

7 径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋の非線形地震応答解析

Nonlinear Seismic Response Analysis of Steel Cable-stayed Bridge with Seven-span Continuous Stiffening Girder

北海道大学大学院工学研究科 フェロー 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)

北海道大学大学院工学研究科○学生員 安田 絢一 (Junichi Yasuda)

北海道大学大学院工学研究科 学生員 箭原 大祐 (Daisuke Yahara)

1. まえがき

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、交通および物流の重要な社会基盤である都市高速道路などの交通施設が多大な被害を受け、構造物の耐震設計法の見直しを余儀なくされることとなった。

この震災の経験を踏まえ、1996年12月に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾が大幅に改訂され、吊橋や斜張橋のような地震時の挙動が複雑な橋梁構造物は、動的解析を行い、その結果を設計に反映させることとなった。従来のプレート境界型地震に加えて、直下型地震による短周期の地震波についても、動的挙動などの照査の必要性が折り込まれた。

一方、1955年に近代斜張橋の先駆となった Strömsund 橋が架設されて以来、斜張橋は今日に至るまで普及・発展を続けてきた。その理由として、高強度ケーブルの開発、コンピュータの発達に伴う静的・動的な構造解析法の進歩、風洞実験による耐風設計法の確立、合理的で精度の高い架設技術の発展などが挙げられる。しかし、斜張橋が短い期間の中で近代橋梁として一定の位置を確保するに至ったのは、斜張橋が従来の橋梁形式に見られない次のような優れた構造特性を具備しているためと思われる。

- ① ケーブル配置、塔形状などによる形態が多様で、設計の自由度が大きい
- ② 支間長の適用範囲が広く、比較的支間割の制約を受けない
- ③ ケーブルプレストレスによる塔・主桁の応力調整が可能で、経済的な設計ができる
- ④ ケーブルを利用した張出し架設が可能で、合理的な架設ができる
- ⑤ 塔、ケーブル、主桁の組み合わせにより、多様な景観設計ができる

斜張橋はこれらの構造特性、その設計における大きな自由度により、ケーブル配置、支間割、塔の形状、主桁断面の形状、主桁の支持形式、使用材料などを変えて多種多様な構造形式が得られ、形式選定において選択の幅が非常に広いのが特徴である^{2,3)}。

斜張橋の基本構造形式を決定する際には、塔や主桁の耐風安定性の検討および主桁の支持条件などを考慮した地震時の動的挙動についての検討が必要である。風や地震による振動性状を把握するためには、まずその構造の持っている固有振動特性(固有振動数と固有振動モード)を明らかにすることが必要であり、固有振動解析が行われる。この解析で使用される解析モデルとしては、節点

に集中した質量を与え、部材の剛度は通常の静的解析に用いる剛度を使用した多質点系の骨組構造モデル(魚骨モデル)を用いるのが一般的である。地震時の動的挙動の検討では、固有振動解析に続き、振幅調整した標準地震波や過去の地震動記録などを用い、応答スペクトル解析や時刻歴応答解析が行われる^{4,5)}。

斜張橋のように多自由度の構造物の振動解析は、計算量が多いためコンピュータの使用が不可欠であり、この解析法の進歩もコンピュータの発達に負うところが大きい。斜張橋が長大化するにしたがい、動的挙動を正確に把握する必要性は一層高まっている。しかしながら、斜張橋、特に鋼斜張橋の地震応答解析例は少なく、モデル化手法や解析結果の評価手法など不明確な点も多い。

そこで本研究では、斜張橋の全体構造システム(塔、ケーブル、補剛桁)を対象とした非線形地震応答解析を行い、大地震時の構造物の挙動を把握することを目的とする。なお、動的解析には(株)CRC総合研究所の立体骨組構造物の非線形動的解析プログラム DYNA2E を使用した。

2. 解析モデル

2.1 対象とした鋼斜張橋

本研究で対象としたのは、図-1に示すように全長825m、中央径間284m、側径間265mと276m、主塔の高さ68mの7径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋である。ケーブルについては、それぞれのタワーにつき片側9本、合計18本の2面吊りとなっている。

2.2 立体骨組モデル

解析を行うにあたり、鋼斜張橋を節点数423個、要素数504個の立体骨組構造にモデル化する。補剛桁は1本の梁要素に、ケーブルは棒要素にそれぞれ置換される。補剛桁と2面吊りケーブルとを連結するために、質量が非常に小さく、剛性が非常に大きい仮想部材を導入している。これは、斜張橋の幾何学的形状を忠実にモデル化し、かつ固有振動解析における仮想部材の影響を小さくするためである。橋脚の基部は固定されており、ケーブルには初期張力を与えている。また、支承は積層ゴム支承とし、線形ばね定数を用いてその影響を考慮する。解析に使用した構造物の部材諸元および断面諸元を表-1、表-2にそれぞれ示す。

