 過度に細長い形状では挙動時にゴム体に曲げ変形が加わりせん断バネが低下し挙動の安定化を損ねる恐れがあることから, 別途載荷試験で検証することとした。

以下に設計条件を整理する。

- ・ゴムばねは水平力のみ支持し, 鉛直反力はすべり支承が全て負担する。そこで, 上査とソールの間に5mm隙間を設ける。
- ・設置スペースの制約, 特に高さ制限より, ゴム寸法を可能な限り最小化するため, 静的弾性係数 $G=1.2\text{N/mm}^2$ を採用。
- ・1次形状係数は10以上とする。
- ・2次形状係数は, 現地条件および経済性より2以上とし, 破断時水平力が, 250%せん断変形時水平力 $\times 1.5$ を下回らないようにする。

3-3 床組連続化設計

(1) 床組連続化の目的

港大橋の床組は、単純または4～5径間連続の鋼床版桁となっている。床組連続化により、橋軸方向地震の床組のフェールセーフ機能が確保される。加えて、橋軸直角方向の地震動に対して主構と鋼床版桁が一体となって抵抗することにより主構の応答を低減し、耐震性向上が期待できる。

そこで、床組連続化の採用を検討した。

(2) 連続化パターンの最適化検討

床組は鉛直軸回りの断面剛性が大きく、橋軸直角方向の剛性は、主構上下弦材の10～15%程度を有する。床組の橋軸直角方向の変位は、サイドブロックで拘束されており固定である。この橋軸直角方向変位拘束および床組連続化を考慮した橋軸直角方向の動的解析を実施したところ、床組がトラス系全体に発生する曲げモーメントを分担し、主構上下弦材の軸力が低減されることが確認された。

そこで、橋軸直角方向の耐震性向上に着目して、床組パネルの連続化パターンの最適化を検討した。

図-8のように、現状で上層下層それぞれ14パネルである床組を、床組連続化パターンとして8パネル化、5パネル化、3パネル化の3パターンを比較検討した。各連続化パターンに対して、橋軸直角方向地震動による3次元全橋骨組モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、主構降伏部材数を算出した。

図-9の解析結果より、降伏部材数は連続化により減少し、5パネル時が最小となった。加えて、橋軸直角方向地震動による主構軸力を算出すると、床組連続化した主構支点で大幅に低減されることが明らかになった⁵⁾。以上より、5パネル化を採用することとした。

