

エクストラードズド橋の構造特性に関する一考察

岡 米男^{*1}・春日 昭夫^{*2}・山崎 淳^{*3}

1. 序 論

1988年 Mathivat によって提唱されたエクストラードズド橋の概念は、斜材の許容応力度を通常の桁内ケーブルと同じものを使用することと、主塔頂部にサドルを用いることが大きな特徴となっていた¹⁾。これに対して、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編²⁾（以下、道示Ⅲ編）におけるケーブルの許容値は、斜張橋の斜材と通常の桁内ケーブルの2種類に対して規定されているが、外ケーブルが桁の外側に配置されたエクストラードズド橋をどちらとみなすかという問題は、筆者らの研究³⁾があるもののいまだ議論のあるところである。

また、塔頂部のサドルの使用は、エクストラードズド橋の必要条件とは思われないが、デビエータ部の疲労の問題については斜材の許容値の設定と大きく関係するため、そのデータの蓄積が重要となる。しかし、現在のところはわずかな研究^{4),5)}がなされているのみで設計手法の確立にはいたっていない。

このような状況を鑑み、本研究では特に前者の命題に対して種々の検討を行った。斜張橋とエクストラードズド橋の区別は、本来なら構造的な要素から行われるべきであるが、PC斜張橋の実績が100橋をこえている現在、道示Ⅲ編の観点から、これらとの整合性をとったうえでの線引きをする必要がある。また、この検討をもと

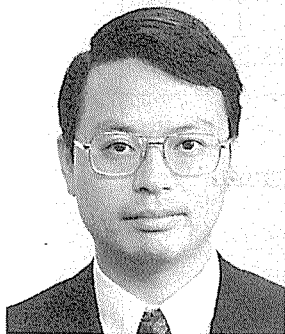
に、斜張橋かエクストラードズド橋かを計画設計段階で判断する資料を提供するための、パラメータ解析を行った。そして、両者の振動特性に対する比較検討にまで言及している。以下、道路橋における斜張橋とエクストラードズド橋の構造特性に関する一考察として述べるものである。

2. エクストラードズド橋の現状

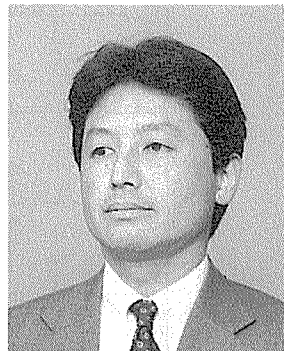
2.1 エクストラードズド橋の位置づけ

現在のエクストラードズド橋の実績を表-1に示す。

エクストラードズド橋の概念がでてくるまでは、斜張橋と桁橋の間の構造は設計されることがなかった。Mathivatによれば、エクストラードズド橋の最適桁高は $L/30 \sim L/35$ 、主塔高は $L/15$ (L は支間長)となっている¹⁾。このうち主塔高は、斜張橋で今まで最適とされてきたものに比べて半分の値であるが、その根拠については言及していない。この場合最適とは最小コストということになろうが、コスト曲線が一般にフラットであることを考えると、明解な最適値を得ることが困難であると思われる。したがって、斜材の許容値が $0.6 f_{pu}$ (f_{pu} は斜材の引張強度)であるエクストラードズド橋を設計しようとする場合、それが成り立つ範囲でできるだけ主塔高を高くして、主桁高を低くする方が経済的になれる。



