

2 主桁複合斜張橋の地震時挙動と耐震性向上に関する2, 3の考察

Some studies on seismic performance and strengthening of
composite cable-stayed bridge with 2 edge girders

鈴木 泰之*, 大塚 久哲**, 濱田奈世子***, 大塚 篤生*
Yasuyuki Suzuki, Hisanori Otsuka, Nayoko Hamada, Atsuo Otsuka

*工修 (株)建設技術研究所 東京本社 構造部 (〒103-8430 中央区日本橋本町 3-21-1)

**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)

*** 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)

This paper describes the seismic performance of cable-stayed bridge with 2 edge girders. This type of bridge has not been constructed in Japan. So before calculating seismic behavior, trial desing was done using Japanese Specification of Highway bridge. Based on domestic construction results, composite cable-stayed bridge is proposed from new aspect. The features of cable-stayed bridge with 2 edge girders are investigated by comparing structural features of overseas cases and seismic behavior of PC and steel cable-stayed bridges which were constructed a lot in Japan. This study proposed strengthening plan of tower and clarified influences of synthetic effect of RC floor slab and main beam on seismic performance of superstructure after investigating influences on seismic behavior of bridge by various bearing coditions.

Key Words: seismic resistance, composite cable-stayed bridge, bearing

キーワード: 耐震性, 2主桁複合斜張橋, 支承

1. はじめに

国内における斜張橋の施工実績は、PC斜張橋・鋼斜張橋・複合斜張橋の3タイプに大別される。PC斜張橋はコンクリート製の主塔とPC箱桁の上部構造から、鋼斜張橋は鋼製の主塔と鋼床版箱桁の主桁から構成されることが一般的である。国内の複合斜張橋では、主塔がコンクリート製で、主桁が鋼床版箱桁(例えば十勝中央大橋),あるいは、中央径間が鋼床版箱桁で側径間がPC箱桁(例えば多々羅大橋)から構成されている。海外では2主桁の複合斜張橋の施工実績が増えつつあり、コンクリート製の主塔と鋼I断面の2主桁およびプレキャストのRC床版から構成されている例が多い。

この2主桁の複合斜張橋は経済的な橋梁形式であることが明らかにされているが^{1), 2)}, Owensboro橋(米国)やClark橋(米国)等, 海外の設計事例では, 地震力は支配的な荷重として考慮されていない。従って, 地震力が支配的となる国内で施工するためには, 地震時に発生する各部の挙動を明らかにするとともに, 合理的な耐震計画を立案することが求められる。

本論文では, 国内の施工実績を踏まえ, 床組み構造の簡素化や箱断面を用いた2主桁等新しい視点から2主桁複合斜張橋を提案し, 海外の事例に対して構造的特徴を比較した後, 国内で施工実績の多いPC斜張橋や鋼斜張橋と活荷

重載荷時や地震時の挙動を比較することにより, 2主桁複合斜張橋の特徴を明らかにする。さらに, 2主桁複合斜張橋を対象として, 支承条件が橋梁全体の地震時の挙動に与える影響を検討した上で, 主塔の耐震性向上策やRC床版と主桁との合成効果が上部構造の地震時挙動に与える影響について明らかにする。

2. 既往の研究

斜張橋の耐震性を研究した論文は, ①非線形形の挙動に着目した論文(例えば3)~5), ②耐震性の改善に着目した論文(例えば6)~10), ③複合斜張橋の挙動に着目した論文(例えば11), 12)に分類される。

最近の研究の一例としては, ①に関する研究として, 大塚・水取らによるPC斜張橋の橋脚および主塔に生じる軸力変動の有無が, 地震応答性状の与える影響を検討した研究, ②については, 水取・山花らによるPC斜張橋の橋脚・橋台と主桁間に設置した弾塑性せん断ばねが, 地震時応答の低減に有効であるとした研究がある。③については, 新原, 山野辺らがコンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋の地震応答解析を実施しており, フローチングタイプでは, 主桁の変位は過大となり, ピン固定タイプでは, 橋脚の損傷が大きくなること, また, ダンパーと弾性拘束ケーブルを併用することにより, 耐震性が向上されること

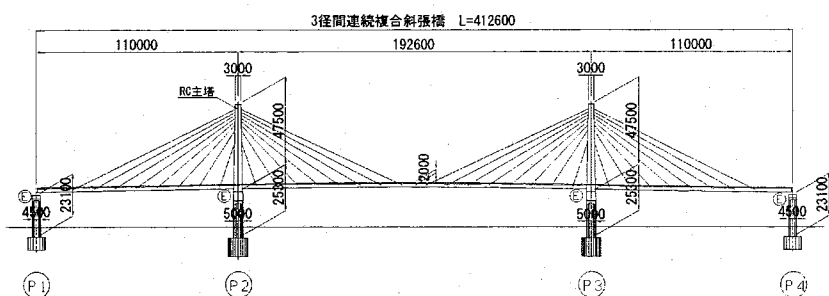


図-1 橋梁全体一般図(単位:mm)

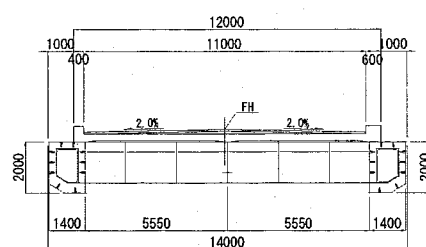


図-2 橋梁断面図(単位:mm)

を報告している。

筆者らは、高橋脚を有する固有振動数の比較的長い構造物や地震力が支配的ではない米国内陸の2主桁複合斜張橋の耐震性向上策を検討してきた。これらの検討は、非線形動的解析により、各々の橋梁の地震時挙動を明らかにした上で、支承条件の変更や免震支承・ダンパーをその構造系の中に取り入れることにより、地震時挙動の改善を試みたものであり、これらの装置の有効性が検証されている^{13)~15)}。

3. 2主桁複合斜張橋の特徴

3.1 構造概要

2主桁複合斜張橋の構造概要を海外で施工実績のある鋼I断面の2主桁斜張橋と比較する。本論文で検討対象とする2主桁複合斜張橋は、最近増えつつある国内の少数主桁橋や細幅箱桁橋の構造や設計手法を斜張橋に応用したものである。検討対象とする橋梁の全体一般図と断面を図-1、図-2に示す。特徴を部位別に整理すると以下の通りとなる。

主桁は、ケーブル定着部や添架物が箱桁内に収まることや、耐風安定性に優れた断面を設定し易いことより、箱断面(桁高 $H=2.0\text{m}$ 、フランジ幅 $B=1.6\text{m}$ 、板厚は $t=15\sim30\text{mm}$)とした。非合成桁として算出した鋼断面に基づく活荷重による最大たわみは、許容値 $\delta a=1/400$ (たわみ/支間長)に近い値を示した。

床組み構造は、床版支間を橋軸直角方向とし、簡素化を目的として、主桁間に1本の縦桁と10m間隔の横桁から構成した。縦桁には軸力が生じ、床版の中間支点の役割も果たすことから、桁高 1.2m となり、海外の事例に比較して規模が大きくなっている。

床版は、海外の事例では縦桁と横桁で区切られた枠にブ

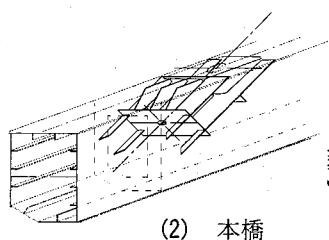
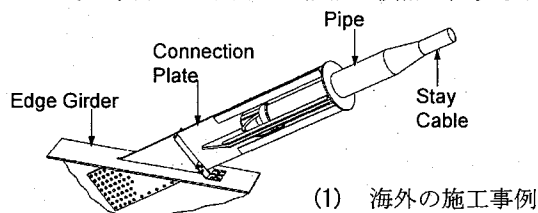


図-3 ケーブル定着部

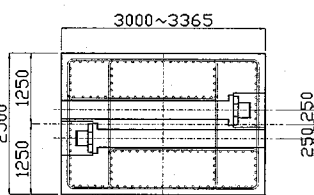


図-4 ケーブル定着部

レキャストコンクリートのRC床版を敷設し、隙間に後打ちコンクリートを打設することにより、床版の連続化を図っている。本検討では後打ちコンクリート部のクラック発生に留意して連続形式とし、鋼・コンクリート合成床版を用いることとした。また主桁と床版は非合成として設計を行った。

ケーブル定着部は、海外の施工事例では、現場施工ケーブルが多く、図-3(1)に示す定着構造が一般的である。本設計では、プレファブケーブルを前提とし、主桁腹板に定着部を取付けたり、箱桁内に定着梁を取付ける等、桁側で引込みが可能な定着方式を採用した。図-3(2)に本橋梁で採用した定着構造を示す。

主塔はRC製とし、橋軸直角方向地震時の耐震性に優れるH型の主塔とした。主塔側のケーブル定着は、主塔断面をコンパクトに設計するため、図-4に示す配置とした。ケーブル定着部の主塔断面寸法は、 $3.0\text{m}\sim3.365\text{m}$ (橋軸) $\times2.5\text{m}$ (橋直)となる。代表的な項目について、海外の2主桁複合斜張橋との比較を表-1に示す。