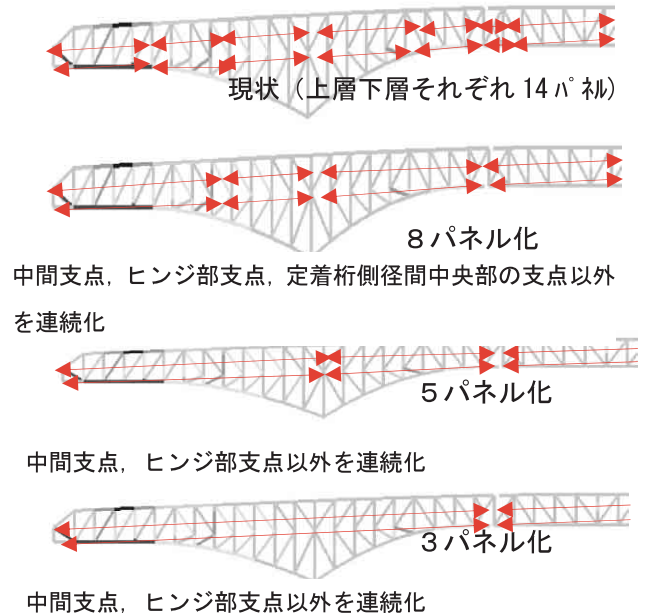


図-8 床組連続化パターンの検討

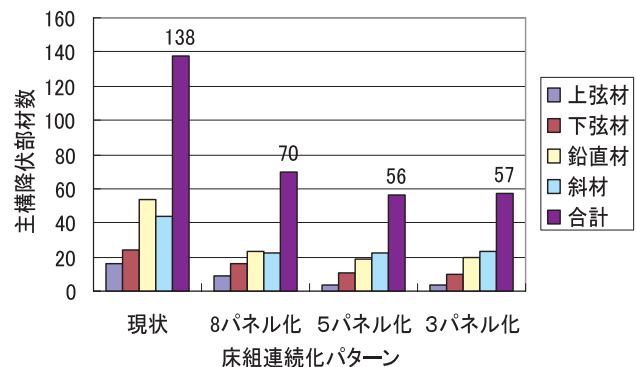


図-9 床組連続化パターンにおける橋軸直角方向地震動による主構降伏部材数比較

(3) 連続化支点の支承数の検討

阪神高速道路の一般的な桁連続化工事では、大幅な構造変更を避けるため、連続化部分は既設支承をゴム支承に取替えた2支承支持形式を採用している。今回、鉛直剛性の高いすべり支承を採用するため、支承間距離が短いと床組主桁連結部に過大なせん断力の発生が懸念される。そこで、図-11のような1支承化構造の検討を行った。

連続化部位周辺における活荷重断面力分布を図-10に示す。これより、2支承支持構造の場合、支点における断面力が極端に大きいことがわかる。これは、ゴム支承の沈下等による連続化部位の作用断面力の低減効果は期待できず、また桁高が支間長の1/2程度となることから、ディープビームと

しての応力性状となるためと考えられる。よって、1支承化構造を採用することとした。

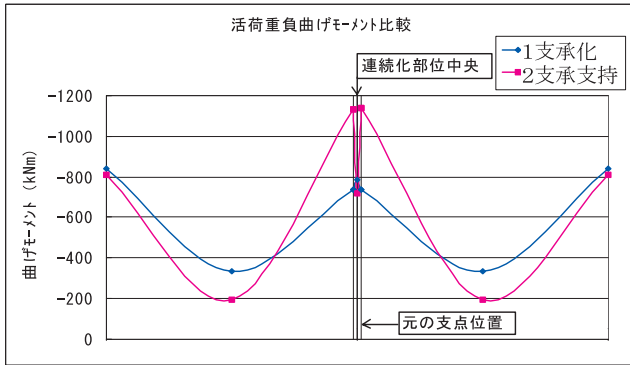


図-10 連続化による作用負曲げモーメント比較

(4) 鋼床版桁連結部の設計

鋼床版桁連結部は、鋼床版桁のウェブにおいてレベルⅡ地震相当で降伏を許容していることから、地震時には母材の降伏耐力を用いて設計する。図-11に構造図を示す。なお、一般部と同等の面外剛性を確保するため、鋼床版部も連結することとしている。

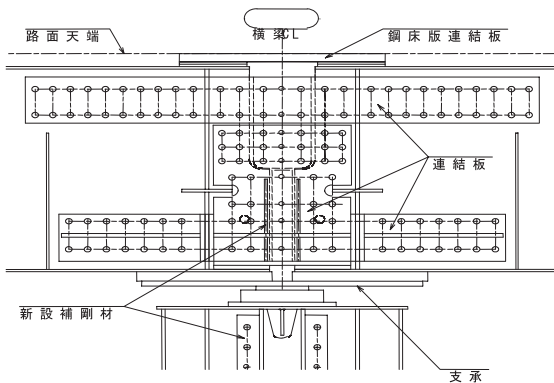


図-11 床組主桁連結部構造図

3-4 落橋防止装置の設計

(1) 落橋防止装置の目的および構造検討

本橋の床組が、地震時にすべり支承の変位を所定値以下に制御し、床組端支点の主構横桁からの落下を防止するため、落橋防止装置を設置することとした。

ところで、地震時にこのクリアラスを上回る変位を受けた場合、床組がこの落橋防止装置を介して横桁に衝突することとなる。その際、主構横桁

に発生する衝撃反力は非常に大きなものになり、横桁によっては降伏する箇所が発生する懸念がある。横桁を補強することなく降伏を防ぐために、緩衝材を取り付けることにより衝撃的な荷重を横桁の現有する耐力以下に低減することとした。構造図を図-12に示す。

