

長周期地震動に対する PC 斜張橋の地震応答特性

庄司学¹・小木智史²

¹正会員 博(工) 筑波大学講師 大学院システム情報工学研究科(〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

²筑波大学工学システム学類(〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

1. はじめに

近年、巨大海溝型地震によって励起される長周期地震動が構造物の地震応答に与える影響の観点から改めて注目されている¹⁾。長周期地震動の特徴は地震波の卓越周期が2.0秒から2.5秒以上と長周期になり、かつ、継続時間が数分以上と長くなることである。このような長周期地震動に対しては、高層ビル、長大橋梁、石油タンク等の長周期型構造物の地震応答が増幅すると予想されることから、長周期型構造物の長周期地震動に対する対震対策が喫緊の課題となっている^{2),3)}。しかし、国内外のいずれにおいても長周期地震動による高層ビルや長大橋梁等の被害経験はゼロに等しく、長周期地震動に対する長周期型構造物の地震応答メカニズムは不明な点が多い。

以上より、本研究では長周期型構造物の代表例である PC 斜張橋を対象として取り上げ、長周期地震動に対する PC 斜張橋の地震応答特性について検討する。

2. 対象橋梁ならびに解析モデル

(1) 対象橋梁の構造諸元および地震による被災状況

本研究で対象とする長周期型構造物としては、卓越周期が2秒から3秒の帯域となる PC 斜張橋とし、その中でも1999年の台湾・集集地震で被災した集鹿大橋を取り上げる。これは、集鹿大橋が巨大地震によって大規模な被害を受けた世界で最初の PC 斜張橋であり、その結果、田崎らの検討⁴⁾に見られるように本橋梁に対する構造諸元やそれに伴う動特性に関する詳細な情報が比較的入手しやすいためである。

集鹿大橋は、表-1に示すような橋長240m、支間長120mの2径間 PC 斜張橋である。主塔は、図-1ならびに図-2に示すように頂部で3.0m×4.0m、基部で3.0×6.0mとなる中空菱形変断面 RC 造で、高さは58mである。主桁に関しては、図-3に示すような円弧線形2室1主箱桁であり、桁高2.75m、全幅員24.0mとなっている。ケーブルに関しては、片側17段の並列1面吊り形式である。橋脚は、図-4に示すような6.0m×6.3mの楕円形 RC 柱である。

集集地震の際の被災状況としては、主塔基部のかぶりコンクリートが橋軸直角方向に剥離するとともに、軸方向鉄筋に座屈が生じた。同様に、主塔-主桁間の剛結部付近において主桁のかぶりコンクリートが剥離した。また、橋軸直角方向の大きな応答変位に伴い、桁の両端部において橋軸直角方向に約20cmから約40cmの残留変位が生じた。さらに、ケーブルに関しては、南側のケーブルの外側より11番目のケーブルに定着部からの抜け出しが生じた。

(2) 解析モデル

図-5には、対象橋梁の3次元フレームモデルを示

表-1 集鹿大橋の構造諸元

構造形式	PC2径間斜張橋	
斜材	片側17段並列ケーブル1面吊り2組	
主桁断面	円弧線形2室1主箱型	
桁高	2.75m	
車線/全幅員	4車線/24.0m	
全長/支間長	240m/120m	
主塔構造	中空菱形変断面RC造	
主塔断面	主塔頂部	3.0m×4.0m
	主塔中間部(基礎下端より高さ45.5m地点)	3.0m×5.0m
	主塔基部	3.0m×6.0m
主塔高さ	58m	
橋脚構造	6.0m×6.3m楕円形RC造	
基礎	D1.5m×72本の杭基礎	

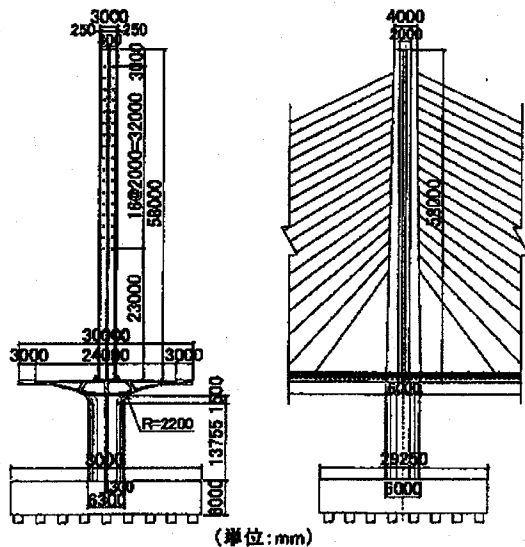


図-1 主塔の正面図ならびに側面図 4), 5)