3.2 構造特性

(1) 上部構造の断面の比較

2主桁複合斜張橋の特性を明らかにするため、PC斜張橋および鋼斜張橋の主桁断面の比較を行った。中央径間 200m では、PC斜張橋と鋼斜張橋の両形式の施工実績があるため、同一の設計条件に対して上部構造の断面を試算した。断面図と構造諸元を図-5、表-2に示す。表-2に示す値のうち、2主桁複合斜張橋の値は、2主桁分の剛性を示しており、質量は、橋面工を含まない値である。 I_z は面内曲げ剛性を、 I_y は面外曲げ剛性を示す。鋼斜張橋は、PC斜張橋や2主桁複合斜張橋の桁高が $H=2.0\text{m}$ に対して $H=1.7\text{m}$ となり、桁高を若干低くすることが可能であるが、下フランジは、最低の板厚($t=12\text{mm}$)で断面が決定されており、主桁の形状から必要となる鋼材料が決定される。そのため、経済的な断面とはならず、鋼重を減らすためには、鋼2主桁桁のように主桁フランジ幅を極力小さくし、コンパクトな断面とすることが求められる。また、表-2に示すように、PC斜張橋は2主桁複合斜張橋や鋼斜張橋に比較して、上部構造の質量、剛性ともに大きくなる。

2主桁複合斜張橋は幅員の両側に細幅箱桁を配置したものであり、簡素な床組みと鋼・コンクリート合成床版から成り立っている。筆者らの試算では、本橋梁の支間に適用した場合、概略質量は 300kg/m^2 であり、既往の鋼斜張橋の概算質量 600kg/m^2 と比較すると約半分程度となっている。その結果、合成床版の工費を考慮しても20~30%のコスト縮減が図られるものと考えられる。

表-1 構造形式の比較

比較項目	海外における施工実績	検討対象橋梁
主桁形状	I断面	箱断面
床版	プレキャストRC床版+ 場所打ち	鋼・コンクリート 合成床版
床版支間	橋軸方向	橋軸直角方向
床組み構造	橋軸方向に4m~5m 間隔で横桁配置	主桁間に縦桁1本 横桁は10m間隔
定着部構造	桁より上で定着	箱桁内で定着
ケーブル	現場施工ケーブル	プレファブケーブル
主塔	RC製	RC製
桁高支間比	1/150~1/250	1/100

表-2 構造諸元

	2主桁複合斜張橋	PC斜張橋	鋼斜張橋
A(m ²)	0.23	10.1	0.39
Iz(m ⁴)	0.12	4.7	0.22
Iy(m ⁴)	0.072	171.2	5.04
主桁質量(tf/m)	3.3	24.8	6.6

(2) 活荷重載荷時の断面力の比較

2主桁複合斜張橋の特徴を明らかにするために、PC斜張橋・鋼斜張橋・2主桁複合斜張橋について、活荷重載荷時の最大曲げモーメントを比較した。主桁・主塔に発生する活荷重載荷時の最大曲げモーメントの比較を図-6、図-7に示す。主桁に発生する曲げモーメント(図-6)は、PC斜張橋が大きく、2主桁複合斜張橋が最も小さいこと、また、主塔に発生する最大曲げモーメント(図-7)は、2主桁斜張橋が最も大きく、PC斜張橋は小さいことを示している。

これは、主桁剛性が大きな程、活荷重をケーブルに頼らず、桁として抵抗した結果であり、2主桁複合斜張橋は、主桁の剛性が小さいため主桁自身が抵抗するのではなく、ケーブル・主塔に依存する割合が大きいことを示している。

2主桁複合斜張橋の活荷重載荷時の断面力に対して、主塔の断面を試算すると、主鉄筋をD38-1段、125mmピッチで

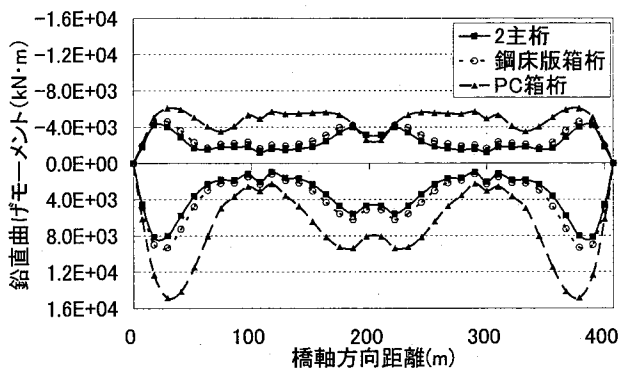


図-6 主桁に発生する活荷重載荷時の曲げモーメント

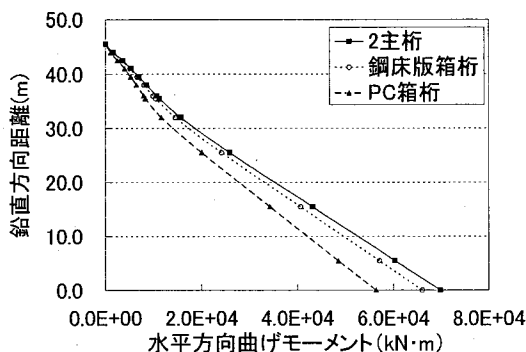
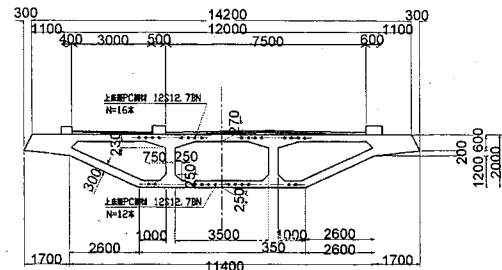
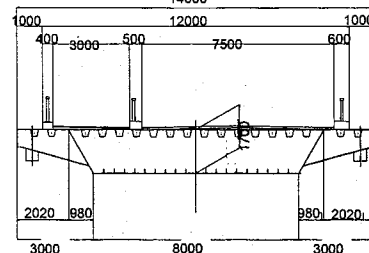


図-7 主塔基部の曲げモーメント(活荷重載荷時)



(1) PC斜張橋



(2) 鋼斜張橋

図-5 PC斜張橋と鋼斜張橋の桁断面図(単位:mm)

配筋した場合、主塔基部で5.0m(橋軸)×2.5m(橋直)となった。

また、活荷重による最大たわみを比較すると、PC斜張橋は $\delta=1/250$ であり許容値 $\delta=1/400$ に対して余裕があることに対して、2主桁複合斜張橋は $\delta=1/390$ で許容値に近い値を示した。2主桁複合斜張橋を非合成桁として設計した場合は、たわみ易い構造形式であり、主塔に依存する割合が大きい構造物であると評価される。

4. 2主桁複合斜張橋の耐震性評価

2主桁複合斜張橋のL2レベルの地震動に対する挙動およびPC斜張橋・鋼斜張橋との違いを明らかにすることを目的として、各々の橋梁形式に対して非線形動的解析を実施した。以下に解析モデルおよび解析結果を示す。

4.1 構造解析モデル

構造解析モデルを図-8に示す。2主桁複合斜張橋の主桁の面内剛性(Iz)は両側に配置した各主桁に、面外剛性(Iy)は上部工全体剛性を評価できるように主桁間(上部構造図心位置)に別途梁要素を設け、合計3本の梁要素でモデル化した。PC斜張橋・鋼斜張橋は3本の梁要素のうち、全支点に免震支承を用いた。(支承条件は表-4 全免震支承の項を参照)解析モデルの支承条件は、「5. 支承条件が橋梁全体の耐震性に与える影響」の結果を反映して、全支点に免震支承を用いた。また、主塔定着部は、図-4に示すように、ケーブルは主塔の中心から偏心して定着されている。これを解析モデルに反映させるため、主塔から剛な横梁を張り出し、横梁の先にケーブル定着点を設けた。

4.2 要素の特性

主桁・横梁は線形梁要素を用いた。ケーブルは線形棒要素、RC主塔とRC橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行った。RC部材の材料非線形特性は骨格曲線としてトリリニア

型、復元力特性として武田モデルを用いた。基礎と地盤の結合条件は、線形ばね定数として扱った。

4.3 解析要領

解析プログラムはTDAPⅢとし、積分間隔は $\Delta t=0.002$ 秒とした。減衰はレーリー減衰とし、入力地震動は、道示に示されている2種地盤に対する加速度応答スペクトルの適合波形（タイプⅠ-Ⅱ-1、タイプⅡ-Ⅱ-1）を用いた。なお、検討は橋軸方向とし、地震入力は橋脚下端に対して一様入力とした。

4.4 固有振動特性

地震の挙動を比較するために固有振動特性とL2地震動に対する斜張橋の挙動を求めた。固有振動特性を表-3に示す。この表より、PC斜張橋>2主桁複合斜張橋>鋼床版の順で固有周期が大きいことが分かる。これは、上部構造の質量が大きく、1次モードが他の橋梁より長周期になるためであると考えられる。

