

台湾集集地震で被害を受けた橋梁の詳細分析と対策

阿部弘典¹・幸左賢二²・田崎賢治³・池田隆明⁴

¹正会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 大日本コンサルタント㈱ 九州支社構造技術部（〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19）

⁴正会員 飛鳥建設㈱ 技術研究所地盤耐震研究室（〒270-0222 野田市木間ヶ瀬5472）

1. はじめに

1999年9月21日、台湾の中央部集集で発生したM7.3の大地震では、台湾中部を中心に甚大な被害が生じた。その中で、地震当時施工中であったPC斜張橋の集鹿大橋は橋脚基部のみならず、主塔や主桁が損傷したことや斜材のケーブルが定着部から抜け出したことなど、耐震設計上問題のある損傷形態であった。したがって、今後の斜張橋の耐震設計を行う上で、その損傷メカニズムを検討することは重要であることから、地震後、線形動的解析により、主桁や主塔、ケーブルに対する耐力照査が行われてきた^{1)~2)}。しかし、当時は限られた情報の中で解析を実施したことやケーブルが定着部から抜け出すことは考えにくい結果が得られるなど、損傷原因を特定できない状態であった。このような中、筆者らは2002年11月に復旧状況と併せて再度現地調査を実施した際、台湾側から詳細図面を入手することができ、併せて橋梁管理者とのヒアリングや地盤の微動計測を通して新たな知見が得られたことから、本稿では、これらを反映した詳細分析結果について述べる。

2. 集鹿大橋の構造諸元と被害概要

集鹿大橋は図-1 に示すように、震源地集集の南、約 3km に位置し、濁水溪にかかる PC2 径間斜張橋である。地震当時本橋は施工中であり、図-2 に示す主塔と主桁の結合部において、主桁断面の片側のプレキャスト部材が取り付けられていない状態であった。

本橋の断面構成は主桁が円弧線形 2 室 1 主箱桁となっており、桁高 2.75m、全幅員 24.0m、支間長

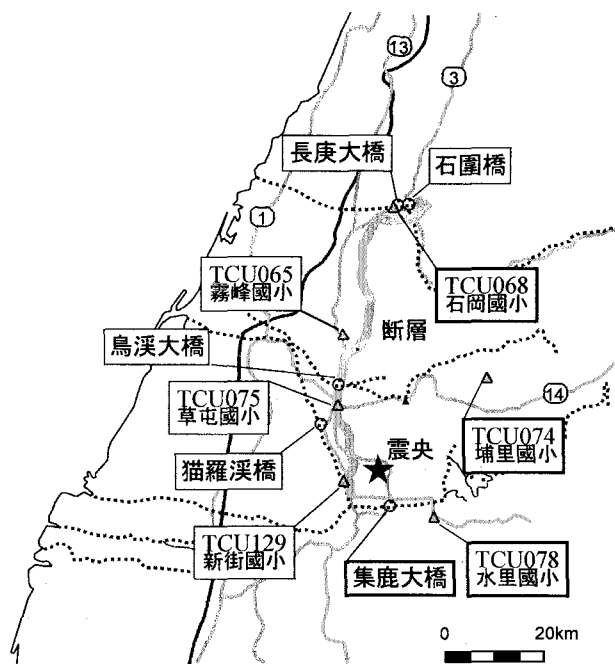


図-1 橋梁および強震観測位置図

2@120m=240m である。また主塔は 3.0×4.0~6.0m の中空菱形変断面 RC 柱で高さ 58m、斜材は片側 17 段の並列ケーブル 1 面吊り 2 組である。損傷状況は図-2 に示すように、主桁、主塔、橋脚、およびケーブルすべての部位に及んでおり、写真-1 に示す主塔基部の橋軸直角方向の損傷や主桁端部とアプローチ橋の直角方向の桁ずれなどが発生している。また、主桁と主塔の剛結部では、特に南側の主桁にコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じている。したがって、本橋では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きな地震力が作用したものと考えられる。さらに、斜材定着部では、多数のソケットと防震ゴム

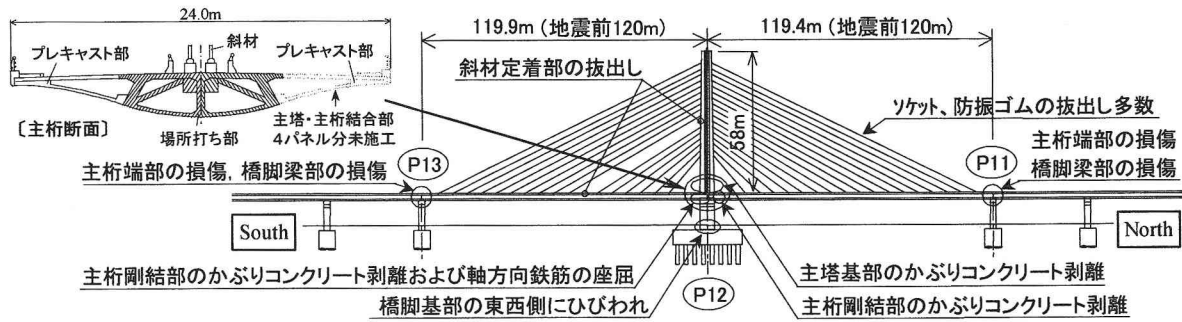


図-2 集鹿大橋の被害概要と測量結果

の抜け出しや南側の上から 11 段目の斜材において定着部からの抜け出しがあったことから、斜材に大きな振動と引張力が生じたものと考えられる。ところが、2002 年 11 月の再調査の際に行った現地の橋梁管理者とのヒアリングの結果、本橋は地震当時、施工上の理由によりケーブル定着部の耐力が設計の 30%程度と小さく施工されていたことが明らかとなった。また、地震直後に行った現地測量の結果、支間長は 120m とほとんど変化していないことや橋梁周辺に断層が確認されていないことなどから、本橋の被害原因は地震動によるものと考えられる。

