長大斜張橋のL2 地震動に対する耐震対策

吉永宙司*,山之内哲也*,後藤嘉雄*,板橋啓治**,吉澤 努** *前)国土交通省北陸地方整備局新潟港湾空港技術調査事務所 **大日本コンサルタント株式会社構造事業部

1. はじめに

一般に,長大斜張橋の計画に於いては,地震荷重, 温度変化,風荷重等に対する主桁の支持構造をどの 様に設定するかがポイントとなる.特に,L2地震動 を想定した耐震設計を行う場合は,構造系の長周期 化,地震慣性力の分散構造,支点部における制振対 策等が,耐震安全性や建設コストに大きく影響を及 ぼすことが多い.本報告では,先ず,主桁の支持方 式について,従来の構造と橋梁の長大化や大規模地 震動を想定した場合の構造について簡単に整理し, 国内での代表的な適用事例を紹介する.その後,現 在施工中の橋梁を対象に,L2地震動に対する耐震構 造について検討結果の概要を紹介する.

2. 斜張橋における主桁の支持構造

3 径間の斜張橋を対象に,橋軸方向の支持構造を, 図 2.1 に整理した.図 2.1(1) は主桁の端支点部を 固定支持とした構造であり,地山に荷重を伝達する ことができる山岳部等の斜張橋で採用される例が多 い.本支持構造は固定支点に地震慣性力が,また可 動側端支点に主桁の温度伸縮が集中し,さらに構造 系が非対称となる等の構造的な問題がある.解決策 としては,主塔部(橋脚)の支持方式をピン支持と し,フレキシブル橋脚の変形を利用して長周期系の 構造とすること等が考えられる.

図2.1(2)は、両方の主塔部(橋脚)で主桁をピン支持する構造であり橋脚高が高い場合に有利となる。すなわち、主塔部(橋脚)の曲げ変形を利用して主桁の温度伸縮に伴う拘束応力の軽減と、長周期系の構造となることから地震慣性力の低減を図ることができる。この構造系は、航路高を確保する河口部や港湾に架設する場合に採用することが多い。但し、この場合も、主桁の温度伸縮による拘束応力については依然として課題が残る。

図2.1(3)は、比較的橋脚高が低い場合に計画される支持構造であり、主桁の温度伸縮の影響を抑制するため、主塔部(橋脚)の片側に固定支持を設けている.この構造も、構造系が非対称となること、固定支点に地震慣性力が集中すること等の問題点を有している.以上の支持方式は、L2地震に対する耐

震対策としては不十分となる場合が多く,1995年兵 庫県南部地震のような大規模地震に対する耐震性を 付与するためには制振対策が必要となる.

L2 地震を想定した耐震構造としては,図2.1(4) ~(6)が考えられる.これらの支持方式は,主桁 の支持部に制振ダンパー,弾性支持(ゴム支承,弾 性拘束ケーブル等),免震支承等からなる制振システ ムを設けるものであり,橋梁の長大化,大規模地震 動を想定した耐震設計に対処する必要性から生み出 されたものである[土木学会, 1990].

図2.1(4)~(6)は、主塔部(中間橋脚)や端橋 脚部に制振システムを設けたものである.図2.2に 示す制振ダンパーは温度変化時に可動支持で、地震 時は水平地震慣性力を拘束して分散する機能と減衰 機能により地震慣性力の低減を図ることが可能であ る.図2.3に示す弾性支持構造(弾性拘束ケーブル) は、橋脚と主桁との間にバネを挿入し弾性結合した 構造であり、地震慣性力の分散と長周期化を図るこ とができる[星埜, 1985].

図2.4の免震支承は橋脚と主桁との間に設けることで地震慣性力の分散,減衰による地震慣性力の低減,構造系の長周期化が期待できる.以上の機能は,図2.1(1)~(3)に示す構造上の課題を同時に解決することができる.即ち,これらは構造系をフレキシブルにすることで地震応答の低減と温度変化による拘束応力の軽減にも有効である.