4.5 地震時の挙動

橋軸方向地震時の解析結果を図-9～図-11に示す。図-9(1)～(3)は、主桁の応答を比較したものである。これらの図を比較すると主桁の剛性の違いが応答に大きく影響を与え、主桁の剛性が大きなPC斜張橋の上部構造には3橋種の中で最も大きな曲げモーメントが発生する。また、曲げモーメント分布のピークはケーブルが桁を引っ張り上げる

表-3 固有振動モード図

	橋軸1次モード	橋軸直角1次モード
複合2主桁斜張橋	 固有周期 1.90 刺激係数 36.1	 固有周期 2.60 刺激係数 3.2
PC斜張橋	 固有周期 2.04 刺激係数 118.5	 固有周期 2.90 刺激係数 14.8
鋼斜張橋	 固有周期 1.30 刺激係数 97.8	 固有周期 1.81 刺激係数 4.5

影響であるが、剛性が大きな程、ピークが顕著に表れ、上部構造を引き上げる力が作用していることが分かる。

図-10は、主塔の応答塑性率を示す。（なお、本論文での応答塑性率は、曲率塑性率で示す。）いずれの橋種においてもタイプⅡ地震動で大きな応答を生じる。鋼斜張橋と2主桁複合斜張橋では応答塑性率には大差はないが、PC斜張橋は、 $\mu=0.6$ （タイプⅠ地震動） $\mu=0.8$ （タイプⅡ地震動）となり、他の2橋種と比較すると、1.3倍から1.5倍の応答を示している。

図-11は、橋脚の応答塑性率を示す。タイプⅠ地震動に対しては、PC斜張橋が大きな応答塑性率を示し、タイプⅡ地震動に対しては、いずれの橋種に対しても差が無いことが分かる。タイプⅠでPC斜張橋が大きな応答を示すのは、上部構造の質量が大きいため、1次モードが他の橋種に比較して長周期化し、大きな水平変位が生じた結果であると考えられる。

図-12は、支承の変位を示す。タイプⅠ地震動では橋梁毎に変位量の差が大きく生じ、PC斜張橋では $\delta=1.4$ mに達する。これは、免震支承の水平方向のばね定数を一定として解析した結果であるが、2主桁複合斜張橋に比較して、PC斜張橋では、規模の大きな免震支承が必要なことを示唆している。タイプⅡ地震動では変位量に大きな差は生じなかった。

これらの挙動の違いは、PC斜張橋の上部構造の剛性や質量が鋼斜張橋や2主桁複合斜張橋に比較して大きなことに起因するが、2主桁複合斜張橋においても、床版と主桁との合成を考慮した場合、上部構造の剛性が大きくなり、地震時に主桁に発生する曲げモーメントは、鋼桁のみの剛性を用いた解析結果よりも大きくなることが予想される。

5. 支承条件が橋梁全体の耐震性に与える影響

5.1 耐震性能と支承条件

以上の検討により、2主桁複合斜張橋の特性が明らかにされた。ここでは、2主桁複合斜張橋の耐震性能を、①主桁は降伏させない。②主塔基部は降伏耐力以下（応答塑性率 $\mu=1.0$ 以下）とする。③主たる降伏は橋脚基部とする。④ケーブルは降伏させない。として、これらの条件を達成させる手段として、支承条件に着目し、検討を行う。なお、本論文では、初降伏曲げモーメント（断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみに達

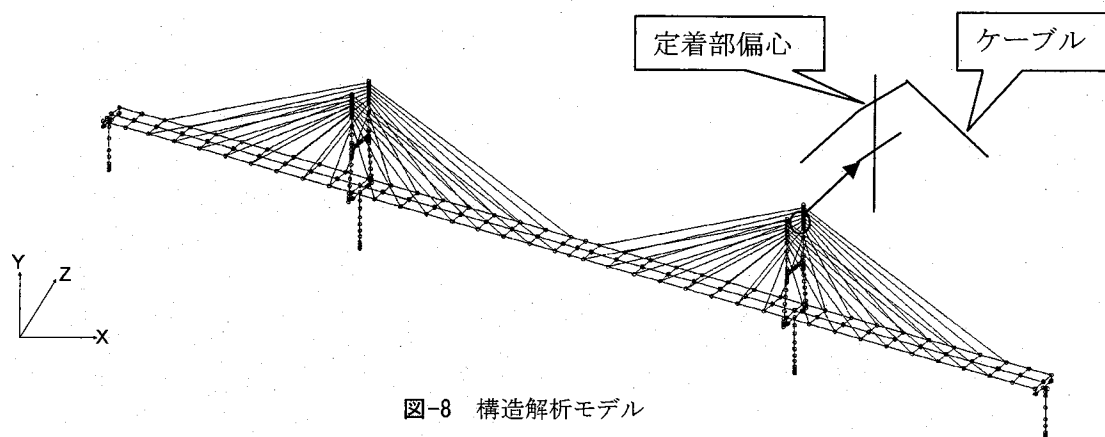


図-8 構造解析モデル

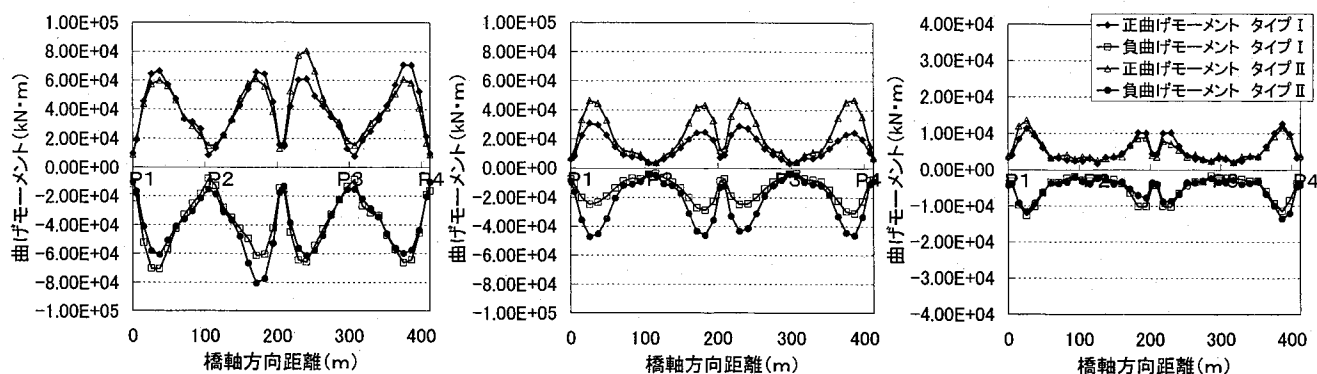


図-9 上部構造曲げモーメント (左:PC斜張橋 中:鋼斜張橋 右:2主桁複合斜張橋)

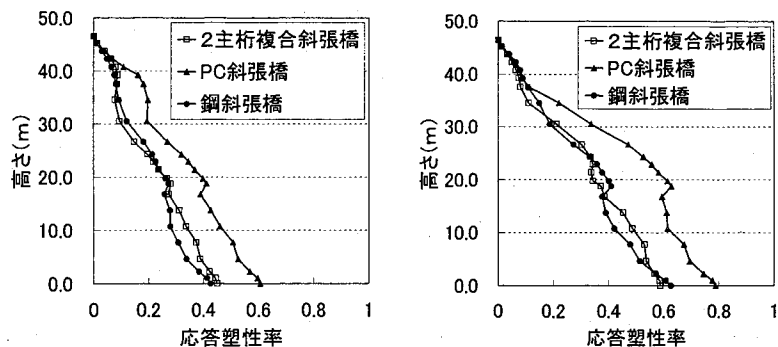


図-10 主塔の応答塑性率 (左:タイプI地震動, 右:タイプII地震動)

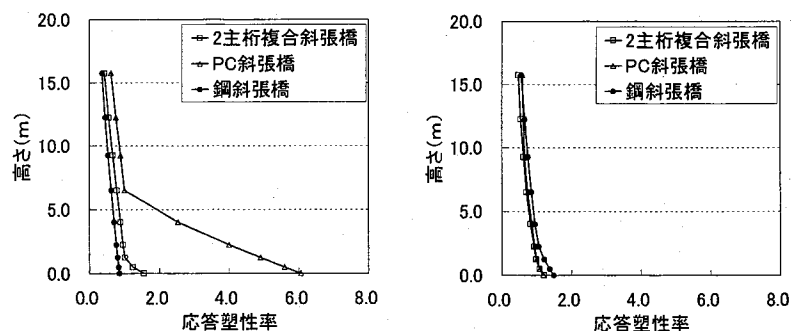


図-11 橋脚の応答塑性率 (左:タイプI地震動 右:タイプII地震動)

