

# 新湊大橋 (仮称) における 大規模地震動 (L2地震動) 設計について

SEISMIC DESIGN OF LEVEL2 EARTHQUAKE AT SHINMINATO-OHASHI

新保 修<sup>1</sup>・土市 進<sup>2</sup>・佐川雅悦<sup>1</sup>・渡邊理之<sup>2</sup>

Osamu SHIMBO, Susumu DOICHI, Masayoshi SAGAWA and Michiyuki WATANABE

<sup>1</sup>正会員 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 (〒951-8011 新潟市入船町 4-3778)

<sup>2</sup> 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 (〒951-8011 新潟市入船町 4-3778)

Seismic design for Shinminato-ohashi (a cable-stayed bridge having steel-concrete hybrid girder) was carried out according to the latest Standard Specifications for Highway Bridges. The concept of the seismic design is to sustain to significant strong earthquake such as the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake using anti-earthquake system composed of cable-dampers, lead-rubber bearings and oil-dampers instead of using ductility of pier bases to reduce the seismic load.

At first, seismic performance preventing serious damage by level 2 earthquake is described, then the seismic design process to secure the performance including dynamic response analysis is described. Finally, a solution to overcome the difficulty of assuring the seismic performance for large cable-stayed bridges is described.

*Key Words : cable-stayed bridge, dynamic response analysis, seismic design, level 2 earthquake, anti-earthquake system*

## 1. はじめに

新湊大橋 (仮称) は、富山新港港口部を東西に結ぶ臨港道路富山新港東西線の中核をなす主橋梁であり、大型船が通行する港口部に架かる中央支間長360m、桁下47mを有する日本海側最大の5径間連続複合斜張橋である。

本橋梁は、公共事業縮減の中で建設されるものとなるため、合理的な設計の追求によりコスト縮減を図ることが要求されている。しかし、兵庫県南部地震の被災経験より道路橋示方書が改訂され、耐震設計に関する考え方が大幅に変わり、それらに対応した設計が必要となっている。特に、地震時保有水平耐力法における考え方では、橋脚等に塑性域を作ることにより地震力を低減することを認めているが、本橋のような複雑な構造である斜張橋においても同様の設計思想を用いることは、主塔基部の修復等の

方法も含め未解決の問題があり非常に困難であることが考えられる。

そこで、本論文では、レベル2地震動に対して本橋の保有すべき耐震性能を明確に整理し、その性能を確保するための方策について述べる。そして、耐震性能を照査する方法とその照査結果について示す。

## 2. 対象橋梁の概要

本論文で対象とした橋梁は、図-1に示す橋長600mを有する5径間連続複合斜張橋である。

主桁形式は側径間長を短くした方が経済的であることから、中央径間と側径間の死荷重バランスを図るために、中央径間を鋼床版箱桁とし側径間をPC箱桁とした。鋼桁とPC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、接合部の寸法および施工性から塔支点より中央径間側に5.0mの位