*1 Yoneo OKA
日本道路公団
前大阪建設局建設第二部
構造技術課 課長



*2 Akio KASUGA
住友建設(株)
技術設計部 PC設計チーム
課長



*3 Jun YAMAZAKI
日本大学
理工学部土木工学科
教授

表-1 エクストラードーズド橋の実績表

	橋名	発注者	所在地	構造形式	橋長 (m)	最大支間 (m)	幅員 (m)	主塔 (m)	桁高 (m)	完成年
1	小田原ブルーウェイブリッジ	道路公団	神奈川県	3径間連続ラーメン箱桁橋	270.0	122.0	9.5~16.42	10.7	3.5~2.2	1994
2	衝原橋	道路公団	兵庫県	3径間連続ラーメン箱桁橋	323.0	180.0	9.25	16.0	5.5~3.0	1998
3	蟹沢大橋	秋田県	秋田県	3径間連続箱桁橋	380.075	180.0	9.5+6.0 (歩)	21.0	5.6~3.3	1997
4	奥山橋	阪神公団	兵庫県	3径間連続箱桁橋	285.0	140.0	8.89~15.355	12.0	3.5~2.5	施工中
5	士狩橋	北海道開発局	北海道	5径間連続箱桁橋	610.0	140.0	22.0~28.081	10.0	6.0~3.0	施工中
6	木曾川橋 揖斐川橋	道路公団	三重県	5径間連続複合箱桁橋 6径間連続複合箱桁橋	1145.0 1397.0	275.0 271.5	28.0	30.0	7.0~4.0	計画中
7	都田川橋	道路公団	静岡県	2径間連続ラーメン箱桁橋	268.0	133.0	16.5	20.0	6.5~4.0	下部工 施工中
8	Sunniberg Bridge	Cantonal Highway Admin.	スイス	5径間連続ラーメン橋	526.0	140.0	9.18	14.8	0.32~0.40	施工中
9	Mactan Bridge	フィリピン道路局	フィリピン	3径間連続ラーメン箱桁橋	410.0	185.0	21.0	18.052	4.892 ~3.092	施工中

一方、エクストラードーズド橋の構造的な意義を考えた場合、構造上は桁橋（特に外ケーブルの桁橋）と斜張橋を連続させる構造であるということができる。これは、パーシャルプレストressingという概念が、鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートを連続したものととして体系づけたことと同じである。したがって、エクストラードーズド橋を設計する場合は、基本的には経済的な理由から最適な主塔高や主桁高を決定するが、これらの最適値は固定されたものではなく、個々の橋梁の設計条件により様々なバリエーションをもつと考えるのである。さらに言えば、斜張橋、エクストラードーズド橋、そして外ケーブル橋が斜材で補剛された構造としてひとつの範疇に入るといえることである。そして、これらの違いは、鉛直荷重（活荷重）に対する剛性を斜材と主桁のどちらにもたせるかということであって、ちょうどローゼタイプとランガータイプがアーチ橋という枠の中に入るのと同じである。ところが、ここで問題になるのが、道示Ⅲ編では斜材と外ケーブルに異なった許容値が規定されているという点である。したがって、構造上は連続していても、どこかで斜材か外ケーブルかを区別する必要がある。そして、その境界は現在までの斜張橋の実績を鑑みながら設定されなければならない。

エクストラードーズド橋という概念によって、設計者が自由に後荷重に対する斜材の分担率を選べるようになった。外ケーブルを使用した通常の桁橋は、その分担率がほぼ0に近いし、逆に斜張橋は、場合によってはほとんど斜材が負担することになる。つまり、積極的に斜材の分担率を決定することで、構造としてのバリエーションが拡大し、桁橋と斜張橋が競合する支間領域で経済的な構造を見いだすことが可能になったと考えるのである。

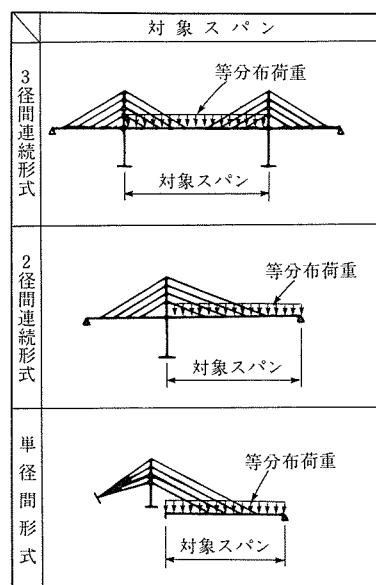
2.2 実績から見たエクストラードーズド橋と斜張橋

斜材の安全率を決定する大きな要因は、活荷重による応力変動である。この応力変動は、斜材と主桁の相対的な剛性比率によって決まる。文献2)で、斜材と主桁の剛比を表すパラメータに、表-2に示すような対象スパンに載荷された等分布荷重を、斜材と主桁でどう分担するかを示す β という指標を導入した。 β は次式により与えられる。

$$\beta = \frac{\text{斜材の分担荷重}}{\text{全載荷荷重}} \times 100 (\%) \dots\dots\dots (1)$$