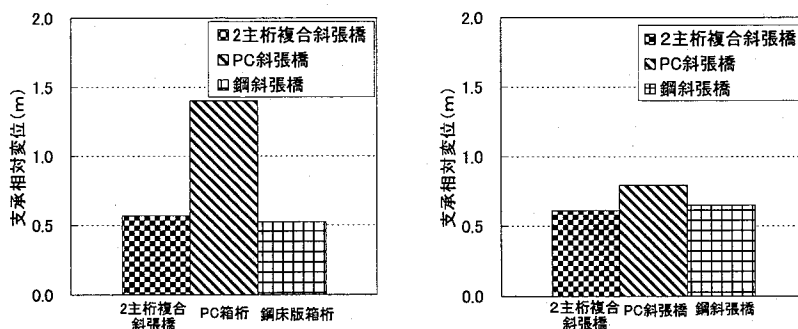


図-12 P2支承の相対変位 (左:タイプI地震動 右:タイプII地震動)

したときの曲げモーメント)を降伏曲げモーメントと定義する。

橋軸方向支承条件は、全支点橋軸方向可動(以下、全支点フリーモデル)、P3のみ橋軸方向固定とし他は可動支承(以下、一点固定モデル)、全ての支承に分散支承を採用(以下、分散モデル)、全ての支承に免震支承を採用(以下、免震モデル)、分散支承+ダンパーの併用(以下、ダンパーモデル)の5条件とした。なお、ダンパーは、全ての分散支承に取り付けることとした。鉛直方向の支承条件はP2とP3についてのみ、上部構造に生じる負曲げモーメントを緩和するために鉛直方向を可動とし、ケーブルによってのみ支

持する条件とした。分散支承、免震支承の寸法は、支承に発生する地震時水平力や変位量および鉛直荷重を考慮して決定した。また、橋軸直角方向の支承条件は、全支点とも固定、分散、免震、分散+ダンパー併用の4条件とした。また、ダンパーは既成のダンパーを採用することとし、ここではLRD((LEAD RUBBER DAMPER)鉛プラグ入り押しダンパー)を想定し、変位がダンパーの許容ストローク内に収まるようダンパーの本数(ばね定数)を決定した。ダンパーの履歴特性を図-13に示す。ここでFは降伏点、K1は1次勾配、K2は2次勾配を示し、橋軸、橋軸直角方向ともP1、P4は降伏荷重F=500kNを1個、P2、P3は降伏荷重F=500kN

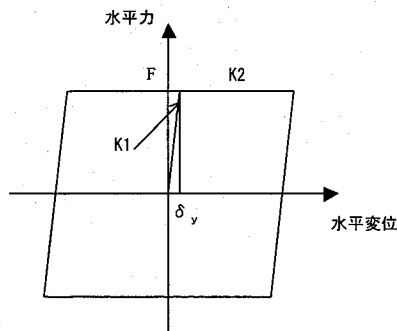


図-13 ダンパーの履歴特性

のダンパーを2個（合計1000kN）を主桁毎に設置した。なお、免震支承の寸法やダンパーの性能は、設計が成り立つことを確認した上で、その効果を確認した。支承条件を表-4に示す。

5.2 橋脚・主塔に与える影響

(1) 橋脚に与える影響

支承条件別に橋軸方向地震時のP2橋脚基部（一点固定（可動側））とP3橋脚基部（一点固定（固定側））の応答塑性率を図-14に示す。タイプI地震動とタイプII地震動による応答塑性率を比較すると、一点固定モデルはタイプII地震動で大きな応答塑性率を示し、固定側橋脚（P3）では、応答塑性率 $\mu = 11.8$ を示している。全支点フリーモデルは

タイプIで応答塑性率 $\mu = 6.0$ となり、これにより断面が決定される。分散、免震、ダンパーモデルは地震動による応答塑性率に大差はなかった。許容塑性率は、タイプI地震動で橋脚基部 $\mu_a = 2.5$ （免震）、 $\mu_a = 4.1$ （その他）、タイプII地震動で $\mu_a = 7.7$ （免震）、 $\mu_a = 14.5$ （その他）であることから、断面はタイプI地震動で決定されることになる。なお、他の橋脚（P1, P4）の応答塑性率を比較した結果、支承条件にかかわらず、概ね許容塑性率以下となっていた。

橋軸直角方向地震時の解析結果を図-15に示す。橋軸直角方向地震動に対して、橋軸直角方向支承条件を全支点とも固定、分散、免震、ダンパーの4ケースとして検討を行った。タイプI地震動とタイプII地震動を比較した結果、タイプII地震動で大きな応答塑性率を示しているが、いずれの地震動に対しても橋軸方向地震時と同様に免震支承とダンパーモデルの応答塑性率は低減し、有効性が確認された。許容塑性率と応答塑性率を比較するとタイプI地震動で $\mu_a = 2.1$ （免震）、 $\mu_a = 3.2$ （その他）、タイプII地震動で $\mu_a = 5.9$ （免震）、 $\mu_a = 10.8$ （その他）であることから、固定モデルのみが、タイプI地震動に対して許容塑性率を超えるが、分散支承では許容値を満足しており、また、免震支承やダンパーを用いれば橋脚の耐力に余裕を生じさせることができることを示している。

表-4 橋軸方向地震時支承条件

	P1						P2						P3						P4					
	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
全支点フリー	○	×	×	×	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○
1点固定	○	×	×	×	○	○	○	○	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○
全分散	△	×	×	×	○	○	△	○	×	×	○	○	△	○	×	×	○	○	△	×	×	×	○	○
全免震	△	×	△	×	○	○	△	○	△	×	○	○	△	○	△	×	○	○	△	×	△	×	○	○
ダンパー	△	×	×	×	○	○	△	○	×	×	○	○	△	○	×	×	○	○	△	×	×	×	○	○

X: 橋軸方向 Y: 鉛直方向 Z: 橋軸直角方向 Rx: 橋軸回り Ry: 鉛直回り Rz: 橋直回り
○: 開放 ×: 拘束 △: 線形バネまたは非線形バネ

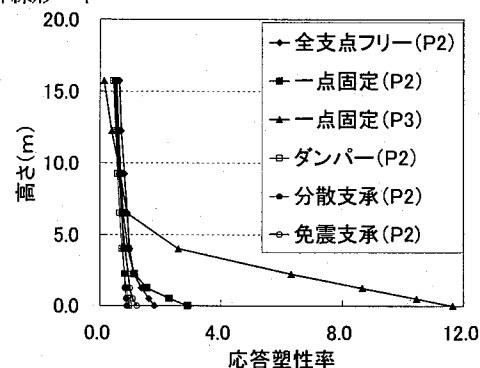
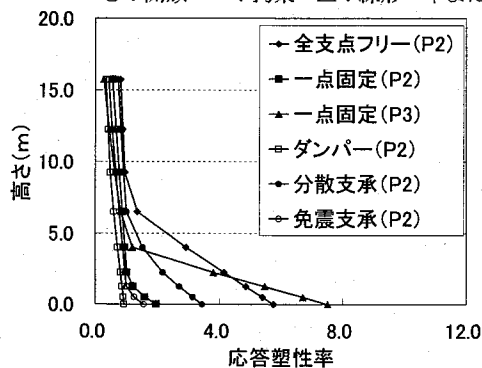


図-14 支承条件別の橋脚応答塑性率（橋軸方向地震時）（左：タイプI地震動 右：タイプII地震動）

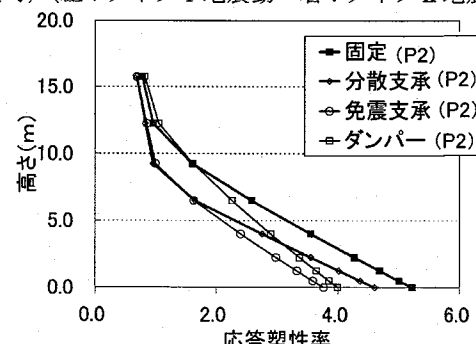
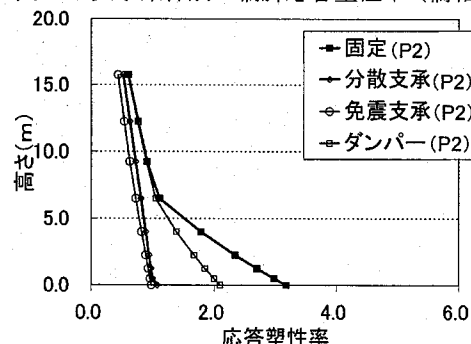