2.3 解析条件

本研究では固有値を求める解析手法として、実対称マ

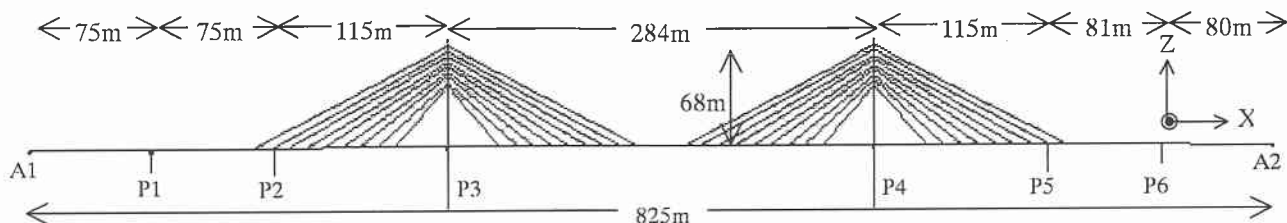


図-1 解析モデル

表-1 部材諸元

	鋼材	コンクリート	ケーブル
ヤング係数 (GN/m ²)	206	24.5	199
単位体積重量 (kN/m ³)	76.93	23.0	76.93

表-2 断面諸元

	補剛桁	主塔
A(m ²)	0.548 ~ 1.177	0.4016 ~ 0.4856
I _y (m ⁴)	0.406 ~ 1.048	0.4050 ~ 0.5680
I _z (m ⁴)	9.884 ~ 20.511	0.6856 ~ 0.7952
J(m ⁴)	0.455 ~ 2.344	0.5976 ~ 0.6903
ケーブル		
A(m ²)	0.00327 ~ 0.00720	
N(kN)	841.001 ~ 2040.634	

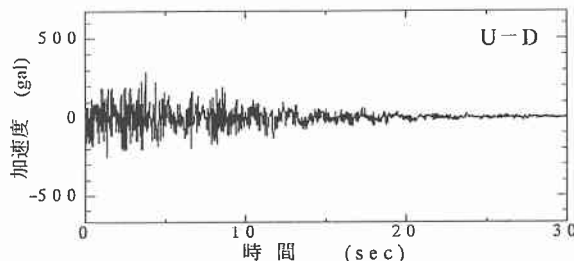
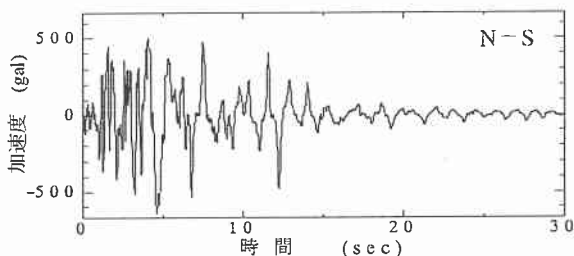
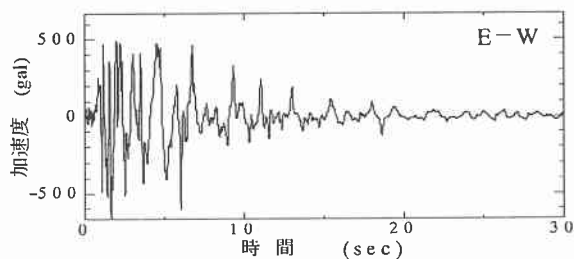
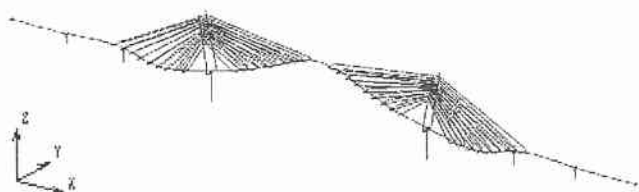


図-2 入力地震動



1次モード (水平1次)



2次モード (鉛直1次)



3次モード (鉛直2次)

図-3 固有振動特性(1)