この β は、斜材と主桁の鉛直方向剛比と相関関係があり、計算も容易である。図-1は、 β と表-3に示す橋梁での斜材における活荷重による応力変動の最大値の関係

表-2 鉛直荷重の載荷要領



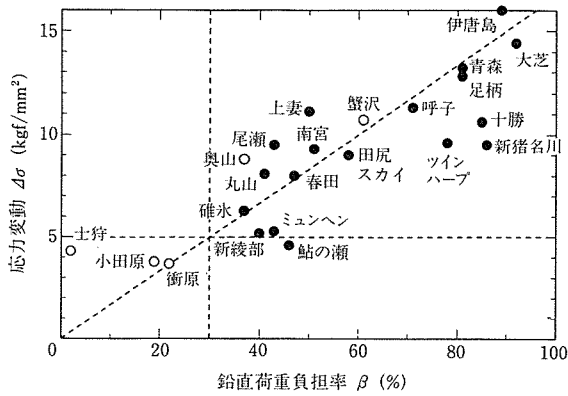


図-1 βと応力変動の最大値の関係

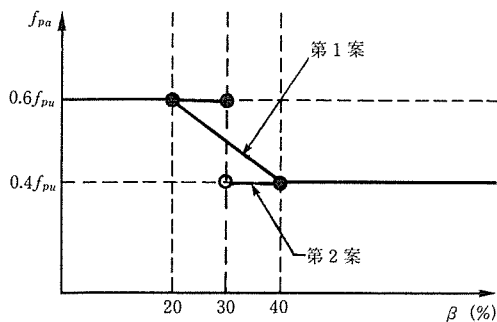


図-2 斜材の許容値の考え方

を示す。文献3)に対してさらに斜張橋とエクストラードード橋の実績データを追加している。図よりわかるように、 $\beta=30\%$ 、あるいは斜材の応力変動 $\Delta\sigma=5 \text{ kgf/}$

mm^2 を境界と考え、図-2に示すような斜材の許容値を設定することで、現在まで建設されてきた斜張橋の斜材の安全率と何ら矛盾することなく設計できると考える。また、この $\Delta\sigma=5 \text{ kgf/mm}^2$ は、CEB-FIPのモデルコード⁶⁾に示されるストランドの疲労限 ($\max \Delta\sigma_s=8 \text{ kgf/mm}^2$) より小さく、デビエータ部の疲労試験である文献4)が推奨する疲労限 7 kgf/mm^2 を満足している。したがって、斜材の許容値を設定する場合は、式(1)による β を指標として検討すればよい。

3. 斜材により補剛された橋梁の構造特性

3.1 パラメータ解析

以上の議論をふまえ、斜材で補剛された3径間連続桁のパラメータ解析を行う。この時、パラメータは主塔高および桁高とし、図-3に示すように中央支間180mの連続構造とラーメン構造の2モデルを使用する。ここでは、計画設計段階で支間割がある程度決定された後に、主塔高や桁高を変えながらエクストラードード橋として設計できる範囲が簡単に得られる設計資料を提示することが目的である。したがって、支間割や斜材の容量は固定して主塔高と桁高だけを変化させ、得られた結果に実績をプロットしてみて、その妥当性を確認する。

表-4に桁高のデータ、表-5に主塔のデータを示す。主桁は、等桁高とし衡原橋の断面構成を用いて、桁高が2.5, 5.5, 7.0, 9.0, 11.0 mの5ケースである。また、主