図-15 支承条件別の橋脚応答塑性率（橋軸直角方向地震時）（左：タイプI地震動 右：タイプII地震動）

(2) 主塔の応答に与える影響

支承条件別に橋軸方向地震時の主塔の応答塑性率を図-16に示す。なお、主塔の応答塑性率は応答曲率を降伏曲率で除して算出した。一点固定モデルにおける固定側(P3主塔)と可動側(P2主塔)とを比較した場合、固定側に断面力が集中しており、主塔基部の応答塑性率はタイプⅠで $\mu=2.5$ 、タイプⅡで $\mu=1.9$ に達している。全支点フリーモデルの場合は、タイプⅠ、タイプⅡ地震動とも主塔基部で $\mu=1.6\sim 1.8$ 程度となっており、いずれも降伏曲げモーメント M_y を超えている。一方、分散支承、免震支承、ダンパーを用いたモデルでは、応答塑性率は $\mu=1.0$ 以下となり、活荷重により決定された主塔断面に対して、降伏させずに設計することが可能である。主塔基部の許容塑性率は橋脚と同様な塑性を許すとすれば、タイプⅠ地震動で $\mu_a=2.0$ (免震)、 $\mu_a=3.1$ (その他)、タイプⅡ地震動で $\mu_a=5.0$ (免震)、 $\mu_a=9.0$ (その他)であるためタイプⅠ地震動が支配的となる。これより、支承条件が主塔に作用する地震力に大きく影響を与えることが分かる。

橋軸直角方向地震動に対する支承条件別の解析結果を、図-17に示す。橋軸直角方向の支承条件は、全支点とも固定・分散・免震・ダンパーの4ケースとした。タイプⅠとタイプⅡを比較するとタイプⅡで大きな応答を示す。図-8の構造解析モデルに示すように、本橋の主塔は2本の塔柱から構成されており、中間で横梁により剛結合されている。

この解析は、主塔のラーメン作用による軸力変動を考慮していない場合の結果であるが、いずれの支承条件においても主塔基部においても $\mu=1.0$ 以下となっており、降伏モーメント M_y には達していない。支承条件別に効果を比較するとダンパーが応答塑性率の低減に寄与することが分かる。また、タイプⅡ地震動に対しては高さ20m近傍で大きな応答塑性率が生じている。これは、水平梁の存在により

交差部に断面力が集中した結果であると考えられる。なお、主塔の橋軸直角方向の許容塑性率は、タイプⅠ地震動で $\mu_a=2.4$ (免震)、 $\mu_a=3.7$ (その他)、タイプⅡ地震動で $\mu_a=6.1$ (免震)、 $\mu_a=11.3$ (その他)であった。

5.3 主桁に発生する断面力及び全体変位に与える影響

(1) 主桁の断面力に与える影響

橋軸方向地震時に発生する主桁曲げモーメント分布を支承条件別に図-18に示す。一点固定モデルでは側径間のP1(P4)橋脚近傍で $M=30,000\text{kNm}$ を越える鉛直曲げモーメントおよび支間中央で $M=20,000\text{kNm}$ を超える鉛直曲げモーメントが発生しており、主桁の抵抗曲げモーメントを越えている。固定モデルの側径間端部で大きな曲げモーメントが発生している理由として、最上段ケーブルがP1橋脚近傍に定着されておらず、桁端から15mの位置に定着されているため、主塔全体が橋軸方向に変位することにつられ、ケーブルを通して側径間の主桁を引き上げ、主桁に曲げモーメントを発生させたものと考えられる。全支点フリーモデルおよび分散支承モデルでは、中央径間中央で抵抗曲げモーメントを若干越えているが、他の部位では抵抗曲げモーメント以内となっている。免震支承、ダンパーモデルは分散支承モデルに比較して、全般的に主桁に発生する曲げモーメントは減少している。免震支承やダンパーが主桁の曲げモーメント発生改善に寄与していることが分かる。

橋軸直角方向地震時に主桁に発生する曲げモーメントを支承条件別に図-19に示す。支承条件にかかわらず、支間中央で最大曲げモーメントが生じるが、固定モデルやダンパーモデルのように中間支点上の拘束が大きいほど、側径間での水平曲げモーメントが大きくなっている。一方、分散支承や免震支承のように支点上で変位を許容すると、大きな水平曲げモーメントの発生は緩和される。

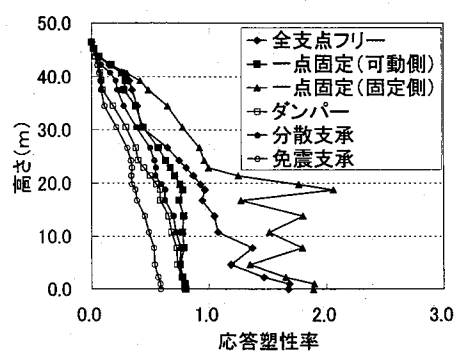
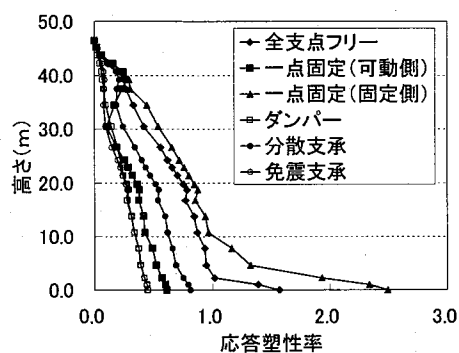


図-16 支承条件別の主塔応答塑性率(橋軸方向地震時) (左:タイプⅠ地震動 右:タイプⅡ地震動)

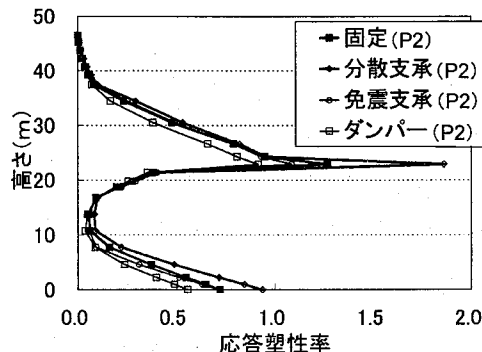
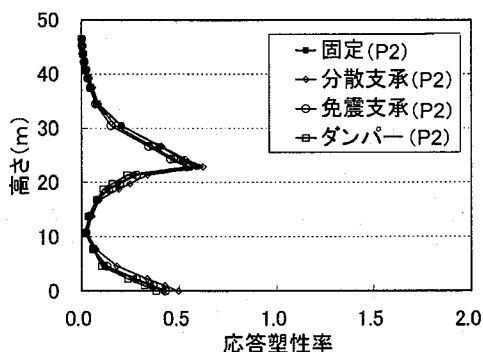
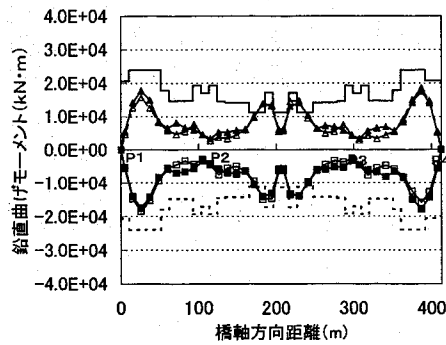
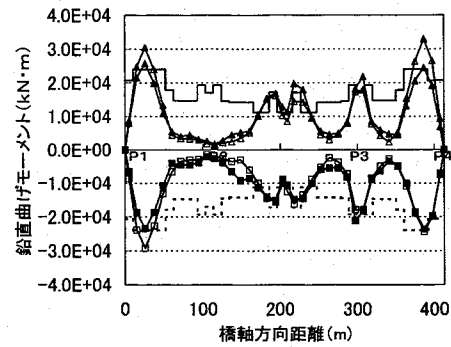


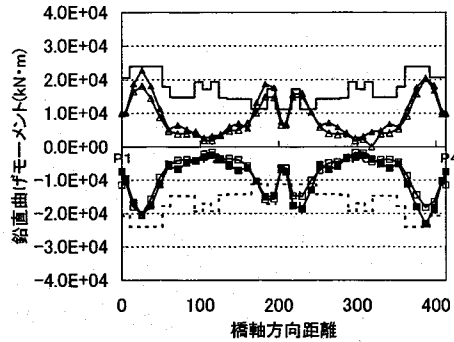
図-17 支承条件別の主塔応答塑性率(橋軸直角方向地震時) (左:タイプⅠ地震動 右:タイプⅡ地震動)



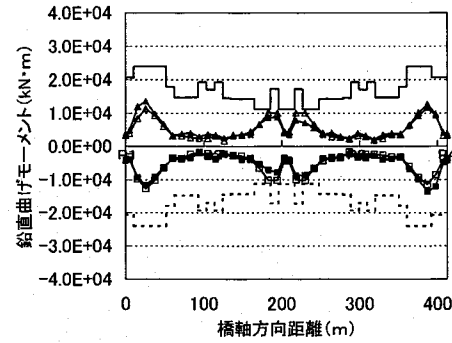
(a) 全支点フリーモデル



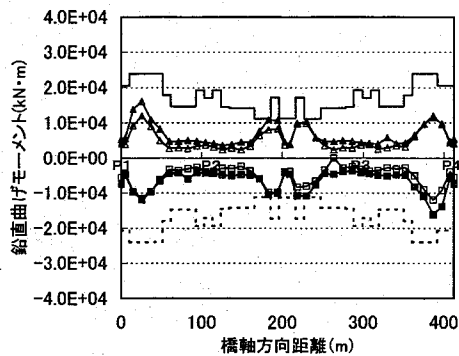
(b) 一点固定モデル



(c) 分散支承モデル



(d) 免震支承モデル



(e) ダンパーモデル

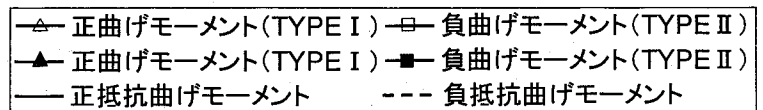
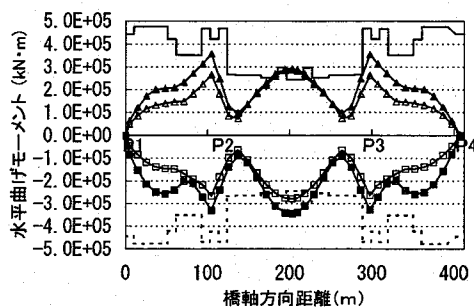