トリックスの標準的な固有値問題の非常に優れた解法の一つである Householder 法を用いる。また、地震応答解析の解析手法は Newmark の β 法による直接積分法とし、 $\beta=0.25$ を用いた。積分時間間隔は 0.01 秒とし、応答計算時間は 30 秒とした。入力地震動は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の 3 成分波形を用い、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向より同時入力とした。入力地震動の時刻歴波形を図-2 に示す。また、減衰は Rayleigh 減衰を用いる。なお、解析は初期状態として死荷重およびケーブル張力を考慮した静的解析を行い、その後、時刻歴応答解析を実施した。

3. 数値解析結果

3.1 固有振動特性

立体骨組構造モデルによる固有振動解析から得られた主要な固有振動モードを図-3 に、固有振動数および有効質量比を表-3 にそれぞれ示す。

水平1次、鉛直1次の固有振動数はそれぞれ 0.5011Hz、0.5030Hz である。3 次、4 次振動モードには、遊動円木振動のモードが現れている。また 9 次、10 次振動モードは主塔のみの橋軸直角方向への曲げ振動モードで、ほぼ重根に近い値であることがわかる。ねじり振動は比較的高次である 19 次振動モードから現れ始める。有効質量比

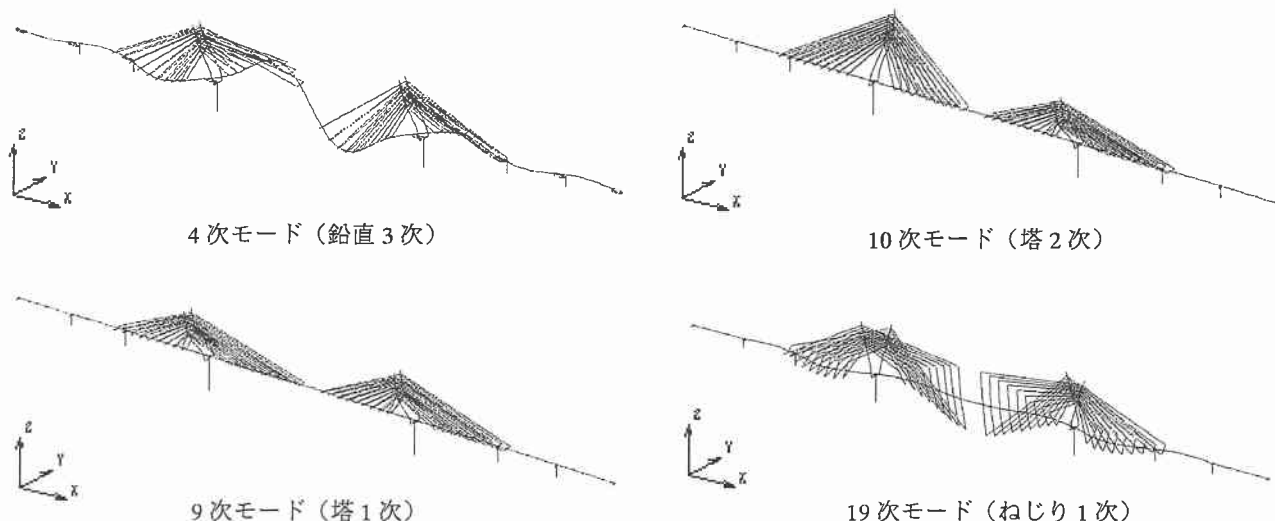


図-3 固有振動特性(2)

表-3 固有振動数と有効質量比

モード 次数	モード 形状	固有振動 数(Hz)	固有周 期(sec)	有効質量比(%)		
				X	Y	Z
1次	水平1	0.501	1.99	0	2.0	0
2次	鉛直1	0.503	1.98	0	0	1.0
3次	鉛直2	0.568	1.76	6.0	0	0
4次	鉛直3	0.692	1.44	4.0	0	0
9次	塔1	1.146	0.87	0	1.0	0
10次	塔2	1.147	0.87	0	1.0	0
19次	ねじり1	2.167	0.46	0	1.0	0

からわかるように、低次の振動モードには卓越したモードは確認できなかった。

3.2 非線形地震応答性状

(1) 主塔基部および水平梁のモデル化

本研究では、主塔基部および水平梁に対して材料非線形性を考慮した解析を行う。主塔基部および水平梁に設定した非線形部材の曲げモーメント-曲率の関係を図-4に示す。履歴ループは正規バイリニアとした。

(2) 主塔基部の曲げモーメント-曲率

主塔基部の曲げモーメント-曲率関係を図-5に示す。図から主塔基部においては、主塔の面内振動、面外振動ともに発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回り、塑性化していることが確認できる。面内と面外を比較すると、面外に大きな曲げモーメントおよび曲率が現れている。