表-3 計算に用いた橋梁

橋梁名	発注者	所在地	完成年	斜材構成	斜材配置	主塔形状	径間数	橋種	桁高 H_g (m)	断面2次モーメント I_g (m ⁴)	塔高 H_t (m)	主径間長 L (m)	鉛直負担率 β (%)	直重 $\Delta\sigma_{max}$ (kgf/mm ²)
小田原ブルーウェイブリッジ	道路公団	神奈川県	1994	19φ15.2	ラジアル2面	独立2本	3	1等橋	2.2~3.5	9.006	10.5	122	19	3.8
衡原橋	道路公団	兵庫県	施工中	27φ15.2	ラジアル2面	独立2本	3	1等橋	3.0~5.5	26.472	15.0	180	22	3.7
土狩大橋	開発局	北海道	施工中	19φ15.2	ラジアル1面	1本柱	5	1等橋	3.0~6.0	69.046	8.0	140	3	4.5
蟹沢大橋	秋田県	秋田県	施工中	37φ15.2	ラジアル2面	独立2本	3	1等橋	3.3~5.6	36.804	19.3	180	61	10.7
奥山橋	阪神公団	兵庫県	施工中	27φ15.2	ラジアル2面	独立2本	3	1等橋	2.5~3.5	12.125	10.1	140	37	8.8
新綾部橋	京都府	京都府	1988	SBPRφ32	ファン2面	準A	2	1等橋	2.4	4.624	40.6	110	40	5.2
呼子大橋	佐賀県	佐賀県	1989	19φ11.1-12.7	ハーブ2面	H	3	2等橋	2.2	3.400	57.1	250	71	11.3
上妻橋	群馬県	群馬県	1990	12~37φ15.2	ファン2面	H	1	1等橋	2.0	3.913	41.5	103	50	11.1
志摩丸山橋	三重県	三重県	1990	19φ12.4	ハーブ2面	準A	2	1等橋	2.0	3.304	55.0	113	41	8.1
東名足柄橋	道路公団	静岡県	1990	151~211φ7	ハーブ2面	H	3	1等橋	2.3	8.614	46.9	185	81	12.8
春田橋	建設省	福島県	1991	27-37φ15.2	ハーブ2面	準A	2	1等橋	2.2	2.614	48.0	108	47	8.0
ミュンヘン橋	札幌市	北海道	1991	65~80φ15.2	ハーブ2面	独立2本	2	1等橋	2.0	10.495	44.0	108	43	5.3
ツインハーブ橋	北海道	北海道	1991	48-61φ15.2	ハーブ1面	1本柱	3	1等橋	2.0	12.632	32.1	140	78	9.6
十勝大橋	開発局	北海道	1991	55-61φ15.2	ハーブ1面	1本柱	3	1等橋	2.5	19.938	59.0	251	85	10.6
確氷橋	道路公団	群馬県	1992	163~241φ7	ファン2面	逆Y	2	1等橋	2.5	11.622	53.0	110	37	6.3
青森ベイブリッジ	JR東日本	青森県	1992	61~73φ15.2	ファン1面	逆Y	3	1等橋	2.5	15.511	58.1	240	81	13.2
田尻スカイブリッジ	大阪府	大阪府	1994	187~301φ7	ファン2面	H	2	1等橋	2.5	17.121	87.1	168	58	9.0
南宮橋	長野県	長野県	1995	27-37φ15.2	ハーブ2面	H	2	1等橋	2.2	3.898	65.0	140	51	9.3
伊唐島大橋	鹿児島県	鹿児島県	1996	19φ11.1~15.2	ハーブ2面	H	5	2等橋	2.0	3.228	56.9	260	89	16.0
尾瀬大橋	群馬県	群馬県	1996	19-27φ15.2	ファン2面	H	2	1等橋	2.3	5.665	51.7	114	43	9.5
大芝大橋	広島県	広島県	施工中	55~109φ7	ハーブ2面	H	3	2等橋	1.0	0.340	47.2	210	92	14.4
新猪名川大橋	阪神公団	大阪府	施工中	187~301φ7	ファン1面	逆Y	2	1等橋	2.8	16.362	86.0	199	86	9.5
鮎の瀬大橋	熊本県	熊本県	施工中	19-27φ15.2	ファン2面	A	3	1等橋	2.2	3.449	67.0	200	46	4.6