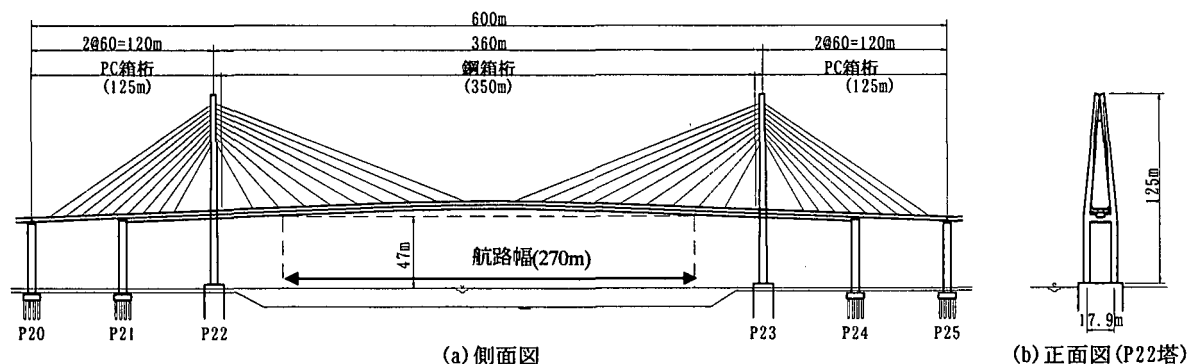


図-1 対象橋梁

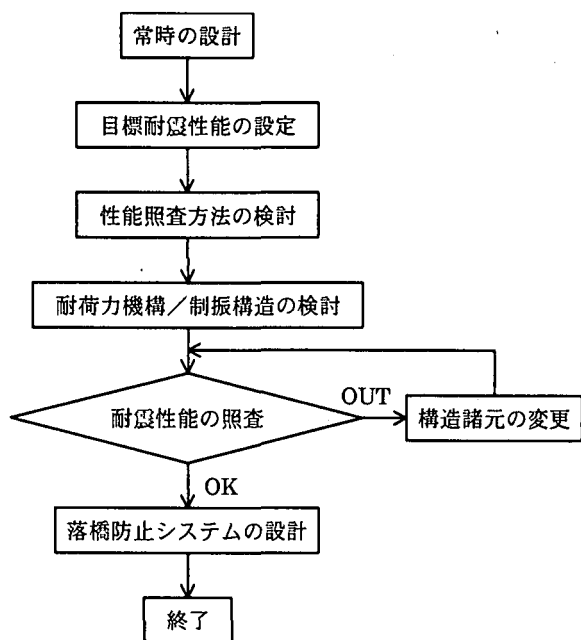


図-2 耐震設計フロー

置とした。幅員構成は片側1車線で、自歩道を吊下げた形式である。また、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。

下部工形式は側径間の橋脚がRC中空壁式であり、基礎工形式は主塔部がニューマチックケーソンで、側径間が場所打ち杭である。

### 3. 耐震設計の基本方針

#### (1) 耐震設計フロー

道路橋示方書（以後、道示と略記する）の改定以降、本橋のような大規模な斜張橋の耐震設計は初めての事例となる。本橋の重要度と動的特性の複雑さを勘案して設定した耐震設計のフローを図-2に示す。まず、道示の主旨に沿ってレベル2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。続いて、レベル2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。そして、動的解析を行って耐震性能を照査し、最後に落橋防止システムの設計を行う。

#### (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種の橋に準じて次のように設定する。

- ①レベル1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する。
- ②レベル2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する。

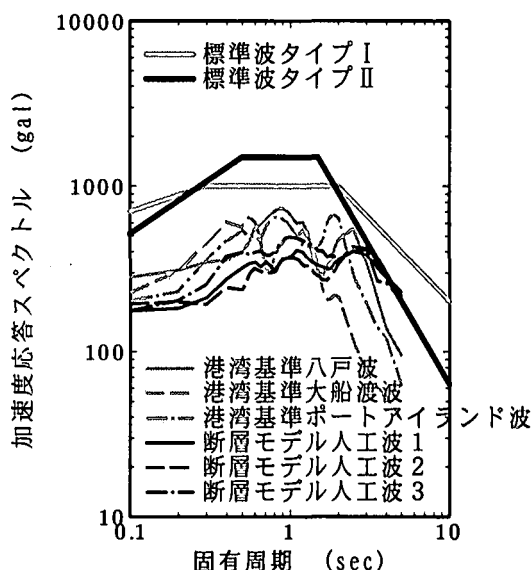


図-3 各地震波に対する応答スペクトルの比較

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。

- ①鋼桁、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。
- ④桁遊間は常時およびレベル1地震で設定し、レベル2地震では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。

レベル2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。

RC橋脚の震度の下限值照査や、基礎のレベル2地震に対する耐震性能照査は、地震時保有水平耐力法により行う。

### 4. 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以下の地震波を比較検討した結果、図-3に示す通り、加速度応答スペクトル曲線が他の地震波より上にプロットされていること、断層モデルによる地震波作成は現時点では不明確な要素が多いことから、②の道示に示された標準波を用いることとした。

表-1 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
タイプⅠ	I-Ⅲ-1	3波平均により設計
	I-Ⅲ-2	
	I-Ⅲ-3	
タイプⅡ	Ⅱ-Ⅲ-1	3波平均により設計
	Ⅱ-Ⅲ-2	
	Ⅱ-Ⅲ-3	

