

大地震動を受ける鋼斜張橋タワーの非線形応答解析

Nonlinear Seismic Response Analysis on Steel Tower of Cable-Stayed Bridge under Great Earthquake

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 永田 克司 (Katsushi Nagata)

1. まえがき

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震において、鋼製橋脚などの土木構造物が大きな被害を受け、長期間にわたる機能停止が社会的、経済的活動に多大な影響を与えた。この被害状況を受け道路橋示方書が平成 8 年 12 月および平成 14 年 3 月の 2 度にわたって改訂され、吊橋や斜張橋といった複雑な構造形式をもつ長大橋梁構造物に対しては動的解析により照査を行うことが規定されている^{1),2)}。

一方、斜張橋は 1960 年代以降急速に普及した主桁、主塔、ケーブルで構成される設計の自由度の高い橋梁形式で、経済的な設計、合理的な架設や多様な景観設計が可能、支間割の制約が比較的少ないといった従来の橋梁形式にはない優れた構造特性を有している^{3),4)}。しかし、斜張橋はその構造形式の複雑さから支間長が増大するにつれ複雑な振動を生じるため、斜張橋の大地震時動的応答性状を正確に把握し耐震性能を向上させる必要がある。

また、支間長の長い斜張橋では、橋脚ごとの地盤状態の違いから、地震時における橋脚と地盤間で生じる動的相互作用の影響が大きく、斜張橋の耐震性能を正確に把握する上でこれを無視することはできない。さらに、動的相互作用の大きさは地盤状態のみならず上部構造や下部構造の形式にも影響されるため、動的相互作用を考慮する際には地盤状態-下部構造-上部構造を一体として考える必要がある。

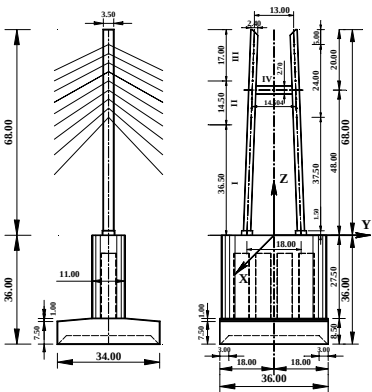
そこで本研究は、中空長方形断面と断面内部に垂直補剛材を有する鋼製斜張橋タワーを 3 次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて地盤と橋脚間で生じる動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して解析を行い、水平梁の設置箇所の差異が斜張橋タワーの大地震時応答性状に与える影響を比較検討する。

2. 解析モデル

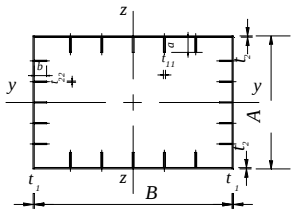
2.1 対象とした斜張橋タワー

本研究では、ファイバー要素により 3 次元骨組構造にモデル化されたたつぷ大橋の鋼製斜張橋タワーを基本モデルとして用いる。タワー形状を図.1 に示す。タワーの寸法は、タワーの高さ 68m、タワー塔頂部の塔柱間隔 13m、タワー基部の塔柱間隔 18m とし、水平梁はタワー基部から 48m の部分に取り付けられている。以後の解析ではこの基本モデルのほかに、水平梁の設置高さを 3m 間隔で変えた計 3 通りのタワーモデルについて比較検討を行う。表.1 は各タワーモデルにおける水平梁の設置高さ h 、塔頂間隔 d_t 、塔柱間隔 d_b を示している。一方、タワー断面には内部に垂直補剛材を用いた板厚と

外形断面が異なる変断面が採用されている。各断面寸法の詳細は表.2 に示す。また、鋼製タワーの片側には 9 本のケーブルが定着されており、補剛桁の死荷重をケーブルの定着部に鉛直下向きに作用させている。ケーブルは水平ばね要素にモデル化する。また、補剛桁から斜張橋タワーに作用する慣性力は、補剛桁が橋脚によって支持されていることから無視する。