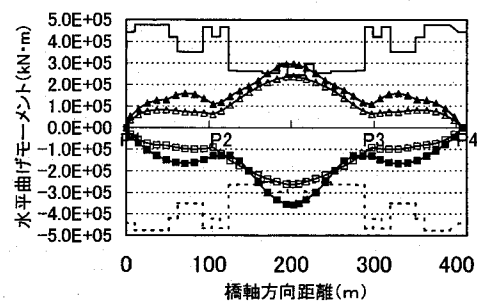
図-18 (上) 主桁に発生する曲げモーメント (橋軸方向地震時)

図-19 (下) 主桁に発生する曲げモーメント

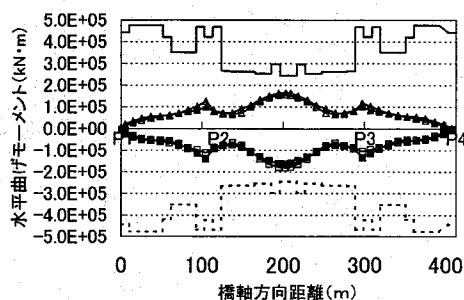
(橋軸直角方向地震時)



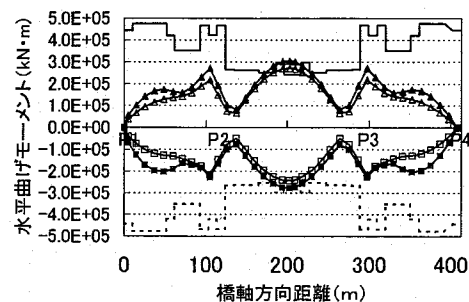
(a) 固定モデル



(b) 分散支承モデル



(c) 免震支承モデル



(d) ダンパーモデル

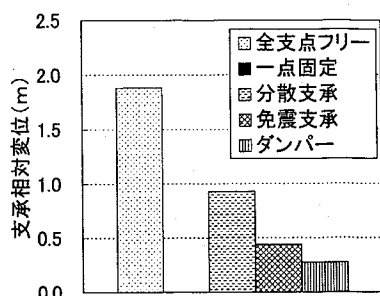
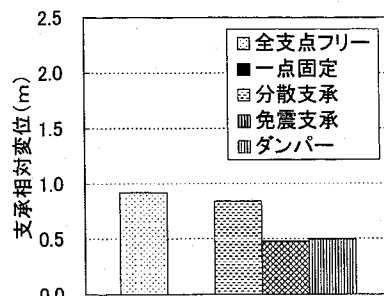


図-20 P3 支承の相対変位 (橋軸方向地震時)



左: タイプ I 地震動 右: タイプ II 地震動

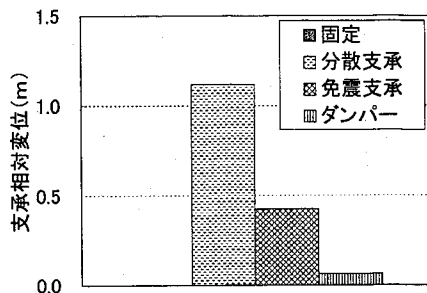


図-21 P3 支承の相対変位 (橋軸直角方向地震時) 左: タイプ I 地震動 右: タイプ II 地震動

また、免震支承による中間支点上変位の許容と減衰効果により、固定モデルでは、主桁に発生する水平曲げモーメントがタイプ II 地震動において支間中央で $M=3.5 \times 10^6 \text{ kNm}$ 発生していることに対して、免震モデルでは、 $M=1.80 \times 10^6 \text{ kNm}$ に減少しており、免震支承が主桁の水平曲げモーメント低減に有効に機能することが分かる。一方、免震支承以外では、活荷重載荷状態で決定された主桁断面の支間中央部の水平方向の抵抗曲げモーメント ($MR=24,000 \text{ kNm}$) を越える箇所があり、主桁の補強が必要となる。ダンパーモデルは、水平曲げモーメントの低減は認められなかったが、ダンパーの降伏点 F_y を小さくすることにより、支点上の変位が大きくなり、それに伴い水平曲げモーメントも緩和されるものと考えられる。

地震時に生じる主桁の面内・面外曲げモーメント図より、主桁に発生する断面力は、ケーブルの主桁側定着点の位置や支承条件の影響を受けること、免震支承は主桁の断面力を低減させる効果があることが分かった。

(2) 全体変位に与える影響

橋軸方向地震時の P3 支承部の変位を地震動別に図-20 に示す。全支点フリーの場合は、橋軸方向の変位が $\delta=1.8 \text{ m}$ 、分散支承の場合は $\delta=0.9 \text{ m}$ 近く生じるが、免震支承を用いた場合は、分散支承と比較しても半分に以下に低減することが分かる。また、ダンパーを適用した場合は、変位が $\delta=0.25 \text{ m}$ となり、さらに低減される結果となった。地震動のタイプ毎に比較すると長周期成分が卓越するタイプ I 地震動における変位がタイプ II 地震動を上回る結果となった。隣接する桁間の遊間や伸縮装置の規模を考えると、免震支承やダンパーを用いて地震時の移動量を低減することは有効な方策であると考えられる。

橋軸直角方向地震時の P3 橋脚の支承部の変位を図-21 に示す。この図は、分散支承では橋軸直角方向にタイプ I で $\delta=1.2 \text{ m}$ 発生するが、免震支承では $\delta=0.45 \text{ m}$ となり、さらにダンパーを適用した場合は、 $\delta=0.25 \text{ m}$ と大幅に低減されている。橋軸方向地震時と同様に免震支承およびダンパー

の有効性が確認された。

6. 主塔横梁の位置・剛性が主塔全体の耐震性に与える影響

6.1 横梁の位置及び特性

主塔横梁の剛性や取付けの位置が、橋軸直角方向地震動における主塔基部や横梁取付け部の挙動に影響を与えることに着目して、横梁の非線形特性と取付け位置を表-5 および図-22 の通り変化させて応答を求めた。

6.2 横梁位置が応答塑性率に与える影響

横梁位置が応答塑性率に与える影響について検討を行った。その結果を図-23 に示す。図-23 より、横梁が無い場合は、タイプ I 地震動で主塔基部に大きな応答塑性率が発生する。また、横梁を最上段に設けた場合は、応答塑性率は $\mu=2.0$ を越える。中段に設けた場合は横梁取付け部、基部とも概ね $\mu=1.0$ となり、最下段に設けた場合は $\mu=0.5$ 程度になり、横梁の取付け位置により、主塔基部の応答塑性率が大きく異なることが分かる。タイプ II 地震動に対しても、タイプ I と同じ傾向にあるが、全般的に応答塑性率は小さくなり、橋軸直角方向に対する主塔の寸法はタイプ II 地震動で決定される。検討の対象とした 2 主桁複合斜張橋では、横梁取付け位置は最下段が最適である。一方、ここで設定

表-5 横梁の非線形特性

断面(mm) (高さ×幅)	$M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	Φ_y
4000×2500	9.22E+04	6.40E-04
3250×2500	6.60E+04	8.10E-04
2500×2500	4.45E+04	1.11E-03

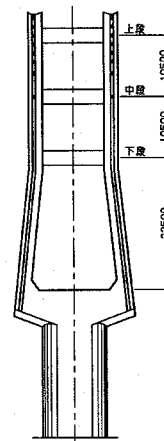


図-22 横梁取り付け位置

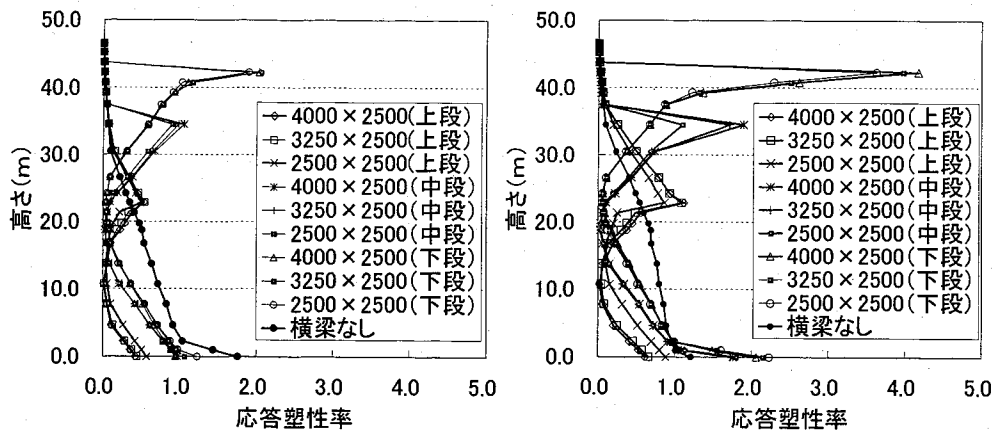


図-23 横梁位置変更時の応答塑性率 (左; タイプⅠ地震動 右; タイプⅡ地震動)

