

鋼斜張橋の非線形地震応答解析による耐震補強策の検討

Study on the retrofit of the steel cable stayed bridge based on nonlinear seismic response analysis

大塚久哲*, 山平喜一郎**, 楠田広和***
Hisanori OTSUKA, Kiichiro YAMAHIRA, Hirokazu KUSUDA

*フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
**住友重機械工業(株) 鉄構・機器事業本部技術部 (〒541-0041 大阪市中央区北浜4-5-33)
(九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 博士課程)
***九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

The seismic capability of an exiting steel cable-stayed bridge is checked by nonlinear seismic response analysis using the observed records that were obtained at the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake. The soil springs, all bearing supports on the pier, the tuned mass damper at the top of the tower are cosidered in the modeling. As a result, it is evident that the main steel girder enter the elasto-plastic region and at the bearing supports some damage occurs. For the countermeasures, the effects of adopting and increasing the cable mass, adopting elasto-plastic hysteresis of the main girder and adopting the seismic isolation on the increasing the seismic safety of cable stayed bridge are investigated. Numerical results show the effectiveness of these countermeasures.

Key Words: nonlinear analysis, cable-mass, elasto-plastic main girders, seismic isolation

1. まえがき

兵庫県南部地震の経験を踏まえて、平成8年12月に道路橋示方書が改訂され、斜張橋等「地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析を行い、その結果を設計に反映させる」こととなった。^{1),2)}それ以前に設計された既設の橋梁であっても、その被害が社会に大きな影響を及ぼすような重要な橋梁では、同様の手法で耐震性を照査し、被害に至ることが明らかになった場合には、速やかに対策を講じることが必要であると考えられる。

しかしながら、斜張橋、とりわけ鋼斜張橋の地震応答解析例は少なく、モデル化の手法など不明確な点も多い。

本研究では参考文献3)のモデル化に対する研究成果を踏まえて、橋脚の力学的材料非線形性を考慮した地震応答解析を実施し、本斜張橋の耐震性を検討したところ、支承部の損傷や桁の塑性化などの問題点が明らかとなった。これらの問題点に対して、主桁の弾塑性応答を考慮した解析を行った。また、ケーブルへの質量付加および免震支承の採用などの耐震補強対策を提案し、それらの効果を検討した。

2. 解析対象橋

解析の対象とした鋼斜張橋は、都市高速道路の湾岸線の橋長346mの斜張橋で、昭和59年度に設計が完了している。設計条件は表-1の通りである。

斜張橋形式としては、マルチファン形一面ケーブル(13段)、主塔1本柱形式であり、主塔とRC橋脚はピボット支承を介して結合されている。また、レインパイプレーションの対策として、ケーブルにはオイルダンパー

表-1 対象橋梁の設計条件

上部工形式	鋼3径間連続斜張橋
橋 格	I等橋
橋 長	L = 345.0 m
支 間 長	184.2 m + 115.0 m + 44.425 m
幅 員	W = 8.5 m
下部工形式	P1橋脚(M)：鋼製T形橋脚
	P2：RC中空断面橋脚
	P3橋脚(H)：鋼製T形橋脚
	P4橋脚(M)：鋼製T形橋脚
基礎工形式	P1橋脚：場所打ち杭φ1200 n=36本
	P2橋脚：ニューマチックベース基礎
	P3橋脚：場所打ち杭φ1200 n=12本
	P4橋脚：場所打ち杭φ1200 n=12本
地盤種別	Ⅱ種地盤
地域区分	C
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)

が設置され、耐風安定性の向上を目的としたTMDが主塔頂部に設置されている。

本橋は、設計当初より固有周期が2.0sec以上の長周期であること、基礎構造形式が異なること、主塔部橋脚と他の橋脚の剛性差が大きいこと、起点部にA(クロノイドパラメータ)=120mの曲線区間があること等の理由により、立体モデルによる地震時動的解析(応答スペクトル法)が、実施されている。この応答スペクトル法に用いられているスペクトル曲線は、架橋地点付近での地震記録より作成された最大加速度約320galのスペクトル曲線である。本橋の概略図を図-1に示す。

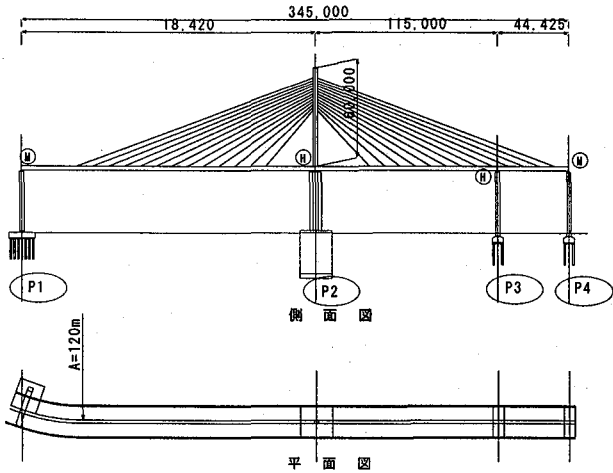


図-1 対象橋梁概略図

3. 解析モデルおよび解析条件

本斜張橋の解析モデルに関しては、より現状に近い耐震性評価を行うことを目的として様々なモデルに対して解析が行われており、有意義な知見が得られている³⁾。ここでは、これらの知見をもとに本研究で採用した解析モデルと解析条件について述べる。

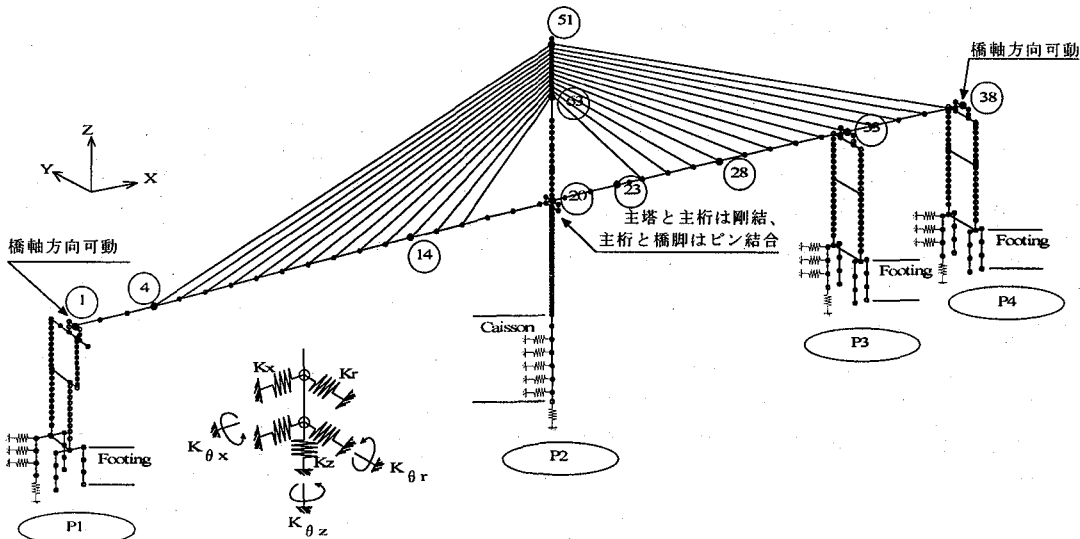


図-2 統合モデル 着目節点

3.1 解析モデル

図-2に本研究で採用した解析モデルを示す。このモデルの特徴は(1)杭およびケーソン基礎と地盤との相互作用を考慮できる地盤バネモデルを採用していること、(2)主塔部の3個の支承を忠実にモデル化したこと、(3)耐風対策としての主塔上に設けられたTMDをモデル内に組み込んだことの3点が挙げられる。以下、この3点に関して簡単に説明を加える。

(1) 地盤バネのモデル化

地盤バネモデルは、昭和58年当時応答スペクトル法による解析で用いられていたモデルであり、地盤を線形バネ要素として評価し、杭基礎については12本～36本の杭を水平変位が等しくなる剛性の等価な4本の杭に置き換えている。

地盤の減衰比については、G-γ曲線より求められる減衰比を各層毎に算出し、表-2の様に与えている。与えている減衰比は、5%～16%となり、現行の道示V¹⁾表-解6.2.1の減衰比10%～30%と比較すると若干小さい値となっている。基礎固定とした解析結果と比較を行った結果、橋軸直角加震時の変位・加速度・断面力が大きくなる傾向があることがわかっている³⁾

表-2 各基礎に与える減衰比

	杭周辺の地層	減衰比h (%)
P1橋脚	沖積砂層	16%
P2橋脚	沖積砂層	16%
	洪積粘土層	5%
P3橋脚	沖積粘土層	9%
	沖積砂層	13%
P4橋脚	沖積粘土層	9%
	沖積砂層	13%

