

架設時における斜張橋の構造特性に関する解析的検討

早稲田大学大学院 ○学生員 吉田 朋史、フェロー 依田 照彦

1、研究目的

近代斜張橋の発展は、高強度で防食性に優れたケーブルや軽量の桁の出現、また、コンピューターの発達に伴う構造解析の進歩、さらに風洞試験による耐風設計法の確立、精度の高い架設方法の発展などにより支えられてきた。しかし、斜張橋は他の橋梁と比べ、高次の不静定構造物となるため、地震動や耐風安定性の照査が必須であり、完成時よりも不安定になりがちな架設時の状態での安全性の照査も行う必要がある。本研究では、実際に計画されている斜張橋を例に、架設時の構造形態に関する地震時の安全性の照査を検討した。

2、解析モデル

対象は二面張ケーブルの三径間連続斜張橋である。架設方法は側径間先行架設における主桁張出架設の、大ブロック架設後、5、10、15、20段ケーブル設置後の計5段階を想定しFEM解析ソフトDIANAを用いて解析を行った。ケーブルの弾性係数は、ケーブルのサグによる等価弾性係数の式を用いて算出している。

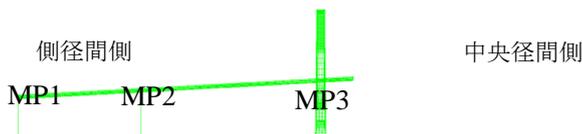


図1 大ブロック架設後モデル

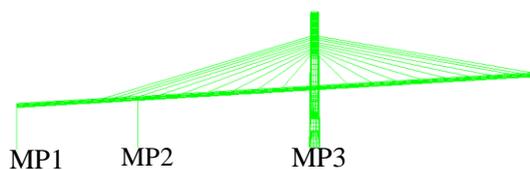


図2 10段ケーブル設置時モデル

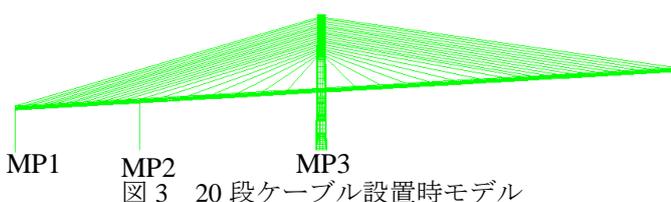


図3 20段ケーブル設置時モデル

3、载荷パターン

3.1 大規模地震動による基礎地盤の移動

基礎地盤の移動量、側径間橋脚と主塔天端の回転量を次の表3.1に示す。ケース1は橋軸方向変位と回転、ケース2は橋軸直角方向変位と回転の組合せである。

表3.1 基礎地盤移動量

ケース	水平変位量(mm)			回転量($\times 10^{-3}$ rad)		
	MP1	MP2	MP3	MP1	MP2	MP3
1	0	200	100	0.87	4.36	1.75
2	0	0	100	0	0	0.87

3.2 地震動による影響

地震動はレベル2地震動の、タイプIとタイプII地震動を橋軸、橋軸直角方向に想定した静的照査法を用いた。また、設計水平震度は固有周期から算出し、以下の表3.2に示す値を用いた。

表3.2 設計水平震度の値

	大ブロック	5段	10段	15段	20段
タイプI	0.78	1.11	1.04	0.80	0.63
タイプII	0.48	0.98	0.86	0.51	0.40

4、解析結果

4.1 大規模地震動の基礎地盤の変位による影響

大規模地震動による基礎地盤の変位を20段ケーブル架設時に想定し、主要構造単位に生じたミーゼス応力の最大値を表4.1に示す。比較として自重で生じたミーゼス応力の最大値も表4.1に示す。

表4.1 基礎地盤変位時の、最大ミーゼス応力(N/mm²)

ケース	主塔	ケーブル	主桁			
			鋼床版	フランジ 下	ウェブ	フラム ダイア
自重	118	397	129	144	146	78.2
1	163	374	145	198	188	127
2	117	396	139	148	154	78.7

キーワード：斜張橋 架設 静的照査法 設計水平震度

連絡先：〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 早稲田大学社会環境工学科 依田研究室

4.2 地震動による影響

地震動による最大応力について、各架設段階の主要構造別の値を表 4.2 に示す。ここで X は橋軸方向、Y は橋軸直交方向である。また、許容応力を超えた値は で降伏応力を超えた値は で表す。