※エクストラードード橋(小田原, 衡原, 土狩, 蟹沢, 奥山)の I_g は対象スパンの平均値

※塔高は桁上縁より最上段斜材までの高さとする

塔は、12, 14, 16, 18, 20, 30, 60 m の 7 ケースを考える。

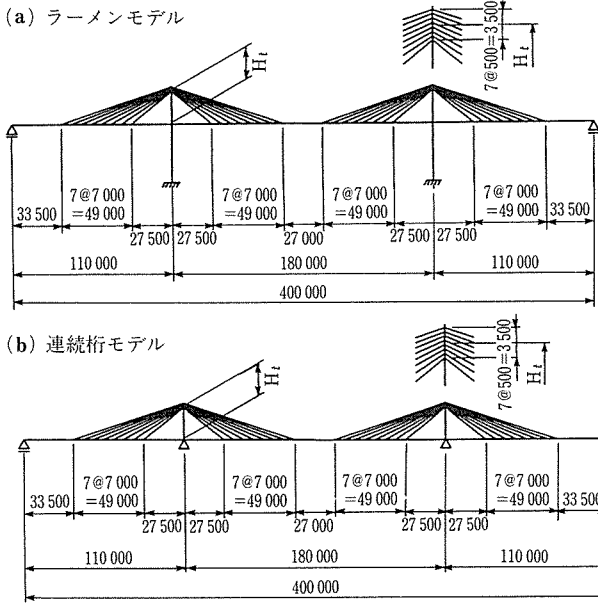


図-3 解析モデル

表-4 パラメータ解析の桁高データ

	$H_g=2.5\text{ m}$	$H_g=5.5\text{ m}$	$H_g=7.0\text{ m}$	$H_g=9.0\text{ m}$	$H_g=11.0\text{ m}$
断面 2 次モーメント $I_g(\text{m}^4)$	37.68	82.90	105.51	135.65	165.80
断面積 $A_g(\text{m}^2)$	8.93	19.66	25.02	32.16	39.31

表-5 パラメータ解析の主塔データ

	主塔部	橋脚部
断面 2 次モーメント $I_t(\text{m}^4)$	28.60	82.90
断面積 $A_t(\text{m}^2)$	139.00	55.00

図-4~図-7に、それぞれのモデルでの β と H_t/L 、そして β と I_g/L の関係を示す。これらの関係から、 $\beta=30\%$ を斜張橋とエクストラード橋の境界と考えると、 H_t/L と I_g/L の関係の中で両者の境界線を引くと、図-8のようになる。図から、エクストラード橋の実績はこのグラフの中によくあてはまり、これが計画設計段階で十分適用可能であることが確認できた。また、この図からわかることは、通常の斜張橋の主塔高 ($H_t/L=0.2\sim 0.3$) だと、少々桁高を高くしてもエクストラード橋の範囲に入らない。つまり、逆に言えば、主塔高を $H_t/L=0.1$ 程度に低くすることが、エクストラード橋として成り立たせるために重要であるということになる。そして、この結論は Mathivat の提唱する最適主塔高とほぼ一致する。

3.2 振動特性の比較

斜材で補剛された橋梁の地震時の挙動は、主塔、主桁

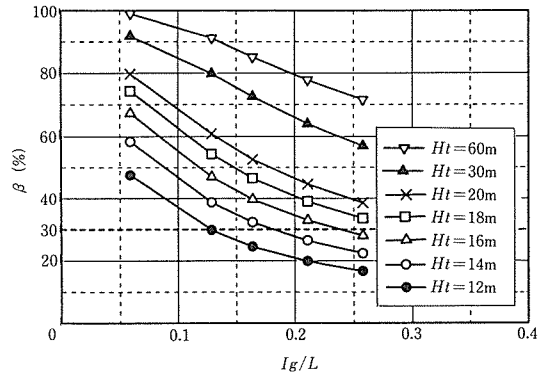


図-4 β と H_t/L の関係 (ラーメンモデル)

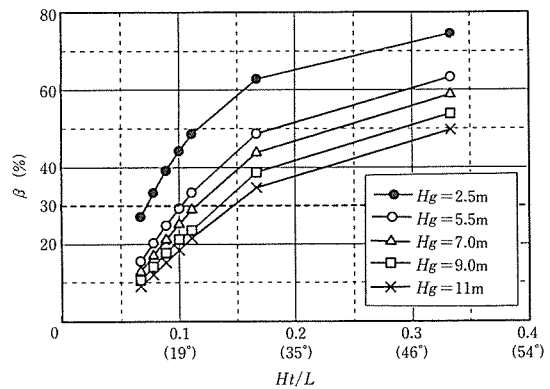


図-5 β と I_g/L の関係 (ラーメンモデル)