(2) 主塔部3支承のモデル化

主桁と主塔との交差部は剛結となっており、橋軸直角方向に同じタイプの3つのピボット支承(塔支承と2つの桁支承)が並んでいる。

3支承をまとめて1支承としてモデル化を行った場合

にどのような問題があるかは文献3)で調べられており、それによれば1支承モデルでは本来生じるはずの桁支承軸力変動が評価できないため、支承部は全てモデル化の必要があるということである。

(3) チューンドマスダンパーのモデル化

本橋梁には、耐風安定性の向上を目的としたチューンド・マス・ダンパー（以下TMDとする）が主塔の塔頂部に設置されている。このTMDは、橋軸方向からの強風による主塔の橋軸直角方向の振動を押さえる目的で設置されたものである。地震動に対しても、主塔の橋軸直角方向の振動を押さえる効果が期待できるのかを検討されており、耐震上はほとんど効果がないことが明らかとなった³⁾ので、本研究では節点への集中質量として35.1kNを考慮した。

(4) 桁支承剛性の詳細なモデル化

(2)で述べたように、より現実に近い耐震性評価を行うには、支承部のモデル化が重要である。そこで、本研究では実際の断面性状より支承部の剛性および横桁の剛性を算出し、現実に近い鉛直剛性を用いたモデル化を行った。以降に述べる解析には全てこの剛性を用いた。

3.2 解析条件

解析条件は以下のとおりとした。

- 入力地震動；JR 鷹取 EW 成分（橋軸方向）、NS 成分（橋軸直角方向）、UD 成分（鉛直方向）
 - ここで、入力地震動は図-2の杭下端、ケーソン下端より同時入力とした。
 - 地域別補正係数；0.7
 - 減衰；レイリー減衰(採用次数は各章のモデルごとに述べる)
 - ケーブル初期張力；考慮
 - 非線形復元力特性；トリリニア武田モデル（RC 橋脚）、バイリニアモデル(主塔、鋼製橋脚)
 - 応答計算時間；20 秒
 - 応答計算の積分時間間隔；0.01 秒
- なお、解析時には死荷重及びケーブル初期張力を考慮した解析を行う。ケーブル初期張力は、完成時の値(表-3)を用いた。

4. 解析結果

3章で述べた解析モデルと解析条件で、非線形地震応答解析を行い、(1)変位・加速度、(2)断面力、(3)支承部の軸力応答について検討を行った。ただし、桁は弾性としている。なお参考文献3)と異なるのは前述のように支承部の剛性と横桁の剛性を実際の断面より算出した値を用いた点である。減衰はレイリー減衰とし、4次、11次モードを用いて決定している。

4.1 応答変位・加速度

表-4は橋軸方向、橋軸直角方向加震時の応答変位・加速度の最大値を着目節点についてまとめたものである。橋軸直角方向加震時の主塔頂部において3500gal以上の非常に大きな加速度を示している。また、橋軸方向加震時において、P1橋脚上の主桁端部において3000galを超える加速度を示している。これは、桁端に設けられた移動制限装置をモデル化していることによるもので、桁の変位により遊間で衝突現象が発生していることが別途履歴曲線を調べたところ確認されている。また、加震方向以外にも大きな加速度を生じているが、これは平面線形において曲線区間があること、基礎構造形式が異なり非対称な構造であることによると考えられる。

表-3 ケーブル張力

ケーブル番号	ケーブル張力 (KN)	ケーブル番号	ケーブル張力 (KN)
W-1	41.5	E-1	40.1
W-2	40.6	E-2	37.3
W-3	38.9	E-3	33.8
W-4	37.8	E-4	31.3
W-5	37.2	E-5	29.5
W-6	38.0	E-6	32.7
W-7	38.6	E-7	36.1
W-8	38.2	E-8	37.7
W-9	38.3	E-9	36.6
W-10	31.8	E-10	27.7
W-11	32.3	E-11	25.1
W-12	32.4	E-12	25.8
W-13	32.0	E-13	26.2

4.2 応答断面力

断面力として、モーメントの最大応答値(絶対値)の結果を図-3に示す。面内方向の曲げモーメントに着目する場合は橋軸方向加震時、面外方向の曲げモーメントに着目する場合は橋軸直角方向加震時の応答値について検討するものとする。応答値は、鋼製の主塔と主桁は降伏耐力と、橋脚P1,P3,P4については降伏耐力および終局耐力と比較を行う。RC橋脚であるP3はひびわれ耐力、降伏耐力、終局耐力で耐震性状を判定するものとする。耐力は設計計算書より算出したものを用いている。

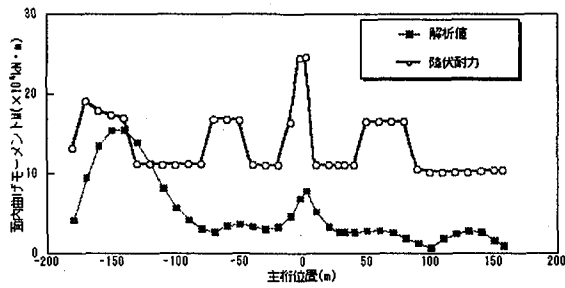
主桁、鋼製橋脚(P1,P3,P4)については降伏耐力を若干超える応答値を示している。また、主桁では橋軸直角加震時の曲線区間において降伏耐力を大きく上回る部分が見られた。主塔を支持するRC橋脚についても、面内曲

表-4 最大応答変位・加速度

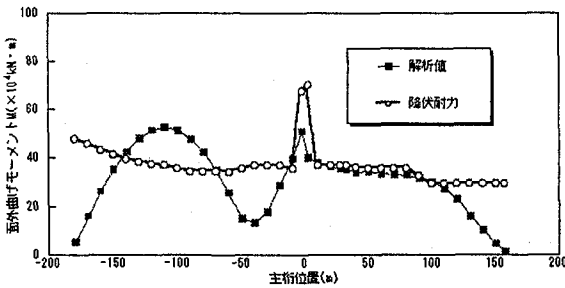
モデル	着目節点番号	最大応答変位(cm)			最大応答加速度(cm/sec ²)			
		$\delta_{max}(x)$	$\delta_{max}(y)$	$\delta_{max}(z)$	$G_{max}(x)$	$G_{max}(y)$	$G_{max}(z)$	
橋軸方向加震	主桁	1	40.2	7.8	0.7	2459.6	1188.0	584.3
		4	40.4	8.7	27.0	1630.9	342.9	778.7
		14	40.2	5.3	18.3	704.7	193.9	487.5
		20	39.8	0.3	0.0	604.4	46.8	4.8
		23	39.9	2.2	12.8	647.6	75.6	449.5
		28	40.3	5.5	18.5	722.7	134.1	470.0
		33	40.1	8.3	0.5	970.1	148.9	186.6
		38	40.1	10.3	0.4	3044.1	234.2	2693.1
	主塔	51	39.8	5.4	0.3	766.9	118.1	25.2
		63	44.2	3.0	0.2	623.6	64.6	19.7
橋軸直角方向加震	主桁	1	2.3	38.3	5.3	98.6	1205.2	322.9
		4	2.0	53.9	9.7	82.6	1063.8	277.6
		14	1.8	44.0	8.7	61.7	1020.5	317.0
		20	1.6	8.2	0.0	68.3	1056.6	2.2
		23	1.5	12.1	5.7	104.8	1231.8	185.6
		28	1.5	19.6	8.8	136.4	1178.7	266.1
		33	1.7	30.1	0.2	191.3	1005.7	73.9
		38	1.7	72.5	0.5	521.5	1651.5	869.2
	主塔	51	1.6	155.5	0.1	100.4	3668.9	6.5
		63	5.8	86.8	0.1	153.0	2442.8	5.6

げモーメントが橋脚基部から2分の1程度の高さまでの範囲で降伏(初期降伏)を上回る応答値を示しているが、終局にはいたっていないことが確認できる。面外曲げモーメントはひびわれ耐力に達するが、降伏耐力の範囲

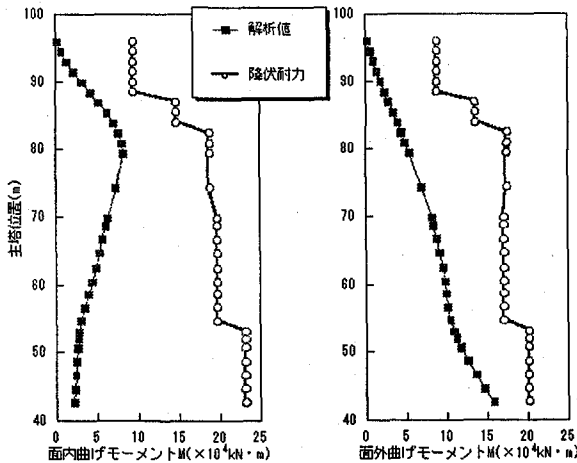
内である。主塔については、降伏耐力以下であり、照査を満足する結果となった。以上の結果より、橋脚、主塔については耐震性をほぼ満足する結果となったが、主桁部については別途検討が必要であると思われる。



