

海上部における長大橋の耐震補強対策策定

金田一男¹・親泊 宏¹・石川孝司²・玉寄綾子³・田崎賢治⁴・日野伸一⁵

¹正会員 工修 株式会社ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5)

²株式会社ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5)

³工修 株式会社ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5)

⁴正会員 博(工) 大日本コンサルタント株式会社 構造事業部 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

⁵正会員 工博 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門教授 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地)

1. はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震において多数の橋脚に甚大な被害が生じ、その中で主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚も数多く含まれている¹⁾。その後、2004年10月の新潟県中越地震において、鋼板巻立てによって耐震補強されていたRC橋脚に被害が生じなかったことを踏まえ、平成17年度より「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」²⁾(以下:「3プロ」と呼ぶ)が実施され、昭和55年道路橋示方書よりも古い基準を適用した橋梁の内、橋脚に主鉄筋段落し部のある橋梁に関する耐震補強を優先的に実施した。

しかし、陸上部における橋脚の耐震補強が比較的に容易にできることに對して、海上部にある橋脚の耐震補強には、締切工・仮栈橋工・作業架台等が必要となり、多大な工費、工期が必要となることが多い。

本論文は、海上部における長大橋の主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の耐震補強にかみ合わせ鋼板と炭素繊維シートによる混合巻立工法を適用し、更に、損傷された鋼製支承の補修補強対策を兼ねて橋梁に制震デバイスを使用し、橋梁全体の耐震性能2を確保した実例を報告するものである。

2. 対象橋梁の概要

解析対象橋梁を図-1に示す。本橋梁は沖縄県道瀬底健堅線に位置し、中央スパンが幅130.5mの航路を跨ぐ橋長762mの橋梁である。上部構造は3@40.0mPC箱桁(桁高2.0m)+3@54.3mPC箱桁(桁高2.7m)+139.5mニールセンローゼ桁(アーチライズ20m)+3@54.3mPC箱桁(桁高2.7m)+3@40.0mPC箱桁(桁高2.0m)+2@23.65mPC単純T桁で構成している。全14基の橋脚のうち10基に主鉄筋段落とし部があり、1橋脚につき段落とし箇所は1~3ヶ所がある。また、橋脚基部から一段目の段落とし位置が殆ど水中に位置する。これらの橋脚は昭和55年の基準よりも以前に設計されたものであり、帯鉄筋の定着には重ね継手が用いられ、中間帯鉄筋が配置されていない。また、橋脚の付根および天端からそれぞれ橋脚橋軸方向の断面幅に相当する範囲ではD13~D19の帯鉄筋を150mmの間隔で配置しているが、残りの範囲では、帯鉄筋の間隔は300mmとなっている。

橋脚のコンクリート設計基準強度は $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD295が使用されている。基礎形式は、A1橋台~P4及びP10、P11橋脚が鋼管杭基礎、P5~P9橋脚が鋼管矢板基礎、P12橋脚~A2橋台が直接基礎である。

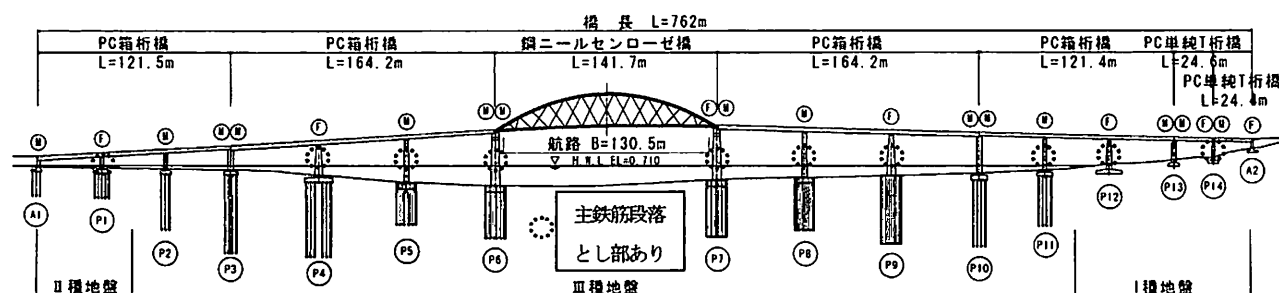


図-1 既設橋梁構造一般図

表-1 橋梁の支承条件および地盤種別

下部工		A1	P1	P2	P3		P4	P5	P6		P7		P8	P9	P10		P11	P12	P13		P14		A2
					始	終			始	終	始	終			始	終			始	終	始	終	
既設橋の 支承条件	橋軸	M	F	M		F	M		F	M	F	M		F	M		F	M	RM	RF	RM	RF	
	直角	F																					
地盤種別		II	II	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	I	I	I	I	I	I		

注:M:鋼製可動支承、F:鋼製固定支承、RM:ゴム可動支承、RF:ゴム固定支承

本橋の支承条件および地盤種別を表-1 に示す。A1 橋台から P13 橋脚の始点側までは鋼製の固定・可動支承、P13 橋脚の終点側から A2 橋台までは固定・可動のゴムパッド支承がそれぞれ使われている。また、橋軸直角方向の支承条件は全て固定である。地盤種別は A1 橋台と P1 橋脚が II 種、P2～P11 橋脚が III 種、P12 橋脚～A2 橋台は I 種である。III 種地盤の最も上の土層は沖積海浜砂層であるが、平均 N 値が 10 程度であり、地震時に横方向の地盤反力が期待できる。

本橋の上部工標準断面を図-2 に示す。幅員は 0.4m(地覆)+2.5m(歩道)+7.25m(車道)+0.6m(地覆)の計 10.75m(有効幅員 9.75m)で構成されている。

3. 対象橋梁の耐震性能分析

本橋は昭和 55 年の基準よりも以前に設計されたものであり、現行基準である道路橋示方書 耐震設計編³⁾(以下:「道示 V」と称する)の耐震性能は満足していないことと判断される。ここでは、本橋の主な耐震性能の照査結果を示す。

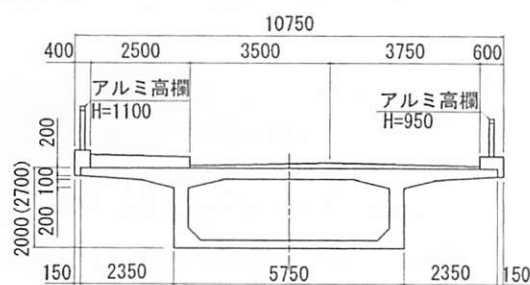
(1) 落橋防止システム

本橋には当初設計での落橋防止構造が取り付けられているが、「道示 V」に規定された設計荷重(1.5R_d)は満足していない。また、変位制限構造や段差防止構造もない状況である。そのために、本橋の耐震補強対策は、まず、「3 プロ」の基本方針を満足するように、落橋防止システムを取付け、レベル 2 地震時においても落橋等の甚大な被害を防止することに努めた。なお、ニールセンローゼ桁の自重が大きく、落橋防止構造の取付けが困難と判断したため、文献 4)を参考に、桁かかり長 S_E の 1.5 倍以上を確保し、桁かかり長に余裕を持たせた。

