第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

４主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震戦略の検討

安積　恭子[1]・篠原　聖二[1]・杉山　裕樹[1]・吉澤　努[2]・平山　博[2]・吉岡　勉[3]

[1]正会員　阪神高速道路（株）建設事業本部神戸建設部（〒650-0023 兵庫県神戸市栄町通1-2-10）
[2]正会員　大日本コンサルタント（株）インフラ技術研究所（〒102-0075 東京都千代田区三番町6-3）
[3]正会員　大日本コンサルタント（株）構造耐震技術センター
（〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心11-2）

1. はじめに

橋梁の耐震設計および耐震補強においては，道路橋示方書[1)]の設計地震動（主にレベル2地震動）に対して，橋梁の応答を確認したうえで，耐震デバイスの設置や板厚の増加によって制限値内に収めるのが一般的である．また，長大橋の耐震補強においては，主塔の一部分を補強したり，落橋防止構造を設置したり，ダンパーを設置することで橋梁の応答を低減させる等の対策を行う事例[2,3)]もある．しかし，橋梁の供用中に実際にどのような大きさの地震が生じるかということは不明瞭であり，設計地震動を上回るような地震動が橋に作用する場合も考えられる．

対象橋梁は，4本主塔を有する支間長653mの連続斜張橋とする．これほど大きい支間長を有する斜張橋で，世界にも類をみない径間数である橋梁設計において，同等の規模となる連続斜張橋は国内に事例が無く，地震時の挙動を類推することが困難である．また，従来の斜張橋では本橋の側主塔と同様に中間橋脚や端橋脚によってケーブルを介して主塔の変形が拘束されるが，本橋の中央主塔ではその効果が小さくなり，中央径間中央の主桁の鉛直変位が大きくなる．この剛性対策として，主塔の形状については，橋軸方向にAの形となる橋軸A型主塔を想定しているが，同様の主塔形状の事例も少ないため，地震時の挙動も把握困難である．

したがって，本論文では橋軸A型主塔を有する連続斜張橋を対象に，橋の構造特性（固有振動特性，減衰特性，振動モード）および橋の崩壊機構（クリティカルとなる損傷箇所）を把握し，その応答特性を基に本橋のあるべき姿である高い耐震性を有する橋梁構造を実現するための耐震戦略を検討するものである．

耐震設計における耐震戦略の位置づけを**図-1**に示す．本稿では，点線で囲んでいる構造特性の把握と，それを踏まえた耐震戦略の検討を行うものである．本稿では，連続斜張橋の構造特性および振動特性を踏まえたうえで，本橋のあるべき姿である耐震戦略を検討し，主な対策案を提案する．今後様々な検討をどの時点の検討においても，解析結果と耐震戦略のあるべき姿とを比較し，ギャップ（課題）がある