一方、復旧状況であるが、2002 年 11 月時点において、集鹿大橋は開通されていたものの、ケーブルは 1 本抜けたままで、ベント支保工が設置された状態であった。また、主塔基部はコンクリート巻立て工法により、橋脚基部は鋼板巻立て工法により補修済みであった。

3. 地震応答解析

(1) 解析モデル

図-2 に示す斜張橋主径間部 (240m) を図-3 に示す 3 次元フレームにモデル化し、主桁、主塔、橋脚およびケーブルの断面定数は配筋詳細図に基づいて設定した。また、主桁は弾性はり要素、主塔と橋脚は弾塑性はり要素、斜材のケーブルは軸方向剛性のみを線材のトラス要素を用いており、主塔・主桁剛結部には剛部材を設けている。なお、地震当時、本橋は写真-1 に示すように、主桁の片側プレキャスト部材の 4 パネルが未施工部であったため、この影響を解析モデルの主桁の曲げ剛性に考慮している。具体的なモデル化は図-4 に示す。主塔と橋脚の弾塑性はり要素における曲げの非線形特性は道路橋示方書 V 耐震編³⁾ (以降、道示耐震編と称する) に準じて、自重解析により求めた初期軸力を用いて、ひび割れを考慮したトリリニア型の武田モデル (剛性

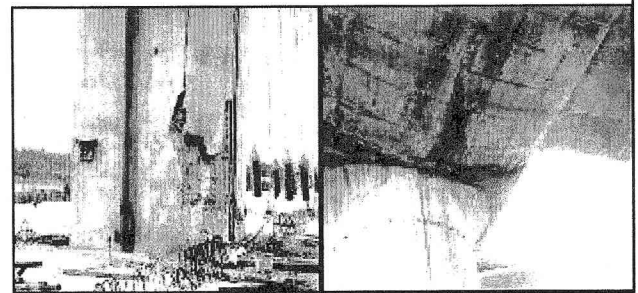


写真-1 主塔・主桁剛結部付近の損傷状況

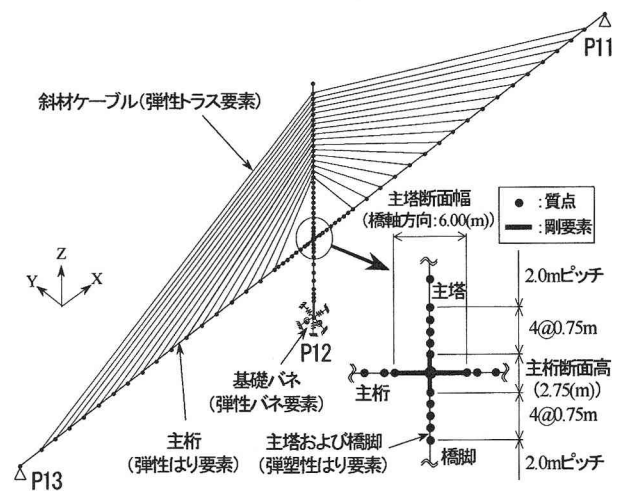


図-3 解析フレームモデル

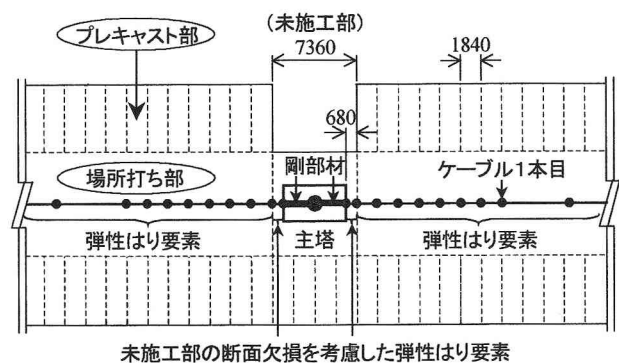


図-4 主桁の主塔剛結部付近のモデル化

低下率 $\gamma=0.4$)を用いている。なお、ケーブル質量は要素端部の主塔および主桁の節点上に1/2ずつ振り分けて付加している。一方、境界条件は主桁端部とアプローチ橋の掛け違い橋脚(P11, P13)上における鉛直および橋軸直角方向の支持条件のみを固定としている。

(2) 解析手法

本橋の主塔基部に作用する軸応力度は、一般的なRC橋脚と比べて7倍程度と高軸力なため、時刻歴応答解析において、幾何学的非線形を考慮している。また、解析における数値積分には、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、数値積分間隔は $\Delta t=1/1000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に、粘性減衰定数として、主桁、主塔、橋脚およびケーブルは2%、基礎は20%、剛部材は0%としている。また、構造系全体としては、レーリー減衰を与えている。