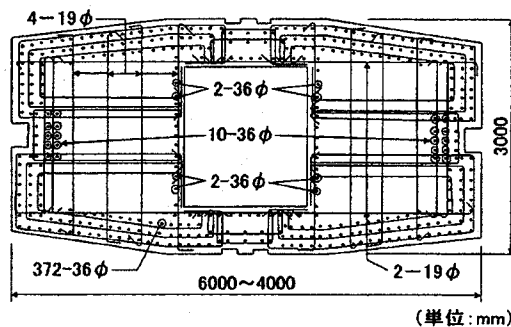


図-2 主塔基部の断面図 4), 5)

す。主桁は弾性梁要素，主塔と橋脚は弾塑性梁要素，ケーブルは引張方向の軸力のみを伝達するトラス要素で，それぞれモデル化した。基礎に関しては並進，回転およびそれらの連成を考慮したばね要素でモデル化し，主塔と主桁の接合部は剛部材とした。

主塔の断面は図-1 に示すように変断面であり，モデル化に際しては，主塔頂部，中間部，基部の 3 つの断面を代表として取り挙げ，主塔基部から 39m~58m の部分を主塔頂部の断面として，23m~39m の部分を主塔中間部の断面として，0m~23m の部分を主塔基部の断面としてそれぞれモデルした。

主塔ならびに橋脚の曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) の骨格曲線に関してはひび割れ点 (ϕ_c, M_c)，降伏点 (ϕ_y, M_y) および終局点 (ϕ_u, M_u) を考慮したトリリニア型でモデル化し，内部曲線に関しては剛性劣化を考慮した Takeda モデル⁶⁾でモデル化した。

境界条件に関しては，主桁の両端部において，橋軸

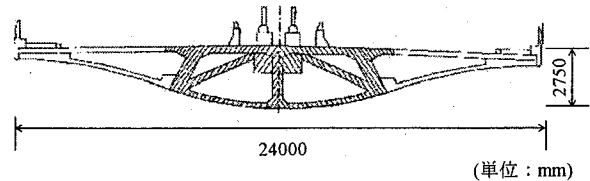


図-3 主桁の断面図 4), 5)

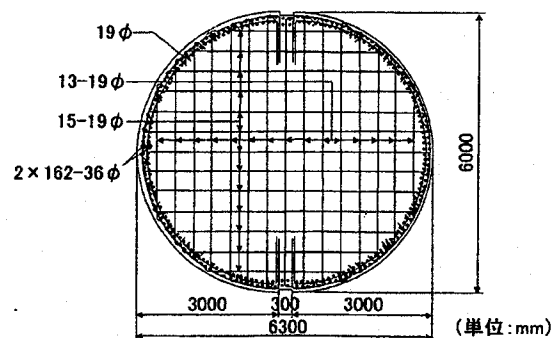


図-4 橋脚の断面図 4), 5)

方向の変位および橋軸直角方向まわりの回転を自由とし，その他の自由度の変位と回転は固定とした。

また，主塔と主桁の接合部は剛結合で接合されているため，図-5 の中央部に示すように，主塔と主桁の交点となる節点 1027 (2032) 番と，その上下ならびに左右の隣り合う節点との間で構成される部材の要素を剛部材とし，剛部材の剛性は他の部材の 3 乗~4 乗程度の大きな剛性となるように部材の断面定数を設定した。

ケーブルの質量に関しては，ケーブル要素の両端部の結合部に 2 分の 1 ずつ振り分けて付加した。

ケーブルには自重によるサグが生じているため，ケーブル鋼線のヤング係数 E_c を用いて算出した伸び剛性に比べて剛性が低くなっている。このことを考慮するために，次式に示す E_{runst} の修正ヤング係数 (接線弾性係数) E_t を用いてケーブルの剛性を決定した⁷⁾。