(a) タワー形状



(b) タワー断面

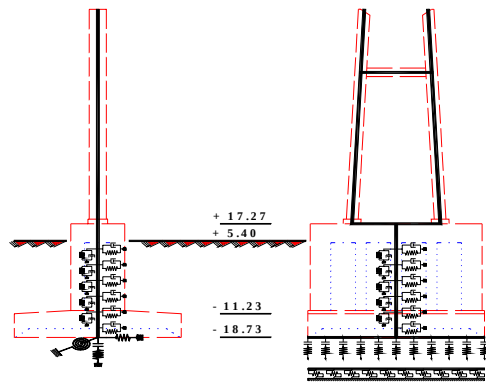
図.1 たつぷ大橋の鋼製斜張橋タワー

表.1 タワーモデルの寸法(単位:m)

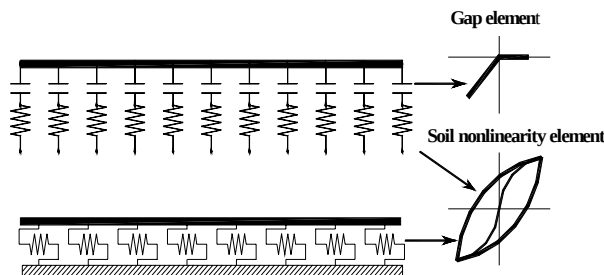
	h	d_t	d_b
Model1	45	13	18
Model2	48	13	18
Model3	51	13	18

表.2 断面諸元(単位:cm)

C.S. Dim.	Outer dimension				Stiffener dimension			
	A	B	t_1	t_2	a	b	t_{11}	t_{22}
Tower parts	240	350	2.2	3.2	25	22	3.6	3.0
	240	350	2.2	3.2	22	20	3.2	2.8
	240	350	2.2	2.8	20	20	2.8	2.2
	270	350	2.2	2.6	31	22	3.5	2.4



(a) 骨組系ばねモデル



(b) ギャップ要素と地盤ばね

図.2 地盤構造のモデル化

2.2 地盤構造のモデル化

本研究では、地盤構造のモデル化として骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えたモデルを用いる。骨組系ばねモデルは、地盤と基礎構造物をばね・質量からなるいわゆる質点系で表現されたモデルである。この骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えることで、基礎の真下の部分の地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。骨組系ばねモデル、およびギャップ要素について図.2 に示す。各層の地盤構造を表現する地盤ばねのばね定数は、図.3 に示される基礎に沿った地盤と基礎の真下の地盤状態によって求めることとする²⁾。

また、骨組系ばねモデルにおいての地盤のモデル化は Hardin - Drnevich モデル(HD モデル)を用い、図.4 に示す。HD モデルの骨格曲線は次式で与えられる。

$$\tau = G_0 \gamma / (1 + |\gamma / \gamma_r|), \quad \gamma_r = \gamma_{max} / G_0 \quad (1)$$

ここで、 G_0 は初期せん断係数、 τ はせん断応力、 γ_{max} は最大せん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ、 γ はせん断ひずみとする。また履歴曲線は次式のように表す。

$$\tau \pm \tau_m = G_0 (\gamma \pm \gamma_m) / \{1 + |(\gamma \pm \gamma_m) / 2 \gamma_r|\} \quad (2)$$