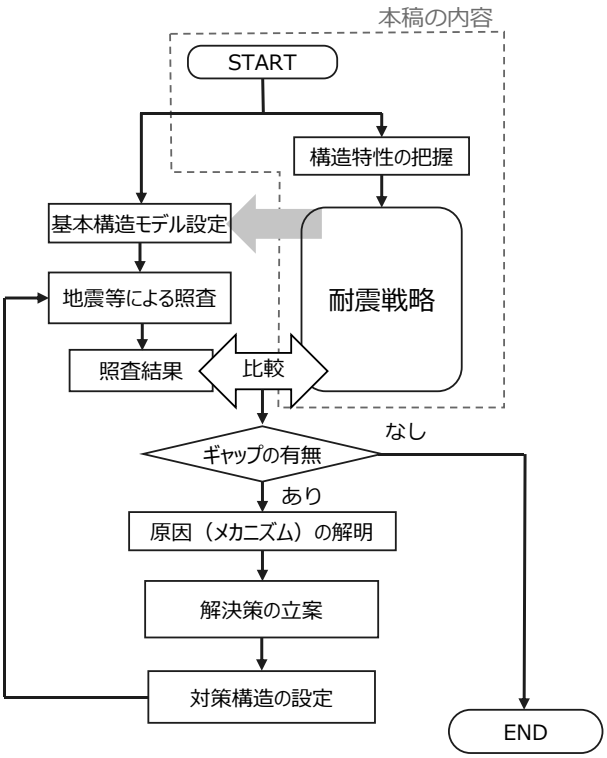


図-1　耐震設計における耐震戦略の位置づけ

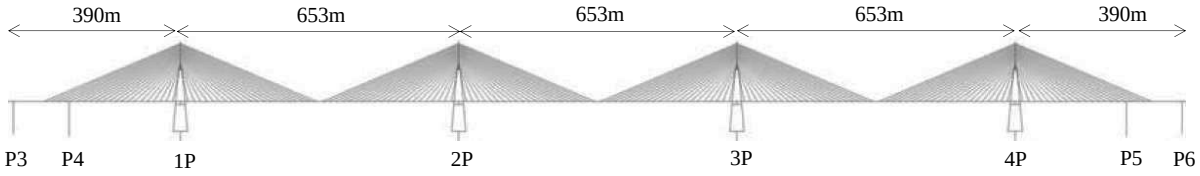


図-2　検討対象の 4 主塔連続斜張橋

表-1　支承条件のケース（橋軸・橋軸直角ともに同じ支承条件）

ケース名	ゴム総厚	P3	P4	1P	2P	3P	4P	P5	P6	橋梁の橋軸方向卓越周期 T
全可動	―	可動	可動	可動	可動	可動	可動	可動	可動	8.72s
全免震（ゴム厚大）	912mm	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	3.46s
全免震（ゴム厚中）	608mm	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	3.43s
全免震（ゴム厚小）	342mm	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	免震	3.26s
全固定	―	固定	固定	固定	固定	固定	固定	固定	固定	1.87s

場合は，その要因となるメカニズムを把握し，解決策を講じていくことが望ましいと考える．

上記を踏まえた耐震検討を行うことで，設計地震動に対応するだけの耐震対策にはとどまらず，耐震戦略に応じた解決策を講じることで，あるべき姿の目標像として危機耐性[4]の観点も踏まえて高い耐震性を有する橋梁構造を設定することができると考えている．

2. 連続斜張橋の構造特性

(1) 橋の基本的な構造特性

本論文の対象橋梁は**図-2** に示すように 4 主塔の連続斜張橋であり，橋長が 2739 m に及ぶ大規模な鋼構造物であることから，温度変化による主桁の伸縮量に対応するため，支承条件を可動または弾性固定とする必要があり，構造特性は変形しやすく固有周期が長周期となる傾向を有する．

径間数の少ない通常の斜張橋が端橋脚及び中間橋脚の効果により吊り径間の活荷重たわみが抑制されるのに対し，多径間連続斜張橋では特に中央の径間の活荷重たわみが大きくなる傾向である．本橋では，主桁を上下線分離の 2 主桁とし，主塔を橋軸方向の剛性が高い橋軸 A 型の鋼製主塔を採用することで，橋軸方向に対してはラーメン構造となり，活荷重たわみの低減を図る構造を採用している [5]．主桁と主塔の構造を**図-3** に示す．主塔の部材位置を示す際に，**図-3** のとおり 1 本部分をケーブル定着部，ケーブル定着部下端から主桁までを主塔 2 本柱部，主桁より下を主塔 4 本柱部と呼称する．また，中間橋

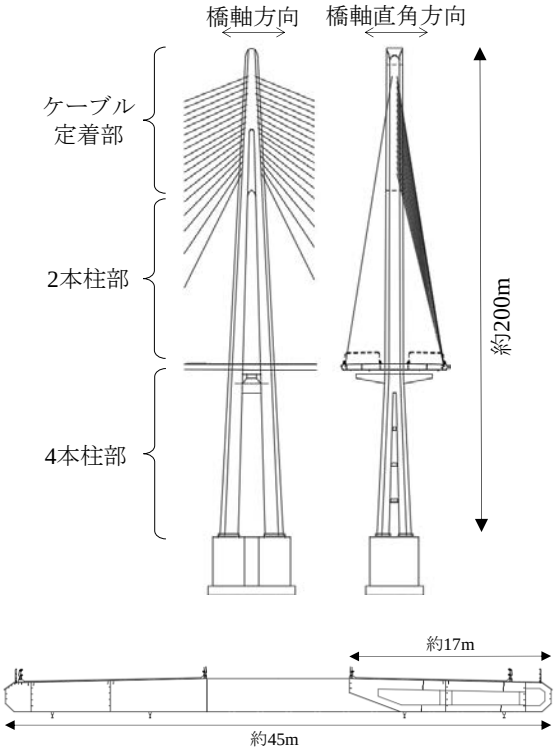


図-3　主塔と主桁の構造

脚（P4・P5）および端橋脚（P3・P6）は鋼製ラーメン橋脚である．

(2) 支承条件の最適化

本対象橋梁のような長周期構造物は，固有周期が長くなるため，地震時の応答加速度が小さくなることで断面や板厚の合理化が図れる．一方，固有周期が長すぎる場合は，地震時の応答変位が大きくなるため，桁衝突や制振デバイスの損傷といった地震被

害が生じるリスクが大きくなる．

本対象橋梁において，主桁と主塔・橋脚の間の支承条件を可動～弾性固定～固定の間で変化させ，地震時の橋の応答（主塔曲げ・支承変位・主桁たわみ）において最も妥当な支承条件を検討した．**表-1** に示す 5 ケースにおいて，道路橋示方書のレベル 2 地震動を作用させた検討を行う．地震動は橋軸方向と橋軸直角方向それぞれに 1 方向加振として，レベル 2 地震動はタイプ 1 の 3 波平均とタイプ 2 の 3 波平均による応答結果を比較して，より大きい値をグラフにプロットする．解析モデルを**図-4**，解析条件を**表-2** に示しているとおり，主部材は線形要素とするが，支承は支承条件の違いにおける差を把握するために非線形バネとしている．また，全支点免震の 3 案は，機能分離型支承（鉛直方向支持：すべり支承，水平方向支持：高減衰ゴムダンパー）を想定してゴムダンパーの層厚を変化させることでゴムダンパーの柔らかさが与える影響を確認するために設定した．すべり支承は水平方向の拘束は行わず，ゴムダンパーは非線形バイリニア要素として設定した．