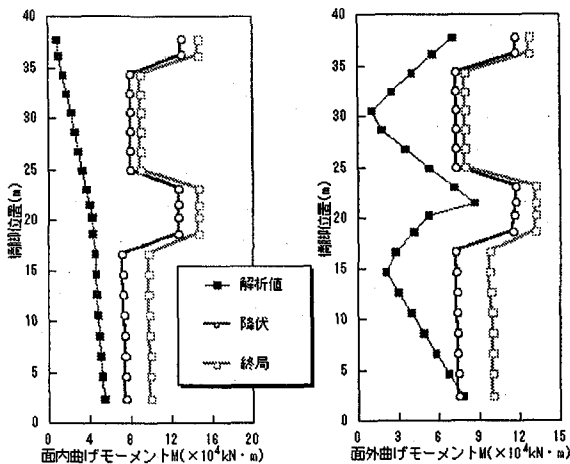
(a-1) 主桁面内応答モーメント



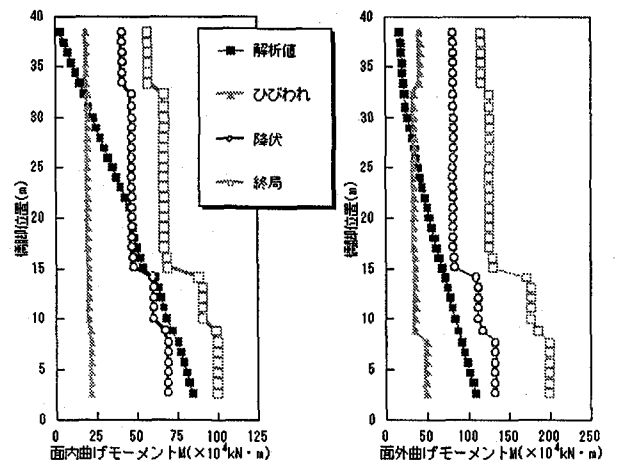
(a-2) 主桁面外曲げモーメント



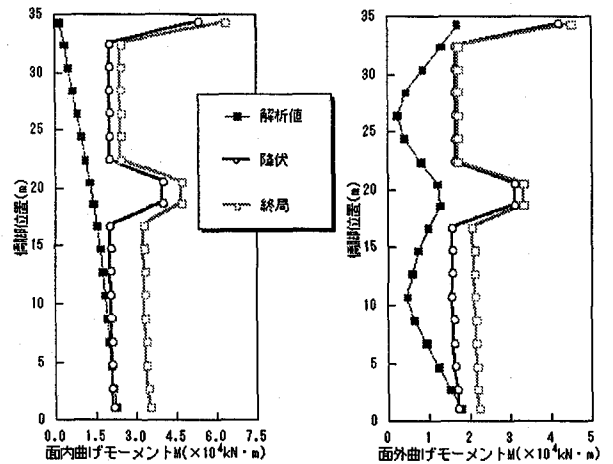
(b) 主塔応答モーメント



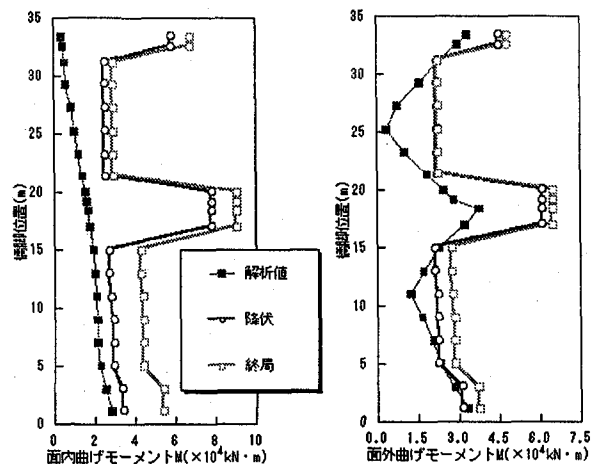
(c) 橋脚P1 応答モーメント



(d) 橋脚P2 応答モーメント



(e) 橋脚P3 応答モーメント



(f) 橋脚P4 応答モーメント

図-3 最大応答曲げモーメント

4.3 支承部の軸力応答

桁支承には橋軸直角方向加震により大きな軸力が作用するため、すべての支承をモデル化する必要があり、設計上注意を要するという事は、既往の研究より示されている。^{3)~5)}ここでは、特に応答が大きい主塔基部の3支承について支承軸力を調べた。主塔部3支承の概要について図-4に示す。図-5は主塔3支承部の軸力応答である。主塔支承(ELM. 650)では軸力の変動がわずかであり、設計反力以下である。これに対して桁支承(ELM. 1650, ELM. 1750)の軸力変動幅は大きく、圧縮側で設計反力を、引張側では支承取付ボルトの引張破断強度を超える応答を示していることが明らかとなった。

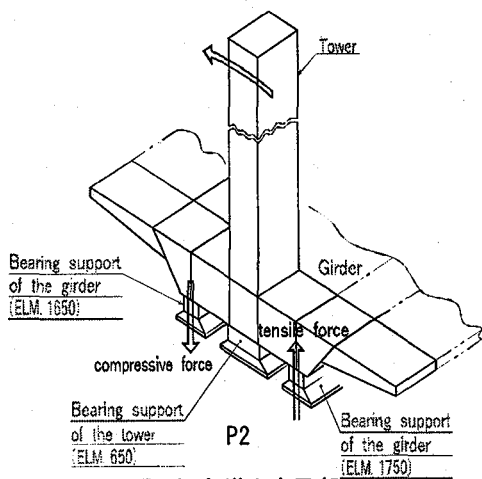


図-4 主塔3支承部

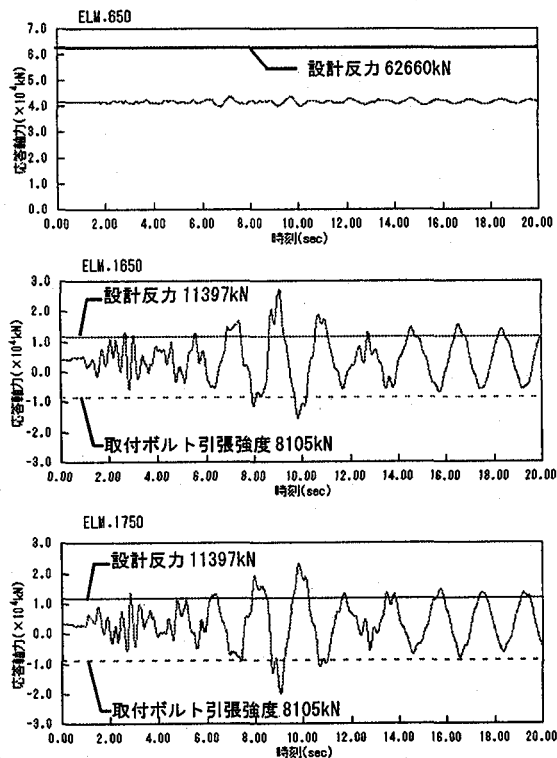


図-5 主塔3支承部軸力応答

5. 主桁弾塑性モデルによる解析

主桁のP1側において、橋軸直角方向加震時に降伏耐力を超える応答を生じることがわかったので、主桁を弾塑性として地震応答解析を行った。履歴モデルとしては図-6のバイリニアモデルを用いる。解析上設定するパラメータは降伏曲率(P_1)と剛性比(P_2)の2つである。 P_1 は設計図より計算するものとし、 P_2 は0.01, 0.10, 0.20の3種類を仮定し、地震応答解析を行った。ここでは、後述の6.1で示したケーブル質量を考慮したモデルが、より現状に近いモデルである考えられるので、cable-1モデルの主桁に非線形性を考慮し、主桁弾塑性解析の影響を検討するものとする。減衰にはレイリー減衰を用い、18次、61次モードを用いて減衰を設定した。解析結果より、主桁の応答断面力だけでなく、主塔の応答にも低減効果が期待できることが明らかとなった。検討項目としては4章と同様に応答変位・加速度、応答断面力、3支承部の軸力応答について調べた。