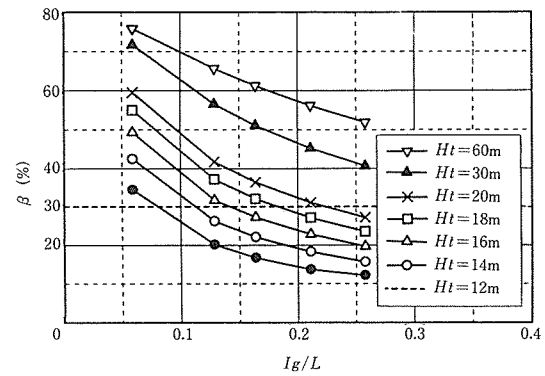


図-6 β と H_t/L の関係 (連続桁モデル)

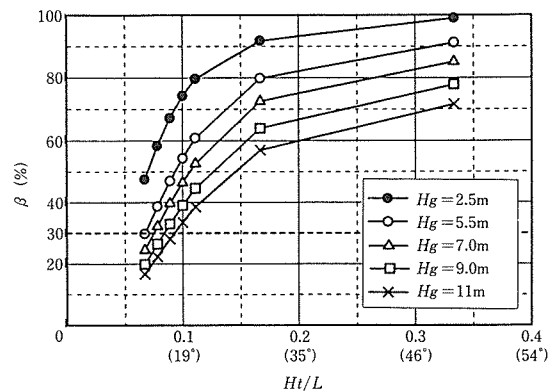


図-7 β と I_g/L の関係 (連続桁モデル)

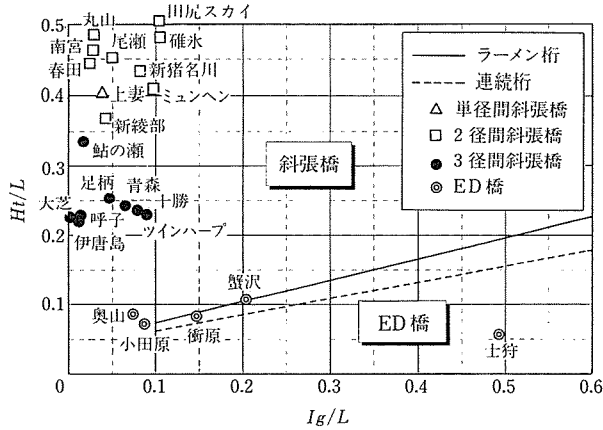
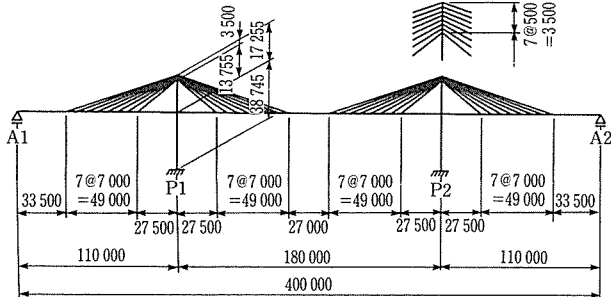


図-8 斜張橋とエクストラードズド橋の区分図($\beta=30\%$ にて区分)

と構造の構成要素が多いため複雑な特性を示す。斜張橋の場合、主桁は比較的軽量であるが、高い主塔がどの程度関与するかで、振動特性が決まる。一方、エクストラードズド橋は斜張橋と比較した場合、主桁重量は重くなるが主塔高は低い。したがって、両者の地震応答解析がどのような結果になるかは、興味のあるところである。

ここでは、図-9に示す同じ橋長の斜張橋とエクストラードズド橋に、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台の地震波(N-S波)を、道路橋示方書V耐震設計編(以下、道示V編)⁷⁾のタイプIIの加速度応答スペクトルに振動数領域で振幅調整したものを入力する。また、応答解析は、コンクリート部材の非線形性を考慮した非線形時刻歴応答解析である。中央支間が180mのモデルによる一種類の地震波による検討ではあるが、主塔下端と橋脚下端の曲げモーメントがどの程度差がでる