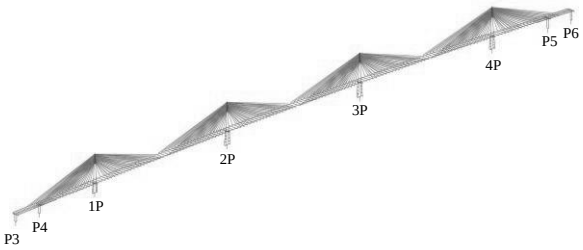


図-4　解析モデル

表-2　解析条件

部材区分	種類	要素特性	使用材料	減衰定数
主桁	鋼床版 1 箱桁（上下線分離）	線形梁要素	SM490Y	0.02
主塔	鋼製主塔 橋軸A型	線形梁要素	SM400/SM490Y /SM570	0.02
ケーブル	ストランド ケーブル	線形梁要素	σ_u=1,570N/mm^2	0.01
橋脚	鋼製 ラーメン橋脚	線形梁要素	SM490Y/SM570	0.03
基礎	鋼管矢板基礎	線形ばね要素	SKY490	0.20
支承	免震支承	非線形ばね要素	－	－
	可動支承	線形ばね要素	－	－
	固定支承	線形ばね要素	－	－

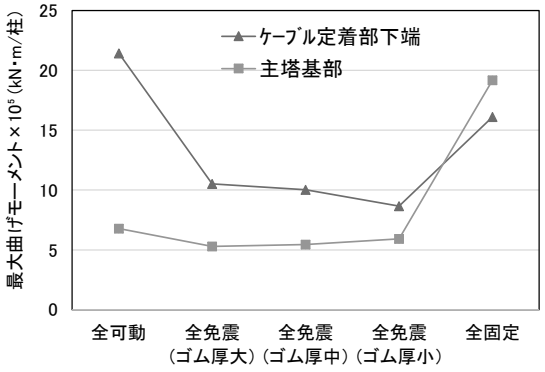


図-5　支承条件に応じた主塔曲げモーメント（2P 主塔面内曲げモーメント）

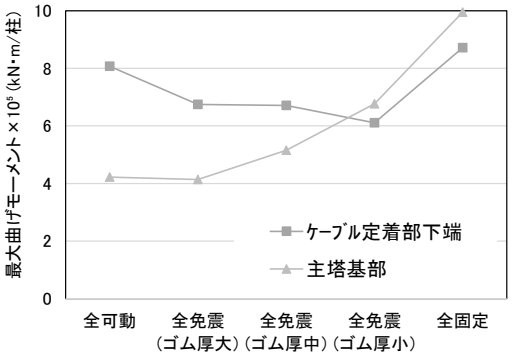


図-6　支承条件に応じた主塔曲げモーメント（2P 主塔面外曲げモーメント）

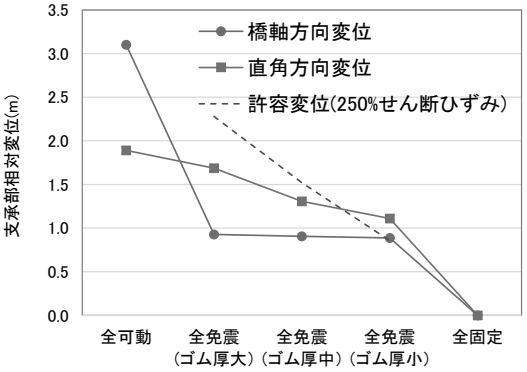


図-7　支承条件に応じた支承部相対変位（2P 主塔部支承変位）

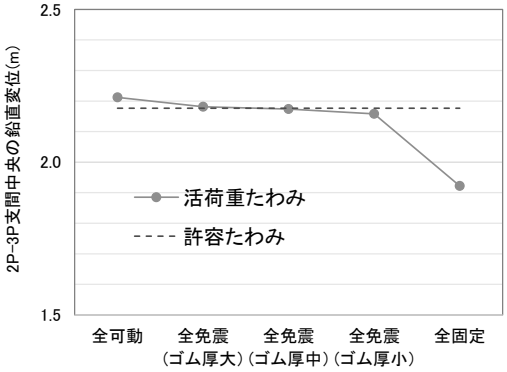


図-8　支承条件に応じた活荷重たわみ

また，減衰マトリクスは要素別レイリー減衰を用いた．

解析結果として，横軸に支承条件をとり，縦軸にそれぞれの応答値を示す．主塔面内曲げモーメントの傾向を確認すると，**図-5** のように全可動の場合，主桁が水平方向へ大きく移動することで，ケーブルを介して主塔上部に作用する曲げが大きく，設計困難なレベルとなる．また，全固定は，主塔上部・下部ともに曲げが著しく大きくなる．主塔面外曲げについては，**図-6** のように，全固定が著しく大きい応答となった．これは支承が固定となることにより，主桁に生じる水平力のほとんどが主塔と橋脚に作用するためと考えられる．その他の解析結果としては，全免震 3 案は概ね同様の傾向にはなるが，これらの 3 案で比較をすると**図-7** のように支承変位においては直角方向変位において全免震（ゴム厚小）が許容変位を超過する結果となり，**図-8** のように活荷重たわみにおいては優位な差はほとんどない結果であった．したがって，本橋の支承条件としては，柔らかすぎず硬すぎない最適解を与える弾性支持が望ましいと考えられる．

（3）振動特性及び減衰特性

端橋脚の支点部を橋軸方向可動，橋軸直角方向固定とし，その他支点部を弾性支持構造とした場合の橋の固有振動特性を**表-3** に示す．**表-3** の太字は，方向別有効質量比の大きさが上位 2 位のものを示している．この際の弾性支持構造については，ゴム層厚は(2)の検討をふまえて柔らかすぎず硬すぎない値として約 500mm と設定している．

表-3　振動特性

次数	固有周期 T(sec)	固有振動数 f(Hz)	有効質量比 橋軸	有効質量比 直角	有効質量比 鉛直	モード減衰定数	モード形状
1	8.22	0.12	0.0%	0.0%	0.0%	1.25%	