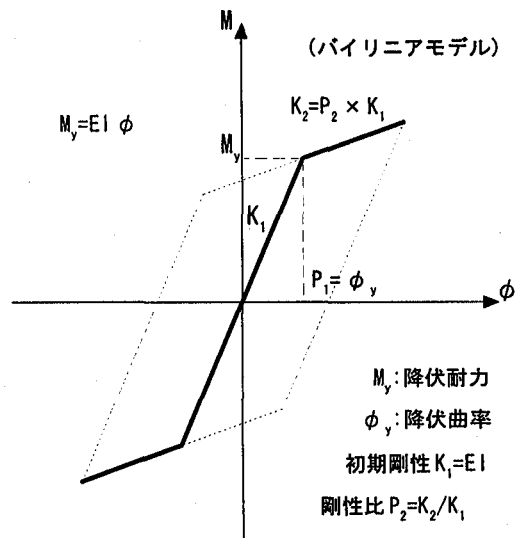


図-6 バイリニアモデル

5.1 応答変位・加速度(橋軸直角加震時)

変位、加速度について(桁弾塑性の応答値)/(桁弾性の応答値)をまとめた結果を表-5に示す。主塔部の応答の低下が顕著である。主桁の剛性比の値によって応答結果が異なり、剛性比が小さいほど主塔の応答は小さくなっている。応答を正確に評価するには、剛性比の適切な評価が重要であることがわかる。

5.2 応答断面力

図-7は各剛性比に対する主桁の応答モーメントと、桁弾塑性の応答値/桁弾性の応答値の比を示している。桁弾性応答値が降伏モーメントを超える区間においてモーメント応答の増加は抑えられている。最大の応答値を示す箇所における弾塑性応答は弾性モデルの70%程度である。図-8は主塔の応答モーメントであるが、主塔

表-5 最大応答変位・加速度増減率

応答増減率		着目節点	剛性低下率		
			K=0.01	K=0.10	K=0.20
変位	主桁	1	0.904	0.905	0.906
		4	1.010	1.012	1.010
		14	1.012	0.999	0.991
		20	0.949	0.889	0.923
		23	0.941	0.954	0.976
		28	0.957	0.960	0.973
		33	1.057	1.069	1.075
		38	0.983	0.989	0.995
	主塔	51	0.655	0.705	0.814
		63	0.437	0.546	0.680
加速度	主桁	1	0.924	0.915	0.902
		4	1.166	1.133	1.096
		14	1.070	1.041	1.019
		20	1.114	1.065	1.011
		23	0.875	0.872	0.868
		28	0.999	1.006	1.001
		33	1.004	0.999	1.001
		38	0.927	0.943	0.950
	主塔	51	0.462	0.573	0.685
		63	0.700	0.650	0.730

部においても、主桁弾塑性モデルは弾性モデルに比べて応答が小さくなっており、主塔基部における応答は弾性時の30～50%の値を示している。橋脚の応答にはほとんど変化を生じなかった。また、橋脚、主塔についてせん断力分布を調べたところ、橋脚はほとんど変化がないが、主塔では図-9のような結果が得られた。剛性比が小さいほどせん断力は小さく、モーメントに対応した結果が得られた。これは、主桁の弾塑性化によるエネルギー吸収により、比較的剛性の高い橋脚上で、主塔の面外方向の振動が抑えられたことが考えられる。図-10は各剛性比に対する履歴曲線である。最大応答モーメントを生じるP1-P2側径間中央について描いている。剛性比が小さいほど大きな履歴を描いており、履歴ループによるエネルギー吸収量が大きいため、主桁、主塔の応答低減効果が大きくなっていることが確認された。図-11は主桁の応答塑性率である。これより、剛性比が小さいほど

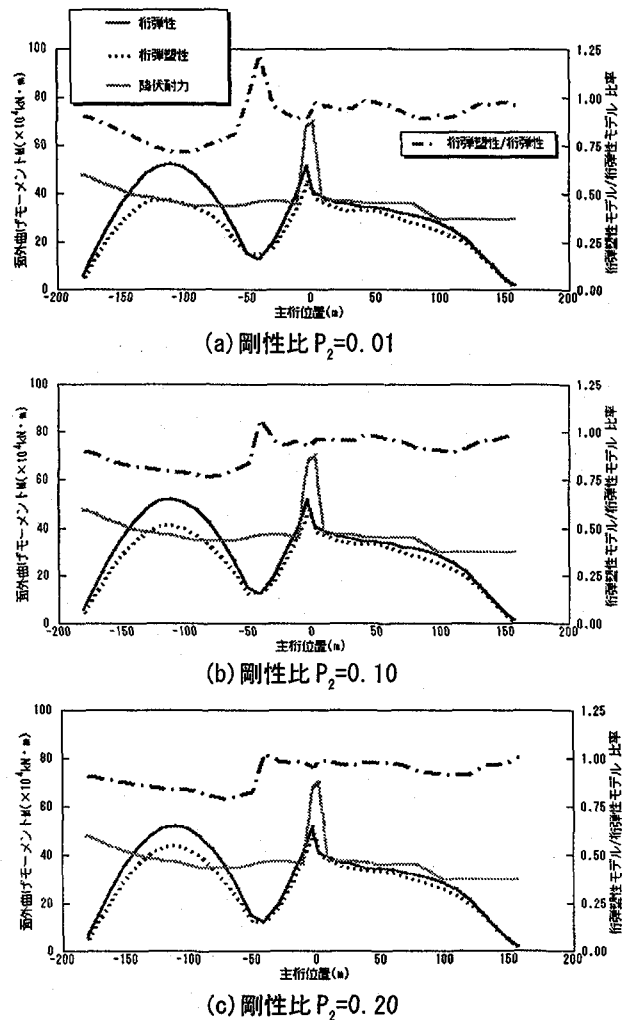


図-7 主桁応答モーメント比較

ど大きな塑性率を示していることがわかる。また、最大応答塑性率を調べると剛性比0.01, 0.10, 0.20に対してそれぞれ2.95, 2.29, 2.00であり、主桁の復元力特性をほぼ完全弾塑性とした場合でも塑性率は3程度であり、主桁には致命的な損傷は生じていないと考えられる。

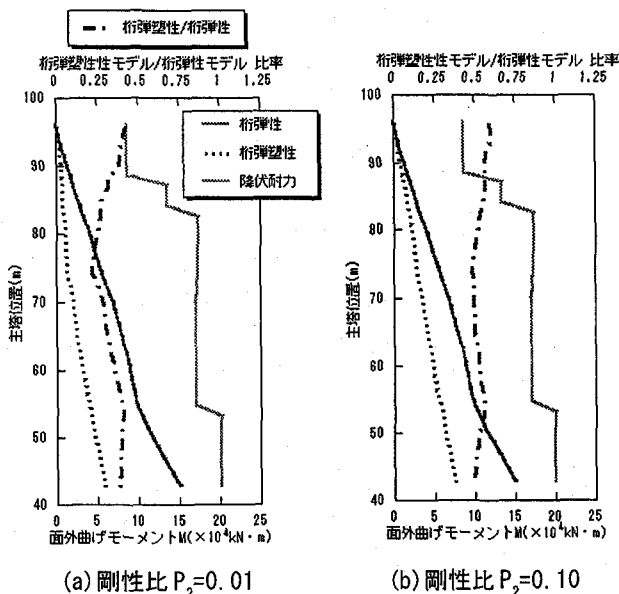


図-8 主塔応答モーメント

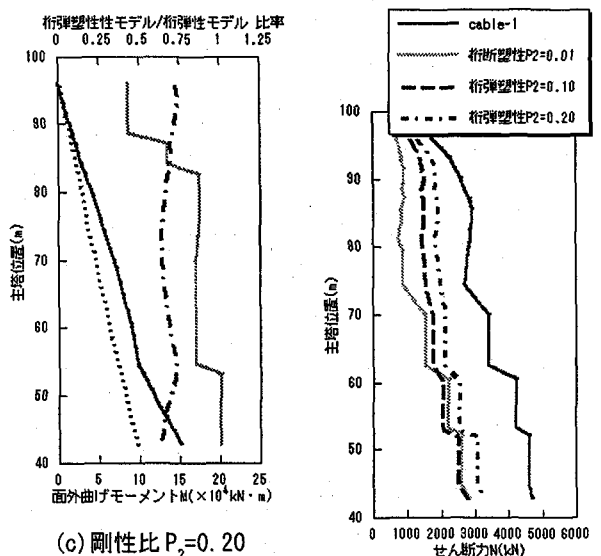
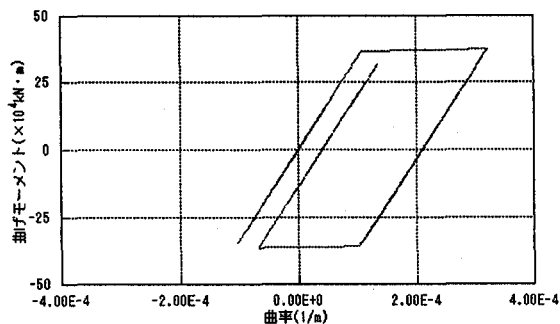
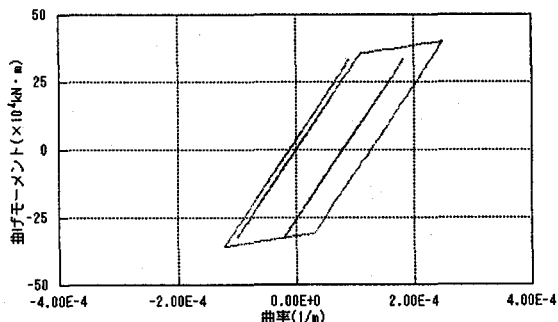