具体的な事例(表2.1参照)を紹介すると、両端 橋脚と主桁とを図2.5に示す皿バネで結合した櫃石 島橋及び岩黒島橋、両主塔部と主桁とをケーブルで 結合した名港西大橋・鶴見つばさ橋がある. 両主塔 と主桁をリンク構造で結合する横浜ベイブリッジも この構造に含まれる.この構造をさらに発展させる とバネの剛性を 0、すなわちオールフリー構造に帰 着する.この構造系は橋軸方向に全く支持されない 系ではあるが、実際はケーブルが水平力を支持し主 塔から橋脚に荷重が伝達されることで構造系として は安定である.東神戸大橋では、設計地震動に対し ては水平方向をオールフリー支持とし橋軸方向の長 周期化を図る構造を採用している(想定外の地震動 に対しては図2.6に示すベーンダンパーにより変位 を抑制).ゴム支承による弾性拘束支持は、多々羅大 橋塔部等で採用実績がある.







図 2.6 ベーン型オイルダンパー [阪神高速道路公団,1994]



図 2.3 弾性拘束ケーブル [土木学会, 1990]



図 2.4 免震支承の例



表 2.1 主桁支持構造の適用事例

L2 地震に対する主桁支持構造の検討

3.1 対象橋の概要

新湊大橋は、富山県射水市に位置する富山新港港 口部に建設中の臨港道路富山新港東西線(延長約 3.6km(うち約2.5kmが橋梁))の主要構造物であり、 航路を跨ぐ位置に架橋される.

本橋は、図 3.1 に示す橋長 600m を有する 5 径間 連続複合斜張橋である. 主桁形式は中央径間と側径 間の死荷重バランスを図るため、中央径間を鋼床版 箱桁とし側径間を PC 箱桁とした. 鋼主桁と PC 主桁 の接合部は、構造上の弱点となりやすいためケーブ ルの初期張力調整によって断面力を小さくできる位 置とし、接合部の寸法及び施工性から塔支点より中 央径間側に 5.0m の位置とした. 主塔は鋼製 A 型で、 ケーブルはファン形の 2 面吊りである.

下部構造形式は側径間の橋脚が RC 壁式であり,基礎構造形式は主塔部がケーソンで,側径間が場所打ち杭である.

3.2 耐震設計の基本方針

1) 耐震設計フロー

本橋の耐震設計のフローを図 3.2 に示す.まず, 道路橋示方書の主旨に沿って L2 地震に対する目標 耐震性能を明確にし,耐震性能の照査方法を設定す る[日本道路協会 2002].続いて,L2 地震に対してど のように耐えるか,すなわち耐荷力機構の検討を行 い,損傷を許容しじん性を照査する部材と損傷を許 容しない部材を決定するとともに,設計地震力の低 減を図る目的で斜張橋の構造特性を活かした制振構 造の採用を検討する.

2) 目標耐震性能

本橋の耐震設計における目標性能は,道路橋示方 書のB種の橋に準じ次のように設定する.

①L1 地震動に対しては耐震性能1, すなわち地震に よって橋の健全性を損なわない性能を満足させる. ②L2 地震動に対しては耐震性能2, すなわち地震に よる損傷が限定的なものにとどまり, 橋としての 機能の回復が速やかに行い得る性能を満足させる.

ここで、耐震性能2における限定的な損傷については、橋の重要度と斜張橋という複雑な構造系であることを考慮して、損傷を許容する位置と許容できる損傷度を以下のように設定する(**表 3.1**を参照). ①鋼主桁、主塔、ケーブル、基礎は弾性範囲の応答に留め、損傷させない.

②RC 橋脚は基部の塑性化を許容するが,橋脚基部 が海中であることを考慮して限界状態を設定する.

③PC 主桁は橋軸直角方向地震による曲げひびわれの発生を許容するが、鉄筋の降伏は許容しない. なお、曲げひび割れは地震後に閉じるため、補修は必要ない.



図 3.2 耐震設計フロー



図 3.1 一般形状

④主桁遊間は常時及びL1 地震で桁衝突が生じないように設定し、L2 地震で伸縮装置の損傷と桁衝突の発生を考慮する.

3) 耐震性能の照査方法

本橋は地震時の挙動が複雑な橋と想定されるため, 原則として動的解析により耐震設計を行う.

L2 地震動に対する動的解析は, RC 橋脚の塑性化 や制振装置の非線形挙動を考慮するため, 非線形解 析とし, 解析モデルは立体骨組みモデルとする.