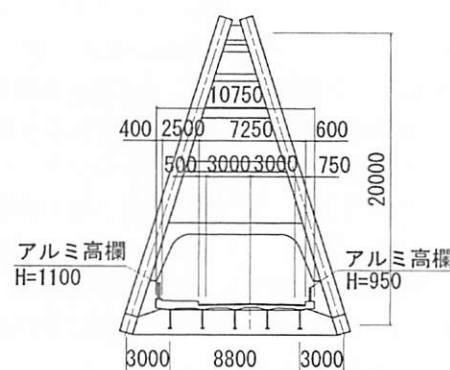
(2) 支承の耐震性能

本橋の支承条件は表-1 に示す通りであるが、ニールセンローゼ桁の支承 (P6 橋脚(終)および P7 橋脚(始))を除き、A1 橋台～P13 橋脚(始点側)間に使用された鋼製支承が、写真-1 に示すように、全ての可動支承に腐食・膨張が確認され、常時・地震時ともに可動支承として機能しないことと判断した。

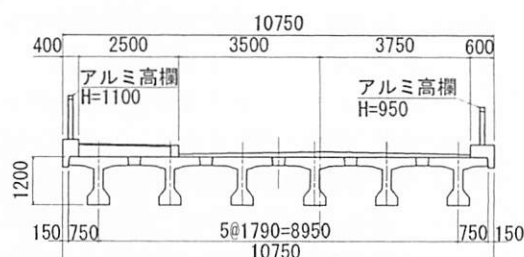
固定支承に関しては、支承の固定・回転機能を維持し



a) PC 箱桁橋



b) ニールセンローゼ桁



c) PC ポストテンション単純 T 桁

図-2 上部工標準断面図

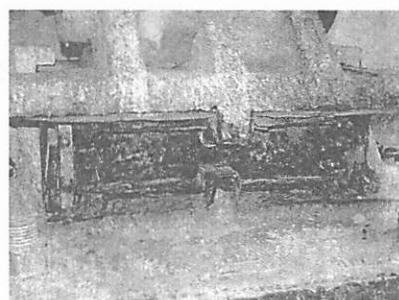


写真-1 可動鋼製支承の腐食状況

表-2 下部工耐震性能照査結果一覧表

照査項目		橋台		橋脚 (表中数値が橋脚保有している耐力と必要耐力の比を表す)													
		A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
橋軸方向	常時	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	レベル1	○	○	×	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○
	レベル2	タイプⅠ	-	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×
				22.3%	87.7%	-	14.2%	74.3%	82.0%	23.3%	66.9%	15.3%	92.6%	83.6%	31.2%	-	70.7%
				×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×
直角方向	常時	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	レベル1	-	-	×	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○
	レベル2	タイプⅠ	-	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
				52.1%	32.1%	33.5%	33.1%	49.0%	46.6%	28.6%	46.6%	30.8%	27.4%	31.7%	67.2%	56.7%	77.4%
				×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	常時	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	レベル1	-	-	×	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○
	レベル2	タイプⅠ	-	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
				25.4%	21.4%	22.3%	22.1%	47.7%	43.9%	44.5%	45.4%	20.6%	68.5%	21.1%	32.3%	27.2%	27.1%
				×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×

ているものの、支承の固定ボルトが腐食劣化している。従って、このような支承の機能回復および耐震性能の確保が重要課題となる。

P6 橋脚(終点側)および P7 橋脚(始点側)の鋼製支承は、ニールセンローゼ桁の塗装塗替の際に、防食等の処理が実施されていたため、機能低下が認められていない。しかし、既存の鋼製支承は「道示 V」のタイプ A 支承に該当するため、レベル 2 地震動に対しては、変位制限構造との併用が必要となった。

一方、P13 橋脚(終点側)～A2 橋台間に使用されていたゴムパット型の支承の劣化は殆ど確認されず、補修対策を講じたうえで使用する方針を採用した。しかし、これらのゴム支承も「道示 V」のタイプ A 支承に該当するため、レベル 2 地震動に対しては、変位制限構造や桁かかり長の確保が必要となった。

(3) 橋脚の耐震性能

「道示 V」に基づいて、本橋梁下部工の耐震性能に対する照査結果を表-2 に示す。同表から分かるように、常時では各下部工の安全性が確保されているものの、レベル 1 地震時においては、橋脚の大半が耐震性能 1 を満たしていない。これは、当初設計の設計水平震度と「道示 V」との相違によるものと考えられる。当初設計ではレベル 2 地震動が想定されていなかったため、表-2 に示すようにレベル 2 地震時の全橋脚の保有水平耐力が基準値に達していないことは当然である。

但し、一部の橋脚の破壊モードがせん断破壊先行であるため、それらの橋脚の保有水平耐力は許容値の僅か 10～30%程度である。また、主鉄筋段落とし部を有する全ての橋脚には、図-3 に示すように 2 方向の主鉄筋段落とし部があり、また、高さ方向には最大で 3 箇所の段落としが存在する(P6 橋脚)。これも橋脚の保有水平耐力不足の要因となっている。従って、現行基準に対し、本橋梁の橋脚に耐震性能 2 を確保するためには、補強工法の詳細検討が必要である。

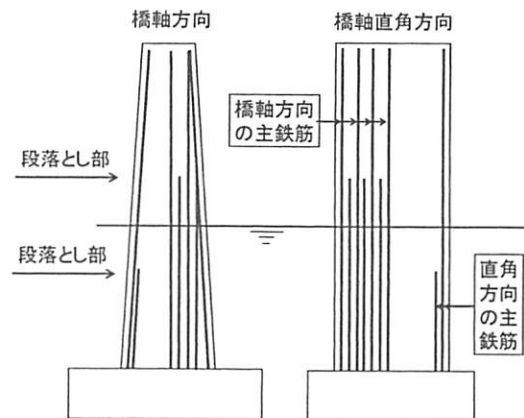


図-3 橋脚の主鉄筋段落とし部イメージ図

(4) ニールセンローゼ桁の耐震性能

本橋の中央スパンに位置するニールセンローゼ桁は、下路式アーチ橋であり、「道示 V」においては複雑な橋梁に分類していない。しかし、最近の研究では、このような橋梁においても動的解析手法を用いた照査結果、レベル 2 地震時の耐震性能を満足しない事例報告もある⁵⁾。また、本ニールセンローゼ桁の下方に幅 130.5m の航路があるため、レベル 2 地震時における損傷状況によっては、離島への唯一の道路の機能確保だけでなく、二次災害の危険性の恐れもある。従って、ニールセンローゼ橋においてもレベル 2 地震時の耐震性能確保が肝要と考えられる。