2	6.06	0.17	0.0%	0.1%	0.0%	0.79%	
3	5.83	0.17	0.1%	0.0%	0.0%	1.07%	
4	5.77	0.17	0.0%	**4.4%**	0.0%	0.95%	主桁面外たわみ
5	5.64	0.18	0.0%	**21.3%**	0.0%	1.12%	1P2P主塔直角
6	4.12	0.24	0.0%	0.3%	0.0%	1.38%	3P4P主塔直角
7	4.10	0.24	**4.3%**	0.0%	0.0%	0.89%	主桁逆対称たわみ
8	4.03	0.25	0.1%	0.0%	**2.5%**	1.05%	主桁対称たわみ
9	3.95	0.25	0.0%	2.1%	0.0%	1.45%	
10	3.84	0.26	0.0%	0.1%	0.0%	1.21%	
11	3.74	0.27	0.0%	0.0%	0.0%	0.88%	
12	3.47	0.29	**34.9%**	0.0%	0.0%	1.87%	主桁遊動円木
13	2.85	0.35	0.0%	0.0%	**6.1%**	0.94%	主桁対称たわみ
14	2.66	0.38	0.1%	0.0%	0.0%	0.95%	
15	2.52	0.40	0.0%	0.1%	0.0%	0.68%	
16	2.46	0.41	0.0%	0.1%	0.2%	0.98%	
17	2.44	0.41	0.0%	5.3%	0.0%	1.24%	
18	2.35	0.43	0.1%	0.0%	0.0%	0.97%	
19	2.34	0.43	0.0%	0.3%	0.0%	1.36%	
20	2.21	0.45	0.0%	0.0%	0.0%	0.93%	

a）橋軸方向

図-9 で示すように，12 次の振動モードに主桁の橋軸方向変位が生じる遊動円木モード（SWAY 挙動）がみられる．主桁の橋軸方向の変位に応じてケーブル張力が変動し，主塔の曲げと主桁の鉛直たわみが誘発されるモードである．

b）橋軸直角方向（主桁卓越モード）

図-10 で示す 5 次の振動モードは 1P，2P 主塔の橋軸直角方向曲げの 1 次モードに 1P～2P 主塔間の主桁の面外たわみが連成しており，有効質量比が大きい．

c）橋軸直角方向（主塔卓越モード）

主塔卓越モードは片持ち梁変形の 1 次モードおよび 2 次モードが生じる．**図-11** で示す 6 次は有効質量比は小さいが 3P，4P 主塔の橋軸直角方向曲げの 1 次モードであり，片持ち梁曲げの 1 次モード形状の変形がみられる．

d）減衰特性

連続斜張橋である本橋は長周期の構造物であり，地震時に卓越する橋軸方向・橋軸直角方向の有効質量比の大きいモードの固有周期は 3～6 秒である．橋軸方向は 12 次，橋軸直角方向は 5 次が特に有効質量比の大きいモードである．主要モードの減衰はいずれも 2%以下であり，減衰を高める対策を行わない場合は，各部材の応答が増幅されやすい傾向と考えられる．高架橋等の一般的な橋梁は，地震時の卓越モードにおいては基礎ばね（減衰定数 20%）の減衰の影響が大きくなるが，今回の橋梁では支間長が大きいことから，基礎ばねの減衰の橋梁全体への寄与度が小さく，減衰定数が 2%以下となると考えられる．