(3) 入力地震動

本橋梁に最も近い観測点はTCU077(集集國小)であるが、記録が得られていない。記録が得られている最も近い観測点はTCU078(水里國小)である。本橋梁はほぼ南北方向に架橋されているので、解析では橋軸直角方向にEW成分を、橋軸方向にNS成分を、鉛直方向にUD成分を用いて、水平2方向同時入力および3方向同時入力の2ケースで解析を行った。しかし、TCU078を入力した場合、詳細は後述するが、主塔および主桁の応答が小さく、実際の損傷状況とは大きく異なる結果となった。一方、台湾地震工学研究センター(NCREE)により作成された台中地域の最大加速度のコンター図と橋梁の位置図の関係によると、集鹿大橋の地表の最大加速度の概算推定値はNS成分が400gal、EW成分が600gal、UD成分が200galとなっており、TCU078と比べて各成分とも30%程度大きい最大加速度が作用したものと推定される。したがって、本解析で用いる入力地震動としては、図-1に示した位置図の中で、TCU078と同じ震源域南側のグループに位置し、台湾地震工学センターによる最大加速度の概算推定値と同程度の規模のTCU074(埔里國小)の波形を標準波形として用いる。また、図-5の加速度応答スペクトル(EW成分)に示すように、長周期成分が卓越するTCU068波形を地震波形のパラメータとした。これはPC斜張橋のような比較的長周期構造物に対して、長周期成分の卓越する地震波を用いた場合の影響を把握することを目的としている。

表-1 各成分の最大加速度

入力地震動	最大加速度 (gal)		
	NS	EW	UD
TCU078	310.44	444.66	171.25
TCU074	380.30	603.95	273.59
TCU068	361.94	501.60	519.42

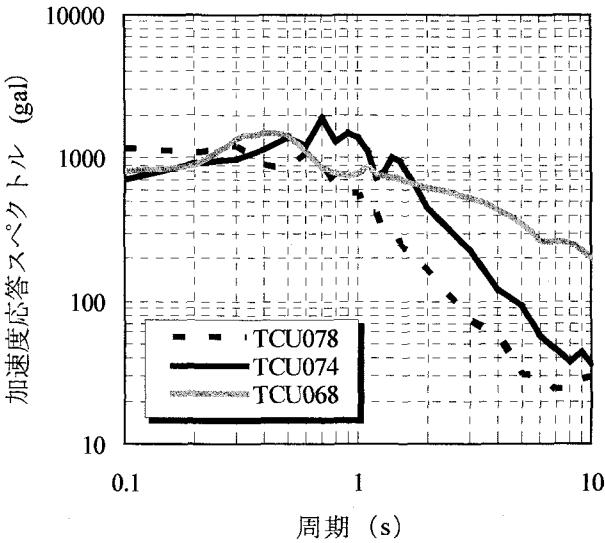


図-5 加速度応答スペクトル

表-2 解析ケース

解析ケース	入力地震動	作用方向	軸力相関
CASE1	TCU074	2方向入力	軸力一定
CASE2	TCU074	3方向入力	軸力変動
CASE3	TCU068	2方向入力	軸力一定

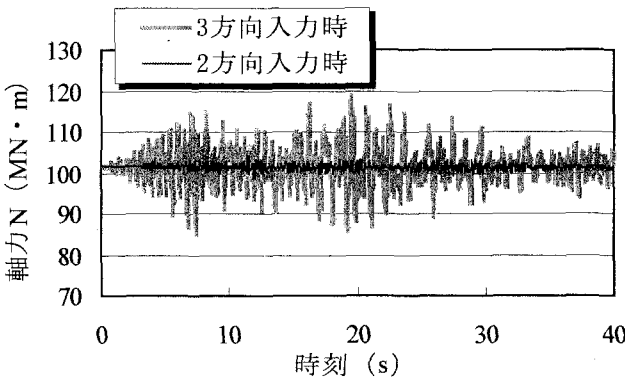


図-6 主塔基部の軸力波形図

(4) 解析ケース

解析ケースは表-2に示すように、入力地震動および入力方向の違いに着目するために3ケース設定した。ここで、図-6にTCU078を入力した場合の主塔基部に作用する軸力波形図を示すが、これによると、2方向入力の場合は、軸力は死荷重からほとんど変動しないが、鉛直地震動を考慮した3方向入力

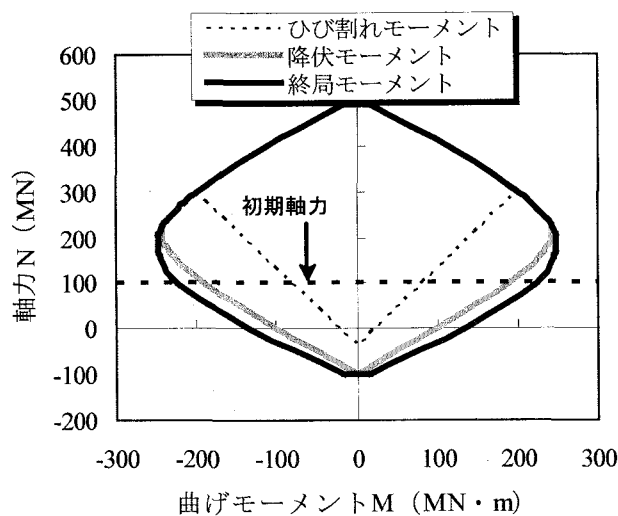


図-7 M-N 相関曲線

の場合は軸力の変動が激しいことがわかる。そこで、3 方向入力を行う場合は、主塔および橋脚部材における曲げの非線形特性に軸力変動を考慮し、ひび割れ、降伏、終局曲げモーメントの各々に対して図-7 に示す M-N 相関曲線を用いて設定している。