3.3 L2 地震動に対する耐震設計

1)入力地震動

動的解析に用いる入力地震動は、港湾基準により 作成した地震波や断層モデルによるシミュレーショ ン波と比較検討した結果、加速度応答スペクトルが 他に対し卓越していること等から、道路橋示方書の 標準加速度波[日本道路協会,2002]を用いる.

表 3.3 動的解析ケースと入力地震動

地震動		橋軸方向	橋軸直角方向	
	I - III - 1	2 波亚均に	2波亚内に	
タイプ I	I - II - 2	う奴平均に 上り設計	5 仮平均に 上り設計	
	I - II - 3	より取用	より取り	
	$\mathrm{I\!I}-\mathrm{I\!I\!I}-1$	3波平均に	3 波平均に より設計	
タイプⅡ	$\mathrm{I\!I}-\mathrm{I\!I\!I}-2$			
	II - III - 3	より取可		

2) 動的解析方法及びモデル

動的解析手法にはニューマークのβ法による直接 積分法を用い,部材の非線形性を考慮した時刻歴解 析を行う.解析モデルは図3.4,表3.2に示す3次 元非線形骨組モデルとする.解析ケースは,道路橋 示方書のⅢ種地盤に対する標準波6波を,橋軸方向 及び橋軸直角方向の2方向に別々に載荷し,計12 ケースとする.解析結果は、タイプΙ及びタイプⅡ の各々の地震波3波に対する平均値を用いる.検討 ケースを表3.3に示した.



図 3.5 橋軸方向の支持条件

表 3.2	部材のモデル	化(L2 地震時)
-------	--------	-----------

構造	部材	解析モデル	減衰定数	
上部構造	塔, 主桁, ケーブル	線形要素	0.02(ただし, PC 桁は 0.03)	
制振	制振ダンパー	減衰力を速度比例型としてモデル化		
システム	ム 免震支承 非線形バネ要素(橋軸方向)			
	バイリニア型			
	弾性拘束ケーブル	線形棒要素	0.02	
下部構造	RC 橋脚	非線形梁要素	0.02(非線形梁要素)	
		(トリリニア型 M-φモデル)	0.05(線形梁要素)	
	ニューマチックケーソン基礎	線形バネ要素(集約バネ)	0.20	
	杭基礎	同上	0.20	



図 3.6 制振システム

3) 地震時の耐荷力機構

斜張橋の構造特性を勘案し,橋軸方向と橋軸直角 方向に分けて地震力に耐える構造について検討する.

a) 橋軸方向の耐荷力機構

斜張橋は橋軸方向に対してフレキシブルな構造系 であるため、地震時に主桁と主塔及び橋脚との間に 橋軸方向の相対変位が生じる.この相対変位に着目 し、地震時のエネルギーを吸収して地震力の低減を 図るために、以下の3種類の制振装置を導入する. ①制振ダンパー:主桁と主塔の間にオイルダンパー を設置し、地震時のエネルギーを吸収する. ②免震支承:支承部には免震支承を採用し、履歴減 衰により橋の応答を低減する.

③弾性拘束ケーブル: 主桁と主塔を PC ケーブルに より弾性的に固定し, 主塔に対する主桁の慣性力 分担率を調整する.

図 3.5 に橋軸方向の支持条件を、図 3.6,表 3.4 に制振システムの配置と概要を示す.また,L2 地震 時に本橋と隣接するアプローチ橋の桁どうしが衝突 することから,非線形動的解析による衝突現象のシ ミュレーションを行う.

b)橋軸直角方向の耐荷力機構

橋軸直角方向に対しては,塔柱間隔を広げると基礎の規模が大きくなりコスト増を招くことから,主 桁と塔の相対変位を許容せず,制振装置を用いずに 構造物の持つ強度やじん性によって地震に耐える構造とする.

支持構造は主桁-主塔間と同様に, RC 橋脚にお いても固定とし,慣性力を各下部構造に分散させる 構造とする.また, RC 橋脚では脚基部の塑性化を 許容し,塑性部におけるエネルギー吸収を図る.

3. 4 固有値解析結果

L2 地震時を想定して算定した固有値解析結果より,固有振動モード図を図3.7に示す.