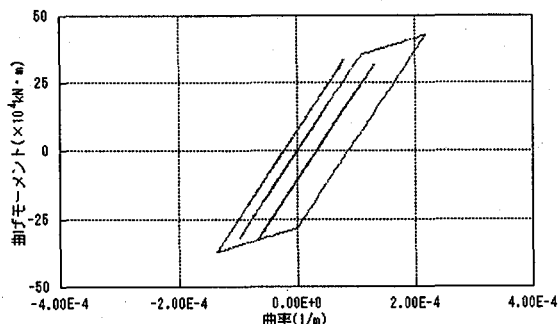
図-9 主塔せん断力分布



(a) 剛性比 $P_2=0.01$



(b) 剛性比 $P_2=0.10$



(c) 剛性比 $P_2=0.20$

図-10 主桁履歴曲線

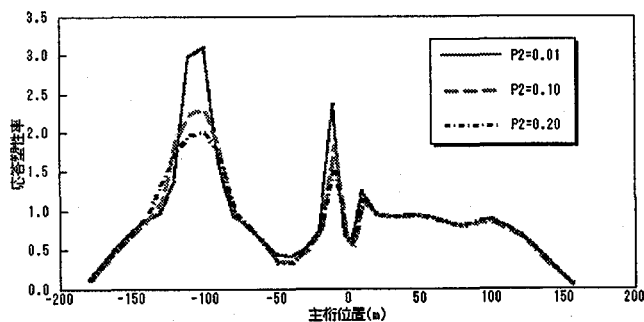


図-11 主桁応答塑性率

5.3 3 支承部の軸力応答(橋軸直角加震時)

剛性比 0.10 のケースについて、3 支承部における桁支承(ELM. 1650, ELM. 1750)の軸力応答を図-12 に示す。桁弾性モデル、桁弾塑性モデルの結果を比較すると、弾塑性モデルの軸力応答は弾性モデルの応答より小さくなっている。これは、主桁が降伏して弾塑性域に入ったため、面外振動により桁支承に作用する力が減少したためと考えられる。圧縮側では設計反力を若干上回るものの、引張力については、取付ボルト引張強度以下に収まる結果となった。

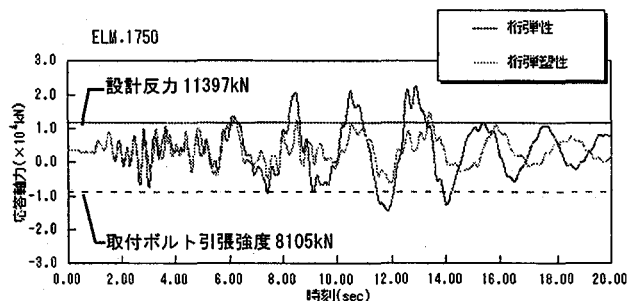
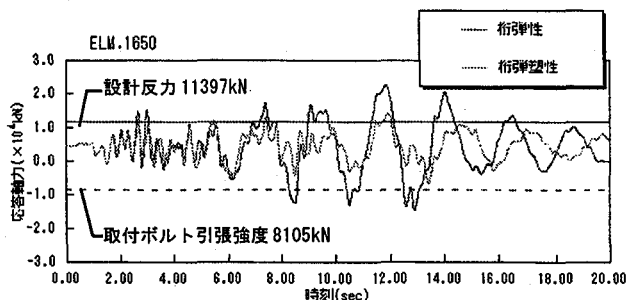


図-12 主塔3 支承部軸力応答

5.4 主桁弾塑性モデルのまとめ

以上の結果より、主桁を弾塑性として解析を行うことにより、主桁、主塔、3 支承部のいずれにおいても応答の低減が見込めることが明らかとなった。ただし、鋼主桁部については2次勾配(剛性比)の取り方に現在のところ明確な根拠があるわけではなく、剛性比の取り方次第で応答が異なるため、履歴モデルの評価が今後の課題と言える。

6. 耐震補強対策の検討

4 章の結果より、橋軸直角方向加震時の桁の塑性化、主塔支承の損傷が問題となることが明らかとなった。これらの改善のために、①ケーブル付加質量の考慮、および②桁支承の免震化による補強対策の効果を検討する。

6.1 ケーブルへの付加質量の影響

通常、斜張橋のモデル化に際しては、橋梁全体重量の数%程度であるケーブル重量は無視して解析が行われている。本橋梁についても4章では一つの弦要素としてモデル化しており、ケーブル質量は考慮していない。しかし、より現実に近い状態をモデル化するという意味でもケーブル質量を考慮することが必要である。ここではケーブルを要素分割し、節点において集中質量を考慮する。これにより、ケーブル振動が考慮できるので、振動によるエネルギー逸散効果が期待できると思われる。

解析ケースとしては、実際のケーブル質量分を考えたモデル(cable-1のように表記)を基準とし、ケーブルに付加質量を考慮して質量1.5倍、2.0倍、2.5倍、3.0倍(それぞれcable-1.5, cable-2, cable-2.5, cable-3とする)とした全5ケースについても解析を行い、付加質量による耐震減振効果を検討した。減衰はレイリー減衰を用い、各ケースについて cable-1(18, 61次)、cable-1.5

(1, 28 次)、cable-2 (26, 36 次)、cable-2.5 (31, 40 次)、cable-3 (34, 47 次) のモードを用いて減衰を設定した。

(1) 固有値解析

ケーブルの振動モードが現れるため、4 章の解析モデルと単純に比較できないが、全体系での対応を調べるためケーブル質量を考慮しない場合(これを cable-0 とする)と比較を行った。表-6 は各ケースについてモード次数ごとの固有振動数を求めた結果であるが、ケーブルの質量が大きくなるにつれて、構造全体として長周期化していることがわかる。

表-6 固有振動数の比較

モード次数	固有振動数(Hz)					
	cable-0	cable-1	cable-1.5	cable-2	cable-2.5	cable-3
1	0.438	0.431	0.407	0.369	0.338	0.314
2	0.557	0.449	0.427	0.420	0.382	0.348
3	0.614	0.587	0.493	0.427	0.387	0.354
4	0.733	0.603	0.498	0.432	0.401	0.367
5	0.794	0.611	0.519	0.449	0.404	0.369
6	1.029	0.635	0.520	0.452	0.404	0.372
7	1.079	0.641	0.529	0.459	0.415	0.379
8	1.151	0.647	0.534	0.463	0.417	0.383
9	1.239	0.653	0.542	0.470	0.421	0.388
10	1.268	0.664	0.546	0.474	0.425	0.390

(2) 非線形地震応答解析

(a) 応答変位・加速度

表-7 は加震方向に対して、ケーブル質量を考慮することによる変位・加速度の応答の増減率を、着目節点に

表-7 最大応答変位・加速度の増減率比較

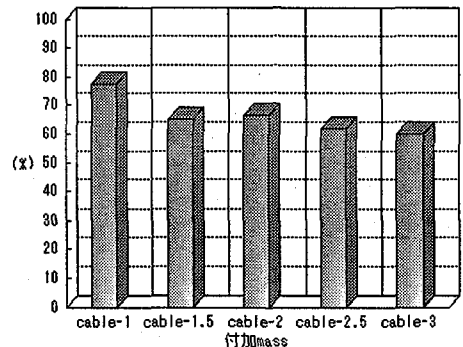
(a) 最大応答変位

加震方向		着目節点	ケーブル質量ケース				
			cable-1	cable-1.5	cable-2	cable-2.5	cable-3
橋軸方向 加震	主桁	1	0.998	0.995	0.990	0.983	0.974
		4	0.998	0.995	0.990	0.983	0.975
		14	0.998	0.995	0.990	0.983	0.974
		20	0.998	0.994	0.989	0.982	0.972
		23	0.994	0.991	0.985	0.978	0.968
		28	0.995	0.986	0.981	0.973	0.964
		33	0.998	0.995	0.989	0.982	0.973
		38	0.998	0.995	0.989	0.982	0.973
	主塔	51	0.985	0.982	0.975	0.964	0.955
		63	0.985	0.986	0.980	0.977	0.973
橋軸直角 加震	主桁	1	0.990	0.996	0.997	0.999	0.994
		4	0.996	1.000	0.999	1.001	0.998
		14	0.995	0.984	0.988	0.990	0.987
		20	1.108	0.906	0.911	0.914	0.905
		23	1.053	0.918	0.920	0.915	0.902
		28	1.043	0.961	0.965	0.944	0.915
		33	1.030	1.056	1.042	1.044	1.046
		38	0.984	0.979	0.978	0.973	0.966
	主塔	51	0.961	0.887	0.663	0.619	0.537
		63	0.942	0.836	0.621	0.564	0.509