（4）構造特性のまとめ

上記までの内容を踏まえて，今回対象とする連続斜張橋の構造特性を示す．

- 橋軸方向の振動特性：主要なモードの固有周期は 3 秒～6 秒の長周期構造である．遊動円木モード（SWAY 挙動）が生じやすい．
- 橋軸直角方向の振動特性：主要なモードの固有周期は 3 秒～6 秒の長周期構造である．有効質量比が大きいモードは主桁の面外たわみと主塔の 1 次の変形モードが連成するモードである．主塔の変形モードの中には片持ち梁の曲げ変形が卓越するモードも見られる．
- 支持条件の影響：主塔の曲げ変形が大きくなることから，支承条件が全固定および全可動は避けるべきであり，弾性支持が望ましい．
- 減衰特性：主要モードにおける減衰は 2%以下とやや低い傾向にある．

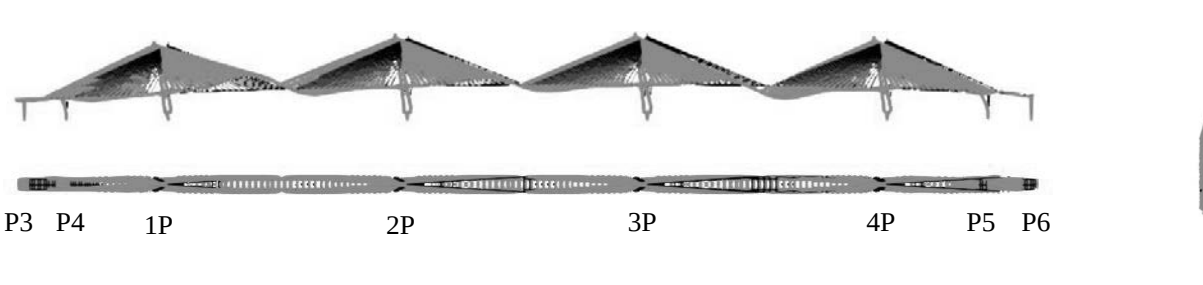


図-9 橋の主要な振動モード（橋軸方向：12 次モード）

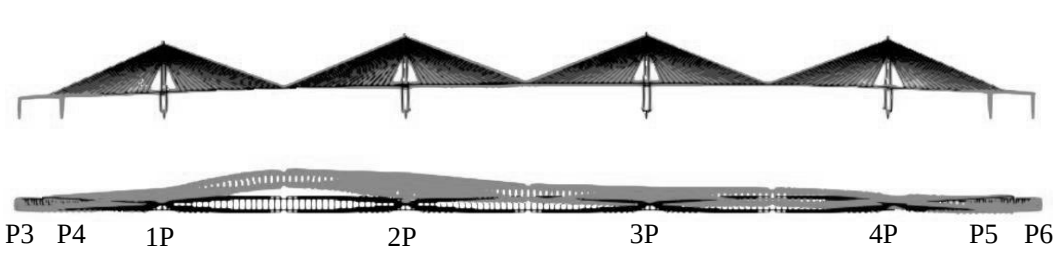


図-10 橋の主要な振動モード（橋軸直角方向：12 次モード）

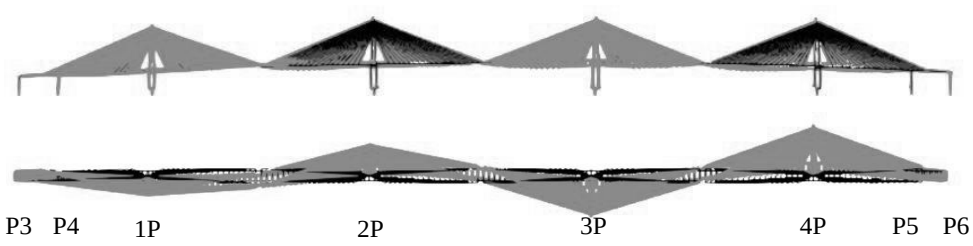


図-11 橋の主要な振動モード（橋軸直角方向：6 次モード）

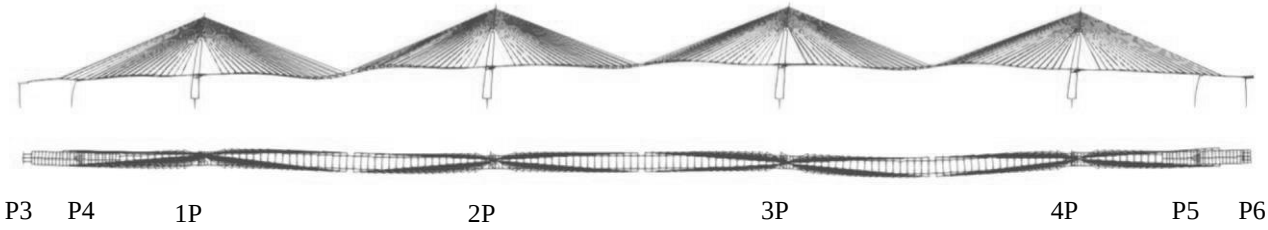


図-12 地震時応答解析の変形図一例（変形倍率：10 倍）

３．連続斜張橋の崩壊機構

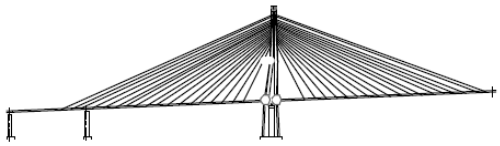
地震時に橋に損傷が生じると考えられる部位をヒンジ化したモデルを設定し，座屈固有値解析を行うことで，斜張橋の構造安定性にとってクリティカルとなる損傷部位を確認する．耐震戦略としては，ここでクリティカルな損傷部位が先行して壊れないような対策が求められることとなる．