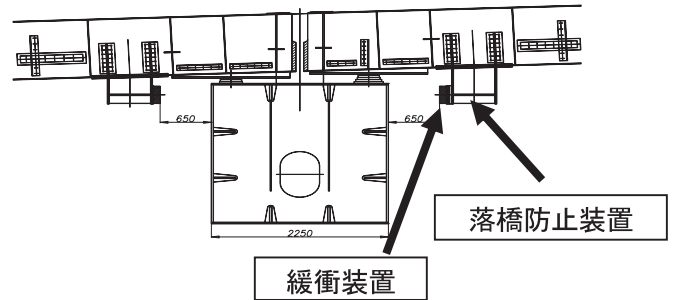


図-12 落橋防止装置構造図（側面図）

4. 床組免震最適化設計

4-1 最適化設計目的

2-2床組免震設計スペックの検討より、床組の固有周期を大きくし、支承の摩擦係数を下げれば、主構の応答は低減するが、床組(支承)の移動量は増加する傾向にあることがわかる。一方、すべり支承の摩擦係数は速度依存性が高く、その変動に伴う影響を適切に評価する必要がある。

実施設計において、既設橋梁の制約条件下で、床組免震化による主構の応答を最適に低減させることを目的に、床組の固有周期をパラメータとした床組免震最適化設計を行った。

4-2 床組固有周期による主構応答低減効果

橋軸方向地震動に対し、固有周期をパラメータとして床組免震化による主構の応答低減効果を把握した。主構は、橋軸方向地震動の影響を最も受ける、定着桁下弦材トラス部材(図-13)に着目して評価した。

解析は、簡略化のためすべり支承とゴムばねを一体化して等価線形バネとしてモデル化を行った。固有周期をパラメータとした動的解析により支承システムの最適性能を検討し、ゴムばねの水平剛性を決定した。

解析結果を図-14に示す。床組固有周期を3.0secに設定すれば、応答が平均で15%低減し下弦材がほぼ弾性挙動を示し、主構全体がほぼ許容値内に収まることになる。また、3.5secを超えると、応答低減効果が鈍化してくる。一方、床組固有周期が高くなる程床組(支承)の移動量は増加することから、床組固有周期の設定は、3.0secを基本として、検討を行う。このときの主構橋軸方向固有周期は、3.3secと、床組免震前の固有周期2.8secと比べて大きくなっており、その結果主構の応答が低減している。

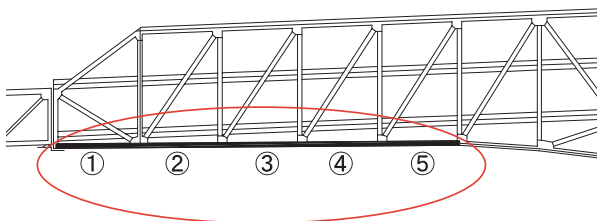
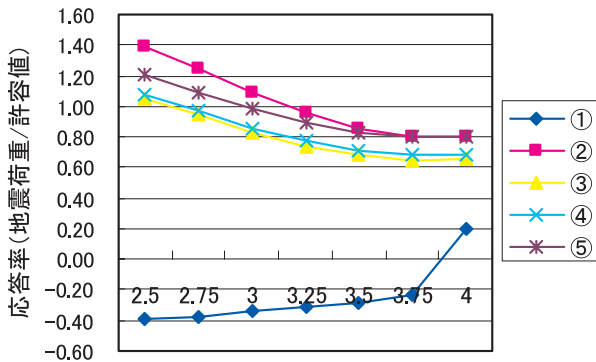


図-13 床組応答低減効果検討位置



①～⑤は図-13の下弦材の番号に対応

図-14 固有周期変化時の下弦材軸力の低減効果

4-3 すべり支承の移動量検討

床組免震化が要求性能を発揮するためには、すべり支承の移動量の確保が前提である。既設支承の移動量は温度変化により決定されているため、すべり支承の移動空間を新たに確保する必要がある。現地の制約条件を考慮し、既設部材の改良を最小とする観点から、支承の移動量は、70cm(片側振幅)以内に収めることを目標に検討を行った。

すべり支承の移動量は、地震時の主構の変形に伴う横桁の変位と、床組移動に伴うすべり支承(上沓)との相対変位量により決定される。

摩擦係数 $\mu=0.06$ における、すべり支承移動量を、

図-15に示す。南港側上層に発生している最大値67cmを、支承の必要移動量として、設計値に採用することにした。

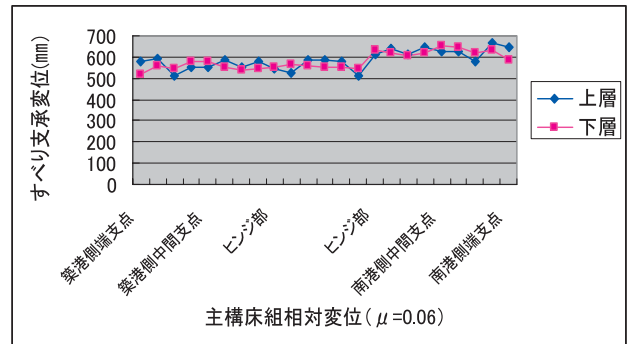


図-15 すべり支承移動量 ($\mu=0.06$ 一定時)