(5) レベル 2 地震時の桁衝突問題

図-1 から分かるように、A1 橋台、P3・P6・P7・P10・P13・P14 橋脚および A2 橋台箇所での遊間は、それぞれ 150, 200, 200, 150, 100, 50, 50mm である。本橋の支承条件を用いた橋梁全体系に対する動的解析の結果、橋台位置では上部工と下部工、掛け違い橋脚位置では上部工同士の衝突が複数の箇所を確認された。「道示 V」の「上部構造端部における 2 つの設計振動単位の衝突によ

り相互に悪影響を及ぼさないようにする」という規定は満足していない状況であった。

従って、本橋梁の耐震性能2を確保するために、桁衝突問題の解決が必要であるであると判断した。

(6) 基礎構造の耐震性能

「道示 IV」に基づく耐震性能の照査結果から、レベル1 地震時には基礎の耐震性能がほぼ満足しているが、レベル2 地震時における応答塑性率や応答変位は満足していない結果となった。

4. 耐震補強対策の策定

(1) 耐震補強設計の基本方針

本橋が保有している耐震性能を踏まえ、更に、本橋の立地条件、残存寿命、補強工事の難易及び経済性を勘案して、本橋の耐震補強の基本方針を以下のように定めた。

- 本橋は海上部に位置しているため、耐震補強工事の困難さが想定できる。しかし、「3 プロ」に基づき橋脚の主鉄筋の段落とし部の耐震補強が必須条件であること、本橋は重要度の高い海上橋梁であることおよび今後の更なる耐震補強を避けたいことを考慮し、耐震性能2の確保を補強設計の目標とする。
- 既設鋼製支承は損傷が著しく機能していない現状を踏め、その取替を前提に対策を講じる。また、本橋の地盤条件、構造特性及び振動特性等の検討結果から、支承を免震構造に変更することができると判断したため、橋軸・直角両方向の免震構造の検討を行う。
- 支承免震構造の導入によって、レベル2 地震時には、上部工と下部工及び上部工同士の桁衝突が当初よりも顕著になると想定できるため、制震デバイスとの併用も検討する。
- 免震支承および制震デバイスの規格・数量等は、上部工と下部工及び上部工同士の桁衝突が発生しないことと橋脚基部の曲げ・せん断補強を行わないことを条件とし、検討する。
- 既設橋梁の直角方向の支承条件が全て固定であるため、常時およびレベル1 地震時にはなるべく固定に近い構造が望ましい。従って、橋軸直角方向の制震デバイスとしてせん断パネル型ダンパーを適用する。橋軸方向には、常時・レベル1 地震時の桁移動やレベル2 地震時の変位を追跡できるように、摩擦型ダンパーや粘性ダンパーの適用を検討する。勿論、これらの制震デバイスの慣性力の履歴減衰能力も期待するものである。
- 橋脚の段落とし部に関しては、締切工・仮栈橋工・施工架台の施工が大規模となるため、水中で施工可能な対策工法の選定が重要である。但し、橋脚基部の曲げ

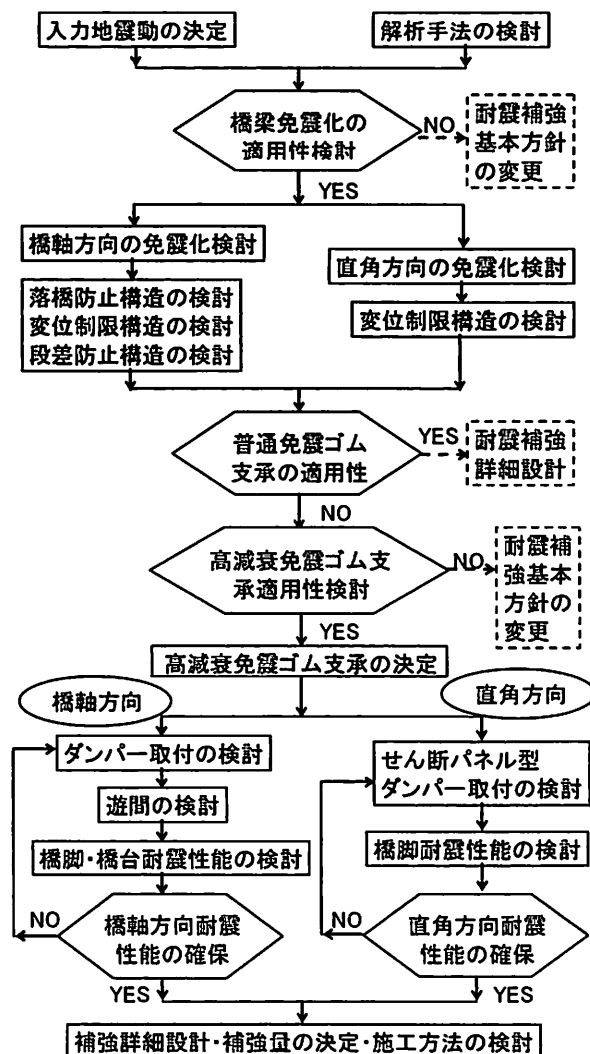


図-4 耐震補強設計フロー

耐力を向上するためには、橋脚フーチングへのアンカ一筋の定着が必要となるため、曲げ耐力の向上は極力避けるものとする。

- 基礎の耐震補強工事は、コストが高いだけではなく施工も非常に困難なケースが多い。特に本橋の橋脚箇所に水深が深いため、一層の困難さが予想される。従って、基礎に関しては、現状より大きな慣性力を発生しないように上下部工等の対策工法を選定し、基礎の耐震補強を極力行わない方針を採用する。

(2) 本橋の耐震補強設計検討フロー

以上のことを考慮し、本橋梁の耐震補強設計のフローを図-4に示す。

5. 大水深位置における RC 橋脚の耐震補強対策

(1) 混合巻立て補強工法

RC 橋脚の耐震補強工法として従来から鉄筋コンクリート、鋼板および炭素繊維シートによる巻立て工法等が

ある^{9) 7) 8)}。しかし、これらの工法においてコンクリートの打設、鋼板の溶接および炭素繊維シートの貼付等は、陸上施工を前提条件としている。水中部における RC 橋脚の耐震補強にこれらの工法を適用する場合、締切工、仮栈橋工等が必要となり、経済性が極端に劣る。特に海中部にある既設橋梁の場合では、橋脚の回りに大規模な締切工を施工することが非常に困難なケースが多く、仮に締切工や仮栈橋工の施工が可能であっても、経済性のみではなく海洋環境への負荷も増加する。

このような現状を考慮し、締切工が不要で、かつ水中施工可能な RC 橋脚の耐震補強工法が開発された^{9) 10)}が、施工の際に仮栈橋工や施工架台の建設が依然として必要であるため、本橋の場合では経済性における大幅な改善は期待できないことと判断した。