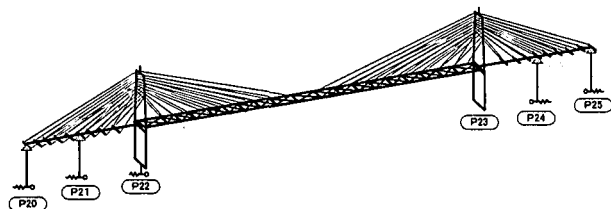


図-4 動的解析に用いる立体骨組モデル

- ①港湾基準により作成した地表面の地震動<sup>2)</sup>
- ②道路橋示方書V耐震設計編の標準波<sup>3)</sup>
- ③断層モデル<sup>4)</sup>によるシミュレーション波  
人工波1：神戸海洋気象台N-S波の位相  
人工波2：神戸海洋気象台N-S波の位相  
人工波3：猪名川波の位相

(2) 動的解析方法およびモデル

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-4に示すような3次元非線形骨組モデルとする。

解析ケースは、道示のⅢ種地盤に対する標準波6波を、橋軸方向および橋軸直角方向の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Ⅰおよびタイプ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-1に示す。

(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、地震時に主桁と塔およ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ダンパー：主桁と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、履歴減衰による橋の応答値低減を図る。
- ③ 弾性拘束ケーブル：主桁と塔をPCケーブルによって弾性的に固定し、塔に対する主桁の慣性力分担率を調整する。

図-5に弾性拘束ケーブルを、図-6に橋軸方向の支持条件を示す。

また、レベル2地震時に本橋と隣接橋の桁が衝突

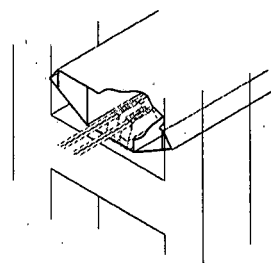


図-5 弾性拘束ケーブル

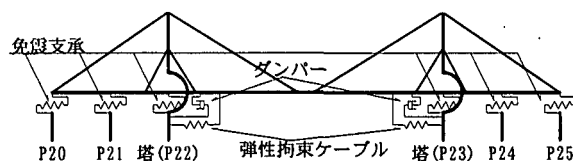


図-6 橋軸方向の支持条件

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解析を行う。

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。

支承条件は主桁-塔間と同様に、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。RC橋脚では基部の塑性化を許容し、塑性ヒンジ部におけるエネルギー吸収を図るものとする。

(4) レベル2地震動に対する設計法

斜張橋の主要な構造部材である鋼桁、塔、ケーブルはレベル2地震に対しても弾性応答となるよう設計を行う。また、PC桁についても鋼材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。

レベル2地震に対し損傷を許容する部材は、RC橋脚の基部、PC桁(曲げひび割れのみ)、桁端部の伸縮装置、弾性拘束ケーブルに限定する。

以下に、レベル2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、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桁は地震時の曲げひび割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) 塔

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

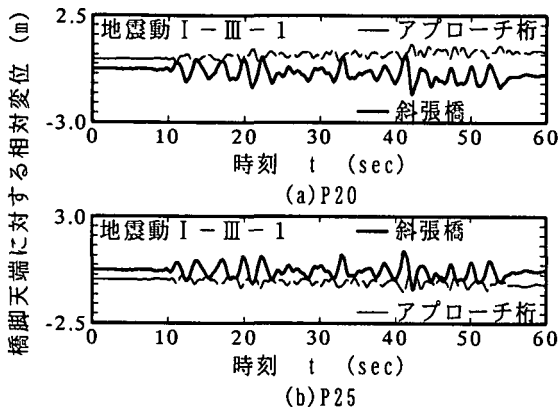


図-7 主桁の応答変位波形（桁衝突考慮）

永久変形を招く恐れがあることから、レベル2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。土木研究所で行った実験によれば、このような損傷状態は塑性率3に相当する<sup>9)</sup>ことから、RC橋脚の限界状態は応答塑性率3と設定する。

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值( $k_{hc}=0.4$ )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

桁遊間は常時およびレベル1地震で設定し、レベル2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、レベル2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、後に桁端部の補修および伸縮装置の取替えによる恒久復旧を行う。