1 次の固有振動モードは、本橋の主桁の水平曲げ に対する剛性が比較的低いことから、主桁の橋軸直 角方向の対称な水平たわみモードとなっており、固 有周期は約4.1秒である.橋軸方向の地震応答に大 きな影響を及ぼす、主桁が橋軸方向に水平に振動す る遊動円木モードは2次の固有振動モードとなって

	部材	目標耐震性能			
構造		レベル1地震動に対する耐震性能	レベル2地震動に対する耐震性能		
上部 構造	塔, 主桁, ケーブル	・発生応力度が許容応力度以下	 ・発生応力度が降伏応力度以下 (ただし,橋軸直角方向地震時のPC桁曲げひて 割れは許容) 		
制振 シス テム	制振 ダンパー	 ・発生軸力がダンパーの許容軸力以下 ・応答変位がダンパーの許容変位以下 	 ・発生軸力がダンパーの耐力以下 ・応答変位がダンパーの許容変位以下 		
	免震 支承	・ゴムのせん断ひずみが許容せん断ひずみ (150%)以下	・ゴムのせん断ひずみが許容せん断ひずみ(250%) 以下		
	弾性拘束 ケーブル	・発生応力度が許容応力度以下	・発生応力度が降伏応力度以下		
下部構造	RC橋脚	・発生応力度が許容応力度以下	 ・橋脚基部の曲げひび割れを許容 ・応答塑性率が許容塑性率以下 ・残留変位が橋脚高さの1%以下 ・発生せん断力がせん断耐力以下 		
	基礎	 ・支持力は許容支持力以下 ・発生応力度は許容応力度以下 ・応答変位は許容変位以下 	 ・所定の基礎限界状態を超えない ・基部アンカーボルト発生応力度が降伏応力度 以下 		

表 3.1 各部材の目標耐震性能

おり,固有周期は約2.8秒である.3次の固有振動 モードは主桁の鉛直方向の対称たわみモードであり, 固有周期は約2.3秒である.

3.5 L2 地震動に対する設計法

斜張橋の主要な構造部材である主桁,主塔,ケー ブルは L2 地震に対しても弾性応答となるよう設計 を行う.また,PC 主桁についても鋼材(主ケーブル, 鉄筋) は高強度材料の採用等により弾性応答に留め る.制振装置も損傷させないことを原則とする.

L2 地震に対し損傷を許容する部材は, RC 橋脚の 基部, PC 主桁(曲げひび割れのみ),桁端部の伸縮 装置に限定する.



図 3.8 主桁の応答変位波形(主桁の衝突を考慮)

	装置	設置位置	設置箇所	個数	構造	制振機能
1	制振	P22, P23 塔	主桁-塔間	12 ケ(塔 1	粘性減衰型 (速度比例型)	地震時のエネルギーを吸
	ダンパー			基当り)		収
2	免震支承	P20~P25	全支点	2 ケ(1 橋脚	鉛プラグ入り積層ゴム支承等	履歴減衰により地震応答
		橋脚および塔		当り)		を低減
3	弾性拘束	P22、P23 塔	主桁-塔間	2 組 (塔 1	PC ケーブル方式	主桁・塔間を弾性的に固
	ケーブル			基当り)	バネ定数 1×10 ⁵ KN/m/塔	定し、塔に作用する主桁
					長さ約 57m(1 径間の長さ)	慣性力を調整

表 3.4 制振システムの概要



図 3.7 固有振動モード

以下に,L2 地震動に対する各部位の耐震設計法に ついて示す.

a) 主桁

本橋は支間長に比して幅員が狭く橋軸直角方向の 曲げ剛性が小さいという特徴を有している.このた め、主桁には橋軸直角方向の慣性力により大きい断 面力が生じ、主塔近傍や支間中央において主桁断面 の決定要因となっている.そこで、PC 主桁の非線形 応答の影響などを考慮し、断面力の低減を検討した. その結果、PC 主桁は地震時の曲げひびわれの発生を 許容するが、鉄筋の降伏を許容せず弾性域に留まる ように設計を行う.

b) 主塔

主塔は斜張橋を支持する主要な構造部材であり, 鋼材の塑性化が局部座屈による耐力低下や補修困難 な永久変形を招く恐れがあることから,L2 地震によ り生じる断面力に対しても弾性設計することを原則 とする.

c) RC 橋脚

RC 橋脚基部の塑性化は,海中部であることを考 慮し,ひび割れが目視できる程度の損傷に限定する. 土木研究所での実験によれば,このような損傷状態 は塑性率3に相当することから,RC 橋脚の限界状 態は応答塑性率3と設定する[運上,寺山,1998].