一方、図-5 に示すような機械継手を用いた鋼板巻立て工法¹¹⁾は、台船による水中施工が可能であるため、仮栈橋工や施工架台の工事費が高い工事において、経済的に有利である。しかし、機械継手を用いた鋼板巻立て工法を気中部まで適用する場合、経済性において炭素繊維シートによる巻立て工法より劣ることもある。また、補強範囲の高さが高くなると縦横2方向に機械継手が必要となるケースや現場での溶接等が想定されるため、経済性のみではなく施工性も劣ることとなる。

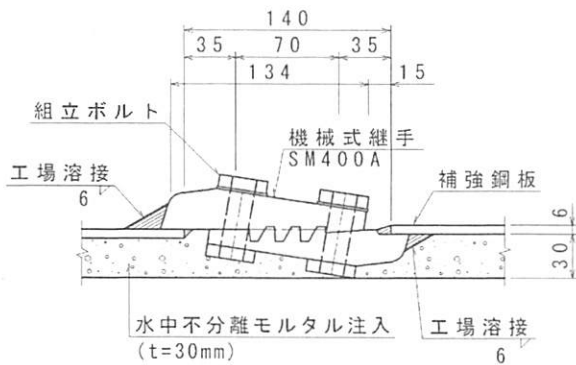


図-5 機械継ぎ手の例

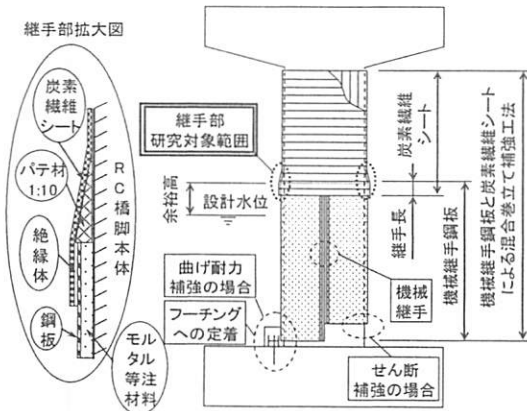


図-6 RC 橋脚の混合巻立て補強工法

以上を背景に、著者らは炭素繊維シートと機械継手を用いた鋼板による RC 橋脚の「混合巻立て補強工法」を提案し、実際の橋梁耐震補強設計に応用した。図-6 は混合巻立て補強工法のイメージを示す。

混合巻立て補強工法とは、水中部にかみ合わせ鋼板巻立て工法、気中部に炭素繊維シートによる巻立て工法、これらの材料の継手部に重ね継ぎ手を設ける工法であり、二種類の材料の材料特性や施工のメリットを最大限に生かし、耐震補強工事のコストを大幅に縮減する RC 橋脚の補強方法である。

(2) 炭素繊維シートと鋼板との付着強度

混合巻立て補強工法の提案に伴って、継手部における炭素繊維シートと鋼板との付着強度の確保が求められる。しかし、過去には定着長の小さな実験結果^{12) 13)}しかないため、実務的に使用可能なデータが不十分である。そのために、著者らは写真-2 に示す炭素繊維シートと鋼板の継手部の試験体を考案し、写真-3 に示す試験機を用いて、炭素繊維シートと鋼板との付着強度に関する引張試験を行った¹⁴⁾。試験体の付着長は 200、300、400、500 の 4 種類とし、各種類に 3 体ずつの試験体を製作した。試験体の名称・鋼板表面の処理方法・使用する炭素繊維シートの規格等の詳細を表-3 に示す。

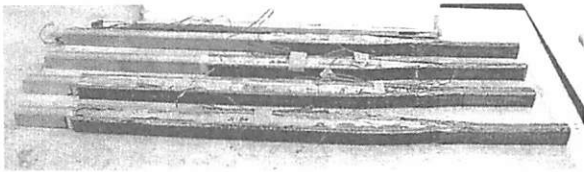


写真-2 試験体

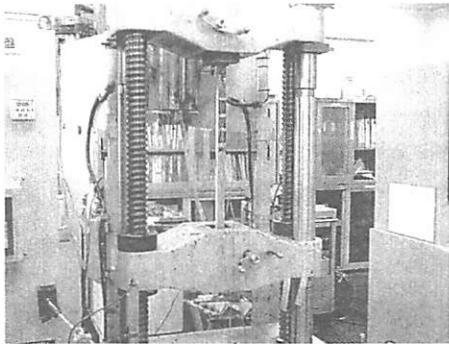


写真-3 試験機および試験体設置状況

表-3 試験体概要

試験体 No.	鋼板表面 下地処理	付着長 (mm)	シート層数(片側)		試験 体数
			FTS-C1-30	FTS-C1-60	
B-200	サンドブラスト 処理 (74~105μm)	200	1 層	2 層	3
B-300		300	—	4 層	3
B-400		400	—	5 層	3
B-500		500	—	6 層	3

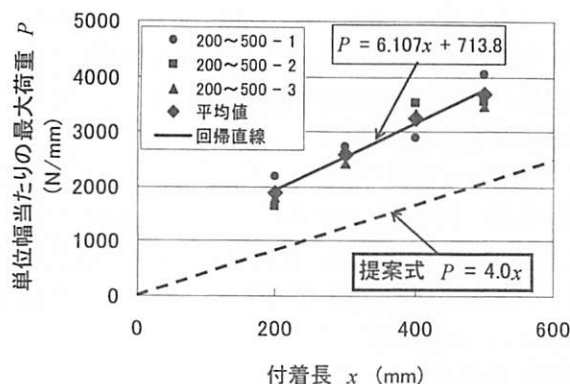


図-7 単位幅当たり最大荷重 P と付着長 x との関係

また、試験速度はJSCE-E541-2000「連続繊維シートの引張試験方法（案）」に準拠し、0.5～1.2mm/分とした。

図-7 には炭素繊維シートと鋼板との付着強度の試験結果および設計の提案式を示す。縦軸は単位幅当たりの最大荷重(N/mm)を表し、横軸は付着長(mm)を表す。同図から分かるように、各付着長の3体ずつの試験結果には20%程度の誤差を生じているが、傾向として付着長の増大に伴って最大荷重も増大する。試験結果の平均値に関する回帰直線の勾配は約6.1(N/mm²)であり、これは炭素繊維シートと鋼板との付着強度を表すものである。実務設計においては、試験誤差、現場での施工条件、使用する鋼材の種類、鋼材表面の処理方法等を考慮し、一定の安全率 k を与える必要がある。本論文では、RC 橋脚のレベル2地震時の耐震補強という目的を考慮し、「道示V, p.150の表-10.2.1」に示す耐震性能2のタイプII地震時における許容塑性率の算出に用いる安全係数を参考に $k=1.5$ とした。従って、設計に用いる付着強度を式(1)のように提案する。

$$P = 4.0x \quad (1)$$

ここで、 P は炭素繊維シートと鋼板との付着部に伝達できる最大設計引張力(N/mm)であり、 x は付着長(mm)である。

6. ニールセンローゼ桁の耐震性能照査

本橋の中央径間にあるニールセンローゼ桁に関しては、その支承は既設のタイプAの鋼製支承であるため、「道示V」に基づき変位制限構造を取付けた。しかし、ニールセンローゼ桁の自重が大きいので、現行基準に基づく落橋防止構造の取付けが困難であった。また、ニールセンローゼ桁の桁下が航路に位置するため、レベル2地震時の二次災害が懸念された。そこで、最新の研究成果^{15),16)}を取り入れ、ニールセンローゼ桁の複合非線形動