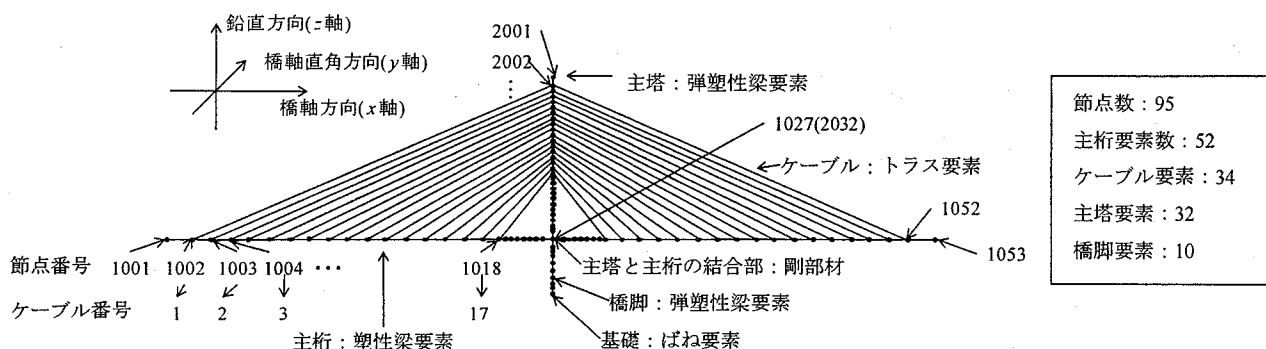


図-5 対象橋梁の3次元フレームモデル

表-2 対象橋梁の振動特性

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比(%)			モード形	
			橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1	0.42	2.405	0.00	13.68	0.00	0.00	2.16	0.00	-	対称
2	0.63	1.578	-10.69	0.00	0.00	1.32	0.00	0.00	逆対称	-
3	1.49	0.672	0.00	0.00	25.90	0.00	0.00	7.75	対称	-
4	1.60	0.627	31.05	0.00	0.00	11.15	0.00	0.00	逆対称	-
5	2.13	0.470	0.00	23.81	0.00	0.00	6.55	0.00	-	対称
6	2.29	0.436	-20.56	0.00	0.00	4.88	0.00	0.00	逆対称	-
7	2.56	0.390	0.00	0.00	8.08	0.00	0.00	0.76	対称	-
8	3.98	0.251	8.04	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	逆対称	-
9	4.18	0.239	0.00	0.00	12.16	0.00	0.00	1.71	対称	-
10	5.84	0.171	2.67	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	逆対称	-
11	6.27	0.159	-7.79	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	逆対称	-
12	6.51	0.154	0.00	0.00	-3.89	0.00	0.00	0.17	対称	-

$$Et = \frac{Ec}{1 + \frac{\gamma_s^2 L_H^2}{12\sigma_d^3} Ec} \quad (1)$$

式(1)において、 γ_s はケーブルの単位体積重量、 L_H はケーブルの水平投影長、 σ_d はケーブルの死荷重による応力度をそれぞれ示す。

ケーブルの単位体積重量は平行線ストランド（スクイズ後）の比重 7.85 tf/m^3 を採用し⁸⁾、ヤング係数は平行線ストランドの $2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ を採用した⁸⁾。

表-2 には対象橋梁の固有周期等の振動特性を示す。表-2 より、橋軸方向では2次、4次、6次モードにおいて振動モードが卓越し、橋軸直角方向では1次および5次モード、鉛直方向では3次モードがそれぞれ卓越していることがわかる。

運動方程式における減衰マトリックスのモデル化に際しては、表-2 に示す1次および5次の固有振動数を用いて Rayleigh 型減衰によってモデル化した。これは、1次および5次の振動モードが対象橋梁の橋軸

直角方向における動的応答に大きな影響を及ぼすと考えられるためである。なお、その際には1次と5次の固有振動数に対応するモード減衰をいずれも 0.02 と仮定した。

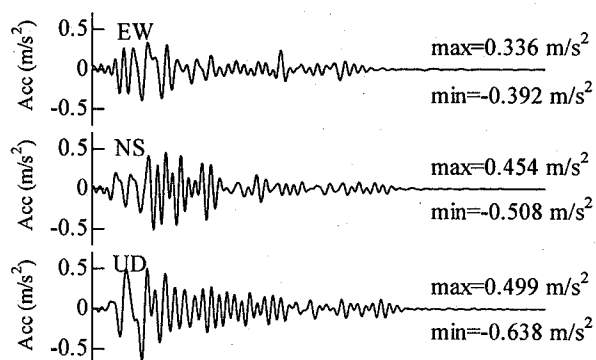
(3) 入力地震動

本解析で用いる入力地震動を図-6 に示す。Kamae et al.⁹⁾によって求められた想定南海地震人工波 OSK003, OSK005, OSK008 および、庄司・北原¹⁰⁾によって求められた台湾・集集地震における集鹿大橋立地地点の再現波（以下、集鹿大橋再現波）を入力地震動とする。入力方向としてはEW成分を橋軸直角方向、NS成分を橋軸方向、UD成分を鉛直方向にそれぞれ入力する。