ここで、 (γ_m, τ_m) はカーブの折り返し座標とする。また、地盤と基礎の動的相互作用は非線形ばねとダッシュポットによって表現される。

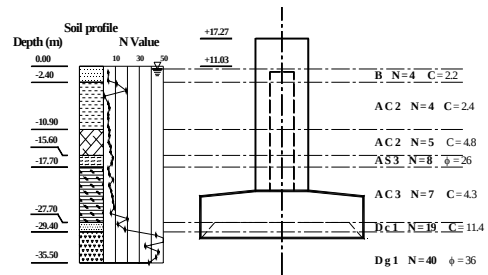


図.3 橋脚に沿った地盤状態

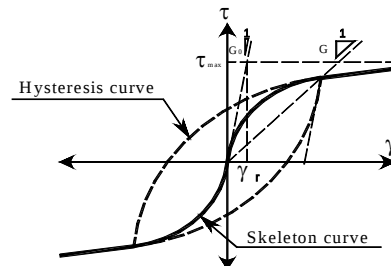


図.4 Hardin - Drnevich モデル

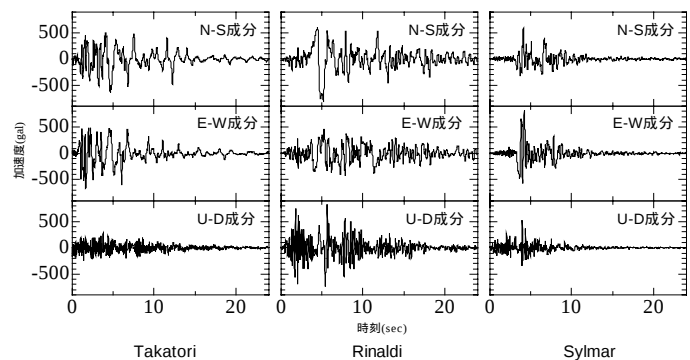


図.5 入力地震波の加速度波形

2.3 解析方法

本研究では、鋼材の降伏と幾何学的非線形性を考慮したはり柱要素の有限要素法と Newmark β 法($\beta=0.25$)および修正 Newton - Raphson 法を作用した解析手法を用いる。接線剛性マトリックスは材料の非線形性とははり柱要素の応力 - ひずみ関係を考慮している。弾塑性有限要素解析については、鋼材の応力 - ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、塑性域のひずみ硬化を 0.01 とする。鋼材は SM490Y を想定し、降伏応力を 355MPa、弾性係数を 200GPa とする。動的解析に用いた立体骨組モデルは 1 要素あたりの節点数 2 のはり柱要素により構成され、鋼製タワーの要素分割数は 46 とした。鋼製タワーの減衰には Rayleigh 減衰を適用しており、減衰定数は 1 次固有振動モードの面内・面外に対して 2%とした。入力地震波には 1995 年 1 月の兵庫県南部地震における JR 鷹取駅記録の他に、1994 年 1 月のノースリッジ地震(米・カリフォルニア州)における Rinaldi 記録と Sylmar 記録の計 3 種類の 3 成分加速度波形を採用した。各地震波の加速度波形を図.5 に示す。本研究では、N-S 成分を橋軸方向に、E-W 成分を橋軸直角方向に、U-D 成分を鉛直方向に入力した。

表.3 1次固有周期の比較(単位:sec)

	L_1	H_1	T_1	V_1
Model1 (h=45)	0.936	2.129	0.820	0.688
Model2 (h=48)	0.951	2.163	0.800	0.523
Model3 (h=51)	0.928	2.180	0.781	0.388

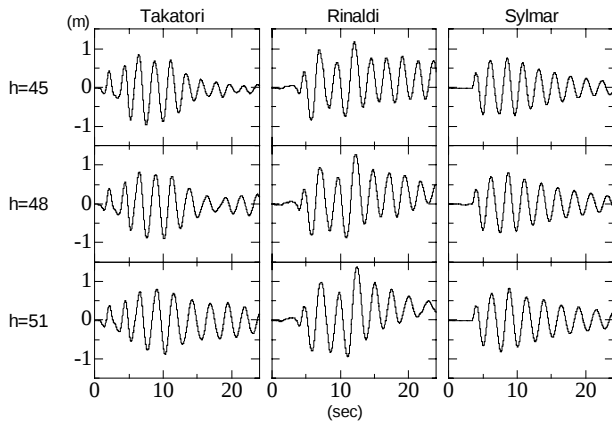


図.6 タワー塔頂部時刻歴応答変位

表.4 タワー塔頂部最大応答変位(単位:m)

(a) 正方向

	Takatori	Rinaldi	Sylmar
Model1 (h=45)	0.80	1.17	0.76
Model2 (h=48)	0.82	1.27	0.80
Model3 (h=51)	0.85	1.38	0.82

(b) 負方向

	Takatori	Rinaldi	Sylmar
Model1 (h=45)	0.89	0.83	0.72
Model2 (h=48)	0.91	0.87	0.75
Model3 (h=51)	0.97	0.94	0.81

3. 数値解析結果

3.1 固有振動特性

非線形動的応答解析を行うのに先がけて、本研究での解析対象である3種類のタワーモデルに対して固有振動解析を行い、各モデルの固有周期を算出した。固有周期の算出方法としては Householder 法を採用し、解析を行う際には、鋼材のヤング係数を 200GPa、重力加速度を 9.8m/sec^2 した⁵⁾。各モデルの1次固有周期の比較を表.3に示す。ここでは、 L_1 は橋軸方向(面外)の、 H_1 は橋軸直角方向(面内)の、 T_1 はねじり方向の、 V_1 は鉛直方向の1次固有周期を表している。