（１）解析手法

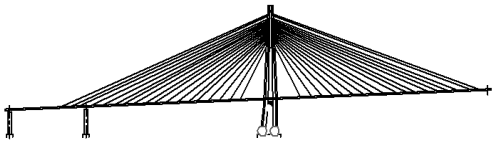
地震時に橋に生じた損傷を取り込んだモデルを設定した弾性座屈固有値解析を行うことで，斜張橋の構造安定性にとってクリティカルとなる損傷部位を確認する．**図-12** に解析モデルにシナリオ地震動を水平 2 方向同時入力した際の変形図の一例を示すが，主塔についてはケーブル定着部，4 本柱部上端，4 本柱部下端の応答が大きくなる傾向，主桁については局所的に主塔位置の応答が大きくなる傾向，橋脚については基部の応答が大きくなる傾向である．対象箇所は，地震時に応答が大きい部位のうち，構造系の不静定次数が負となり，自立を保てなくなると考えられる部位の損傷を想定する．具体的には，部材の曲げ破壊等により部材の曲げ剛性が低下し塑性ヒンジ化することおよび，水平支承が破断することを想定する．座屈固有値解析の初期状態は，完成時の死荷重（ケーブルのプレストレスを含む）が作用する状況の発生断面力を入力する．



(a) ケーブル定着部



(b) 主塔 2 本柱部下端



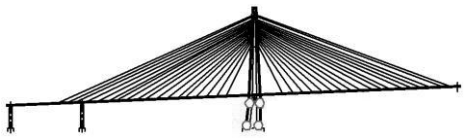
(c) 主塔 4 本柱部下端



(d) 橋脚下端



(e) 主塔位置主桁



(f) 主塔 4 本柱部上下端



(g) 主塔 2 本柱部上下端

	ヒンジ箇所	座屈 固有値	判定
(a)	ケーブル定着部	3.63	安定
(b)	主塔2本柱部下端	7.21	安定
(c)	主塔4本柱部下端	7.29	安定
(d)	橋脚下端	(P3)3.69 (P4)2.24	安定
(e)	主塔位置主桁	7.66	安定
(f)	主塔4本柱部上下端	解析不可	不安定
(g)	主塔2本柱部上下端	0.77	不安定

図-13 各損傷モードに対する座屈固有値（橋軸方向）

（２）評価方法

座屈固有値解析の基礎方程式は，式(1)のとおりとし，固有値問題として本式を満たす固有値 λ と固有ベクトル φi を算出する．座屈固有値 λ が 1 未満となると入力で想定した断面力に至る前に座屈が生じる，すなわち作用荷重に対して構造が不安定な状態に至ると評価する．

$$([K_L]-\lambda\times[K_G])\varphi_i=0 \quad (1)$$

ここで，$[K_L]$：剛性マトリクス，λ：固有値，$[K_G]$：断面力（軸力）による幾何剛性マトリクス，φ_i：固有ベクトル

（３）解析結果

a) 橋軸方向の振動特性

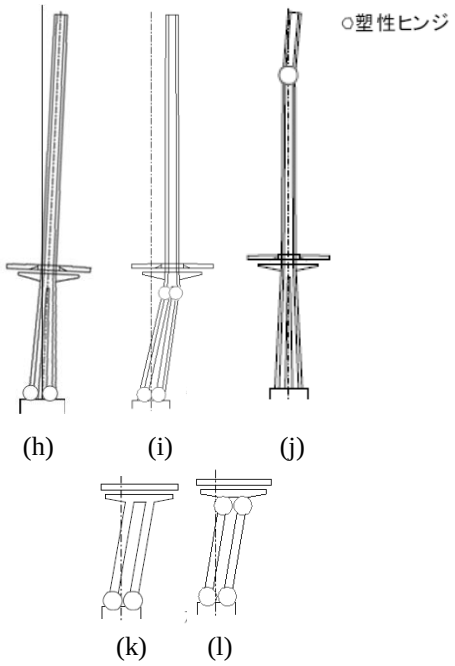
橋軸方向には A 型のラーメン構造であり，崩壊モードとしては主塔基部や主塔中間部に塑性ヒンジができることによる不安定化が起因となると想定される．想定されるケースや時刻歴応答解析により大きな応答が生じた箇所を塑性ヒンジとした固有値解析の結果，**図-13** に示すようにケーブル定着部など主塔の 1 箇所のみや，主桁の主塔位置などがヒンジ化した場合は構造安定と判定される．一方，主塔 4 本柱部の上下端すべてがヒンジ化する損傷は，解析時に構造不安定と判定され，橋軸方向に主塔上部 2 本柱部が 4 箇所ヒンジ化する場合は，座屈固有値が 1 を下回るため，地震後の構造系に対して構造不安定になると考えられる．