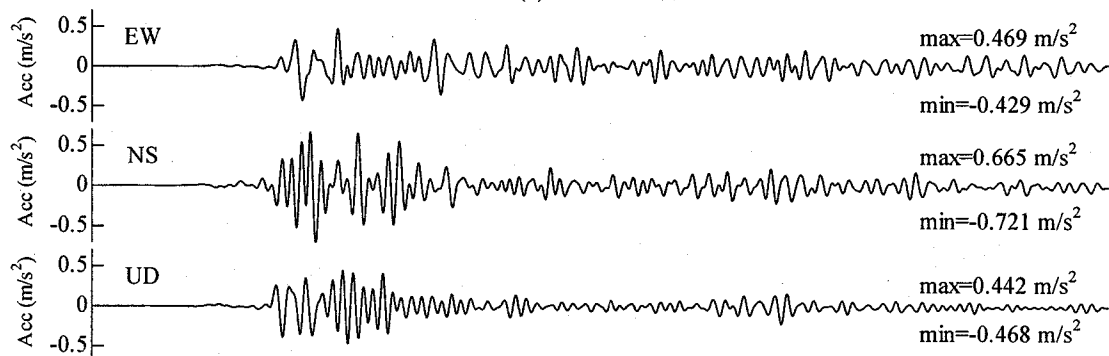
3. 対象橋梁の地震応答特性

(1) 主塔の地震応答

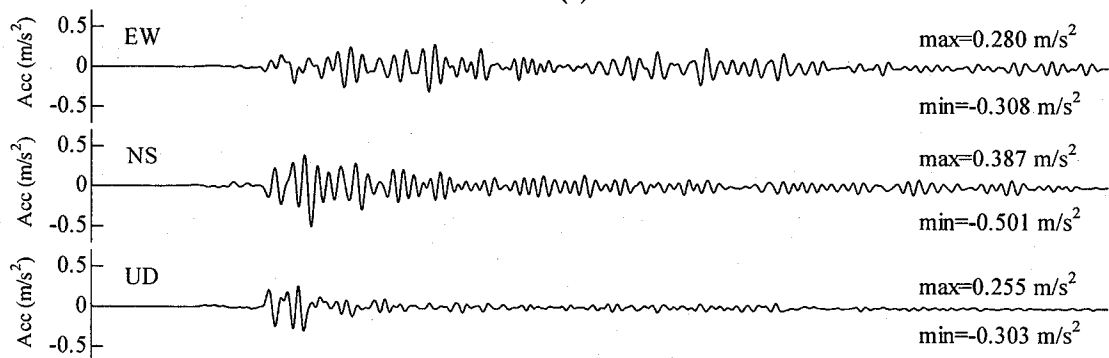
図-7 には、それぞれの入力地震動を入力した場合の主塔頂部における橋軸直角方向の最大加速度応答を示す。同様に、図-8 には主塔頂部における橋軸直