4. 解析結果

(1) 時刻歴波形および主桁の最大応答結果

図-8 に TCU078 を入力した場合の主塔基部における橋軸直角方向の応答履歴 (M- ϕ 関係) を示す。これによると、主塔基部の最大曲げモーメントは降伏曲げモーメントに達していない。実際の主塔基部の損傷は写真-1 に示したように、橋軸直角方向の主鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離していることから、降伏点を越えて非線形領域に達したことは明らかである。したがって、TCU078 を入力した場合、実際の損傷状況を再現できない結果となる。なお、ここでは示していないが橋軸直角方向の橋脚基部は降伏に達している。このような結果を踏まえ、架橋地点には TCU078 よりも規模の大きい地震動が作用したことが推測されることから、TCU074 および TCU068 を入力した場合の応答結果について考察する。主塔頂部における橋軸および橋軸直角方向の応答変位履歴を図-9 に示す。これによると、橋軸方向と橋軸直角方向とでは、各ケースとも橋軸直角方向の変位が卓越することが分かる。なお、CASE1 と CASE2 ではほとんど応答に差が無いことから、鉛直地震動の有無が応答変位に与える影響は小さいものと考えられる。また、CASE3 の場合、CASE1 および CASE2 と比較して変位が大きく、橋軸方向でも 13 秒以降の周期が約 10 秒と長周期化しており、

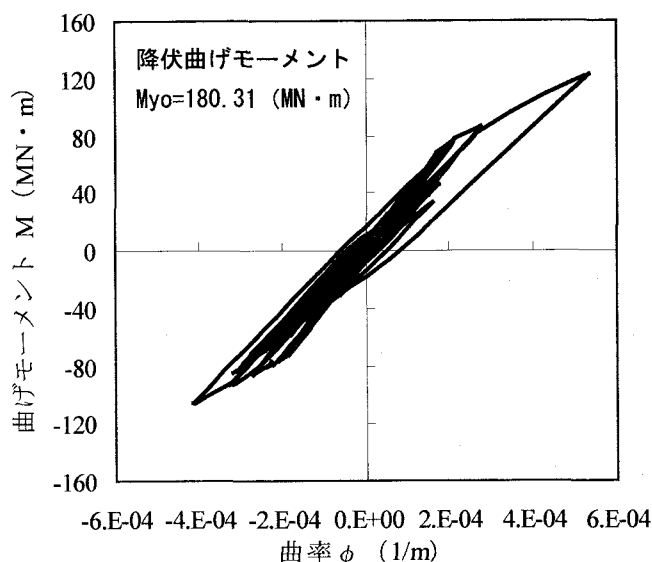
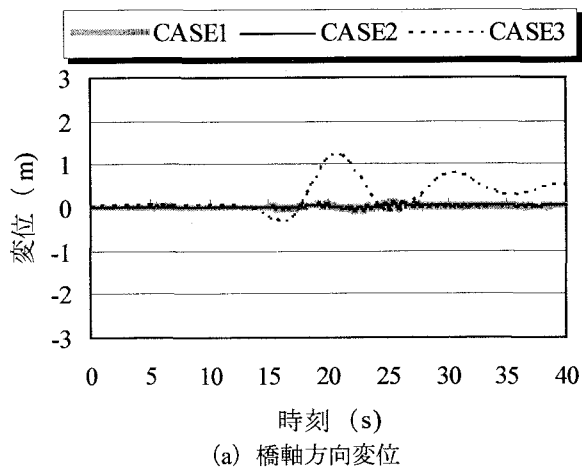
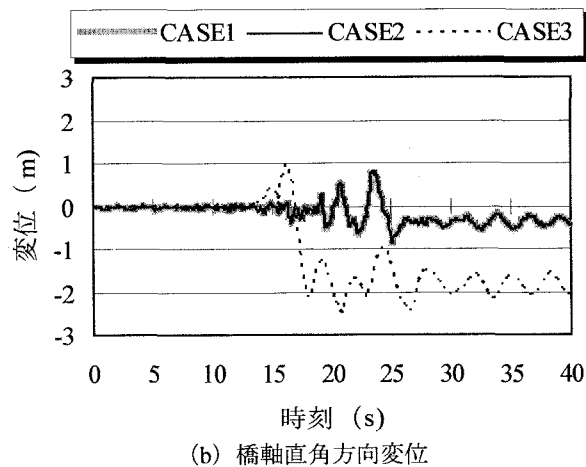


図-8 主塔基部の応答履歴 (橋軸直角方向)



(a) 橋軸方向変位



(b) 橋軸直角方向変位

図-9 主塔頂部における時刻歴応答変位

残留変位も生じていることから、橋軸方向においても塑性化が進行する危険性があることがわかる。

次に、実際に写真-1 に示したような損傷を生じた主桁に着目した最大応答結果を表-3 に示す。表中には、最大曲げモーメントと初期軸力より求めた

表-3 主桁の最大応答結果

解析ケース	断面位置	最大軸圧縮力	最大曲げモーメント		最大軸圧縮応力度	最大曲げ圧縮応力度	
		N(MN)	My(MN・m)	Mz(MN・m)	(N/mm ²)	橋軸方向(N/mm ²)	橋軸直角方向(N/mm ²)
CASE1	主桁 (完成部)	97.63	174.57	635.34	6.20	10.52	47.63
	主桁 (未施工部)	97.94	194.05	636.87	7.79	17.05	56.35
CASE2	主桁 (完成部)	99.00	170.80	635.00	6.28	10.29	47.73
	主桁 (未施工部)	108.68	232.77	636.54	8.65	20.48	56.25
CASE3	主桁 (完成部)	88.26	167.45	514.18	5.60	10.08	38.51
	主桁 (未施工部)	90.85	243.77	516.63	7.23	14.70	45.47