(a) エクストラードズド



(b) 斜張橋

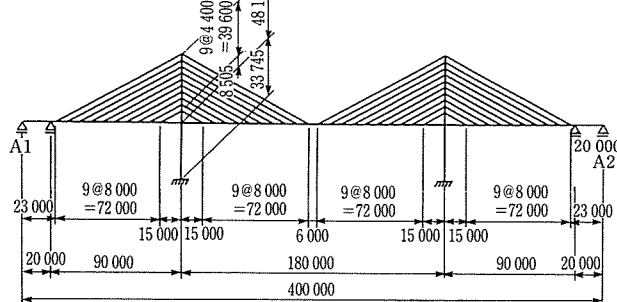


図-9 振動特性解析モデル

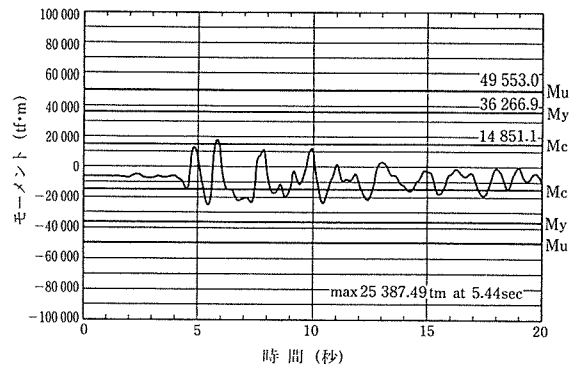


図-10 主塔下端曲げモーメント(エクストラードズド橋)

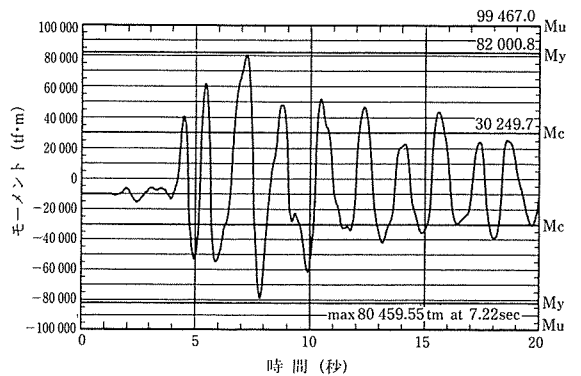


図-11 橋脚下端曲げモーメント(エクストラードズド橋)

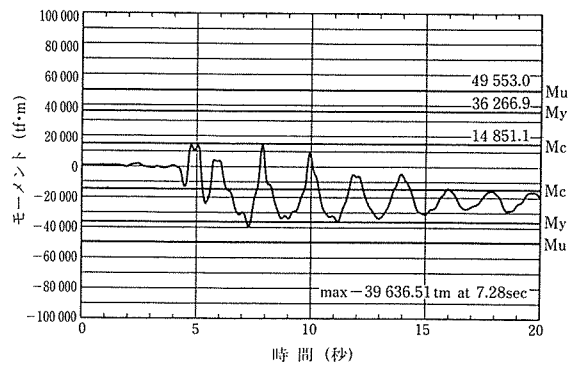


図-12 主塔下端曲げモーメント(斜張橋)

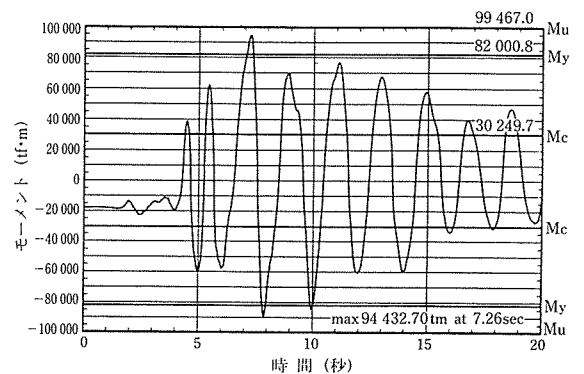
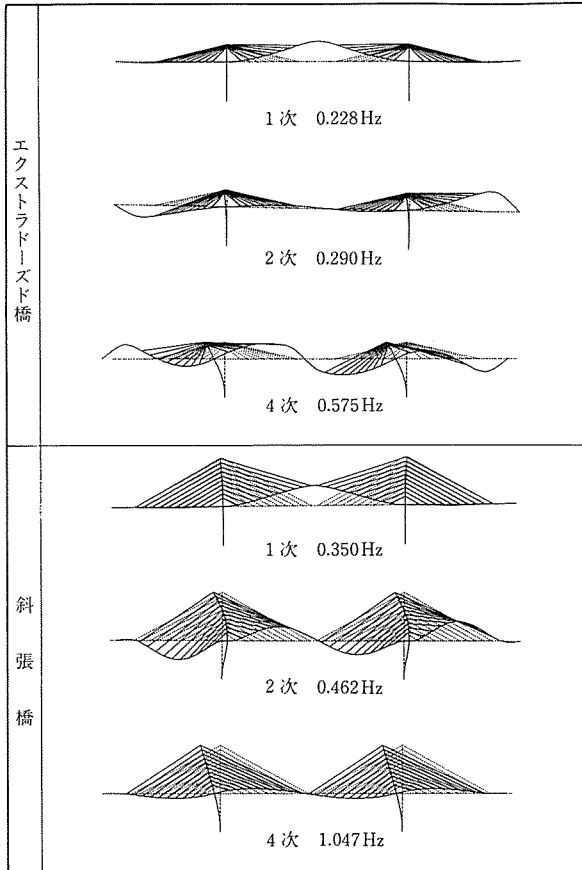