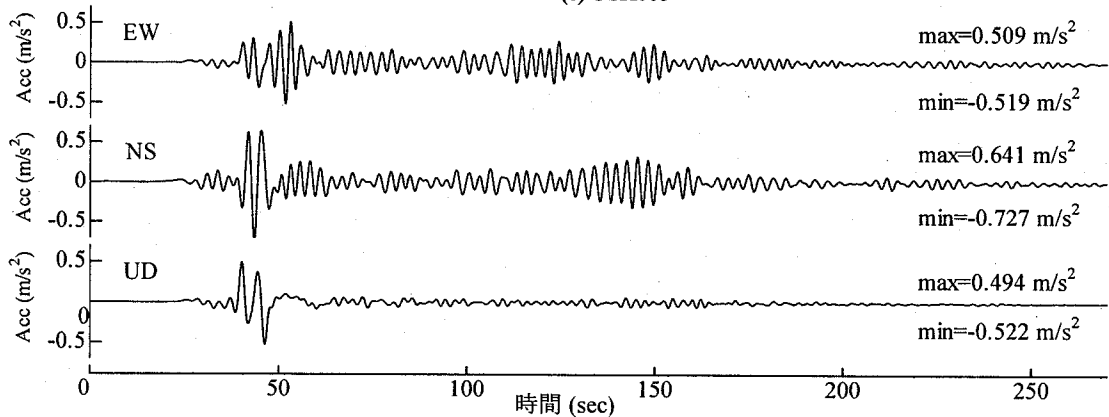
(a) 集鹿大橋再現波



(b) OSK003



(c) OSK005



(d) OSK008

図-6 集鹿大橋再現波および想定南海地震人工波

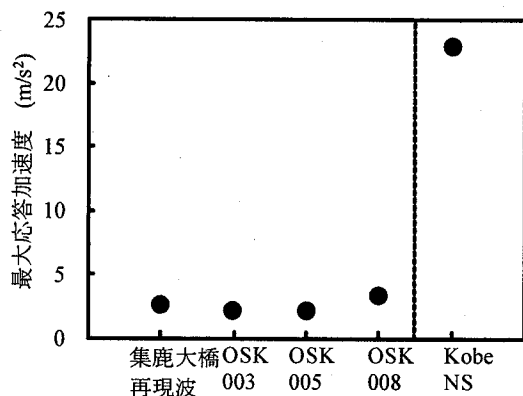


図-7 最大応答加速度の比較

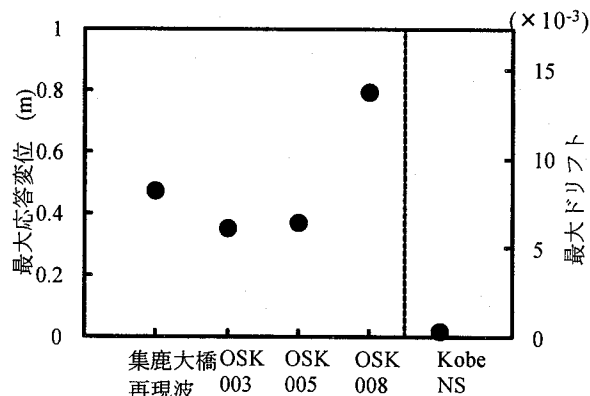


図-8 最大応答変位および最大ドリフトの比較

角方向の最大変位応答および最大ドリフトを示す。ここでドリフト Dr とは主塔頂部における応答変位を主塔高さで規準化した数値であり、以下の式より求められる。

$$Dr = \frac{\text{応答変位}}{\text{主塔高さ}h} \quad (2)$$

なお、いずれも 1995 年の兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 成分（以下、KobeNS）を対象橋梁の橋軸直角方向に入力した場合の応答結果も合わせて示す。

図-7 によれば、加速度応答の観点からは KobeNS を入力した場合が 22.9m/s^2 と最も大きな数値を示しており、長周期地震動を入力した場合には OSK008 の場合に 3.32m/s^2 の応答を示しているに過ぎない。

一方、図-8 の応答変位の観点からは、KobeNS を入力した場合に 0.017m と最も数値が低く、長周期地震動である OSK008 を入力した場合には 0.79m と大きな変位が生じており、ドリフト Dr に換算して KobeNS を入力した場合で 0.0003 、OSK008 を入力した場合で 0.0137 となる。このように長周期地震動の作用により、主塔頂部には大きな応答変位が励起される可能性があり、これによりケーブルや主桁等の他の構造部材に振動の連成が生じると考えられる。

(2) 想定南海地震人工波 OSK008 入力時のケーブル張力、ならびに桁軸力の変動

図-9 には、OSK008 を入力した場合のケーブルの最大張力、最小張力、および初期張力を示す。これに

よると、ケーブル番号 7 番から 15 番ならびにケーブル番号 20 番から 28 番ではケーブル張力の変動が初期張力に対して 10%以上となっている。それらの中でも特にケーブル番号 20 番では初期張力に対して 16%、23 番では 14%の張力変動が生じている。

図-10 には、桁の最大軸力、最小軸力、および初期軸力を示す。これによると、桁番号 1 番や 52 番で軸力の変動は極めて小さく、初期軸力に対して 10%の変動にも達していないが、一方で、桁番号 24 番や 25 番では軸力の変動が大きく、特に桁番号 25 番では最大で約 15%の軸力変動が生じている。

これらの結果によれば、図-8 に示したように、主塔が大きく橋軸直角方向に変位し、その応答とほぼ同期してケーブルの張力変動が生じ、ケーブルの張力変動と主桁の軸力変動が連成していると推測される。

(3) 主塔の残留変位の発生メカニズム

ここで、対象とする入力地震動を入力した場合の主塔頂部における橋軸直角方向の応答変位を図-11 に示す。これによれば、OSK003 および OSK005 を入力した場合には残留変位は生じていないが、集鹿大橋再現波を入力した場合には 0.02m 、OSK008 を入力した場合には 0.1m の残留変位がそれぞれ生じている。特に、図-11(d)によれば、OSK008 を入力した場合には、150 秒付近より残留変位が生じ始め、200 秒付近で残留変位が 0.05m まで徐々に増加するとともに、最終的に 250 秒付近では 0.1m の残留変位が生じている。