的解析による耐震性能照査を行った。

(1) 解析モデル

検討対象橋梁からニールセンローゼ橋を抽出し、複合非線形動的解析による照査手法を用いて、レベル2地震時の挙動を検討した。図-8は解析モデル図および各部材の健全度目標を示し、表-4はニールセンローゼ桁の各構造要素の要求性能および健全度を示す。

図-8に示す各部材を2次元ファイバーモデルでモデル化し、下部工には、軸力変動および2軸曲げを考慮できるように2次元ファイバーモデル化した。ケーブル要素は1部材を多分割し、中間節点に質量を設けることで、たわみや張力抜けも表現できるようにした。また、構造安全性の照査に際し、矩形断面及び補剛矩形断面の場合(アーチリブ・下弦材)では、文献15)に示す応答値と限界ひずみ式を、H形断面の場合(横構造・対傾構)では、文献16)に示す応答値と限界ひずみ式をそれぞれ用いた。

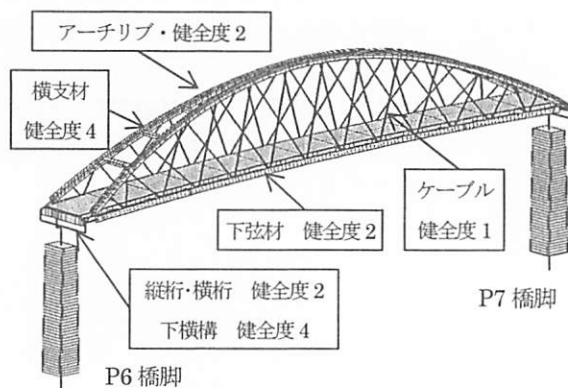


図-8 ニールセンローゼ橋の解析モデル

表-4 各構造要素の要求性能および健全度

各構造要素	要求性能	健全度 健全度1
ケーブル	塑性化を許さない。	(無損傷) (弾性的挙動/補修不要)
アーチリブ 縦桁・横桁 下弦材	部材縁部の一部降伏やわずかな局部座屈は許容するが、部材全体は限定的な損傷範囲内にとどめる。	健全度2 (軽微な損傷) (耐力・変形性能とも十分/軽微な補修)
横構造 対傾構	部材縁部の降伏、部材座屈等を許容するが、部材終局には至らない。	健全度4 (大きな損傷) (耐力・変形性能の限界/取替が必要)

(2) 解析の実施

複合非線形動的解析に先立ち、死荷重状態を考慮した幾何学非線形固有値解析を行い、ニールセンローゼ橋のおおよその振動特性を把握した。固有値解析においては、表-5に示す各構造要素の減衰定数を用いた。ニールセンローゼ桁が卓越している振動モード(橋軸直角方向:1次モード、橋軸方向:3次モード)を図-9に示す。

表-5 ニールセンローゼ桁構造要素の減衰定数

部 材	材 質	モデル化	減衰定数
主構造	鋼（非線形）	ファイバー	0.01
ケーブル	鋼（線形）	ケーブル要素	0.01
RC床版	コンクリート（非線形）	ファイバー	0.02
鋼製支承	—	線形ばね要素	0

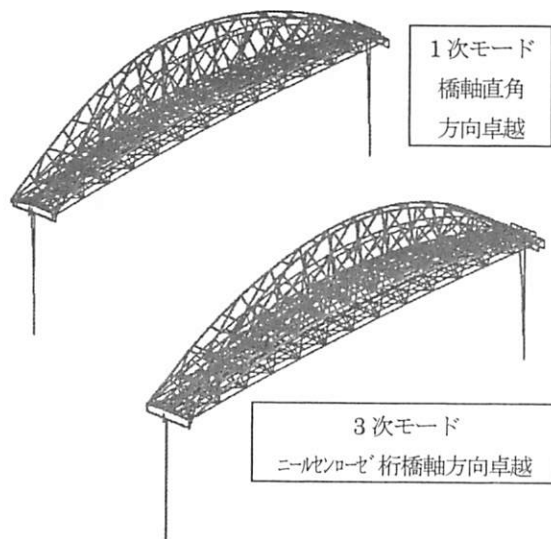


図-9 卓越している主な振動モード

入力地震動は「道示Ⅴ」の参考資料に示されるⅢ種地盤用標準地震波のタイプⅡ地震動を用いた。沖縄県では地域別係数を $Z_0=0.7$ とした。

(3) 解析結果

表-6 は、橋軸方向および橋軸直角方向に加振する場合の最大応答ひずみ $\epsilon_{\max}$ と降伏ひずみ ϵ_y との比が 1.0 より大きい結果について整理したものである。同表から分かるように、橋軸方向に加振する場合では、横桁が降伏しているが、降伏ひずみ ϵ_y に対する超過率が小さく、構造安全性¹⁵⁾の照査結果から橋軸方向の耐震性能2が満足しているものと判断される。

一方、橋軸直角方向の解析結果から、下弦材、横桁、下横構、ST1 および ST5 の複数の箇所において、最大ひずみ比 $\epsilon_{\max}/\epsilon_y > 1.0$ となる。図-10 に示す太線が降伏している箇所である。下弦材、横桁および下横構の構造安全性に対する照査結果を表-7 に示す。同表から分かるように、レベル2地震時において、下弦材、横桁、下横構、縦桁

表-6 ニールセンローゼ桁の各部材の局所最大歪み比

部位	加振方向	TYPE-231		TYPE-232		TYPE-233	
		$\epsilon_{\max}/\epsilon_y$	$\epsilon_{\max}/\alpha\epsilon_y$	$\epsilon_{\max}/\epsilon_y$	$\epsilon_{\max}/\alpha\epsilon_y$	$\epsilon_{\max}/\epsilon_y$	$\epsilon_{\max}/\alpha\epsilon_y$
横桁	引張側	1.295	-1.525	1.278	-1.511	1.257	-1.474
	圧縮側	1.347	—	1.021	—	1.138	—
下弦材	引張側	2.473	-3.233	1.413	-1.884	2.043	-2.602
	圧縮側	4.883	-6.157	3.986	-4.965	4.77	-5.935
下横構	引張側	1.284	—	—	—	—	—
	圧縮側	1.134	-1.062	—	—	1.053	—