コンクリートの設計基準強度： $\sigma_{ck}=34.3\text{N/mm}^2$

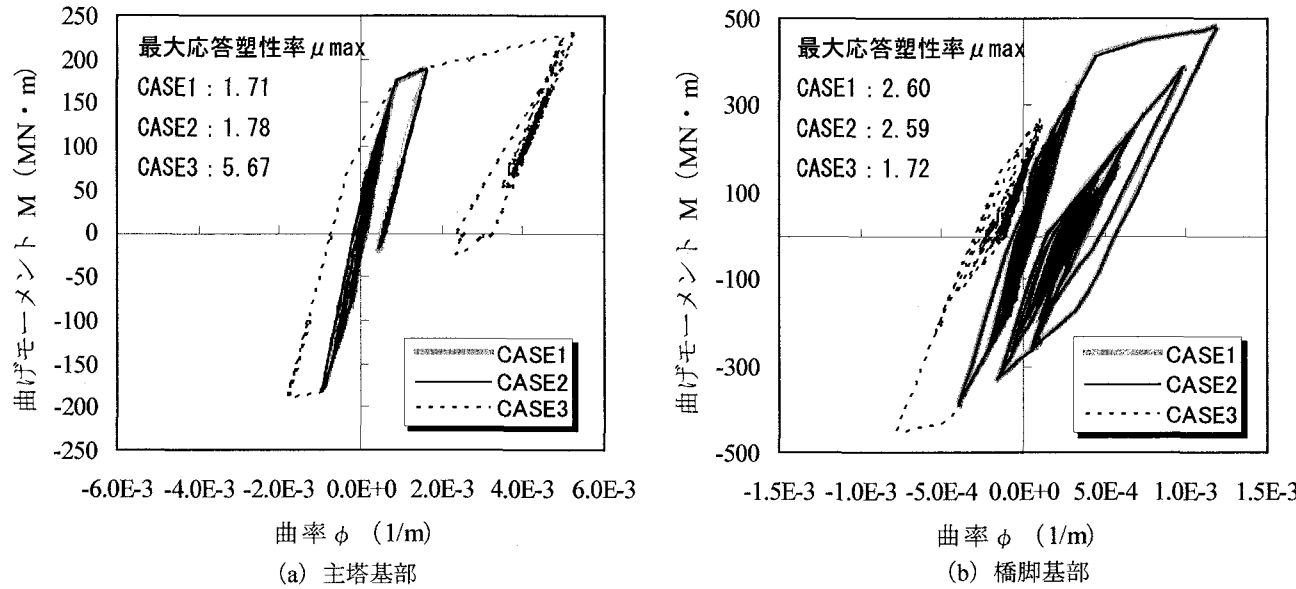


図-10 橋軸直角方向に対する主塔基部、橋脚基部の応答履歴 (M- ϕ 関係)

最大曲げ圧縮応力度と最大軸圧縮応力度を示している。これによると、全ケースともプレキャスト部の切欠きを有する主桁（未施工部）の方が橋軸方向、橋軸直角方向ともに主桁（完成部）よりも最大曲げ圧縮応力度、最大軸圧縮応力度とも大きくなっていることがわかる。ここで、主桁完成部とは主桁の中で曲げモーメントが最も大きくなる主塔に最も近い未施工部に隣接する部材のことである。また橋軸直角方向における主桁完成部、未施工部に作用する最大曲げ圧縮応力度は、全てのケースにおいて、曲げモーメントの値のみでコンクリートの設計基準強度の $\sigma_{ck}=34.3\text{N/mm}^2$ を超えるものとなっている。したがって、今回のような地震波が作用した場合には、実際の被害状況でもみられる様なコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈のような大きな損傷が生じる可能性のあることがわかった。

(2) 主塔基部および橋脚基部の応答結果

橋軸直角方向の応答に着目した各ケースの主塔基

部および橋脚基部の応答履歴 (M- ϕ 関係) を図-10 に示す。解析結果によると、全ケースとも主塔基部および橋脚基部の何れも降伏耐力を超えて非線形域に達している。このうち、橋脚基部における実際の被害状況は基部から高さ 4m 程度まで曲げひび割れが生じたものの、コンクリートの剥離などは見られなかったことから、解析結果は比較的整合しているものと考えられる。しかし、主塔基部については実際に柱の東側片面でかぶりコンクリートが剥離する損傷が生じていることから、解析結果と傾向は比較的整合しているものの、CASE1 と CASE2 では最大応答塑性率については解析結果よりも大きな非線形応答を生じたことが考えられる。一方、CASE3 の場合、主塔基部の最大応答塑性率は CASE1 および CASE2 の最大応答塑性率よりも大きい結果となっている。これは、TCU068 が長周期成分で卓越するため、最大加速度は小さいが TCU074 相当以上の地震エネルギーを有するものと考えられる。したがって長周期成分が卓越するような地震波が作用した場合、