b) 橋軸直角方向の振動特性

主塔の基部が片持ち梁のため，基部や橋脚などが塑性ヒンジ化すると構造不安定となると想定される．想定されるケースを対象とした固有値解析の結果，**図-14** に示すようにケーブル定着部や主塔基部のみがヒンジ化した場合は構造安定と判定されるが，主塔 4 本柱部上下端がヒンジ化する損傷の場合，橋軸方向同様に解析時に構造不安定と判定された．また，端橋脚または中間橋脚の柱上下端を 4 箇所ヒンジ化した場合は，座屈固有値が 1 を下回るため，地震後の構造系に対して構造不安定である．

c) 支承破断による崩壊モード

本対象橋梁は主桁の水平移動が見られることから，桁が過度に水平移動しゴムダンパーが破断した場合の崩壊モードを把握するため，ゴムダンパー破断前の支承弾性支持のケースと支承破断時のケースの 2 ケースについて弾性座屈固有値解析を実施した．座屈モードの比較を**図-15** に示す．主要モードとしての主桁逆対称たわみ 1 次モードの座屈固有値の変化を確認すると，ゴムダンパー破断前は 3.65 だったの



	ヒンジ箇所	座屈固有値	判定
(h)	主塔4本柱部下端	10.50	安定
(i)	主塔4本柱部上下端	解析不可	不安定
(j)	ケーブル定着部	3.65	安定
(k)	中間橋脚及び 端橋脚下端	(P3着目)崩壊 モードなし (P4着目)8.54	安定
(l)	中間橋脚及び 端橋脚上下端	(P3着目)0.88 (P4着目)0.88	不安定

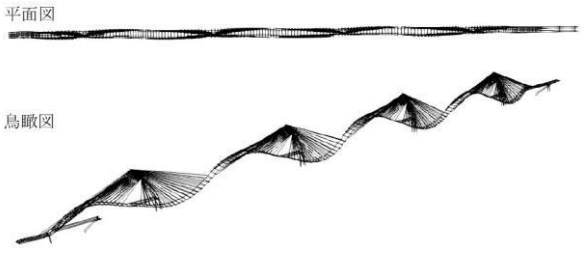
図-14　各損傷モードに対する座屈固有値
（橋軸直角方向）

に対し，ゴムダンパー破断後は 0.75 となり不安定と評価される．その他のモードについても同様の傾向となるため，ゴムダンパーが破断すると橋全体が不安定になることから，主桁の過度な水平移動によるゴムダンパーの破断を防ぐことも重要であると考えられる．

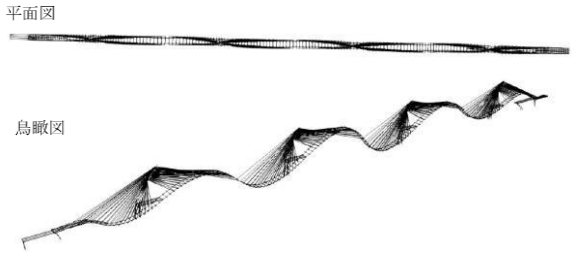
これらの結果より，連続斜張橋の崩壊機構としては，主桁の SWAY 挙動により支承が破断して桁が大きく水平移動し，主塔への負荷が高まることが想定される．これにより主塔 4 本柱部の柱上下端のヒンジ化，または主塔中間部の柱上下端のヒンジ化が発生した場合に，構造安定性が保たれず崩壊に至ることが想定される．

4．連続斜張橋における耐震戦略の検討

2 章および 3 章で示した構造特性・崩壊機構に対して，あるべき姿として耐震戦略を以下のように整理する．



(m)支承弾性支持（ゴムダンパー破断前）
座屈固有値 λ＝3.65



(n)ゴムダンパー破断後
座屈固有値 λ＝0.75

図-15　ゴムダンパー破断前後における
座屈固有値と座屈モードの比較

・支持条件の影響より支持構造は弾性支持として長周期化させつつ，柔らかすぎない最適値を与えることが重要である．一方，崩壊機構より主桁の橋軸方向の水平変位が大きくなりすぎないように，水平変位が小さいときは主桁を柔らかく，水平変位が大きい時は硬く支持することが望ましい．また，支承が破断すると崩壊するため，支承の破断は生じないようにするべきである．（支承条件の最適化）
・橋軸方向の振動特性より，主桁の橋軸方向の過大な変位は，剛性の小さい主塔頂部の変形が助長されるため，変位を抑制することが望ましい．（主桁変位の抑制）
・主塔は橋軸 A 型主塔のため，橋軸直角方向に不静定次数が小さく，橋軸直角方向の振動特性から片持ち梁のような変形モードも生じていることから，不静定次数を高める構造とする．（主塔の安定化）
・減衰特性より，減衰定数が小さいことから，支承部などの橋の変形に対してエネルギー吸収機能を付与する免震構造とし，橋全体の減衰性能を高める方針とする．また，主部材においても対策を行い，橋の減衰性能を高める．（減衰性能の向上）