表-7 ニールセンローゼ桁の各部材の安全性照査結果

着目部位		下弦材	横桁	下横構	ST5	
パラメータ	断面形状	田	田	工	工	
	幅厚比パラメータ R_f	0.86>0.7	0.35<0.7	0.4≤0.31≤0.7	0.4≤0.61≤0.7	
	細長比パラメータ λ	—	—	0.3≤0.81≤1.4	0.3≤0.32≤1.4	
	最大軸力比 N/N_y	0≤0.16≤0.5	0≤0.06≤0.5	0.5≤0.91≤1.0	0.5≤0.74≤1.0	
	照査式の適用判定	座屈応力度低減	OK	板パネル限界ひずみ式 ¹⁶⁾	—	
応力値	作用ひずみ	圧縮 $\epsilon_{\max}$	-0.0004292	-0.0027564	-0.0072346	-0.0012476
		引張 $\epsilon_{\max}$	0.0023908	0.0026640	0.0021345	0.0008578
	降伏ひずみ	ϵ_y	0.0017750	0.0017750	0.0017750	0.0017750
	限界ひずみ	圧縮 ϵ_y/ϵ_y	-3.16	-9.31	-20.00	-2.05
		引張 ϵ_y/ϵ_y	28.17	28.17	42.55	42.55
	作用ひずみ/降伏ひずみ	圧縮 $\epsilon_{\max}/\epsilon_y$	-0.24	-1.55	-6.16	-1.06
安全性		引張 $\epsilon_{\max}/\epsilon_y$	1.35	1.50	1.82	0.73
	鋼断面圧縮	$\epsilon_{\max}/\epsilon_u$	0.08	0.17	0.31	0.52
	鋼断面引張	$\epsilon_{\max}/0.05$	0.05	0.05	0.04	0.02
	判定	<1.0	OK	OK	OK	OK

ST1 および ST5 には大きな降伏ひずみが生じるが、構造安全性¹⁵⁾に関する照査結果に問題はないことが確認された。これに加え、ケーブルに生じた最大引張力の応答値は 1147kN であり、許容値 3120kN に対して十分な安全性を有しており、弾性的な挙動をすることが確認できた。

一方、支承に生じる応答水平力の3波平均値は、橋軸方向の P7 橋脚の支承が $H=9183\text{kN}$ であり、橋軸直角方向の P6 および P7 橋脚の支承がそれぞれ $H=7405\text{kN}$ および $H=10525\text{kN}$ である。これらは既設の鋼製支承と新設した変位制限構造で共に抵抗できる水平力(kN)より小さいため、橋軸方向および直角方向の支承の耐震性能が満足しているものと判断した。また、橋脚各断面の応答曲率は許容塑性率より小さいことも確認したため、ニールセンローゼ橋の耐震性能2を満足していると判断した。

7. 橋梁全体系の耐震性能確認

(1) 制震デバイスに関する詳細検討

主鉄筋段落とし部のある橋脚に関しては、本論文で提案した混合巻立て工法を用いて段落とし部のみの補強を行い、主鉄筋段落とし部のない橋脚および全橋脚の付け根部に関しては、免震ゴム支承・粘性ダンパー・せん

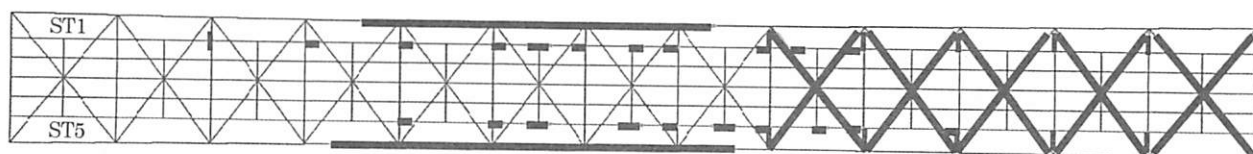


図-10 ニールセンローゼ桁の直角方向の解析結果

表-8 橋梁耐震補強対策実施結果一覧表

下部工 対策工		A1	P1	P2	P3		P4	P5	P6		P7		P8	P9	P10		P11	P12	P13		P14		A2		
		始	終	始	終	始	終	始	終	始	終	始	終	始	終	始	終	始	終	始	終				
取替後の支承種類		EM	EM	M(B)			EM			---			EM			M(B)		EM		M(B)		---			
制震デバイス	橋軸	D	D	---			D			---			D			---			D			---			
	直角	---			SD			---			---			SD			---			SD			---		
落橋防止構造		橋軸	○	---			●			---			○	1.5S _E			○	---			●	---			○
変位制限構造	橋軸	□			□			□			□			□			□			□			□		
	直角	---			---			---			---			---			---			---			□		
段差防止構造		橋軸	---			---			---			△			---			---			---			---	
下部工補強	橋軸	下	段	---			---			段			---			---			段			---			
	直角	---			---			---			---			---			---			---			---		

注: EM:高減衰ゴム支承, M(B):タイプBの可動支承, D:ダンパー, SD:せん断パネル型ダンパー, ○:上下部工間の落橋防止構造, ●:上部工間の落橋防止構造,

1.5S_E:1.5S_Eの確保, □:変位制限構造, △:段差防止構造, 下:レベル2地震動に対する耐震補強, 段:主鉄筋段落とし部補強

断パネル型ダンパーを用いて、地震時に生じる慣性力および応答変位を制御することによって橋梁耐震性能2の確保を検討した。

橋軸方向に関しては、上下部工および上部工間の桁衝突を評価できるように、橋梁全体系の非線形動的解析モデルを用いた。比較設計の結果、免震ゴム支承(鉛面積比 12%)および高減衰免震ゴム支承を採用することにより、本橋梁の耐震性能2の確保が可能であることが分かった。更に、本橋梁への経済性比較により高減衰免震ゴム支承が若干有利であったため、高減衰免震ゴム支承の変位抑制に必要とするダンパーとの組合せを検討した。施工性も配慮し、繰り返し計算した結果、A1 橋台、P1・P12・P13 橋脚の上下部工間に、また、P3・P10 橋脚の上部工同士間にそれぞれ 1000kN×2 基の粘性ダンパー、P7 橋脚の上下部間に 500kN×2 基の粘性ダンパーをそれぞれ取り付ける必要があった。なお、P2・P3・P10・P13(始)の4橋脚には、既設橋梁の可動支承条件を考慮し、レベル2地震動に許容できる可動支承構造を採用した。また、A1 橋台は 1000kN×2 基の粘性ダンパーを取付るために、レベル2地震時の安定性が確保できなくなり、別途耐震補強が必要となった。