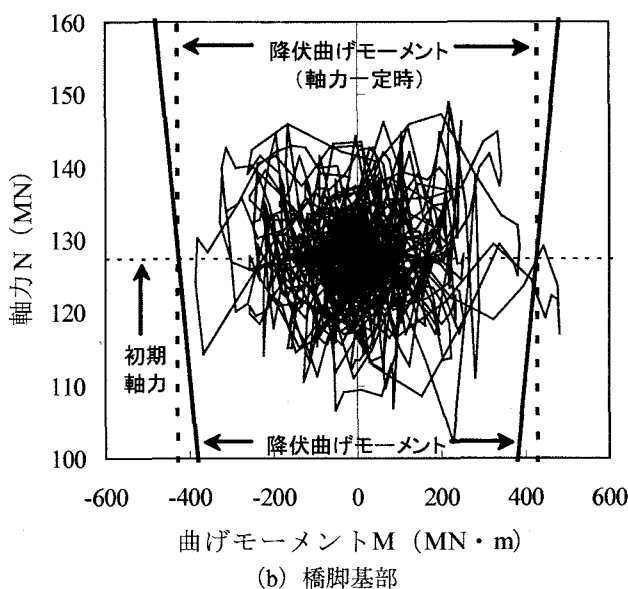
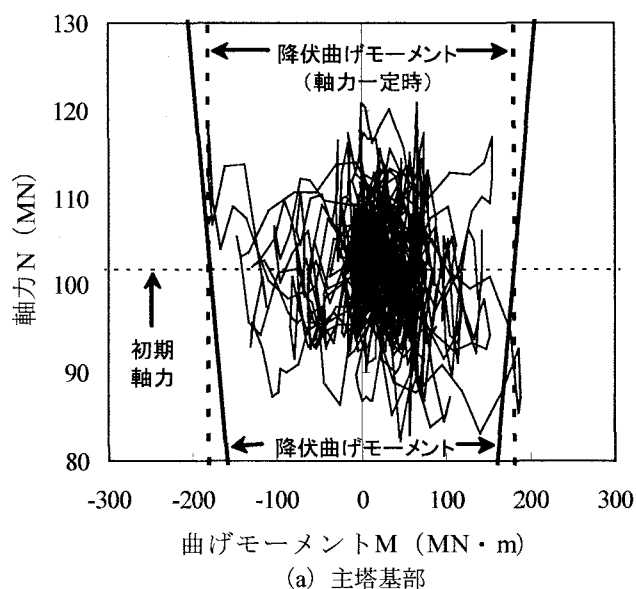


図-11 CASE2の橋軸直角方向に対する主塔基部，橋脚基部の応答履歴 (M-N 関係)

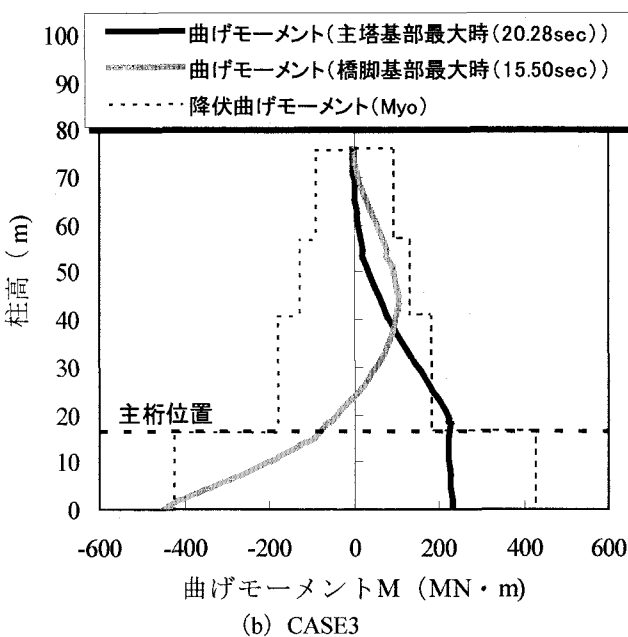
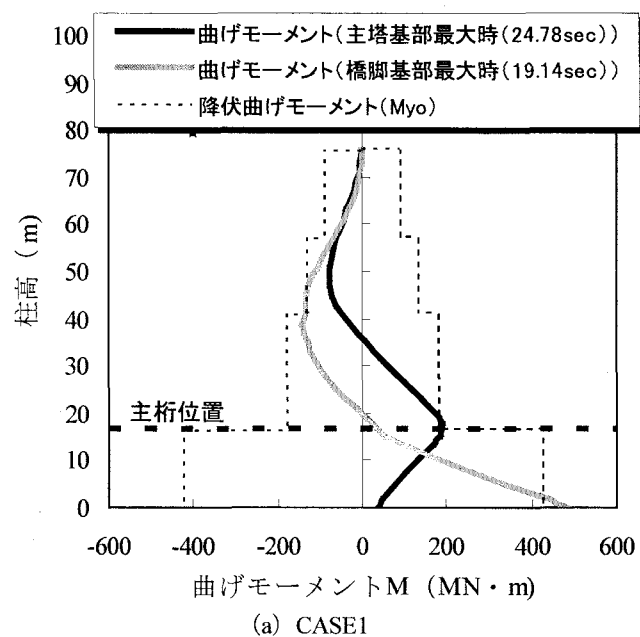


図-12 橋軸直角方向に対する主塔，橋脚の曲げ耐力と曲げモーメント分布

主塔基部において非線形応答が進展していく危険性があることがわかった。

次に，橋軸直角方向の応答に着目した CASE2 の主塔基部および橋脚基部の応答履歴 (M-N 関係) を図-11 に示す。これによると，主塔基部では最大で約 38MN，橋脚基部では約 47MN と軸力の変動が生じている。また，主塔基部においては最大曲げモーメント発生時の軸力が死荷重時より低下している。それに伴い耐力も低下していることから，図-10 で示したように CASE2 の最大応答塑性率の方が CASE1 よりも大きくなるが，その差は微小である。これは，主塔基部の断面積が大きいため，軸力の変

動に対して応力度の変動は最大で 2.7N/mm^2 と小さく，それに伴う曲げ耐力の変動は，死荷重時の 7.2% と小さいためであることが考えられる。

一方，橋脚基部のみならず，主塔基部で損傷が生じた理由として，主塔の高次モードの影響が考えられる。図-12 に示す主塔と橋脚の最大曲げモーメント分布では，主塔基部と橋脚基部で最大応答時の曲げモーメント分布が異なっている。ここで，高次モードが主塔の変形に及ぼす影響を把握するために，各イベントにおける主塔と橋脚の変形図を図-13 および図-14 に，固有値解析による橋軸直角方向の主要なモードを図-15 に示す。これによると，CASE1，