図-12 には、OSK008 を入力した場合の主塔基部に

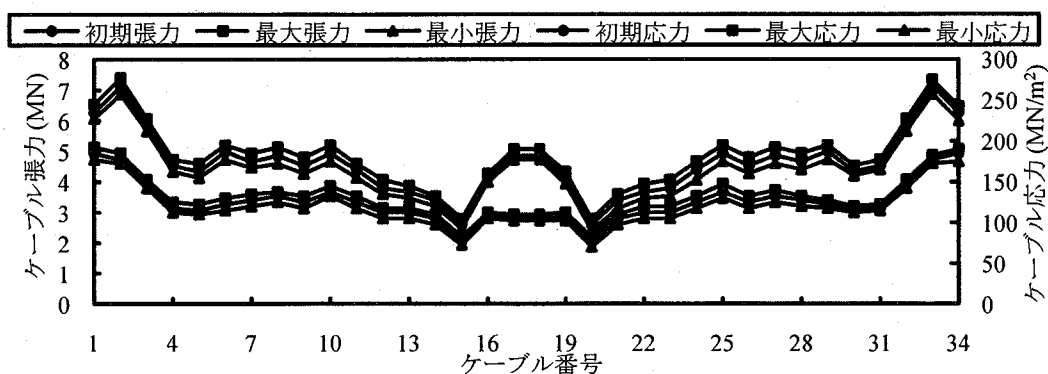


図-9 ケーブル張力およびケーブル応力の初期値ならびに最大値、最小値の分布

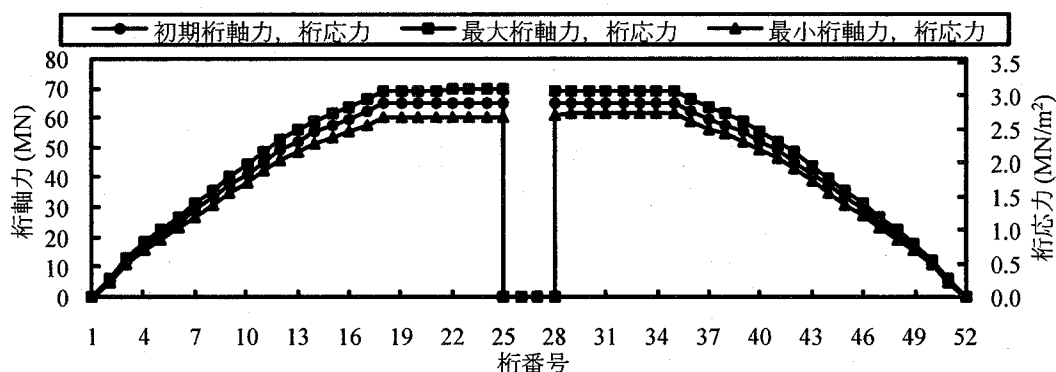


図-10 桁軸力および桁応力の初期値ならびに最大値、最小値の分布

おける橋軸直角方向の曲げモーメント-曲率関係の推移を示す。これによれば、150 秒付近を越えると、曲げモーメント-曲率関係がプラス側にシフトし始め、最終的には250 秒の時点で残留曲率が生じている。この結果は先述した図-11(d)の結果とも調和的である。主塔頂部において残留変位が生じ始める150 秒付近は、図-6(d)によれば、入力地震動の2 番目のピークが減衰し終えた後である。このように地震動の主要動の作用を受け、一旦、主塔基部に塑性化が生じると、長周期地震動の場合には地震動の継続時間が長いために、主塔基部の曲率が徐々に残留し始め、地震動の後続波が減衰し終えた付近から主塔頂部の残留変位が漸増すると推察される。

4. 結論

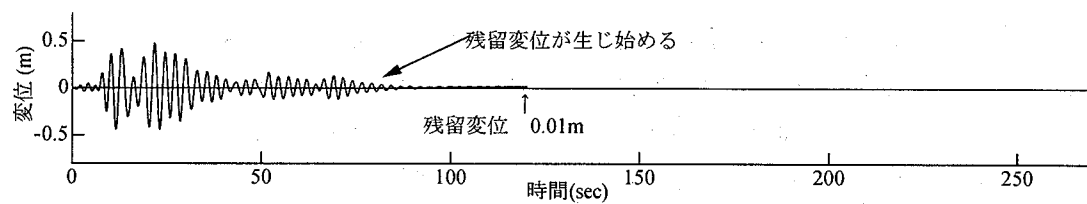
本研究では、固有周期が2 秒から3 秒の帯域となるPC 斜張橋を取り上げ、長周期地震動に対するPC 斜張橋の地震応答特性を非線形応答解析によって明ら