した範囲内では、橋梁の断面特性は主塔の応答に大きな影響を与えない結果となった。

これより橋軸直角方向地震時の主塔の耐震性を高めるためには、横梁の特性と取付け位置を適切に設定する必要があることが分かる。これらのタイプⅠ、タイプⅡ地震動の応答塑性率の分布を主塔配筋要領の観点から考察すると、中央横梁の位置を上下に変えて、中央横梁と主塔基部とを同程度の応答塑性率とすれば、主塔基部の配筋を主塔天端まで同径・同ピッチとすることが可能であり、合理的な配筋となる。

6.3 軸力変動の影響

最適な横梁位置に対して、橋軸直角方向地震時に生じる主塔の軸力変動が主塔耐力に与える影響を検討した。解析モデルは、橋軸方向、橋軸直角方向ともに免震支承を用いたモデルとし、主塔の復元力特性は、TDAPⅢの軸力変動テトラニア（武田型準拠）を用いた。主塔基部における橋軸直角方向曲げモーメントと軸力変動の状況を図-24に示す。橋軸直角方向地震時には主塔基部に作用する軸力変動は、最大 $N=\pm 15,000\text{kN}$ であり、死荷重時の軸力 $25,000\text{kN}$ に対して、最大軸力 $40,000\text{kN}$ 、最小軸力 $10,000\text{kN}$ となる。

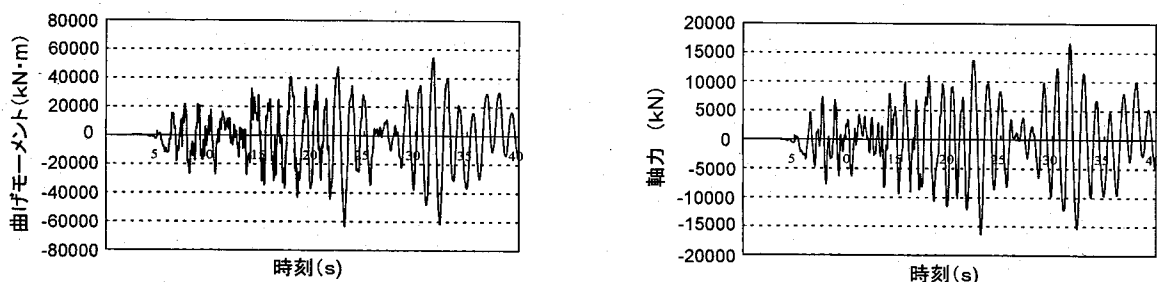


図-24 主塔に作用する曲げモーメント(左)と軸力(右(軸力変動分を示す))

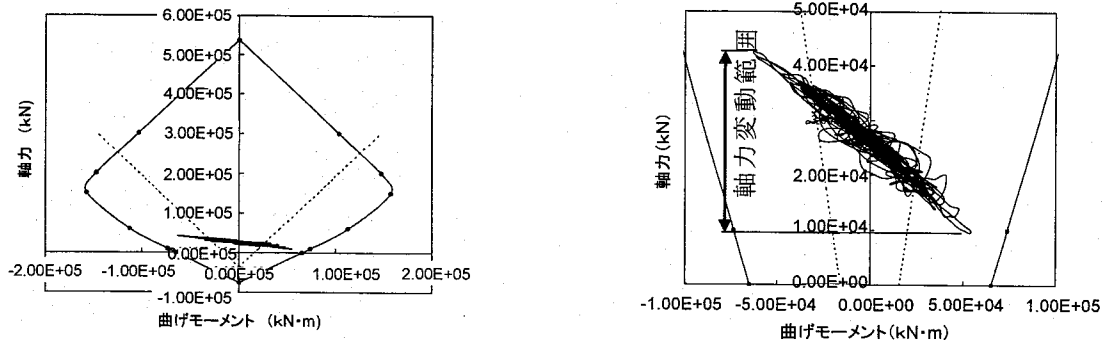


図-25 主塔の軸力変動を考慮した照査結果(右図は履歴部の拡大図)

すなわち、軸力変動量は死荷重時の軸力に対して $\pm 60\%$ に達する。主塔基部の応答結果を図-25に示す。この図より、軸力変動の影響により、軸力変動を考慮しない場合はタイプⅠで主塔基部の応答は降伏曲げモーメント M_y の約半分の応答($\mu=0.5$ (図-10(左)の免震支承参照))であったが、軸力変動を考慮すると降伏曲げモーメント M_y 近くに達し、橋軸直角方向地震時には軸力変動の影響を考慮した照査が必要なることを示している。これは、ラーメン構造としての効果がより顕著に現れた結果であると考えられる。

7. 床版と主桁との合成効果および非線形特性が上部構造の耐震性に与える影響

以上の検討は、上部構造を非合成桁として、剛性を算出した場合の地震時の挙動である。ここでは、鋼・コンクリート合成床版と主桁との合成作用を考慮した場合の上部構造の挙動を検討する。さらに、床版のひび割れ、鉄筋の降伏を考慮した非線形特性を算出し、図-8に示した全体モデルに取り入れ解析することにより、上部構造の非線形特性が上部構造全体の地震時挙動に与える影響を検討した。

表-6 上部構造非線形M-Φ関係

断面番号	断面①	断面②	断面③	断面④
断面	側径間中央	主塔近傍 (側径間より)	主塔近傍 (主径間より)	中央径間中央
軸力	-6083	-9345	-10273	-4353
上フランジ厚(mm)	27	18	27	18
下フランジ厚(mm)	33	20	20	17
+My (kN・m)	25837	17104	17355	13374
Φy	9.14E-04	9.17E-04	9.18E-04	8.62E-04
断面の状態	下フランジ降伏			
+Mu (kN・m)	39017	27562	28117	23328
Φu	5.22E-03	5.83E-03	5.68E-03	6.60E-03
断面の状態	床版コンクリート終局ひずみ			
-My (kN・m)	27776	21590	23587	15068
Φy	-1.46E-03	-1.20E-03	-1.47E-03	-1.31E-03
断面の状態	下フランジ降伏	鉄筋降伏	鉄筋降伏	下フランジ座屈
-Mu (kN・m)	27901	22167	23587	17096
Φu	-1.47E-03	-1.62E-03	-1.47E-03	-1.80E-03
断面の状態	鉄筋降伏	下フランジ座屈	下フランジ座屈	鉄筋降伏

7.1 上部構造の非線形特性の定義

道示の規定では上部構造に対しては、地震時の耐震性能に関する明確な規定はないが、道示のコンクリート上部構造編では、耐震性能2の照査において上部構造の限界状態として最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率として規定されている。これは、床版コンクリートのひびわれが耐久性上有害とならないように、ひびわれ幅が0.2mm以下となるよう設定したものであり、恒久復旧を行わずとも長期的に供用性を維持できる限界の状態を考慮したものである。また、鋼部材に対しては、フランジに局部座屈が生じないよう縦リブが配置されているものとし、鋼材が降伏点に達する曲げモーメントMyを限界状態とした。

7.2 非線形の算出要領

上部構造の非線形特性を求めるため、死荷重状態(D+Ps; D; 死荷重, Ps; ケーブルプレストレス)の軸力を考慮してM-Φ関係を算出した。負の曲げモーメントに対しては、コンクリート断面は考慮せず、引張り側鉄筋と鋼桁を有効断面とした。正の曲げモーメントに対しては、床版コンクリートが全幅有効である仮定して算出した。計算結果を表-6に、代表的な骨格曲線を図-26に示す。

これらの結果から、正曲げモーメント時では、下フランジの降伏が最初に起こり、床版コンクリートに終局ひずみが生じることや、負曲げモーメント時では下フランジの座屈が最初におこり、次に床版鉄筋の降伏が起こる場合と、その逆の場合が断面位置によって混在することが分かる。

正の曲げモーメントに対しては、下フランジが降伏ひずみとなる曲げモーメントをMyと定義し、床版上端が終局ひずみとなる曲げモーメントをMuと定義した。負の曲げモー

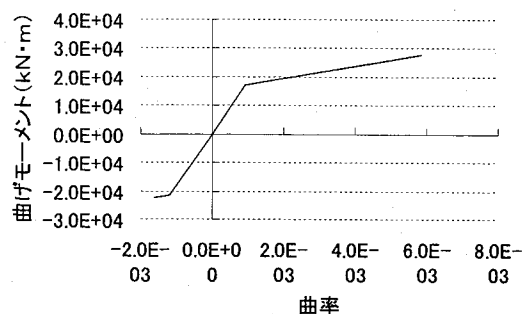


図-26 非線形骨格曲線の例 (断面③)