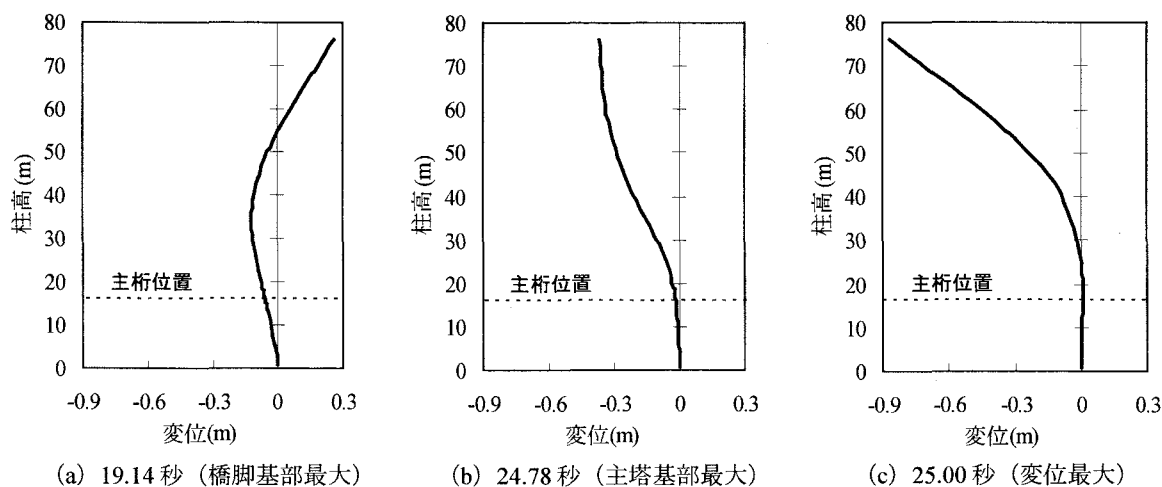


図-13 主塔、橋脚の変形図 (CASE1 : TCU074 入力時)

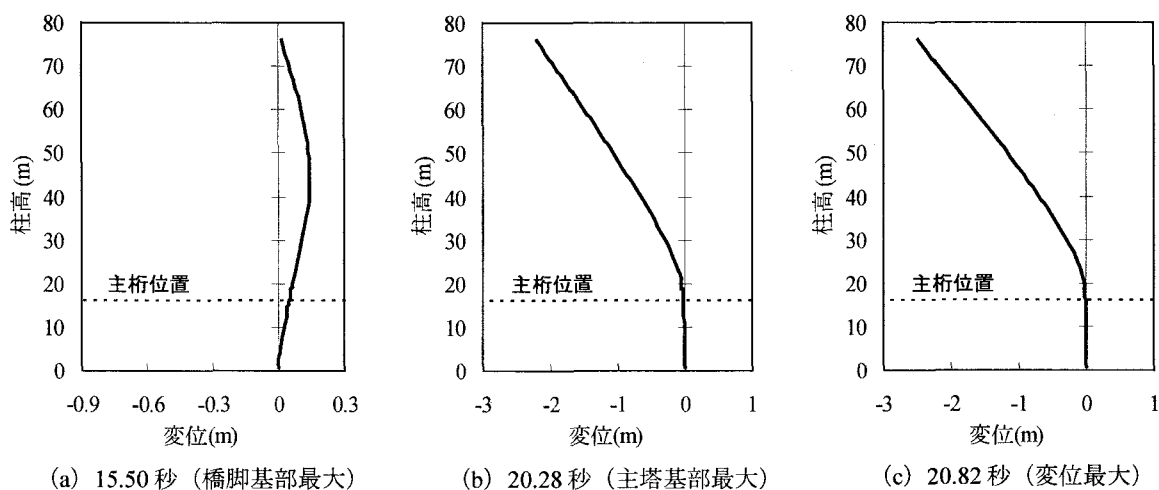


図-14 主塔、橋脚の変形図 (CASE3 : TCU068 入力時)

CASE3 とともに、まず 5 次モードの変形により橋脚基部が降伏し最大応答となる。次に、主塔基部が降伏して最大応答を示し、最後に 1 次モードの変形で主塔頂部の変位が最大となっている。また、CASE1 では 9 次モードの変形により主塔基部が最大応答を示しているのに対し、CASE3 では 1 次モードの変形により主塔基部が最大応答を示している。この理由として、入力地震波の卓越周期の違いが影響しているものと考えられる。図-5 に示したように、TCU074 と TCU068 では本橋の固有周期である 2 秒付近を境に応答スペクトル値が逆転している。そのため、TCU074 は短周期域で卓越し高次モードに与える影響が大きく、TCU068 は長周期域で卓越し低次モードに与える影響が大きいこととなる。このように主塔基部は CASE1 は 9 次モード、CASE3 は 1 次モードの変形が卓越することにより降伏に達し、非線形応答が進展していくことがわかった。