かにした。入力地震動としては、1999 年の台湾・集集地震における集鹿大橋立地点の再現波(集鹿大橋再現波)並びに想定南海地震人工波(OSK003, OSK005, OSK008)を用いた。得られた知見をまとめると以下の通りである。

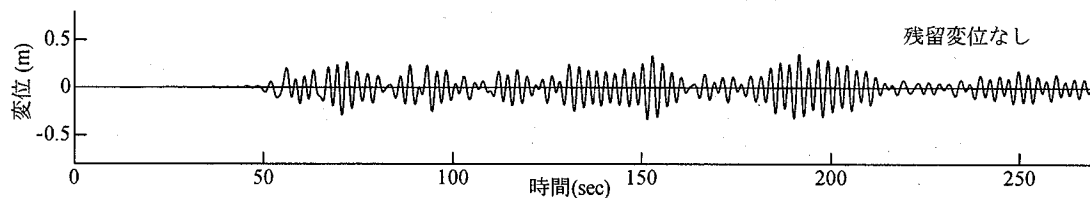
a) 兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台の地震波(KobeNS)を入力した場合の応答と比較すると、長周期地震動を入力した場合の方が主塔頂部において大きな応答変位を示した。

b) 長周期地震動である OSK008 を入力した場合のケーブル張力ならびに桁軸力の変動を分析した結果、主塔が大きく橋軸直角方向に変位し、その応答とほぼ同期してケーブルの張力変動が生じ、ケーブルの張力変動と主桁の軸力変動が連成するメカニズムが明らかとなった。

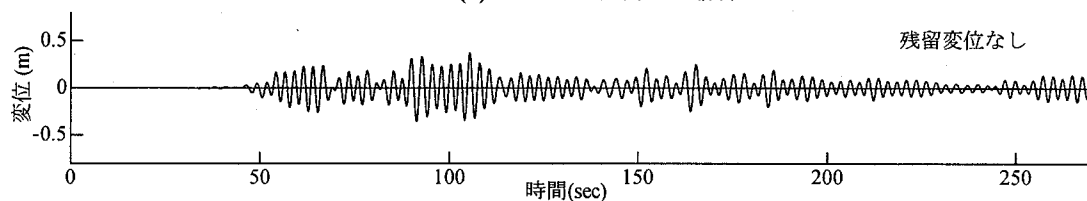
c) 長周期地震動である OSK008 を入力した場合には、地震動の後続波のピークが減衰し終えた150 秒付近より主塔頂部において残留変位が生じ始め、200 秒付近で残留変位が0.05m まで徐々に増加し、最終的に250 秒付近では0.1m の残留変位が生じた。このよう