一方、橋軸直角方向に関しては、橋梁全体系のモデル化が必要としないため、更に、地盤種別の影響を考慮しやすいように上部工毎に非線形動的解析モデルを用いて橋梁の耐震性能を照査した。その際に、隣接している橋梁の影響を付加重量で表現した。また、既設橋梁の橋軸直角方向の固定支承条件を満足するように、可動支承を用いた P2・P3・P10 および P13 橋脚(始)にせん断パネル型ダンパー¹⁷⁾を適用した。このような制震デバイスが常時・レベル1地震時において弾性的な挙動を示すが、レベル2地震時においてはそのせん断パネルがせん断塑性変形しエネルギーを吸収する構造となっている。また、せん断パネル型ダンパーの規格を調整することによって、レベル2地震時に生じる慣性力を既設橋脚に保有している耐荷力に応じて調整することが可能である。しかし、本橋梁のように二方向の免震構造を採用している場合、せん断パネル型ダンパーの抵抗方向と直角方向にも摩擦による慣性力が生じるため、せん断パネル型ダンパ

一の構造上でそれを十分に考慮する必要がある。

上述したように、本橋梁は主鉄筋段落とし部のある橋脚の段落とし部補強を行うと同時に、一部の鋼製支承を高減衰免震ゴム支承に取替え、更に、橋軸方向には粘性ダンパーを、橋軸直角方向にはせん断パネル型ダンパーを取付け、耐震性能2を確保した。また、フェイルセーフ機構として落橋防止システムを新規に取り付けた。本橋梁に用いた耐震補強対策を表-8に集約する。

(2) 制震デバイスおよび橋脚・基礎のモデル化

橋梁橋軸方向に採用した粘性ダンパーは、地震時の減衰効果に加え、上部工と下部工、上部工同士の衝突を抑制する効果も期待できる。図-11は、A1 橋台、P1・P7・P12 および P13 橋脚(始)に取り付けたダンパーのイメージおよびその解析モデルを示したものである。また、掛け違い部に位置する P3・P10 橋脚の上部工同士に取り付けたダンパーのイメージおよびその解析モデルを図-12に示す。なお、本橋梁の耐震補強に用いた粘性ダンパーおよび高減衰免震ゴム支承の応答履歴を図-13に示す。また、図-14は、橋軸直角方向に用いたせん断パネル型ダンパーの取付イメージおよびコンクリート台座とせん断パ

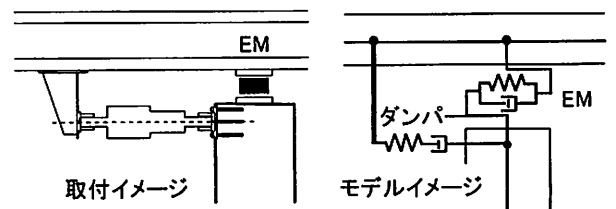


図-11 ダンパーおよびEM支承の解析モデル図

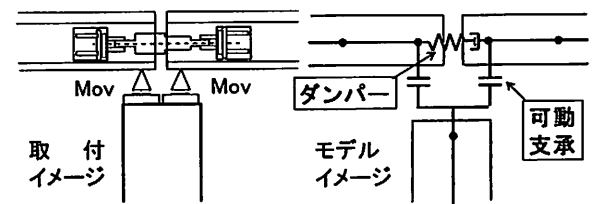


図-12 上部工に取付けるダンパーの解析モデル図

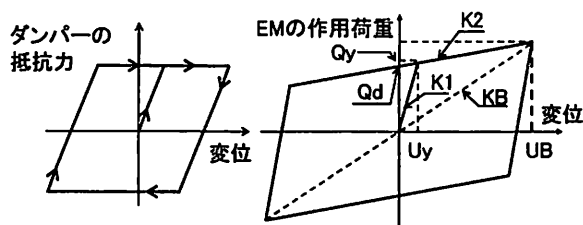
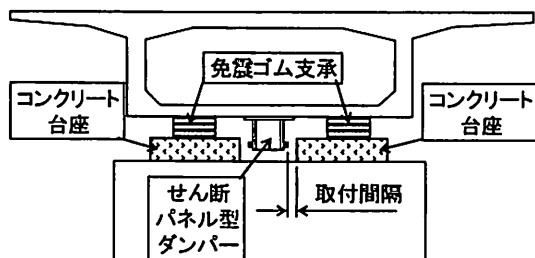
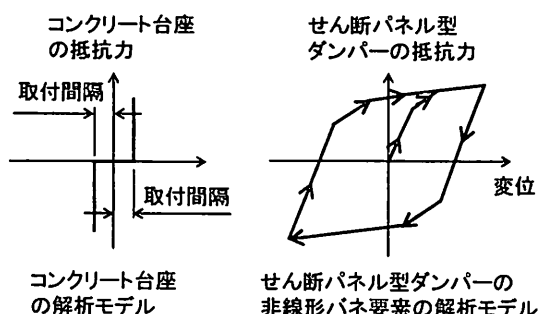


図-13 ダンパーおよびEM 支承の履歴特性



a) せん断パネル型ダンパー取付イメージ



b) せん断パネル型ダンパーシステムの解析モデル

図-14 せん断パネル型ダンパーの解析モデル

ネル型ダンパーの応答履歴を示す。

なお、本橋梁の橋脚断面が変断面であるため、各断面に対して剛性低下型バイリニアモデル(武田モデル)を用い、段落とし部に対する補強範囲に対しては、柱全断面剛性を考慮した線形モデルとした。また、地盤および基礎杭の影響は等価線形バネとした。その際に基礎～地盤系には地盤種別に応じて逸散減衰を10～30%とした。

(3) 橋梁耐震性能2の照査結果

表-9 は、P2・P3・P10・P13(始)に取り付けたせん断パネル型ダンパーの応答変位の照査結果を示す。また、これらの累積塑性変形倍率はそれぞれ140.8, 237.3, 245.2, 229.6, 244.8, 199.4であり、許容累積塑性変形倍率1000より小さく安全性が確認された。図-15 は、解析結果の一例として、P10 橋脚(終)に取り付けられたせん断パネル型ダンパーの応答特性を示す。図-15 とほぼ同様にその他のせん断パネル型ダンパーも十分なエネルギー吸収能力を示している。

また、粘性ダンパーのストローク長に対する応答変位

表-9 パネル型ダンパーの応答変位の照査結果

取付位置	せん断パネル型ダンパー緒元 (mm)	許容変位 (mm)	応答変位 (mm)		判定
			Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤	
P2	300×300×22-3基	36.0	17.7	21.1	OK
P3(起)	300×300×16-2基	36.0	11.8	11.3	OK
P3(終)	300×300×16-2基	36.0	20.0	24.8	OK
P10(起)	300×300×16-2基	36.0	24.9	19.5	OK
P10(終)	320×320×22-2基	38.4	28.4	30.6	OK
P13(起)	320×640×22-1基	38.4	23.4	29.2	OK