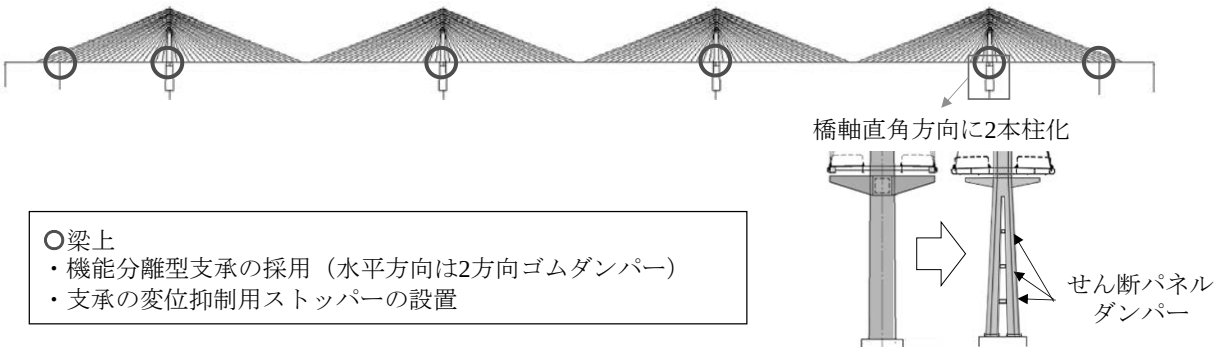


図-16　耐震戦略に基づく対策案

５．耐震戦略に応じた対策案

4 章で示した耐震戦略に応じた，連続斜張橋における代表的な対策案を**図-16** に示す．

・主塔変位の抑制および支持条件の最適化においては，機能分離型支承を採用し，水平方向についてはゴムダンパーを用いる．
・主塔の安定化においては，桁下部を橋軸直角方向に 2 本柱とすることで，不静定次数を高める構造とする．
・減衰性能の向上においては，上記のゴムダンパーに高減衰ゴムを採用することに加え，主塔下部にせん断パネル型ダンパーを設置するといった対策が考えられる．
・ゴムダンパーが破断すると橋全体が不安定になることから，主桁の過度な水平移動を防ぐために，主桁と主塔の相対変位を抑制するストッパーを設置する．

６．まとめ

4 主塔を有する連続斜張橋において，耐震戦略を検討するために構造特性および崩壊機構を検討した．本検討により得られた知見を以下に示す．

(1) 連続斜張橋の構造特性として，橋軸方向・橋軸直角方向ともに固有周期 3～6 秒の長周期構造である．橋軸方向は遊動円木モード（SWAY 挙動）が生じやすい．橋軸直角方向は片持ち梁の曲げ変形が卓越するモードもみられる．
(2) 支承条件について，全固定・全可動の場合主塔の曲げ変形が著しく大きくなることなどから，柔らかすぎず硬すぎない最適解を与える弾性支持が望ましい．
(3) 主要モードにおける減衰は 2%以下とやや低い傾向にある．
(4) 時刻歴応答解析の結果において，応答が厳しくなる箇所が 1 箇所ヒンジ化しても不安定化しないが，複数箇所（たとえば主塔 2 本柱部浄化単など）ヒンジ化すると不安定化する．支承が破断すると橋全体が不安定化する．
(5) 連続斜張橋における耐震戦略について，支承条件を最適化すること，主桁変位を抑制すること，主塔を安定化すること，減衰性能を向上させることが，あるべき姿の目標像として危機耐性の観点を踏まえた高い耐震性を有する橋梁構造を設定できる方法であると考える．

上記の知見をふまえて，外力としての道路橋示方書のレベル 1・レベル 2 地震動，またはそれ以上の外力においても，高い耐震性・冗長性を有する世界に誇れる長大斜張橋の実現を目指して耐震戦略に基づいた検討を進める．

参考文献

1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.11
2) 北沢正彦，石崎浩，江見晋，西森孝三：基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋（東神戸大橋）の地震応答特性と耐震設計，土木学会論文集第422号 I-14，1990.10
3) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集No.801／I-73，I-20，2005.10
4) 吉岡勉，松浦雅史，竹田竜一，渡辺歩：気仙沼湾横断橋の設計段階における危機耐性向上の取組み，土木学会全国大会第76回年次学術講演会CS3-29，2021.9
5) 杉山裕樹，佐藤彰紀，岡上政史，中村正人，松浦雅史，吉岡勉：大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の剛性改善に関する検討，土木学会全国大会第76回年次学術講演会，2020.8