4-4 パラメトリック解析

(1) 床組高速時の摩擦係数の算出

前述したようにすべり支承の摩擦係数は速度依存性があり、地震時の床組速度(=すべり支承の移動速度)が速くなるほど、摩擦係数が小さくなる傾向にある。そこで、すべり支承の基本スペックとして設定した摩擦係数 $\mu=0.06$ に対して、摩擦係数の変動による床組免震に与える影響を検討した。

橋軸方向地震波による時刻歴応答解析結果により、床組速度が最大になる応答波形に対して表-5により平均速度を算出し、図-16で平均速度に対する摩擦係数を求めた。摩擦係数は、 $\mu=0.03$ 程度まで低下することが明らかになった。

そこで、高速挙動時の低摩擦挙動 ($\mu=0.03$) 状態に対応した、支承の必要移動量、床組固有周期などの床組免震スペックを検討した。

表-5 時刻歴応答解析結果による高速挙動時の床組平均速度

	上層の速度 [mm/sec]	下層の速度 [mm/sec]	上下層平均速度 [mm/sec]
全振動域 (t=0 ~ 30s) の平均速度	367	358	362
主要振動域 (t=10s ~ 30s) の平均速度	465	449	457

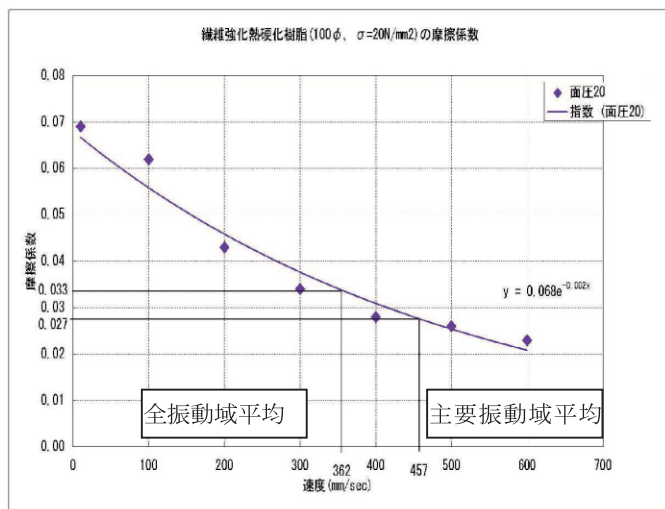


図-16 すべり支承の速度～摩擦係数関係

(2)パラメトリック解析

すべり支承の摩擦係数の変動に対して、床組免震の機能を担保するため、摩擦係数と固有周期および床組変位をそれぞれパラメータにとり、パラメトリック解析を行った。ここで床組変位とは、主構横桁支点に対するすべり支承の相対変位 (= ゴムばね変形に伴う水平相対変位) である。

$\mu=0.06$ を固定とし、床組固有周期をパラメータとした床組パネルの床組変位を図-17に、床組固有周期 $T=3.0\text{sec}$ を固定として、すべり支承摩擦係数をパラメータとした床組パネル毎の床組変位を図-18にそれぞれ示す。

図-17と図-18に基づき、床組の固有周期とすべり支承摩擦係数をパラメトリックに変化させたときの床組変位の相関を、図-19に示す。それにより、以下の知見が得られた。

- 床組固有周期が 0.25sec 増大すると、床組変位が約10%増大する。摩擦係数が 0.01 減少すると、床組変位が約10%増大する傾向がある。
- 前述したように、すべり支承の摩擦係数 $\mu=0.06$ 、床組固有周期 $T=3.0\text{sec}$ では、床組変位は 60cm 程度である(ケース0)。
- 次に、すべり支承の摩擦係数 $\mu=0.03$ 固定の場合、床組固有周期を 3.0sec とすると、床組変位は、30%増大し、最大 870mm となる(ケース1)。この場合、すべり支承の設計移動量 (67cm) を超えることになる。