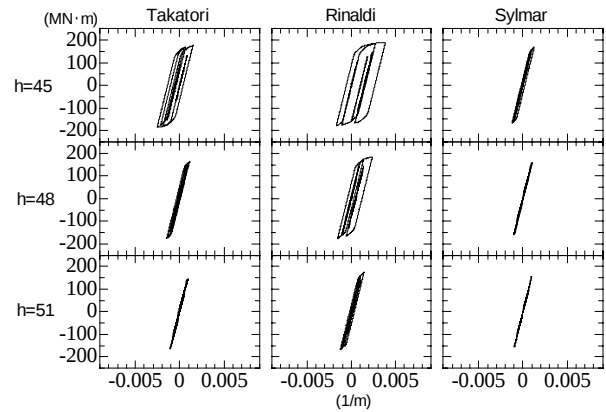
図.7 水平梁端部 M- ϕ 関係

表.3より、橋軸方向1次(L_1)はタワーの形状が変化しても、固有周期にほとんど変化は見られなかった。これは、タワーに定着させているケーブルの張力をタワーの形状によらず一定としたため、タワー形状が橋軸方向の固有周期にほとんど影響を与えなかったものと考えられる。次に橋軸直角方向1次(H_1)は、水平梁の設置箇所が高くなるほど固有周期が大きくなる傾向にあることが確認された。一方、ねじり方向1次(T_1)、鉛直方向1次(V_1)はともに水平梁の設置箇所が高くなるほど固有周期が小さくなる傾向にあることが確認された。

3.2 動的応答特性

(a) タワー塔頂部応答変位

タワー塔頂部における橋軸直角方向の最大応答変位を表.4に、時刻歴応答変位を図.6にそれぞれ示す。まず表.4より、Takatori波、Rinaldi波、Sylmar波のいずれの地震波においても正方向、負方向の最大応答変位はModel1(h=45)で最小値をとり、Model3(h=51)で最大値をとることが確認された。次に図.6より、Takatori波、Sylmar波ではいずれのモデルにおいても残留変位は生じていないが、Rinaldi波に限りいずれのモデルにおいても $t=12\text{sec}$ 付近で 25cm から 30cm 程度の残留変位が生じている。これは、タワーモデルの橋軸直角方向の1次固有周期 H_1 が Model1 で 2.129sec、Model2 で 2.163sec、Model3 で 2.180sec であるのに対し、Rinaldi波の E-W 成分の卓越周期が 2.410sec であることから、共振に近い状態が発生しタワーの振動が増幅されたことが原因として考えられる。また、3.2(c)で述べるタワー基部の塑性化もタワー塔頂部の残留変位に影響しているものと考えられる。

(b) 水平梁端部 M- ϕ 関係

タワー水平梁の端部における橋軸直角方向の曲げモーメント-曲率関係を図.7に示す。これより、Takatori波入力時の Model1 と Rinaldi波入力時の Model1、Model2 において特に大きな履歴ループが確認され、損傷度合いが大きいことが推測できる。一方、Sylmar波入力時にはいずれのモデルにおいてもほぼ弾性領域内に収まっている。また、全体的な傾向としては、水平梁の設置箇所が低いほど履歴ループが大きくなっている。