#### e) 制振装置

制振装置はレベル2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レベル2地震に対して張力抜けおよび降伏を許容し、破断に至らないことを照査する。

### 5. 耐震性能の照査結果

#### (1) 上部構造

##### a) 主桁の変位

主桁のレベル2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、後述する制振装置を設置することによって、主桁変位を

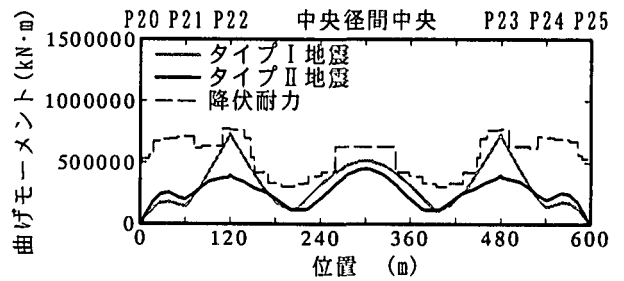


図-8 主桁の橋軸直角方向の曲げモーメント

1m程度まで低減することが可能となった。

レベル2地震に対する桁遊間の照査は、桁衝突が避けられないことが明らかとなったため、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パネ要素を設置して、衝突現象のシミュレーション解析によって行った。得られた主桁の応答変位波形を、図-7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桁端部の位置を示す。

図-7より、主桁および隣接桁の変位はけた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が確認された。また、2本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。

桁衝突により桁端部に設置した衝突パネには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、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

主桁のレベル2地震時の橋軸直角方向の曲げモーメントは、図-8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、支間中央およ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桁の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、塔位置のPC桁の曲げモーメントが700,000kNm程度まで低減できることが分かった。そこで、PC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うものとした。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SD590を用いることで弾性設計が可能となった。

地震終了後は、鋼材が塑性化しないため曲げひび

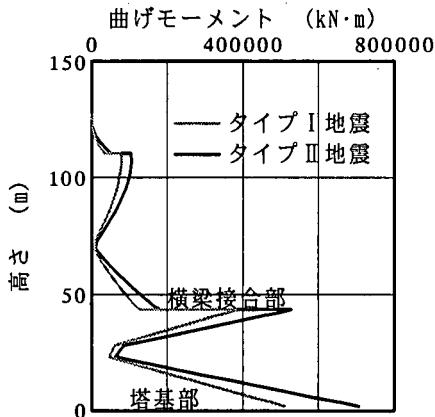


図-9 塔の曲げモーメント分布図

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) 塔の断面力

塔柱の水平梁より下部では、レベル2地震動が支配荷重となる。塔柱部のレベル2地震時の橋軸直角方向曲げモーメントは、図-9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ている。

塔の断面力は厚板で構成された横梁より下の塔柱およ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、工費増につながる懸念される。そこで、今後、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経済性を図るための検討を行う予定である。

橋軸方向の地震による塔の曲げモーメントは、柱基部が卓越しており、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。

### (2) RC橋脚

RC橋脚のレベル2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、塑性率3という許容値を満足している。

### (3) 制振装置

制振装置については、ダンパー、免震支承、弾性拘束ケーブルを各々組合わ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<sup>3)</sup>を用いた。

#### a) ダンパー

ダンパーの制振効果の検討結果を図-10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

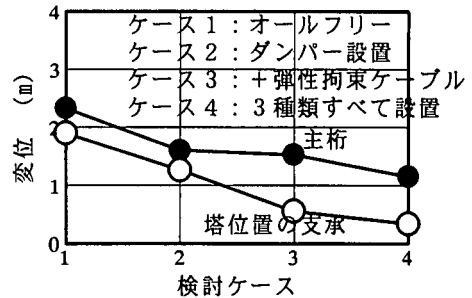


図-10 ダンパーの制振効果

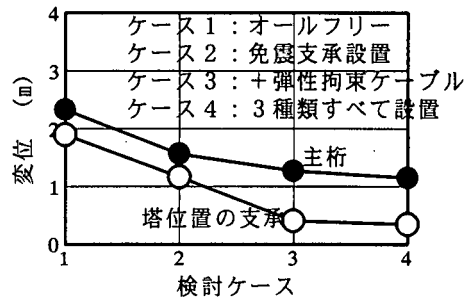


図-11 免震支承の制振効果

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、制振装置としてはダンパー、免震支承、弾性拘束ケーブルを全て設置することとした。