一方、すべり支承の移動量を設計移動量以内に収めるには、床組変位を20%以上低減する必要がある。これを床組固有周期を調整し短周期化で行うと 0.5sec 以上低くし、 2.5sec 以下とする必要がある。(ケース2) この場合、図-14の傾向から主構の応答低減が図れない。

以上より、低摩擦挙動 ($\mu=0.03$) 時には、すべり支承の設計移動量を超える。そこで、落橋防止装置により、設計移動量を超える変位を拘束し床組の脱落を防止する。落橋防止装置への衝突により発生する荷重は、緩衝材により衝突時のエネルギー吸収効果を評価することで、構造系の安全性について照査を行うこととした。

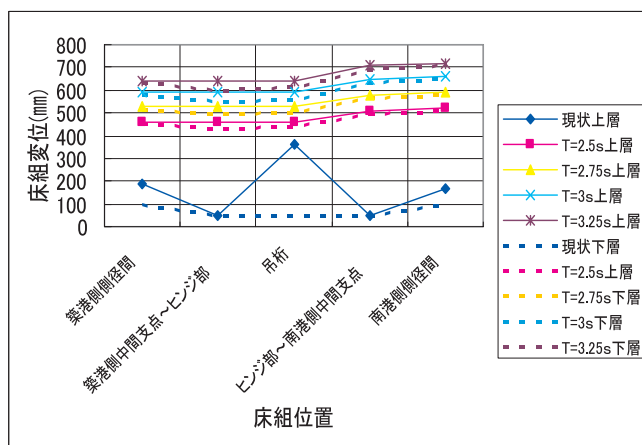


図-17 固有周期と床組変位の関係 (摩擦係数 $\mu=0.06$ 固定に設定時)

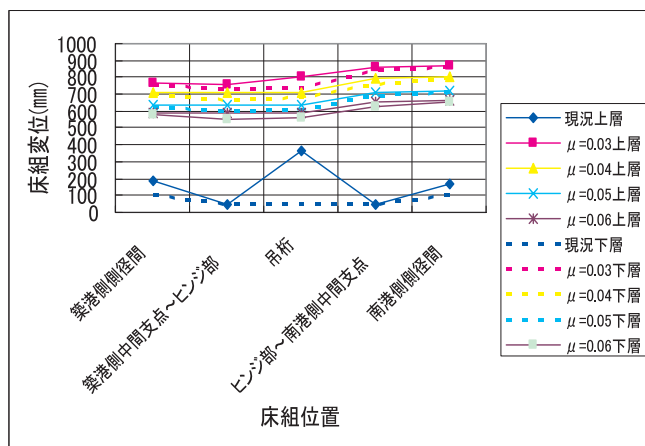


図-18 すべり支承摩擦係数と床組変位の関係 (床組固有周期 $T=3.0\text{sec}$ 固定に設定時)

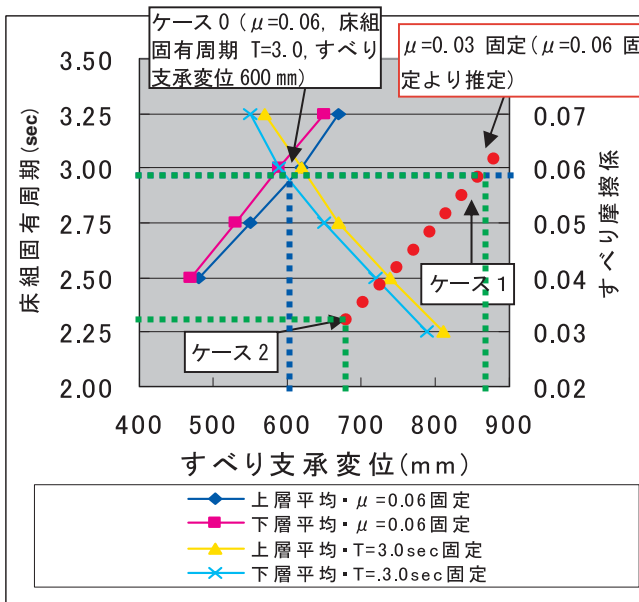


図-19 パラメトリック解析結果(すべり支承摩擦係数および床組固有周期と床組変位の関係)

5. デバイスの性能評価と装置開発の検討

5-1 目的

パラメトリック解析の結果、すべり支承の速度依存性による摩擦係数の変動など、床組免震化を構成するデバイスの鋭敏性が明らかになった。それらを考慮し、耐震性向上を図るため、デバイスの性能評価と装置開発の検討を行った。