(3) 水平梁の曲げモーメント-曲率

水平梁の曲げモーメント-曲率関係を図-6に示す。図から水平梁では、面外においては発生曲げモーメントが小さく、弾性領域内に納まっている。しかし、面内では降伏曲げモーメントを上回り塑性化していることが確認できる。

本斜張橋は、H型形状の主塔を採用しており、地震時には主塔面内において、水平梁および主塔基部に塑性領

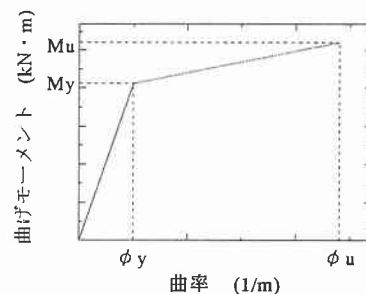
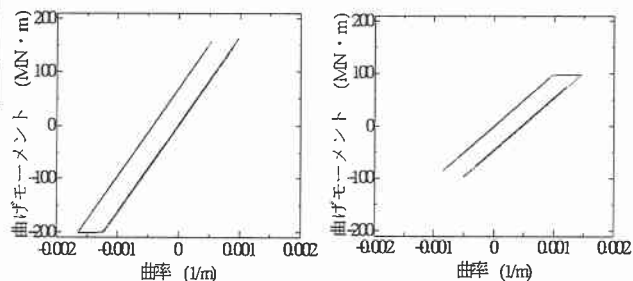
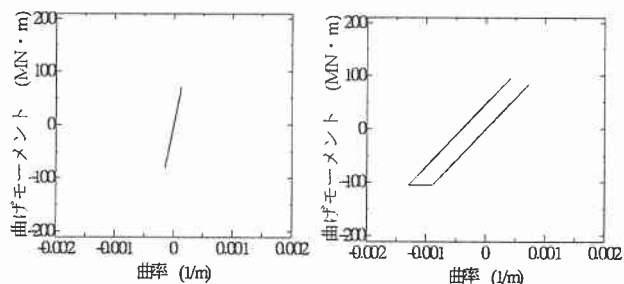


図-4 主塔基部の M- ϕ 関係



(a) 塔面外変形 (b) 塔面内変形

図-5 主塔基部の M- ϕ 履歴



(a) 塔面外変形 (b) 塔面内変形

図-6 水平梁の M- ϕ 履歴

域が発生することを確認した。

(4) 最大応答変位

図-7に斜張橋の最大応答変位を示す。なお、図は最大変位の絶対値で表している。補剛桁の水平変位は支間中央部で最も大きく、その値は約 1.3m である。また、鉛直変位は支間の約 1/4 点で最大変位を生じ、その値は

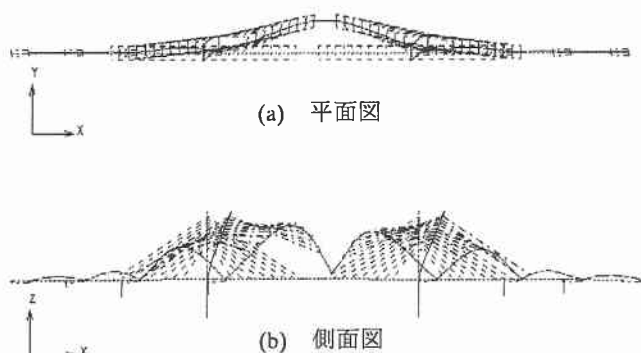


図-7 最大応答変位

約 2m である。橋軸直角方向に比べ、橋軸方向の支承のばね剛性が小さいため、支承の変形による補剛桁の橋軸方向および鉛直方向への変位が大きく現れていることが認められる。

(5) 主塔頂部の応答変位

主塔頂部の時刻歴応答変位を図-8に、応答加速度を図-9に示す。この図より、主塔頂部の変位は橋軸方向に大きく現れており、最大で約 1.2m である。橋軸直角方向の最大変位は約 0.5m である。また、両方向で残留変位が発生していることが認められる。しかし、その値は橋軸方向で約 3cm、橋軸直角方向で約 2cm と小さい値であり、主塔の高さの 1% である 68cm をその許容範囲と考えると、設計上問題はないと思われる。主塔頂部の応答加速度については、橋軸方向で約 37m/sec^2 、橋軸直角方向で約 29m/sec^2 と大きな数値を示した。