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時、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3000kNの規模のものを選定した。設置位置は塔位置とした。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こととした。設置個数は塔位置の支承の前後に配置し、塔1基あたり4基、橋全体では8基とする。減衰力の合計は塔1基あたり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工間を弾性的に支持し、主桁の慣性力を各支点到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-11に示す。免震支承の

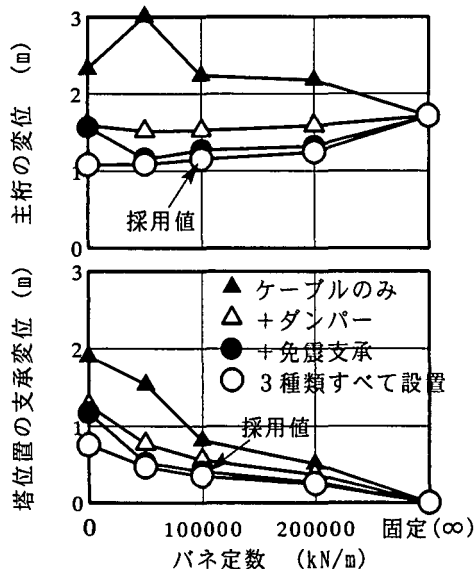


図-12 弾性拘束ケーブルの制振効果

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。サイドブロックの寸法は塔位置では橋軸方向の長さ1200mm、厚さ370mmとなる。

### c) 弾性拘束ケーブル

弾性拘束ケーブルは主桁と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および塔位置の支承の応答変位との関係を図-12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、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。制振装置として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。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。

以上の結果より、弾性拘束ケーブルバネ定数は、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、塔1基あたり100,000kN/mを採用する。

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する。ケーブル長さは60mとする。

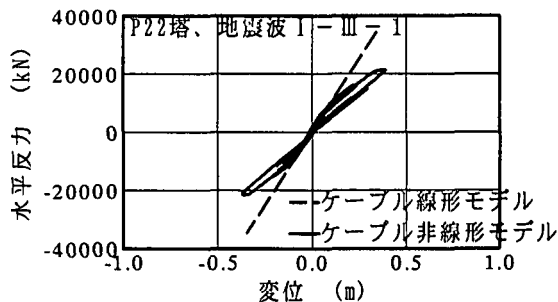


図-13 弾性拘束ケーブルの水平反力-変位履歴図

弾性拘束ケーブルは温度変化およびレベル1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る。レベル2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る。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-13に弾性拘束ケーブルの水平反力と変位の履歴を示す。変位は塔と桁の相対変位を、張力は塔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圧縮側ケーブルの張力抜けにともない剛性が低下し、その後水平荷重20000kN付近で引張側ケーブルの降伏が生じている。ケーブルの最大伸びは0.39mであり、ケーブル長60mより最大ひずみは0.65%と算出されるため、弾性拘束ケーブルがレベル2地震で破断する恐れはないと判断される。

### 5. まとめ

本論文は、大規模斜張橋のレベル2地震動に対する耐震設計を行ったものであり、以下に要約する。

- ①レベル2地震動に対する本橋の保有すべき耐震性能を明確にし、耐震設計方法を示した。
- ②地震力を低減する目的で、弾性拘束ケーブル、ダンパー、免震支承からなる制震装置を採用した。
- 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：本論文で述べられた検討は、平成13年度から平成14年度にかけて開催された伏木富山港(新湊地区)臨港道路技術検討調査委員会(委員長：長い正嗣長岡技術科学大学教授)で実施されたものです。委員会関係者の方々に謹んで謝意を申し上げます。

### 参考文献

- 1)伏木富山港(新湊地区)臨港道路技術検討調査委員会：委員会資料。
- 2)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック,1997。
- 3)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編,2002。
- 4)翠川,小林：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定,日本建築学会構造系論文集,Vol.282,pp.71-79,1979。
- 5)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。