5-2 すべり支承

すべり支承の主部材であるすべり部材の性能を確認するために、各種試験⁵⁾を行った。本文では、限界圧縮試験、耐摩耗性試験、促進劣化試験について報告する。

(1) 限界圧縮試験および耐摩耗性試験

限界圧縮試験は、常時反力は死荷重反力の3倍程度であることから、面圧 $20\text{N}/\text{mm}^2$ と設定すると、すべり材の許容支圧応力度は $60\text{N}/\text{mm}^2$ 必要となる。

すべり材の許容支圧応力の検証は圧縮試験により行い、外観及び残留変位量より判定を行う。ここで、限界支圧応力度に対する許容支圧応力度の安全率は建築等のすべり材で用いられている3.0以上を目標とする。

耐摩耗性試験は、摩耗によるすべり材の損失及びすべり性能の耐久性を検証するため、50年間総移動量に対する低速繰返摩耗試験を実施した。別途実施した実橋における温度変化移動量の測定結果によると、一日の温度変化移動量は30mmである。これより50年間総移動量は547mmとなる。

双方の試験結果を表-6に示す。限界圧縮試験の結果、十分な支圧強度を有することが確認された。

耐摩耗性試験の結果は、摩耗量は規定値(1mm)以下であり、かつ摩擦係数の変化率は10~20%程度であったことから、動的性能に大きく影響を及ぼすものでないと判断した。

表-6 限界圧縮試験結果

試験条件	限界圧縮試験		耐摩耗性試験	
	最大面圧	333N/mm ² (安全率: 5.6)	面圧	40N/mm ²
試験結果	外観	外傷なし	速度	50mm/sec
	残留変位	総厚の1%以下	移動距離	547mm
		摩耗量	0.33mm	
		摩擦係数変化率	16%	

(2) 促進劣化試験

紫外線と水分の劣化サイクルを使用するサンシャインウェザーメータを用いて暴露試験を行い、暴露前後において摺動試験を行い摩擦係数を比較した。試験はJISK7350に基づき、総暴露時間を501時間とした。

摺動試験は、図-7-2と比較できるように試験条件の整合性を考慮し、面圧: $10\text{N}/\text{mm}^2$ 、加振速度: $100\text{mm}/\text{sec}$ で実施した。暴露前後の摩擦係数は、それぞれ $\mu=0.104$ 、 $\mu=0.098$ が得られ、摩擦係数に大幅な変化は生じなかった。暴露後の履歴曲線は、図-20のように安定した履歴が確認された。

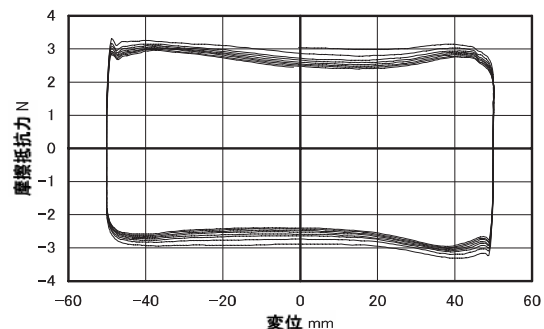


図-20 促進劣化試験時の暴露後の履歴曲線

5-3 ゴムばねの設計：荷重試験

従来のゴム支承と比較して本橋で検討しているゴムばねは、二次形状係数が小さく、実橋では実績が少ない。一般に、鉛直荷重を支持するゴム支承の場合、二次形状係数が小さくなるに従い、せん断変形性能も低下する傾向を示す。今回、実寸供試体によるせん断変形性能試験を実施した。表-7に使用したゴムばねのパラメータを示す。

図-21に荷重試験の荷重変位曲線を示す。同図より水平剛性は所定の性能が得られ、せん断ひずみ250%時は写真-1のようにゴムばねの形状は平行四辺形を示しており、安定した変形が確認された。

なお、設計変位を超え破断に至る過程（せん断ひずみ200%程度）において激しい水平剛性の上昇（ハードニング）が確認され、水平反力も設計水平値を大きく上回る結果となった。このため、ゴムばね反力を受ける床組桁の補強トラス材については、ハードニングによる反力増加（約1.8倍）を考慮して設計した。