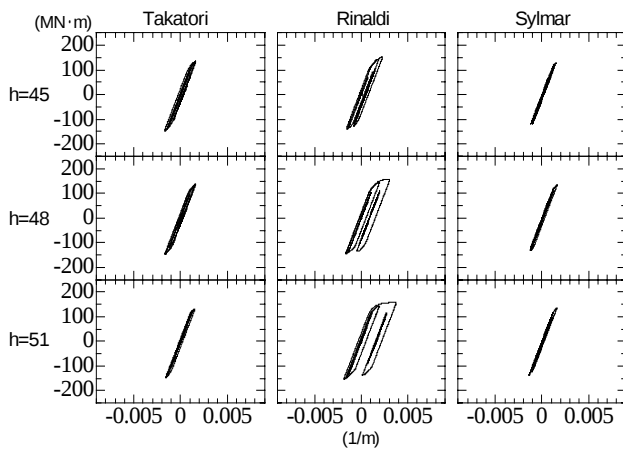


図.8 タワー基部 M-φ 関係

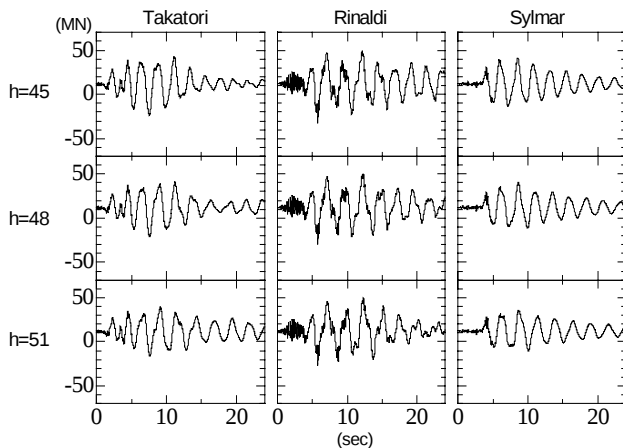


図.9 タワー基部時刻歴応答反力

表.5 タワー基部最大応答反力(単位:MN)

(a) 圧縮力

	Takatori	Rinaldi	Sylmar
Model1 (h=45)	42.7	49.3	41.0
Model2 (h=48)	41.0	50.1	40.5
Model3 (h=51)	39.7	49.4	36.1

(b) 引張力

	Takatori	Rinaldi	Sylmar
Model1 (h=45)	24.3	32.7	14.1
Model2 (h=48)	21.2	29.9	11.2
Model3 (h=51)	16.4	27.0	10.7

(c) タワー基部 M-φ 関係

タワー基部における橋軸直角方向の曲げモーメント-曲率関係を図.8 に示す。これより、Rinaldi 波ではいずれのモデルにおいても履歴ループが確認され、特に大きな履歴ループを描く Model2(h=48)、Model3(h=51)では損傷度合が著しいものと推測される。一方、Takatori 波、Sylmar 波では若干の損傷が確認されたが、いずれのモデルにおいてもほぼ弾性領域内であると言える。加えて、Takatori 波、Sylmar 波では水平梁の設置高さの違いによるタワー基部の曲げモーメント-曲率関係への影響はそれほど大きくないと言える。

(d) タワー基部応答反力

タワー基部における時刻歴応答反力を図.9 に、最大応答反力を表.5 に示す。なお、図.9 では正方向を圧縮力、負方向を引張力と定義している。これより、タワー基部での圧縮力、引張力は水平梁の設置箇所が高くなるにつれて低減される傾向であることが確認された。特に Model3 は Model1 に対し 20%から 30%ほど最大引張力が低減されていることから、アンカーボルトの引き抜き防止に効果があると考えられる。

4. あとがき

本研究ではたつぷ大橋の鋼製斜張橋タワーを対象に、地盤と橋脚の間の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、水平梁の設置高さの差異が斜張橋タワーの地震応答性状に与える影響について比較検討を行った。

タワー塔頂部変位においては、3 種類のモデルの中で Model1 が最も変位が小さくなり、Model3 で最大の変位をとることが確認された。また、Rinaldi 波入力時には、共振の影響からいずれのモデルにおいても 25cm 前後の残留変位が生じることが確認された。水平梁端部においては、水平梁の設置高さが低くなるほど損傷度合が大きくなる傾向があり、Rinaldi 波入力時には特に大きな履歴ループが確認された。タワー基部においては、Rinaldi 波入力時に損傷が大きくなるが、Takatori 波、Sylmar 波ではどのモデルにおいても大きな損傷は確認されなかった。また、タワー基部での鉛直反力は圧縮力、引張力ともに水平梁設置高さが高くなるほど低減される傾向にあった。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会:道路橋示法書・同解説、耐震設計編、1996.12
- 2) 日本道路協会:道路橋示法書・同解説、耐震設計編、2002.3
- 3) 林川俊郎:橋梁工学、朝倉書店、2000.4
- 4) 土木学会:鋼斜張橋 -技術とその変遷-、1990.9
- 5) 橋梁振動研究会:橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.10