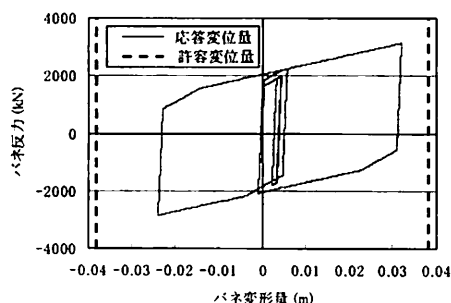


図-15 せん断パネル型ダンパーの応答特性 (P10 橋脚(終))

表-10 粘性ダンパーの応答変位の照査結果

設置位置	ダンパー応答変位(mm)		ダンパーのストローク長(mm)	評価
	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤		
A1橋台	74	82	100	OK
P1橋脚	47	54	100	OK
P3橋脚	153	159	200	OK
P7橋脚	44	39	150	OK
P10橋脚	87	80	200	OK
P12橋脚	66	77	100	OK
P13橋脚	78	90	150	OK

表-11 橋脚応答塑性率の照査結果

橋脚	応答塑性率 μ		許容塑性率 μ_a	μ_a / μ		評価
	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤		Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤	
P1	2.61	2.64	2.57	1.0	1.0	OK
P2	4.94	4.30	13.36	2.7	3.1	OK
P3	6.52	5.70	16.75	2.6	2.9	OK
P4	0.53	0.61	2.98	5.6	4.9	OK
P5	0.95	1.05	1.27	1.3	1.2	OK
P6	0.74	0.90	1.37	1.9	1.5	OK
P7	1.35	1.48	2.44	1.8	1.6	OK
P8	1.09	1.23	1.26	1.2	1.0	OK
P9	0.39	0.45	1.82	4.7	4.0	OK
P10	4.08	4.04	5.55	1.4	1.4	OK
P11	1.82	2.16	2.43	1.3	1.1	OK
P12	1.92	2.11	2.28	1.2	1.1	OK
P13	—	—	—	—	—	OK
P14	—	—	—	—	—	OK

の照査結果を表-10 に示す。同表から分かるように、ダンパーの応答変位が許容ストローク以内で挙動し、設計の安全性を確保した。

表-11 は、橋脚の応答塑性率に関する照査結果を示す。Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤用加速度波形を用いて照査した結果、P1～P12 橋脚の許容塑性率 μ_a と応答塑性率 μ の比が1.0以上であることから、橋脚の耐震性能2が確保されているものと判断した。一方、直接基礎部に位置するP13・P14 橋脚の応答塑性率が1.0より小さい値となっている。

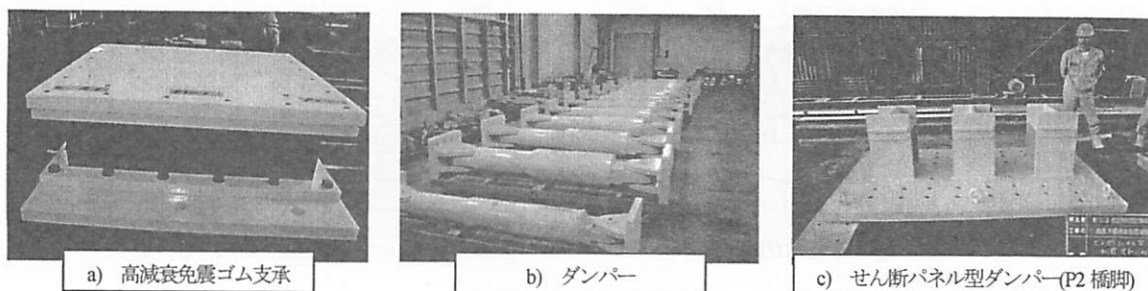


写真-4 本橋に採用した制震デバイスの例

なお、I 種地盤用加速度波形を用いた照査結果は、許容塑性率 μ_a と応答塑性率 μ の比が1.0以上であったため、これらの橋脚の耐震性能も問題はないと判断した。

本橋梁の耐震補強に用いた制震デバイス(高減衰免震ゴム支承・粘性ダンパー・せん断パネル型ダンパー)を写真-4に示す。

8. おわりに

本論文は海上部における長大橋の耐震補強設計成果に基づいて取りまとめたものであり、ここで得られた知見を以下に示す。

- (1) 制震デバイスの適用によって、水中部にある橋脚の耐震補強が、その段落とし部の補強のみで済むことになり、橋脚の耐震性能2も確保できた。
- (2) A1 橋台に粘性ダンパーを取り付けることにより、レベル2地震時には過大な慣性力が作用することになる。そのために、A1 橋台のレベル2地震に対する耐震補強が必要となった。
- (3) 炭素繊維シートと機械継手を用いた鋼板による RC 橋脚の混合巻立て補強工法を提案し、更に、炭素繊維シートと鋼板との付着強度の計算式を提案した。それに伴って、橋梁耐震補強費用の大幅な低減が図れた。しかし、水中部に鋼板巻立て工法を適用する場合、防食工を施す必要がある。
- (4) ニールセンローゼ桁の複合非線形動的解析を実施し、レベル2地震動に対する耐震性能を有していることが判明された。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被害に関する調査中間報告，1995。
- 2) 国土交通省，緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム策定・実施要領，2005。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V・耐震設計編，2002。
- 4) 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，p.I-117，2005.4。
- 5) 流田寛之，他4名：ニールセンアーチ橋(中島川橋梁)の地震時性能向上策，第10回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.199-204，2007。
- 6) 社団法人 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8
- 7) 阪神高速道路公団保全施設部：RC 橋脚耐震補強設計・施工要領(案)，1997.7
- 8) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，2000.7
- 9) 例えば：社団法人 道路保全技術センター：道路保全・建設技術審査証明報告書，プレキャストパネルによる橋脚の水中耐震補強工法，PRISM 工法，(技審証第0013号)，2002.8
- 10) 例えば：NETIS：登録番号 QS-980057-A，PC コンファインド工法
- 11) 例えば：社団法人 道路保全技術センター：道路保全・建設技術審査証明報告書，機械継ぎ手を用いた鋼板巻立て工法，(技審証第0008号)，2002.2
- 12) 田中良典，杉山哲也：炭素繊維シートの基本的物性，第51回土木学会年次学術講演会講演梗概集，1996.10
- 13) 財団法人 土木研究センター：炭素繊維シートによる鋼製橋脚の補強工法ガイドライン(案)，2002.7
- 14) LE PHUONG TUNG・日野伸一・金田一男・田崎賢治：炭素繊維シートと鋼板のせん断付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol 30，No 3，pp.721-726，2008
- 15) 宇佐美勉編著者／(社)日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制振設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9。
- 16) 宇佐美勉，他2名：H形断面部材よりなる鋼構造物の耐震性能照査法，構造工学論文集 Vol153A，2007.3。
- 17) 谷 一成，他5名：低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの研究，第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.247-252，2006。