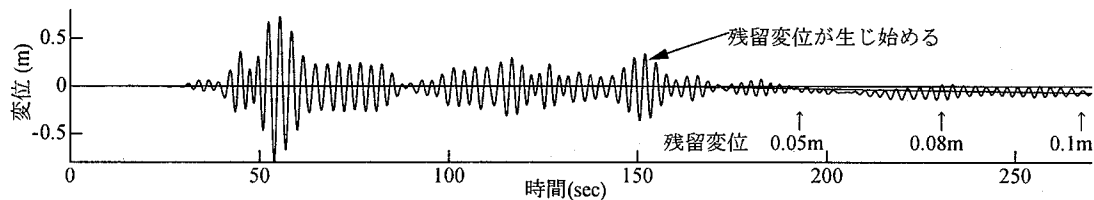
(a) 集鹿大橋再現波を入力した場合



(b) OSK003 を入力した場合



(c) OSK005 を入力した場合



(d) OSK008 を入力した場合

図-11 主塔頂部における橋軸直角方向の応答変位

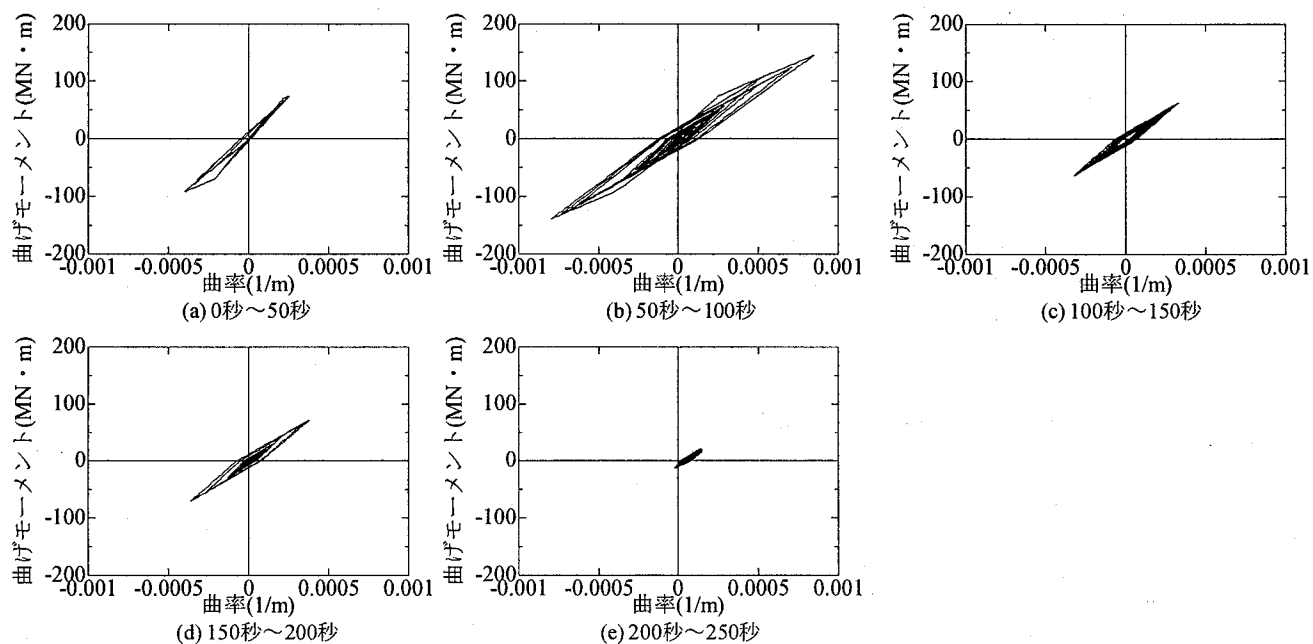


図-12 主塔基部における橋軸直角方向の曲げモーメント—曲率関係の推移

に、地震動の主要動の作用を受け、一旦、主塔基部に塑性化が生じると、長周期地震動の場合には地震動の継続時間が長いために、主塔基部の曲率が徐々に残留し、地震動の後続波が減衰し終えた付近から主塔頂部の残留変位が漸増すると推察される。

謝辞：本研究を進めるにあたり、九州工業大学工学部、幸左賢二先生ならびに阿部弘典氏及び大日本コンサルタントの田崎賢治氏により集鹿大橋の構造モデルに関する貴重な情報をご提供頂きました。さらに（株）長大の矢部正明氏、（株）東海旅客鉄道の梅坂宜忠氏には本研究に関して貴重なご助言を頂きました。京都大学原子炉実験所の釜江克宏先生および川辺秀憲先生には、想定南海地震人工波のデータをご提供頂きました。ここに記して関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- [1] 入倉孝次郎：総論：巨大地震による長周期地震動—予測と今後の対応策—，巨大地震による長周期地震動，月刊地球，号外 No.55，pp.6-16，海洋出版，2006。
- [2] 日本建築学会東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，2006 年度日本建築学会大会（関東）特別調査部門研究協議会資料，2006。
- [3] 太田外氣晴，座間信作：巨大地震と大規模構造物—長周期地震動による被害と対策—，共立出版，2005
- [4] 田崎賢治，幸左賢二，池田隆明，小郷政弘：台湾集集地震で被災した PC 斜張橋（集鹿大橋）の詳細分析，構造工学論文集，Vol.50A，pp.487-494，2004。
- [5] 台湾省交通公路局：集鹿大橋新建工程橋梁工程細部設計。
- [6] Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Symposium, pp.357-364, 1970.
- [7] 川人達男，長井正嗣：斜張橋の照査事項，橋梁と基礎，pp.44-50，85-8，1985.8.
- [8] 日本道路協会：道路橋示方書・I 共通編 II 鋼橋編，1996.12.
- [9] Kamae, K., Kawabe, H. and Irikura, K.: Strong Ground Motion Prediction for Huge Subduction Earthquakes Using a Characterized Source Model and Several Simulation Techniques, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 655, 2004.
- [10] 庄司学，北原淳：長周期型地震外乱に対する塔状構造物の地震応答メカニズムの解明，平成 17 年度実大三次元震動破壊実験施設を活用した構造物の耐震性に関する国内外共同モデル研究橋梁耐震実験研究 研究報告書，2006。