表 4.2 各架設段階 最大ミーゼス応力(単位:N/mm²)

架設段階	タイプ	入力方向	主塔	ケーブル	主桁				
					鋼床版	フランジ	下	ウェブ	フラム
大ブロック	I	X	360	—	223	184	221	117	
			349	—	225	194	238	118	
	II	Y	337	—	247	223	267	130	
			335	—	236	216	265	126	
5 段	I	X	91.4	524	146	162	167	129	
			85.2	504	142	156	168	127	
	II	Y	356	524	199	141	193	117	
			320	500	199	141	193	116	
10 段	I	X	161	488	204	250	300	250	
			159	477	208	276	333	246	
	II	Y	331	631	256	336	403	255	
			246	562	237	332	398	249	
15 段	I	X	109	384	111	159	182	163	
			107	391	111	174	248	160	
	II	Y	402	729	373	320	328	213	
			299	611	273	295	322	169	
20 段	I	X	119	397	129	142	169	78.2	
			107	380	126	142	155	77.4	
	II	Y	467	943	528	500	532	305	
			327	739	374	347	377	217	

5、考察

5.1 地震動による基礎地盤の移動の結果について

ケース 1 の最大応力がケース 2 よりも大きい理由としては、表 3.1 より、主塔の変位のみに対して、変位する橋脚が 2 つであるためと考えられる。いずれも許容応力に対しては余裕があるので安全といえる。

次に示す図 4 は 20 段ケーブル設置時、最大応力を示した部分のミーゼス応力の分布図である。

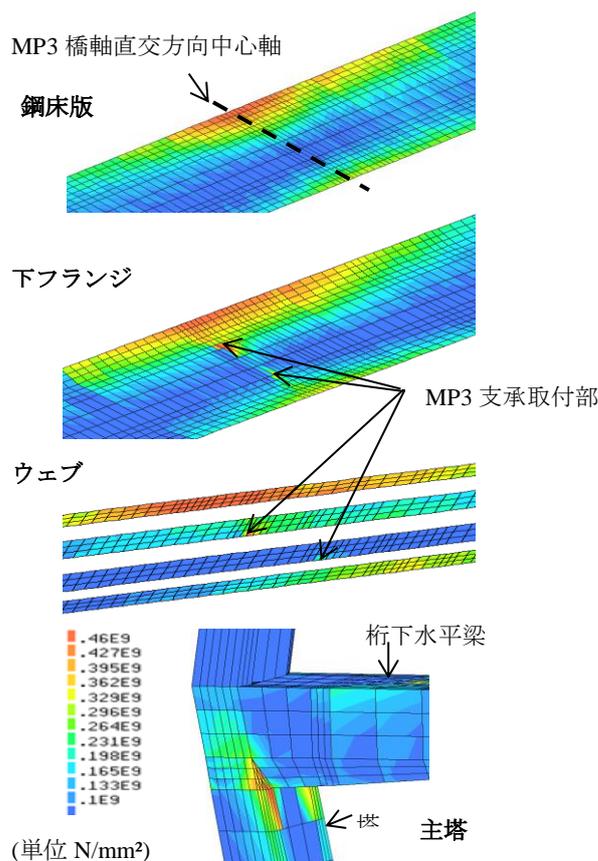


図 4 20 段ケーブル設置時 応力分布図

5.2 地震動による静的照査の結果について

大ブロック架設時の主塔の応力が高い理由は、ケーブルによって主桁の変形を抑えられず、その変形が主塔に影響していると考えられる。ウェブ、下フランジ、ダイアフラムにて、15、20 段ケーブル設置時の橋軸方向地震動での応力が 10 段ケーブル設置時より減少している理由は、側径間の合成床板へのコンクリート打設により重量が増加し、主桁の変形が抑えられているからと考えられる。

橋軸直交方向では中央径間側の主桁が伸びるにしたがって、応力が増加するのは主桁先端部の変位が増加する為と考えられる。タイプ I の地震動を考慮するならば、ベント設置の検討が必須であるといえる。

参考文献

- 1)日本道路協会:道路橋示方書共通編 2012 年 3 月
- 2)日本道路協会:道路橋示方書耐震設計編 2012 年 3 月
- 3)H22 年度川崎臨港道路東扇島水江町線技術検討会 設計要領(案)