表-7 ゴムばねのパラメータ

項目	パラメータ
平面形状	550mm×510mm
ゴム厚	13mm×21層=273mm
水平剛性: Ks	1.230kN/mm
一次形状係数(S1)	10.18
二次形状係数(S2)	2.01

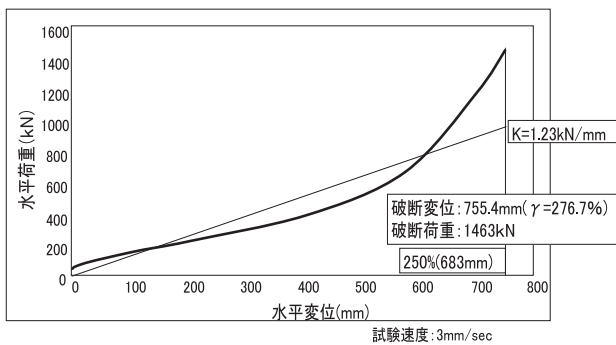


図-21 せん断変形試験荷重変位曲線



写真-1 せん断ひずみ250%時変形状況

5-4 衝突によるエネルギー低減効果を考慮した設計（緩衝材の性能照査）

(1) 緩衝装置の設計

緩衝装置は、衝突荷重を十分低減すると同時に衝突エネルギーの吸収性能が高いことが望ましい。衝突エネルギーを吸収するには、ヒステリシスループが大きく描ける剛性と変形能力が高い材料が求められる。以上に着目して、写真-2に示す積層繊維補強ゴムを採用することにした。

積層繊維補強ゴムは、通常のゴムより高い剛性を示すだけでなく、埋設繊維の逐次破断によって高いエネルギー吸収効果が期待できる。

また、落錘式衝撃実験により、通常のゴム製緩衝材と比較して衝突反力低減効果やエネルギー吸収性能が優れていることを確認するとともに、繰返し衝突反力が作用した場合についても実験を行い、その有効性を検証している⁶⁾。

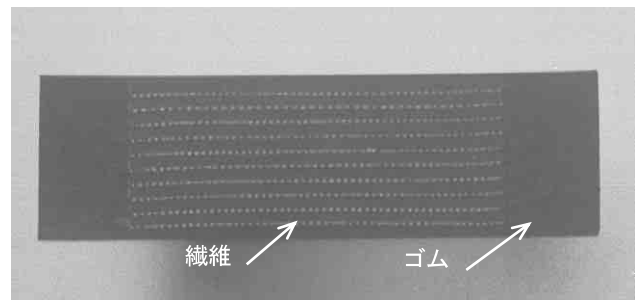


写真-2 積層繊維補強ゴムの断面写真

(2) 積層繊維補強ゴムの設計

衝突反力の最も大きい格点について、積層繊維補強ゴムに必要な吸収エネルギーを下記に示す⁷⁾。数値は、エネルギー吸収を考慮しない場合の動的解析結果を示す。

$$\begin{aligned}
 \text{衝突反力} &= 2700 \text{ kN} \\
 \text{変位} &= 13.3 \text{ mm} \\
 \text{吸収エネルギー} &= 17.9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

図-22に示す積層繊維補強ゴムの基本特性より、上記性能に対応する積層繊維補強ゴムのタイプを選定し（同図のPminが1350kNとなるタイプ）、それにより衝突反力は半分の1350kNまで低減される。

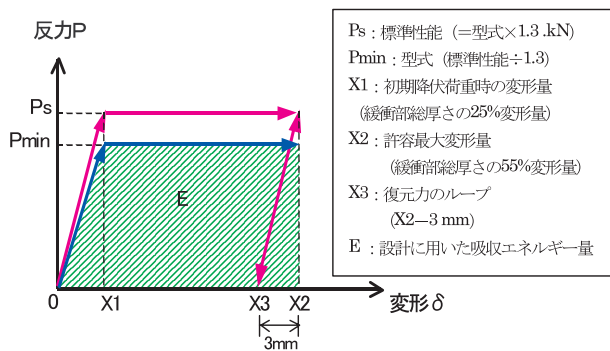


図-22 積層繊維補強ゴムの基本特性

(3) 主構トラス横桁の照査

落橋防止装置が主構トラス横桁に衝突する際の、主構トラス横桁の安全性を照査した。衝突反力は、全体モデルを用いた三次元動的解析により算出した。鉛直材のねじれによって、横桁の端部支持条件は剛結とピンの中間的な挙動を示すと考えられ、それを考慮して解析を行い許容値に収まることを確認した。