RC 橋脚の断面は地震時保有水平耐力法により震度の下限値(k_{hc}=0.4)に対する照査を行って決定し,動的解析により照査する.解析の結果,耐力が不足する場合には見直しを行う.

d)伸縮装置

主桁遊間は常時及びL1 地震で設定し,L2 地震で は伸縮装置の損傷と桁衝突の発生を許容する.この ため,L2 地震に対する動的解析では伸縮装置は考慮 しない.また,桁衝突が橋の地震応答に悪影響を及 ぼさないことを動的解析により確認する.

地震後は鋼板敷設などにより応急復旧を行い,後 に桁端部の補修及び伸縮装置の取替えによる恒久復 旧を行う.

e)制振装置

制振装置は L2 地震に対し損傷させないことを原 則とする.ただし,弾性拘束ケーブルは L2 地震に 対して張力抜けを許容し,降伏に至らないことを照 査する.

3.6 耐震性能の照査結果

1) 上部構造

a) 主桁の変位

主桁の L2 地震に対する橋軸方向の応答変位は、 制振装置を設置せずに主桁の支持条件をオールフリ ーとした場合には、主桁の変位は 2m 以上となる. この場合、ケーブルの張力抜けや支承の変位過大な どにより橋の設計が成立しないか、あるいは成立し ても非常に不経済な設計となる.そこで、3.63)で 後述する制振装置を設置することによって、主桁変 位を 1m 程度まで低減させる.

L2 地震に対する主桁遊間の照査は,桁衝突が避け られないことが明らかなため,桁端部に隣接桁との 距離が0以下となると反力が生じるバネ要素を設置 し,衝突現象のシミュレーションを行った.得られ た主桁の応答変位波形を,図3.8に示す.図の上下 の枠線は橋脚の端部を示しており,変位応答波は橋 脚上の主桁端部の位置を示す.

図3.8より,主桁及び隣接桁の変位は桁かかり長 に対し余裕があり,落橋などの事態は生じないこと を確認した.また,二つの応答波が接する位置で桁 衝突が生じているが,応答変位は斜張橋もアプロー チ桁も橋脚端部に対し1m以上の余裕があることが わかる.桁衝突により主桁端部に設置した衝突バネ には400,000kN程度の衝突力が生じるが,この力は 1/100秒程度の瞬時に生じる力であり,発生部位も 局所的なものである.桁衝突により主桁に生じる最 大軸力は衝突力より小さい180,000kN程度であり,



図 3.9 主桁の橋軸直角方向の曲げモーメント



図 3.10 主塔の曲げモーメント分布図

これによる発生応力はコンクリートの設計強度を下 回ることから、主桁に大規模な損傷が生じることは ないと考えられる.

b) 主桁の断面力

主桁の L2 地震時の橋軸直角方向の曲げモーメン トは、図3.9に示すようにタイプ I 地震時の値の方 がタイプ II 地震時より大きく、支間中央及び塔位置 でピークが生じている.

主桁を全断面有効の線形要素とした場合, PC 主桁 の主塔位置での曲げモーメントが 1,000,000kNm を 越えるため,設計不可能となる.そのため, PC 主桁 のひび割れ発生による剛性低下を考慮して解析を行 った結果,主塔位置の PC 主桁の曲げモーメントが 700,000kNm 程度まで低減できることが判った.そ こで, PC 主桁は L2 地震に対しひび割れの発生を 許容するものとし,剛性低下を考慮して得られた断 面力に対し設計を行った.この場合でも鋼材に発生 する引張応力は厳しい値となるが,鋼材に SD490 を

用いることで弾性設計が可能となった. なお、地震終了後は、鋼材が塑性化しないため曲 ばいび割れが閉じることから、損傷が確認せず、特

げひび割れが閉じることから,損傷が残留せず,特に補修の必要はないと考えられる.

c) 主塔の断面力

主塔の水平梁より下部では,L2 地震動が支配荷重 となる. 主塔部の L2 地震時の橋軸直角方向曲げモ ーメントは,図 3.10 に示すように水平梁位置と基 部で卓越している.本橋の耐震設計では塔柱部に損 傷を生じさせないこととしているため,この断面力 に対し最大 95mm の厚板を配して,耐力により地震 に耐える構造とした.