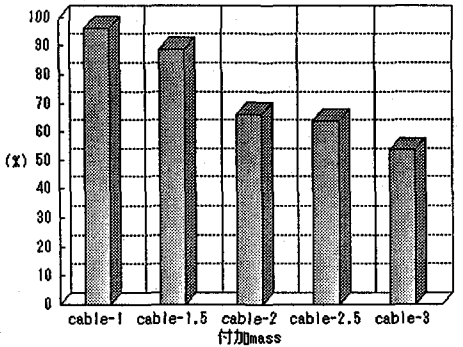
(b) 最大応答加速度

加震方向		着目節点	ケーブル質量ケース				
			cable-1	cable-1.5	cable-2	cable-2.5	cable-3
橋軸方向 加震	主桁	1	1.343	1.538	1.401	1.360	1.384
		4	0.841	1.038	0.924	0.918	0.977
		14	1.007	1.038	0.990	0.947	0.969
		20	0.997	1.010	0.950	0.929	0.895
		23	0.966	1.005	0.983	0.950	0.931
	主塔	28	1.005	1.071	1.061	1.023	1.010
		33	1.049	1.008	0.921	1.028	1.035
		38	1.228	1.610	0.910	0.988	1.087
		51	1.128	1.087	1.145	1.116	1.111
		63	0.947	0.970	0.951	0.965	0.985
橋軸直角 加震	主桁	1	0.932	0.899	0.916	0.908	0.896
		4	0.967	0.966	0.978	1.007	0.974
		14	0.998	0.975	0.983	0.981	0.975
		20	0.974	0.950	0.963	0.959	0.969
		23	0.966	0.840	0.856	0.845	0.826
	主塔	28	0.997	0.929	0.950	0.943	0.921
		33	0.987	0.832	0.865	0.854	0.831
		38	0.956	0.901	0.916	0.906	0.894
		51	0.775	0.851	0.863	0.836	0.800
		63	0.885	0.729	0.784	0.781	0.756

ついてまとめたものである。増減率は(ケーブル質量を考慮した応答値)/(ケーブル質量を考慮しない場合の応答値)で表している。ケーブル質量を考慮した場合、橋軸加震時には応答低減効果がほとんどないか、あるいは桁端の加速度のように不利に働く箇所もある。桁端において大きな加速度が発生しているのは桁端に設けられた移動制限装置によるものである。ケーブル質量が増加するにつれて、応答倍率が大きくなる傾向があるのは、ケーブル質量を付加することで桁端の相対変位が増加することにより、桁端での衝突現象が顕著になったためと考えられる。これに対し、橋軸直角加震時には変位、加速度ともに応答の低減がほとんどないか、若干の応答低減が見られる。特に、主塔においてはこの傾向が顕著である。そこで、橋軸直角加震時の主塔頂部の応答について抜き出すと、図-13 のようになる。これより、ケーブル質量が大きくなるにつれ応答が低減していることがわかる。ただし、ケーブル質量を2倍以上にしても応答値はそれほど落ちていない。ケーブル質量2倍のとき、主塔頂部の応答値は質量を考慮しない場合と比較して変位、加速度ともに約65%に応答が小さくなっている。これより、変位・加速度についてはケーブル質量と等しい付加質量を付け加えればある程度の応答低減効果があると言える。



(a) 応答変位



(b) 応答加速度

図-13 付加質量による応答低減率(主塔頂部)

(b) 応答断面力

橋軸方向加震時には応答が大きくなる部分もあったが、低減効果と比較すると増分はわずかであったため、応答に影響が見られた主桁、主塔、P2 橋脚について結果を示す。図-14 は各付加質量ケースによる主塔の応答

モーメントを示したものである。主塔については、ケーブル質量が大きくなるにつれて応答に大きな低減が見られ、cable-3に至っては応答が50%程度まで小さくなる。低減効果は、ケーブル振動により振動エネルギーが吸収されること、構造全体の応答モードが変化し、長周期化することによると考えられる。主塔と同様に、P2橋脚、主桁についての結果を図-15、図-16に示す。P2橋脚、主桁については、ケーブル質量2倍以降でほとんど変化がない。ケーブルの付加質量として質量2倍程度を考えるなら、主塔の応答モーメントは55%程度となる。これらの結果から、付加質量は2倍程度を考慮すればよく、主塔の応答モーメント低減対策として有効であることがわかる。

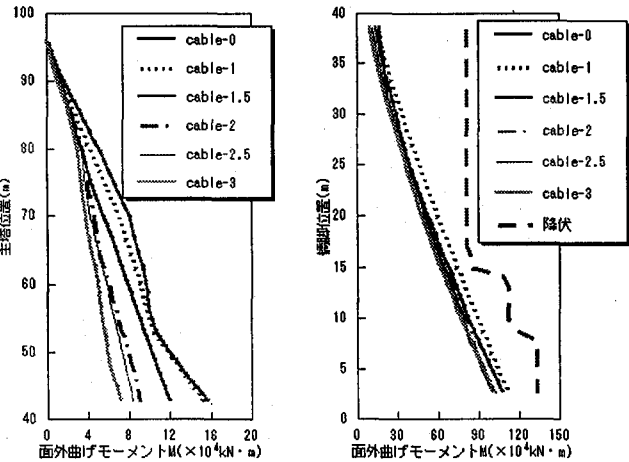


図-14 主塔応答モーメント 図-15 P2 応答モーメント

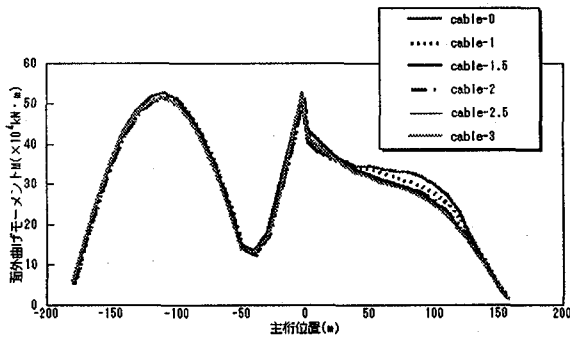


図-16 主桁応答モーメント

(c) 3 支承部の軸力応答

図-17はcable-1のケースについての軸力応答結果である。塔支承(ELM. 650)ではケーブル質量を考慮した分だけ軸力が増加している。桁支承(ELM. 1650, ELM. 1750)については圧縮力、引張力ともに若干減少することがわかる。特に引張力に関しては応答低減が顕著であり、最大30%程度の低減効果が見込める。各付加質量ケースについて最大軸力を調べた結果を表-8にまとめる。また、縦軸に(ケーブル質量を考慮した場合の軸力応答値)/(設計反力 or 取付ボルトの引張強度)をとったグラフを図-18に示す。ケーブル質量を大きくするにつれ応答値は減少する。cable-2以降は応答値はさほど下らない

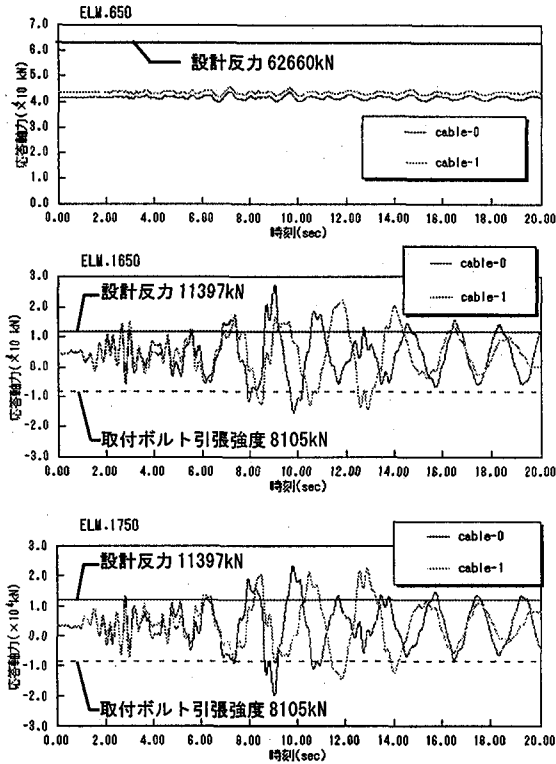
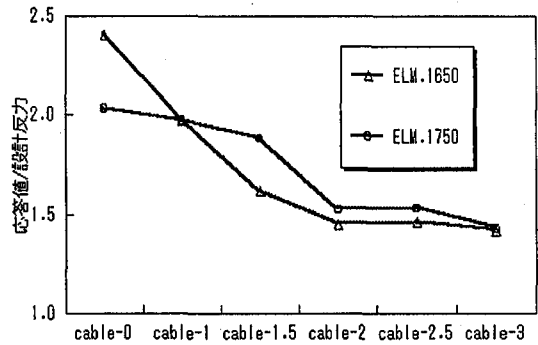