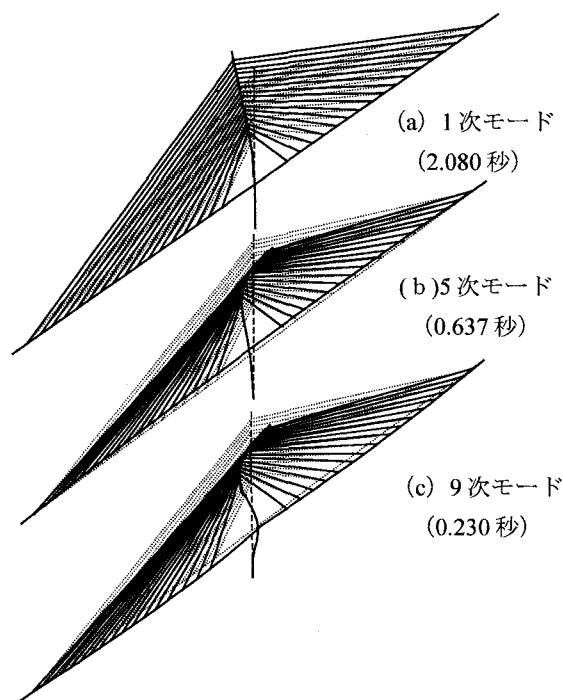


図-15 橋軸直角方向の卓越モード図

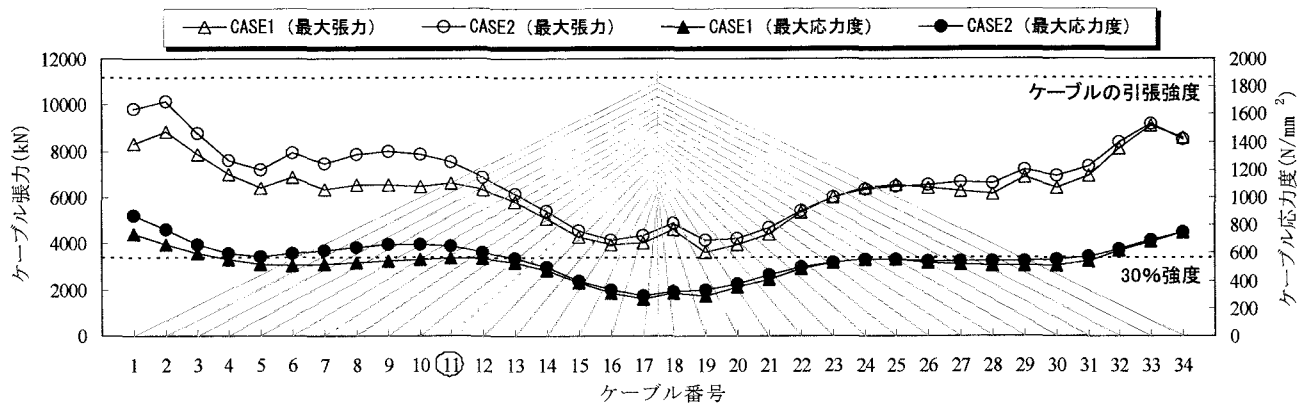


図-16 斜材の最大ケーブル張力分布

(3) 斜材のケーブル張力

図-16 に CASE1 および CASE2 における斜材の最大ケーブル張力分布を示す。ここで、ケーブル断面は直径 $\phi 12.7\text{mm}$, $\phi 15.2\text{mm}$, $\phi 7\text{mm}$ の複数のマルチストランド PC 鋼より線によって構成され、引張強度は SWPR7B 相当の 1860N/mm^2 である。これによると、鉛直地震動を考慮した CASE2 の方が最大で約 2000kN 大きな値を示している。次に、抜け出した 11 番目の位置におけるケーブルの最大応力度は CASE1 で 564N/mm^2 , CASE2 で 645N/mm^2 程度生じるものの、設計上のケーブルの引張強度と比べると小さく、構造的には抜け出すことは考えにくい結果となる。ところが、2002 年 11 月に、再調査の際に行った現地の橋梁管理者とのヒアリングの結果、本橋は地震当時、施工上の理由によりケーブル定着部の耐力が設計の 30% (560N/mm^2) 程度と小さく施工されていたことが明らかとなった。

したがって、今回の解析結果では、ケーブル定着部の耐力が設計の 30% 程度であったとすると、鉛直地震動を考慮した場合、ケーブルが定着部から抜け出すことは十分に考えられる。また、実際の抜け出し位置以外のケーブルでも、CASE1 では 7 本、CASE2 では 16 本のケーブルが抜け出す可能性があったことになる。このことから、鉛直地震動が主桁や主塔の応答に与える影響は小さいものの、ケーブル張力を評価する際は、鉛直地震動を考慮した方が望ましいと考えられる。

以上のことから、ケーブルの抜け出し原因はケーブル定着部の耐力不足であることが考えられる。

5. まとめ

以上より、集鹿大橋の詳細図面を用いた非線形動的解析の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 地震波形の 2 方向および 3 方向同時入力により、主塔、橋脚の応答は橋軸直角方向に卓越する。
- (2) 曲げモーメントと軸力により、未施工部の主桁断面に作用する応力度はコンクリートの設計基準強度を超えており、今回のような地震波が作用した場合には、コンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈のような大きな損傷が生じる可能性があることがわかった。
- (3) 入力地震動特性の違いにより応答が異なり、長周期成分が卓越する地震波が作用した場合、実際の損傷状況よりも被害が拡大する危険性があることがわかった。
- (4) 橋軸直角方向における主塔基部の損傷原因について、非線形時刻歴応答解析を行うことにより、短周期成分が卓越する地震波が作用する場合は 9 次モードが、長周期成分が卓越する地震波が作用する場合は 1 次モードが卓越することにより非線形応答が進展していく危険性があることがわかった。
- (5) 鉛直地震動が主桁、主塔および橋脚の応答に与える影響は小さいが、ケーブル張力に与える影響は大きいことが確認された。
- (6) 集鹿大橋のケーブルの抜け出しは施工上における定着部の耐力不足が原因である可能性が高いことが明らかとなった。

参考文献

- 1) 九州工業大学：1999 年 9 月 21 日台湾集集地震橋梁被害調査報告書，2000.4
- 2) 土木学会地震工学委員会：地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会研究報告書，pp.567-576，2001.3
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.3