図-13 橋脚下端曲げモーメント(斜張橋)

表-6 固有値解析結果



かを検証することは意義のあることと考える。

図-10～図-13に、時刻歴応答解析による曲げモーメントを、表-6に固有値解析結果を示す。斜張橋の主塔下端と橋脚下端位置における応答曲げモーメントは、エクストラードロード橋に対してそれぞれ、1.56倍、1.17倍となっている。特に、斜張橋の橋脚下端は、最大曲げモーメントを過ぎた後塑性化による長周期化がみられる。道示V編におけるその他の加速度応答スペクトルの1秒以後の傾きが同じであることを考えると、この傾向は、地盤の種類が違って変わらないと思われる。

4. 結 論

以上の検討から、次のことが結論づけられる。

- ① エクストラードロード橋の概念により、後荷重に対して斜材が分担する度合いを、設計者が自由に選択できるようになった。
- ② 斜材の荷重分担率を表す指標 β を導入することにより、斜張橋とエクストラードロード橋を設計上合理的に区別することが可能になった。つまり、これまでの斜張橋の実績をふまえて $\beta=30\%$ を境界と考えると、道示III編での斜材の安全率が矛盾することなく

設定できる。

- ③ 計画設計など支間割が決定した段階で、斜張橋かエクストラードロード橋かを判断することのできる資料が提示できた。そして、エクストラードロード橋を成り立たせるためには、主塔高を中央支間長の10%程度にすることが重要であることが判明した。
- ④ 同規模の斜張橋とエクストラードロード橋の振動特性を比較した。道示V編のタイプIIレベルの地震波を入力した結果、エクストラードロード橋の主塔下端、および橋脚下端の曲げモーメントの方が小さくなった。

斜材の安全率は、活荷重による応力変動ばかりではなく、主桁の変形や振動による二次曲げなども考慮に入れて決定されなければならない。したがって、高い許容値を用いるエクストラードロード橋は、振動に対する配慮がより一層重要になる。また、自重に対しては主桁が抵抗するような構造を設計する場合、斜材の取替えや検査などの維持管理に対して十分な配慮がなされれば、斜材の安全率を一義的に1.67とすることも考えられる。これは、個々の橋梁の設計思想の問題に帰着する。

エクストラードロード橋の実績が増えてきている現在、ここで述べてきた斜張橋との設計上の区別はさらなる議論が必要と思われる。本研究がその時の一助になれば幸いである。

謝 辞

本研究のエクストラードロード橋と斜張橋の実績調査にあたり、阪神公団の山口氏、北海道開発局の渡辺氏、鹿島建設の大塚氏に資料を提供していただきました。誌上をかりてお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) J. Mathivat: "Recent Development in Prestressed Concrete Bridges", FIP Note, 1988,2
- 2) 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編, 平成8年12月, 日本道路協会
- 3) 山崎, 山縣, 春日: 斜材により補強されたコンクリート橋の構造特性, 橋梁と基礎, 1995,12
- 4) K.K. Ryals, J.E. Breen, M.E. Kreger: "Fretting Fatigue in External Post-tensioned Tendons", Research Report 1211-1F, The University of Texas at Austin, 1992,12
- 5) 梅津, 藤田, 新井, 上田: 外ケーブル偏向部のフレッチング疲労特性に関する研究, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1996,10
- 6) CEB-FIP Model Code, 1990
- 7) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 平成8年12月, 日本道路協会

【1997年1月22日受付】