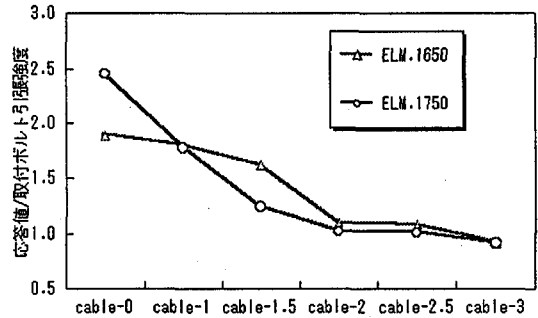
図-17 主塔3支承部軸力応答

表-8 軸力応答結果比較

	ELMNo	付加massケース					
		cable-0	cable-1	cable-1.5	cable-2	cable-2.5	cable-3
最大圧縮力(kN)	650	43792	45570	46060	47027	47942	48826
	1650	27381	22471	18463	16533	16632	16159
	1750	23138	22462	21462	17399	17460	16297
最大引張力(kN)	650	-	-	-	-	-	-
	1650	15308	14504	13103	8868	8757	7450
	1750	19894	14406	10084	8258	8185	7417



(a) 最大圧縮力



(b) 最大引張力

図-18 付加質量による軸力応答比較

が、cable-2において圧縮力で最大60%、引張力で40%程度まで応答が減少している。引張力はボルトの引張強度内に収まり、圧縮力についても終局反力(≒21560kN)まで考えると照査を満たす結果となった。支承部の応答についても、ケーブルへ付加質量を考慮することは有効な対策であることがわかる。

(d) ケーブル付加質量のまとめ

上記結果より、以下のことが言える。

- ①より現状に近い耐震性評価を行うためにはケーブル質量を考慮したモデル化が必要である。
- ②ケーブル質量と等しい付加質量を追加することで、主塔の応答、主塔部3支承の支承軸力に低減効果が期待できる。
- ③橋軸方向加震時には応答が大きくなる部分があるが、応答低減効果と比較して増分は小さい。

6.2 免震化による桁支承軸力低減の検討

免震支承の使用が支承の圧縮・引張軸力を低減するという点に関しては、鋼製橋脚上の鋼床版箱桁橋に関して、既に報告がなされている⁴⁾。これらを踏まえて、構造形式が異なる斜張橋の場合にも同様に、桁支承反力の低減に繋がるのではないかと考え、支承の免震化の検討を行った。ただし、斜張橋はプレートガーダーに比べて構造が複雑であることと、塔支承の受け持つ反力が非常に大きいことを考慮に入れて6つの免震化案を作成して解析を行い、その結果を比較検討した。また、減衰にはレイリー減衰を用い、全てのケースについて4次、11次モードを用いて減衰を設定した。

(1) 支承免震化案

第1の案は、P3橋脚上の支承は常時でも上揚力が働くので鋼製支承のままとし、P1、P2、P4橋脚上の6つの桁支承を免震支承に置き換える案である。塔支承については非常に大きな反力を受け持っているので、施工上の問題等を考慮して鋼製支承のままとした。(「6支承免震化案」と呼ぶ)

第2の案は第一の案で鋼製支承とした塔支承も免震化する案。(「7支承免震化案」と呼ぶ)

第3の案は第一の案の鋼製固定支承(ピボット杓:3方向の回転は自由)を橋軸直角方向に可動とした案。この案は鎌倉の大仏をはじめとする日本建築の伝統的な免震思想を取り入れた案である。(「6支承免震化+スライド案」)

全体系の地震応答解析に先立ち、橋脚の剛性を考慮し

て免震支承の試設計を行った。その結果として解析に使用した剛性を表-9に示す。

免震支承のタイプとしてはHDR(高減衰ゴム支承)を想定した。免震支承はゴムと鋼板の積層構造になっており、同じ支承高であっても層数の増減によって鉛直剛性は容易に変化させることが可能である。したがって、上記3案それぞれにおいて、免震支承の鉛直剛性は大小の2ケースについて解析を行った。鉛直剛性小のケースでは表-9に示す鉛直剛性の値を1/16にした。

6つの免震化案は次の通りである。

- ケース1 ; 6支承免震化案、免震支承鉛直剛性小
- ケース2 ; 6支承免震化案、免震支承鉛直剛性大
- ケース3 ; 7支承免震化案、免震支承鉛直剛性小
- ケース4 ; 7支承免震化案、免震支承鉛直剛性大
- ケース5 ; 6支承免震化+スライド案、免震支承鉛直剛性小
- ケース6 ; 6支承免震化+スライド案、免震支承鉛直剛性小

(2) 復元力特性のモデル化

免震支承の剛性のモデル化に関して図-19、20に示す。回転剛性は線形とした。

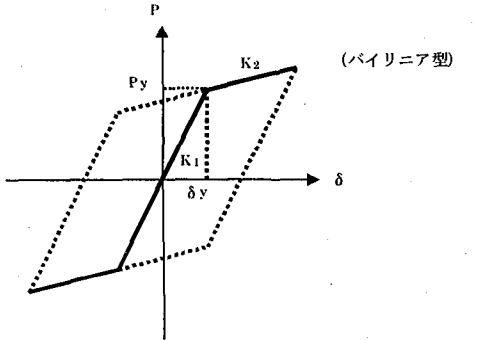


図-19 免震支承の水平剛性

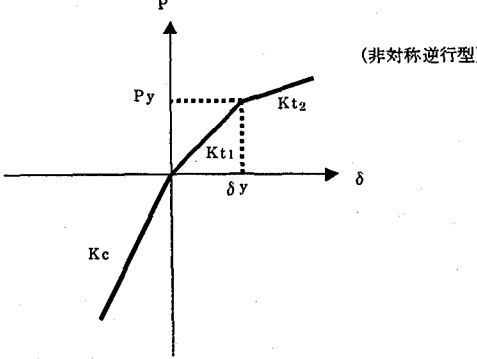


図-20 免震支承の鉛直剛性

表-9 免震支承の剛性

	鉛直圧縮剛性 K_v (kN/m/個)	鉛直引張剛性1次 K_1 (kN/m/個)	鉛直引張剛性2次 K_2 (kN/m/個)	降伏引張力 P_{yt} (kN)	せん断剛性1次 K_1 (kN/m/個)	せん断剛性2次 K_2 (kN/m/個)	降伏せん断力 P_{ys} (kN)	回転剛性橋軸方向 $K_{\theta 1}$ (kN/m/個)	回転剛性橋直方向 $K_{\theta 2}$ (kN/m/個)	有効面積 A_s (cm ²)
P1桁	1630000	102000	1020	1590	14000	3840	343	42400	42400	79400
P2桁	2630000	164000	1640	13300	44100	14700	1110	143000	143000	331000
P2塔	7880000	493000	4930	39800	132000	44100	3330	428000	428000	994000
P4桁	724000	45200	452	706	7110	1900	167	8360	8360	35300

(3) 解析結果と考察

これら解析結果のうち、問題となっているP2桁支承の軸力の比較を図-21と表-10に示す。

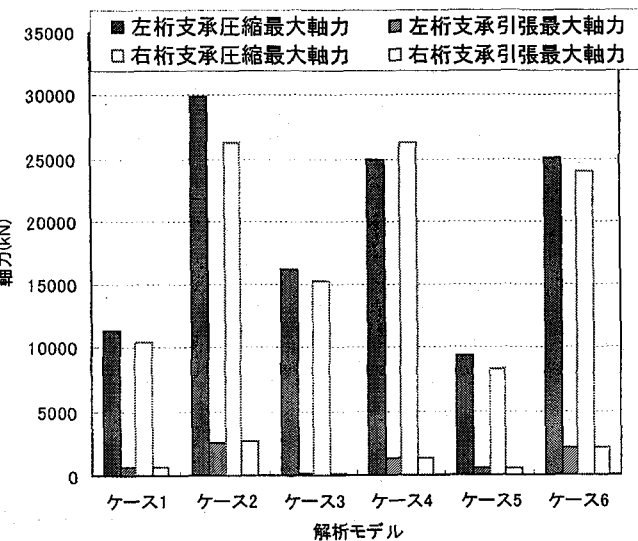


図-21 支承軸力の比較

最も効果が大きいのケース5で、問題となっているP2橋脚上の支承軸力は圧縮側で1/3に、引張側でほぼ零に低減している。塔頂で応答が増加しているものの、14%程度の増加にとどまっている。