主塔の断面力は、横梁より下の厚板で構成された 塔柱及び、横梁の自重慣性力によるものが支配的で あるため、板厚増が慣性力の増加を招き、工費増に つながることが懸念される.高張力鋼の採用や横梁 の塑性化の考慮などにより、断面力を低減し、板厚 の増加を抑制することにより工費の低減を図ること が今後の課題である.橋軸方向の地震による主塔の 曲げモーメントは、柱基部が卓越しているが、基部 断面の応力照査は橋軸直角方向地震により決定され た断面で許容値を満足している.



図 3.11 制振ダンパーの効果

2) RC 橋脚

RC橋脚のL2地震時の橋軸方向の応答値は降伏耐 力近傍の応答値であり,十分な耐震性を有している. 橋軸直角方向の応答値はタイプⅡ地震に対して降伏 するが,応答塑性率は2.8であり,許容塑性率3を 満足している.

3) 制振システム

制振システムは、制振ダンパー、免震支承、弾性 拘束ケーブルを各々組合せた場合の検討を行い、そ の効果の確認と設計荷重および設計変位を算定した. 検討は橋軸方向の変位が卓越するタイプⅠ地震に対 して行い、入力地震動は標準波Ⅰ-Ⅲ-1を用いた.

a) 制振ダンパー

制振ダンパーの有効性検討結果を図3.11に示す. 主桁の変位は、オールフリー構造としたケース1で は2.3m 生じるが、制振装置としてダンパーのみを 設置したケース2では1.60m まで低減する.また、 弾性拘束ケーブルとダンパーを併用したケース3で は変位は1.52m となり、さらに免震支承も加えたケ ース4では1.15m まで低減する.塔位置での支承変 位もオールフリー時には1.9m であったものが最終 的には0.35m に低減している.この結果より、制振 システムとしては制振ダンパー、免震支承、弾性拘 束ケーブルを全て設置することとした.



図 3.13 弾性拘束ケーブルの効果

制振ダンパーの特性は速度に減衰力が比例するオイ ルダンパーを想定する.このタイプのダンパーは, 地震時の主桁の応答速度が大きくなるとき,すなわ ち主桁の運動エネルギーが大きい状態のときに有効 に減衰力を発揮できる.また,温度変化など速度の ゆっくりとした変位には抵抗しない.

オイルダンパーは設計可能な範囲の上限とされる 最大減衰力 1000kN の規模のものを選定した.設置 位置は主塔位置とした.橋脚位置は上下部構造の相 対変位が 1m 以上となり,設計が困難なため設置し ないものとした.設置基数は主塔位置の支承の前後 に配置し,各主塔あたり12基,橋全体では24基と した.減衰力の合計は各主塔あたり12000kNとなる. ダンパーの設計ストロークは,動的解析から片振幅 45cmとした.

b)免震支承

免震支承は, 主桁の鉛直反力を支持すると同時に, 水平方向には上下部構造間を弾性的に支持し, 主桁 の慣性力を各支点に分散させる機能を有する.また, 地震時の水平反力-変位関係がループを描くことか ら,履歴減衰により橋の振動エネルギーを吸収し地 震応答値を低減する効果を有する.

免震支承の検討結果を図 3.12 に示す.免震支承 のみを設置したケース2では、主桁の変位がケース 1の2.3mから1.57mまで低減される.弾性拘束ケ ーブルとオイルダンパーを併設したケース4は制振 ダンパーの検討におけるケース4と同じ構造系であ り、制振効果が最大限発揮された状態となる.