メントに対しては、下フランジまたは鉄筋のどちらか早く降伏が生じる方をMyと定義し、遅い方をMuと定義した。どちらが先に降伏するかは、主桁の板厚による。

なお、中立軸の位置は、正の曲げモーメント時のMyおよびMuは床版下面、負の曲げモーメント時では鋼桁断面のほぼ中央であった。非線形特性は骨格曲線をバイリニアールとし、床版の復元力特性が実験等により明らかにされていないため、ここでは、RC橋脚の復元力特性として一般的に使用される武田モデルと仮定した。なお、床版コンクリートには、帯筋の拘束効果による強度の増加は考慮しないものとした。

7.3 上部構造の挙動

上部構造に非線形特性を考慮した場合の橋軸方向地震時に発生する曲げモーメントの分布を図-27に示す。この解析結果は、「5.3主桁に発生する断面力及び全体変位に与える影響」の検討結果を踏まえ、耐震性向上が最も有効であると考えられる全ての支点に免震支承を採用したものである。

図-27より、非線形特性を考慮した結果は、考慮しない場合に比べ、負の曲げモーメント側で応答が最大10%程度低減していることがわかる。これは、負の曲げモーメントに対しては、上部構造が降伏領域に入ったため、剛性が低下し、その結果、応答が低減したものと考えられる。

また、上部構造を線形・非線形として扱ったいずれの場合においても、非合成桁として扱った解析結果(図-18(d)免震支承モデル参照)と比べると、上部構造に発生する断面力は、大きくなっている。上部構造を非合成桁として扱うか、合成桁として扱うかにより剛性が大きくことなり、その結果、地震時に発生する断面力が異なる結果となった。

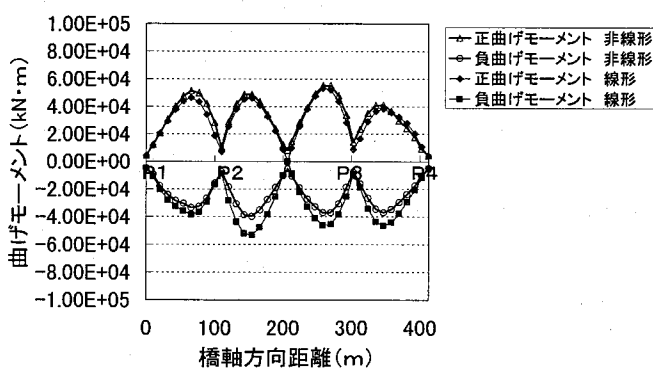
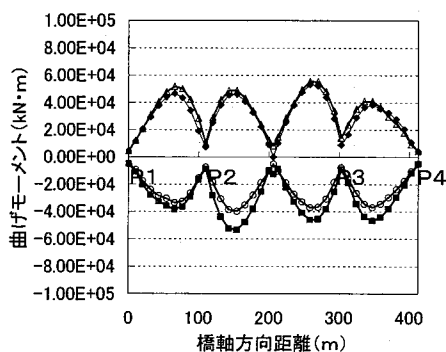


図-27 上部構造曲げモーメント (左; タイプI地震動 右; タイプII地震動)

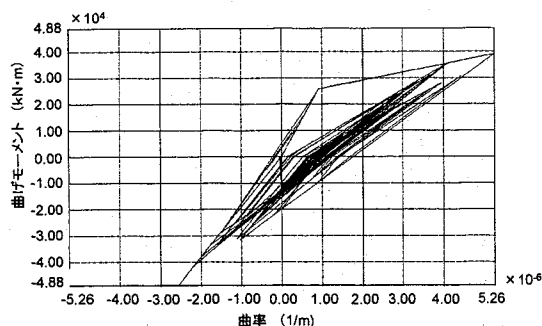


図-28 主桁履歴ループ

非線形性を考慮した場合の主桁左端から114m位置の主桁履歴ループを図-28に示す。図のY軸上側は負の曲げモーメントに対する履歴、下側は正の曲げモーメントに対する履歴を示す。負の曲げモーメントに対しては、床版のひびわれ、主桁が降伏していることを示している。これらの結果は、いずれも復元力特性を武田型モデルと仮定した場合であり、復元力特性の違いにより差が生じることになるが、RC床版と主桁との合成を考慮すると、地震時の断面力が大きく発生すること、さらに、床版、桁の一部はひび割れ、降伏領域に入る部分があることが明らかにされた。

8. まとめ

新たに提案した2主桁複合斜張橋の特徴を整理し、地震時の挙動をPC斜張橋や鋼斜張橋と比較した。また、2主桁複合斜張橋の地震時挙動を支承条件に着目して検討を行った。また、主塔の横梁や軸力変動が主塔の耐震性に与える影響や主桁と床版の合成効果が耐震性に及ぼす影響について検討を行った。結果を纏めると以下のとおりとなる。

- (1) 主桁の剛性が活荷重載荷時や地震時に生じる主桁曲げモーメントに大きな影響を与える。PC斜張橋が最も大きな曲げモーメントを発生し、2主桁複合斜張橋は、最も小さい。
- (2) 2主桁複合斜張橋に免震支承を用いることにより、耐震性は大幅に向上される。免震支承は橋軸方向地震時の主塔・橋脚の応答を低減させる効果に加え、橋軸直角方向の主桁の応答低減に対しても有効である。
- (3) 橋軸直角方向地震時において、主塔横梁の取り付け位置は、主塔全体の応答に影響を与える。適切な位置を選定することにより、合理的な配筋を行うことができる。また、軸力変動が主塔の耐力に与える影響は大きいため、軸力変動を考慮して解析を行う必要がある。
- (4) 主桁とRC床版合成効果を考慮した場合、上部構造の剛性が大きくなるため、地震時に主桁に発生する曲げモーメントは大きくなる。その結果、床版鉄筋が降伏するが、非線形挙動となるため、主桁に発生する断面力は低減する。

参考文献

- 1) 鈴木泰之・田中英明：少数主桁を用いた複合3径間連続斜張橋の提案，土木学会第55回年次学術講演会I-A218，pp436～437，2000.9
- 2) 鈴木泰之・土田貴之：少数主桁を用いた複合斜張橋の構造特性ならびに経済性，鋼構造年次論文報告第8巻，

pp587～594，2000.11

- 3) 大塚久哲・水取和幸・首藤政徳・麻生稔彦・有角明・百田国広：PC斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響，構造工学論文集，Vol.45A，pp957～966，1999.3.
- 4) 大塚久哲・若狭忠雄・緒方順二・矢葺亘・竹村太佐：PC長大橋の構造形式における構造特性，耐震性および経済性について，構造工学論文集，Vol.47A，pp1269～1276，2001.3.
- 5) 麻生稔彦・水取和幸・首藤政徳・有角明・百田国広・大塚久哲：PC斜張橋の非線形動的解析に関する検討，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp397～404，1998.12.
- 6) シエハタ エルラヘーム・林川俊郎・佐藤浩一：斜張橋鋼製タワーの骨組形状が地震時応答性状に与える影響に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp359～368，2002.3.
- 7) 水取和幸・山花豊・大塚久哲：橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性，構造工学論文集，Vol.41A，pp1051～1061，1995.3.
- 8) 楠田広和・大塚久哲・山平喜一郎：鋼斜張橋の耐震性向上策の検討に関する研究，土木学会第56回年次学術講演会，pp594～595，2001.10.
- 9) 米田昌弘：弾性拘束を必要とする長大斜張橋の橋軸方向ばね定数設定に関する一考察，土木学会論文集 No.453 /VI-17，pp181～184，1992.9.
- 10) 沖見芳秀・徳山清治・神田克久・山田和彦：履歴型ダンパーによるPC斜張橋の耐震性向上，土木学会第47回年次学術講演会，pp1348～1349，1992.9.
- 11) 新原雄二・山之辺慎一・吉田健太郎・松岡和巳：コンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋の地震応答解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp797～806，2000.3.
- 12) 羽野暁・劉玉擎・彦坂熙・中村俊一：鋼管を主桁および主塔とする複合斜張橋の非線形地震応答解析，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，Vol.4，pp61～68，2002.
- 13) 鈴木泰之・大塚久哲・高群明美：高橋脚を有する2主桁複合斜張橋の耐震性向上に関する検討，既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，pp99～106，2002.11
- 14) 鈴木泰之・大塚久哲・大塚篤生・高群明美：高橋脚を有する2主桁複合斜張橋およびPCラーメン橋の耐震性向上に関する提案，構造工学論文集 Vol.49A，pp501～510，2003.3
- 15) 大塚篤生・鈴木泰之・大塚久哲：米国で建設された2主桁複合斜張橋の国内における適用性に関する検討，構造工学論文集 Vol.50A，pp567～574，2004.3