各ケースとも、P2橋脚上桁支承の引張軸力は大きく低減しているが、圧縮軸力は増加しているケースもある(ケース2, 4)。鉛直剛性小のケース(ケース1, 3, 5)では、P2上の桁支承圧縮軸力が36～62%に低減しており、免震化案の違いよりも、むしろ、免震支承の鉛直剛性が支承軸力低減に寄与することが明らかになった。桁支承圧縮軸力が低減した場合は塔頂変位が増加し、塔基部曲げモーメントが減少する傾向がある。また、支承の免震化が主塔や橋脚基部の断面力に与える影響を見ている

と、曲げモーメント、せん断力、軸圧縮力とも低減するかまたはほぼ同程度の値となっており、断面力が増加して問題となるような箇所はない。したがって、支承の免震化は斜張橋の補強の有力な1手法であると言える。

どの免震化案を採用するかに関しては、現場での施工条件を考慮して決定する必要がある。すでに供用中の橋梁の耐震補強では、交通を遮断するのは実際上不可能である。その意味で本橋の耐震補強案としては、補強対象の支承数が少なく、反力の大きい塔支承は補強する必要がない6支承免震化案で、鉛直剛性を小さくしたケース1が最も適している。

このように桁支承の鉛直剛性が小さい方が耐震効果は大きい、あまり小さくし過ぎると、活荷重に対して振動し易くなるので、活荷重たわみや回転量を検討して、慎重に決定する必要がある。

桁支承について免震化が有効であることがわかったので、次に主桁、橋脚の応答について応答断面力を調べたところ、桁支承の免震化は主桁で降伏耐力を超える応答が発生していた問題についても有効であることがわかった。図-22はケース1について主桁の最大応答曲げモーメント分布である。P1、P4橋脚を免震化したことにより、主桁は固定されているP2、P3橋脚を中心に變形する變形モードを示し、免震化した橋端部の応答が低減している。応答性状の変化により、免震モデルの応答は降伏耐力以下に収まっていることがわかる。ただし、応答

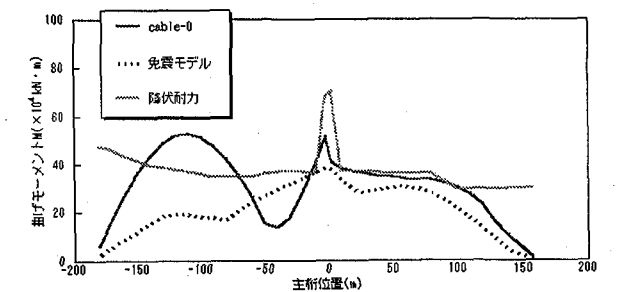


図-22 主桁面外応答曲げモーメント

表-10 主要断面力と変位の比較

		鋼製支承	case1 免震6支承 鉛直剛性小	case2 免震6支承 鉛直剛性大	case3 免震7支承 鉛直剛性小	case4 免震7支承 鉛直剛性大	case5 免震6支承、スライド 鉛直剛性小	case6 免震6支承、スライド 鉛直剛性大
塔頂変位(橋軸直角方向,mm)		1310	1688	1250	1650	1343	1487	1206
桁支承軸力(kN)	P1圧縮	7728	5629	5119	5423	4707	5070	4570
	P1引張	1746	0	0	0	0	0	0
	P2圧縮	26067	11386	29970	16162	26342	9425	25027
	P2引張	180202	716	2589	69	1393	588	2118
	P4圧縮	2942	961	1098	932	1089	883	1049
塔支承軸力(kN)	P4引張	1491	0	0	0	0	0	0
	P2圧縮	42827	41601	41032	41513	41121	49516	46917
塔基部曲げモーメント(橋軸直角方向,kNm)		133081	57646	100424	76181	102287	49820	92608
塔基部せん断力(橋軸直角方向,kN)		5237	2795	3599	2844	3432	1795	3148
橋脚基部曲げモーメント (橋軸直角方向,kNm)	P1	68198	38561	39483	40621	39130	35629	33501
	P2	987565	962165	1025812	722678	716990	709242	717774
	P3	15985	16387	16613	16486	16535	16113	16231
	P4	26959	26165	26204	26116	23998	26322	26302
橋脚基部せん断力 (橋軸直角方向,kN)	P1	7120	4139	4315	4364	4246	3825	3648
	P2	36070	35531	35462	35433	35148	35266	34883
	P3	2305	2324	2383	2373	2373	2285	2265
	P4	3942	3668	3629	3452	3403	3472	3531
橋脚基部軸圧縮力(kN)	P1	48162	27950	27724	28313	27871	26469	26832
	P2	93961	93657	93098	93451	93088	93176	93147
	P3	11092	13445	12475	13073	12896	13063	13014
	P4	21350	16162	16358	14701	14622	14956	15073

が固定橋脚 P2、P3 に集中することから、どの部分に
応答低減効果を期待するかで、免震沓の配置と形状を決定
し、全体系でのバランスを考えることが必要である。

7. 結論

本研究では、平成8年度道路橋示方書以前に設計され
た鋼斜張橋を対象に、兵庫県南部地震相当の地震波が作
用した場合、橋梁にどのような問題点が生じるかを検討
した。解析の結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 全ての鋼製橋脚で降伏耐力を若干超える応答を示し
ている。
- (2) RC 橋脚 (P1-267) の曲げモーメントについては、面内
方向で初期降伏耐力を超え、面外方向ではひび割れ耐
力を超えているが終局耐力には至っていない。
- (3) 主桁の曲線区間において降伏耐力を 30% 程度上回る
応答を示した。主塔は降伏耐力範囲内である。
- (4) 主塔 3 支承部の桁支承において、圧縮側で設計反力
を、引張側で支承取付ボルトの引張強度を大きく超え
る支承軸力が生じている。

また、主桁に非線形復元力特性を考慮した地震応答解
析を行ったところ、次のことが明らかとなった。

- (5) 主桁弾塑性モデルによる解析を行うことで、主桁だ
けでなく、主塔でも応答が減少した。主塔 3 支承部の
応答についても桁支承引張側で支承取付ボルトの引張
強度内に収まる結果となった。

上記の問題点を踏まえ、耐震補強対策として、ケーブ
ルへの付加質量、支承の免震支承化について検討を行っ
た。結果は以下に示す通りである。

- (6) ケーブルに付加質量を考慮した場合、主塔部、支承
部について応答低減効果が期待できる。ケーブル質量
を2倍(ケーブルの質量と等分の付加質量)程度考慮す
るなら、主塔基部の応答値は55%程度まで低減し、主
塔 3 支承部の桁支承では支承軸力が圧縮側で最大 60
%、引張側で最大 40% 程度となった。
- (7) 支承を免震化することで、支承の圧縮・引張軸力を
低減することができるが、免震支承の鉛直剛性が支
承軸力に関係することが明らかになった。本斜張橋に
おいては、6 支承を免震化し、免震支承の鉛直剛性を
小さくするのが最も効果のある方法である。ただし桁
支承の鉛直剛性の決定は活荷重たわみや回転量を検討
し、慎重に行うことが必要である。
- (8) 本補強対策は、解析のみに基づいて行った検討であ
り、実施工にあたっての施工性・経済性等については
特に検討を行ってはいない。従って、実施工の際は施
工性・経済性及び供用交通に与える影響等を慎重に検
討して補強対策を決定する必要がある。

なお、本論文における結論は、本研究で対象とした鋼

斜張橋における結果であることをお断りしておく。

謝辞: 本解析の実施に際して、ケーブル質量についての
アイデアに関して三菱重工工事(株)中谷真二氏、三
菱重工業(株)の森下邦宏氏に多大なるご協力をいた
だきました。心より謝意を表わします。

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
，1996. 12
- 2) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料
，1997. 3
- 3) 大塚久哲編: 中径間橋梁の動的耐震設計，pp215-258，
2000. 5，九州大学出版会
- 4) 山平喜一郎，他: 橋梁全体系の非線形地震応答解析
と免震支承の機能評価，土木学会第 52 回年次学術
講演会概要集，pp244-255，1997. 9
- 5) 山平喜一郎，西村宣男: 3 次元非線形地震応答解析に
よる都市高架橋の支承の損傷要因分析，土木学会第
53 回年次学術講演会概要集，pp294-295，1997. 9

(2000 年 9 月 14 日受付)