免震支承の橋軸直角方向の支持条件は,支承サイ ドブロックを設けることにより固定とする.サイド ブロックは地震時の水平反力に対し弾性範囲となる ように設計を行う.

c)弾性拘束ケーブル

弾性拘束ケーブルは主桁と主塔を橋軸方向に弾性 的に拘束する水平バネとしての機能を有する.弾性 拘束ケーブルの効果は、バネ定数の変化に対する橋 の応答値の変化を動的解析により算出し検討した. 弾性拘束ケーブルのバネ定数と主桁及び主塔位置の 支承の応答変位との関係を図 3.13 に示す.主桁の 変位は、他の制振装置を併用しないケースでは、主



図 3.14 弾性拘束ケーブルの水平反カー変位履歴図

塔1基あたりのバネ定数が50,000kN/m時に3m程度 まで増加し、100,000kN/m以降は2.2m程度の値から 漸減する傾向を示す.制振システムとして制振ダン パーと免震支承を併設したケースでは、主桁の変位 はバネ定数の増加に対し微増する傾向を示し、 100,000kN/mまで1.1m前後の値に留まる.主塔位置 の支承変位は、制振装置の併設にかかわらずバネ定 数の増加に対し単調に減少する傾向を示す.

以上より,弾性拘束ケーブルのバネ定数は,主桁の変位が1.1m程度であり,かつ支承変位が40cm以下まで低減されるので,主塔1基あたり100,000kN/mを採用した.

弾性拘束ケーブルの配置は主桁内部とし、塔水平 梁から主桁内部にブラケットを張出して側径間側と 中央径間側の双方に設置した.ケーブル長さ57mの 弾性拘束ケーブルは、温度変化及びL1 地震に対し て張力抜けが生じないようにプレストレスを与えた.

L2 地震に対してはケーブルの張力抜けが生じ,発 生応力が降伏応力に達することも考えられた.そこ で,これらの影響を考慮した非線形動的解析を行っ た.図3.14 に弾性拘束ケーブルの水平反力と変位 の履歴を示す.変位は主塔と主桁の相対変位を,張 力は主塔1基あたりのケーブル張力の合計値を示す. 履歴ループを見ると,変位が小さい領域では,ケー ブル非線形モデルの方がケーブル線形モデルよりも 弾性拘束ケーブルの剛性が高い.これは,張力抜け が生じるまでは圧縮側ケーブルもバネとして水平反 力に抵抗するためである.圧縮側ケーブルの張力抜 けにともない剛性の低下が生じるが,履歴図はルー プを描かず,ケーブルの降伏は生じていない.ケー ブルの最大ひずみは 0.61%,発生応力は約 1190N/mm²である.

4. まとめ

本文は,長大斜張橋のL2 地震動に対する耐震対 策について主桁の支持構造に着目した検討結果を報 告したものであり,以下に要約する.

- ①L2 地震動に対する本橋の保有すべき耐震性能を 明確にし、耐震設計の方針を決定した。
- ②地震力を低減する目的で、弾性拘束ケーブル、制振ダンパー、免震支承からなる制振システムを採用した。
- ③動的解析により耐震照査を行い,目標性能を確保 していることを確認した.

謝辞

本橋の設計は、「伏木富山港(新湊地区)臨港道路 技術検討調査委員会(委員長:長井正嗣長岡技術科 学大学教授)」においてご審議戴いた.長井委員長と 委員の皆様および関係各位に感謝申しあげます.

参考文献

- 1)土木学会(1990):鋼斜張橋-技術とその変遷-鋼構造 シリーズ5,土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小 委員会,1990.9.
- 2)星埜(1985):斜張橋の構造系と設計一般,橋梁と基礎, 斜張橋特集号,1985.08.
- 3)本州四国連絡橋公団(1988):本州四国連絡橋瀬戸大橋 工事誌,本州四国連絡橋公団編集,海洋架橋調査会発 行,1988.10.
- 4)阪神高速道路公団(1994):阪神高速湾岸線東神戸大橋 工事誌, 1994. 05.
- 5)日本道路協会(2002):道路橋示方書 V 耐震設計編, 丸善, 2002.03.
- 6)運上,寺山:鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす 中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究,土木研究所 資料,第3563号,1998.
- 7) 国土交通省北陸地方整備局:伏木富山港(新湊地区)
 臨港道路技術検討調査委員会 (2001.12~2003.2)