(6) 主塔の曲げモーメント分布

主塔の曲げモーメント分布を図-10に示す。この図は、線形解析と非線形解析の曲げモーメントの分布形状を比較したものである。線形解析時に比べ、非線形性を考慮した解析では、曲げモーメントが若干小さくなっていることが確認できる。これは、塑性領域まで考慮することにより、剛性が低下するため、断面力が小さくなったものと考えられる。

4. あとがき

本研究では、7 径間連続補剛桁を有する鋼斜張橋を対象として、非線形地震応答解析を行い、斜張橋全体系の地震時の挙動について検討を行った。結論を以下にまとめる。

- (1) 固有振動解析から、3 次、4 次には遊動円木振動のモードが現れ、主塔の橋軸直角方向への曲げ変形モードは 9 次、10 次に見える。ねじり振動は比較的高次の 19 次モードにおいて発生することが確認された。
- (2) 補剛桁の最大応答変位については、橋軸方向への変位が大きく、橋軸直角方向に比べ約 1.5 倍の値となった。これは、支承のばね剛性が橋軸直角方向に比べ小さいことによるものと考えられる。また、固有振動解析の結果において、3 次、4 次振動モードの影響が大きく寄与しているためと思われる。
- (3) 本斜張橋は、H 型形状の主塔を採用しており、地震時には主塔面内において、水平梁および主塔基部に塑性領域が発生することを確認した。

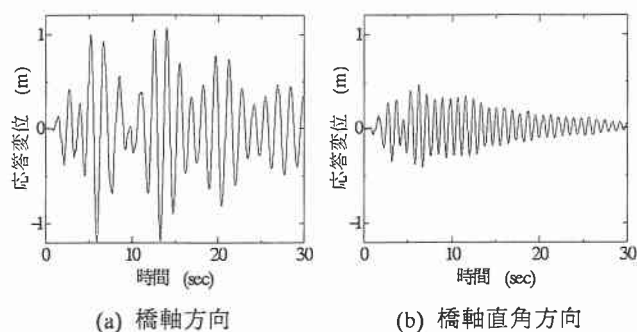


図-8 主塔頂部の時刻歴応答変位

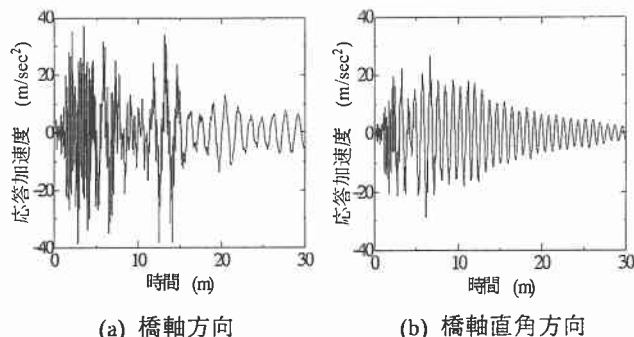


図-9 主塔頂部の応答加速度

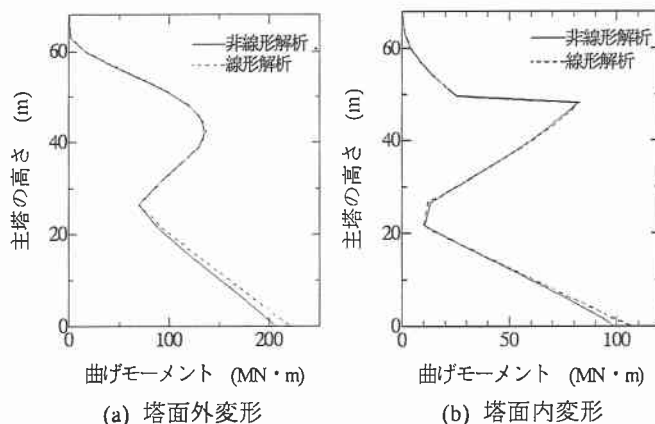


図-10 主塔の曲げモーメント分布

〈参考文献〉

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
- 2) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000。
- 3) 土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—、土木学会、1991。
- 4) 吉澤努・川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析、第 1 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 pp.257-260、1998。
- 5) 宮之上昭彦・後藤隆・加藤波男：非線形動的解析による鋼単径間斜張橋の耐震設計、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 pp.151 - 154、1998。
- 6) 大塚久哲・堂上幸男・山平喜一郎・加藤一郎・藤野明義：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討、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 pp.155 - 162、1998。