6. まとめおよび今後の課題

床組免震化による耐震補強検討を行ない、得られた知見を以下にまとめる。

- ・床組免震化に用いるすべり支承のすべり材に採用した繊維強化熱硬化樹脂は摩擦係数の面圧・速度依存性が若干高いものの、摩擦係数はほぼ所定の値を満足しており、本橋のすべり支承として適用可能である。
- ・床組免震化の基本スペックは、床組固有周期 $T=3.0\text{sec}$ 、摩擦係数 $\mu=0.06$ を採用し、すべり支承設計移動量は、67cmとした。
- ・すべり支承は、面圧依存性、速度依存性、寸法依存性が認められ、それを考慮した設計を行った。
- ・すべり支承は、高速移動時には速度依存性により摩擦係数が0.03程度まで低下する。このような低摩擦挙動時には、すべり支承の設計移動量を超える。そこで、落橋防止装置により、設計移動量を超える変位を拘束し床組の脱落を防止する。落橋防止装置への衝突により発生する荷重は、緩衝材により緩和を図る

こととした。

- ・緩衝材は、積層繊維補強ゴムを採用し、衝突時の衝撃を緩和し、エネルギー吸収を図り主構トラス横桁が許容値に収まることを確認した。
- ・鋼床版の床組連続化により、フェールセーフの拡充および橋軸直角方向の耐震性向上が図れる。

今後の課題を、以下に掲げる。

- ・三方向（橋軸方向・橋軸直角方向・鉛直方向）地震波同時入力における床組免震機能発揮確認。
- ・支承の長期安定性能を検証するためのモニターリング。

本文では、橋軸方向地震動の対策である床組免震化を紹介したが、現在橋軸直角方向の対策およびフェールセーフ機能の拡充を鋭意施工中であり、大幅な耐震性向上が図られる予定である。

謝辞：

港大橋耐震性向上については、技術審議会、同鋼構造分科会、同耐震設計分科会をはじめとする各位に貴重なご意見を頂きました。ここに深く感謝いたします。また、資料提供をいただいた、港大橋耐震補強工事(13-1-湾)（日立・エイチイーシー J V）および港大橋耐震補強工事(13-2-湾)（横河橋梁・横河工事 J V）の関係者には厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 金治英貞, 高田佳彦, 鈴木直人, 美濃智広, 東谷修, 大濱浩二: 長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強策と応答低減効果, 土木学会地震工学論文集, 2003. 11
- 2) 高田佳彦, 浜田信彦, 金治英貞: 長大ゲルバートラス橋の床組免震化における低摩擦係数型すべり支承の特性検討, 第25回日本道路会議論文集, 2003. 11
- 3) 京都大学大学院工学研究科構造: 滑り型免震橋梁の振動台実験受託研究報告書 平成15年3月
- 4) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋

- 編, 2002. 3
- 5) 高田佳彦, 毛利哲也, 金治英貞: 長大ゲルバートラス橋の鋼床版連続化による耐震性向上検討, 土木学会第58回年次学術講演会概要集, 2003. 9
- 6) 宮崎充, 金治英貞, 高田佳彦, 東谷修, 荒水照夫: 長大トラス橋の床組免震構造におけるすべり免震支承の設計と性能, 第8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, pp121-128, 2005. 2
- 7) 下仲結城, 金治英貞, 大濱浩二, 西本安志, 浮島徹: 港大橋のすべり支承免震システムにおける落橋防止装置用緩衝材の設計と性能, 第8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, pp169-175, 2005. 2

REPLACEMENT OF CONVENTIONAL BEARINGS WITH SLIDING ISOLATION BEARINGS FOR SEISMIC RETROFITTING OF A LONG-SPAN BRIDGE

Yoshihiko takada , Hidesada Kanaji and Tetsuya Mouri

This paper deals with the seismic retrofitting of a long-span bridge. The retrofitting of this bridge will consist of replacing all the existing bearings supporting the steel floor decks with sliding isolation bearings which have very low-friction surface. The seismic performance of the as-built with the retrofitted structure on basis of the Demand/Capacity ratio. On the other hand, the product structure and dynamic characteristics of a floor deck isolation system as a seismic response modification device in the longitudinal direction are also described.