

## 13. 台湾地震による被害と解析

### 13.1 地震動の特徴

#### 13.1.1 地震

現地時間 1999 年 9 月 21 日 1 時 47 分 12.6 秒に台湾中部（震央位置：北緯 23.85 度、東経 120.78 度、震源深さ約 7 km）を震源とするマグニチュード 7.3 の地震が発生した。この地震により、死者約 2300 人、負傷者約 8000 人に及ぶ甚大な人的被害とともに、建築物をはじめ、橋梁、電力施設などの社会基盤施設に甚大な被害が生じた。

台湾東側は、ユーラシアプレートに乗り上げているフィリピン海プレートの端にあり、東西圧縮応力場に位置する。今回の地震では、図 13.1.1 に示す逆断層性の車籠埔断層によって引き起こされたと考えられており、この地震により、地表地震断層が現れ、その変位量は最大で約 10 mにも及ぶものとなった。

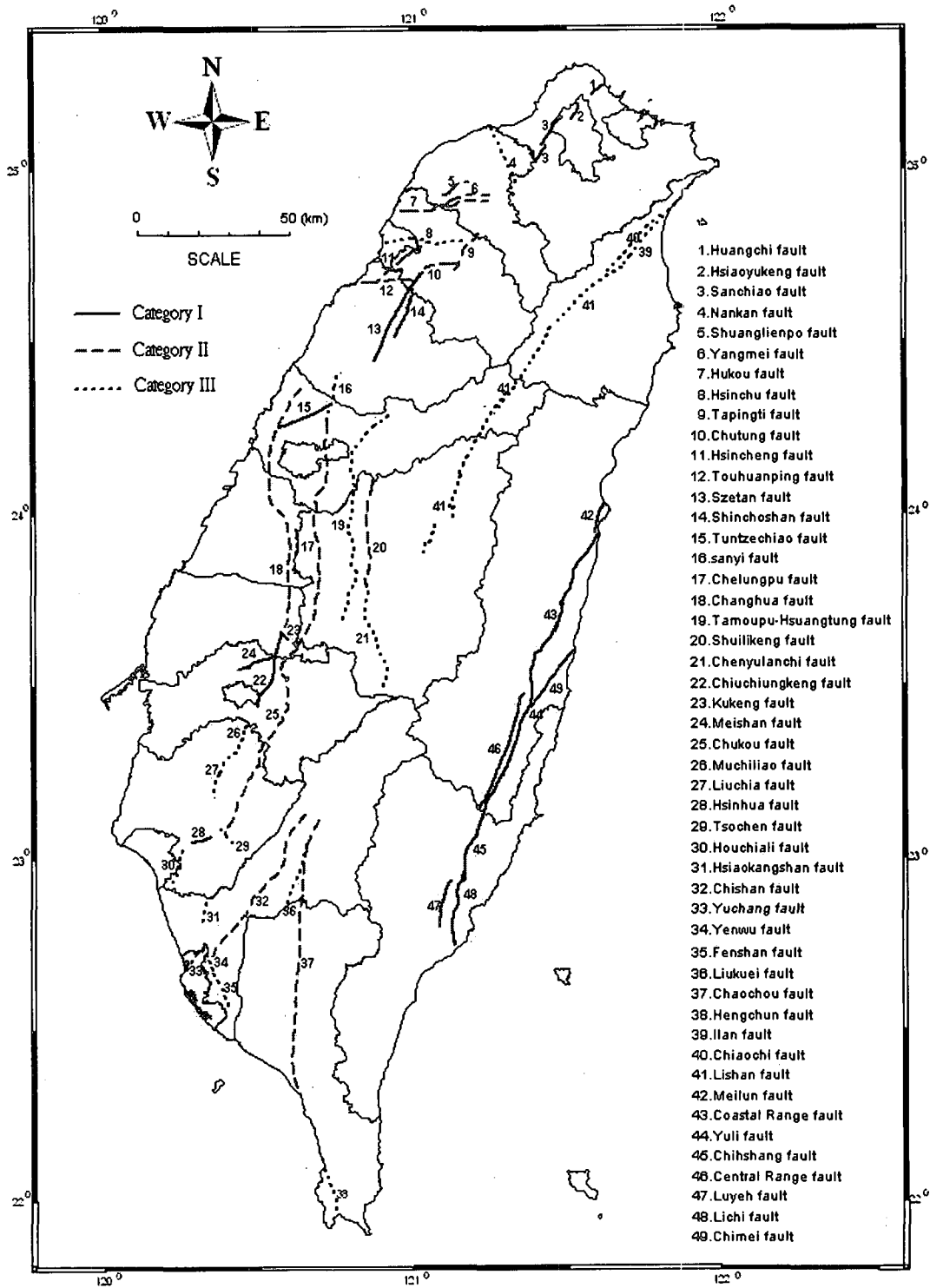
#### 13.1.2 強震記録と強震動特性

中央気象局（CEB）により、631 地点の強震観測点からなる強震観測網（TSMIP）が設置されており、今回の地震により数多くの強震記録が観測された[13.1.2]。図 13.1.2 は、強震観測記録をもとに、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を示したものである[13.1.3,13.1.4]。最大加速度としては、最大で東西方向において 990gal、南北方向において 750gal、鉛直方向において 520gal と大きな加速度値が観測されている。断層から西側にいくほど加速度値は小さくなっている。断層近傍では、概ね 300gal ~ 500gal、場所によって 700gal ~ 900gal となっている。本章で示す橋梁の近傍における地盤の最大加速度の概算値を図 13.1.2 から求めると表 13.1.1 の通りとなる。水平動としては地盤上において 400 ~ 500gal 程度の地震動が作用したと推定される。

表 13.1.1 NCREE による主要な橋梁地点における地表の最大加速度値の概算推定値

橋 梁 名	地表の最大加速度の概算推定値 (gal)		
	E W成分	N S成分	UD成分
集鹿大橋	600	400	200
猫羅溪橋	350	300	250
烏溪橋	500	350	250
石圍橋	500	350	500
卑豊橋	400	300	450
長庚橋	500	350	500
一江橋	400	350	200

図 13.1.3 は、断層に沿った主要な観測地点における加速度波形を示したものである [13.1.5]。これによれば、場所によって地震動特性が大きく異なったことがわかる。特に断層の北側では周期の長い大きな波が数波作用しているのに対し、断層の南側では、短周期の振動波形となっている。



Active Faults in Taiwan  
(Data source: Prof. C. T. Lee, NCU)

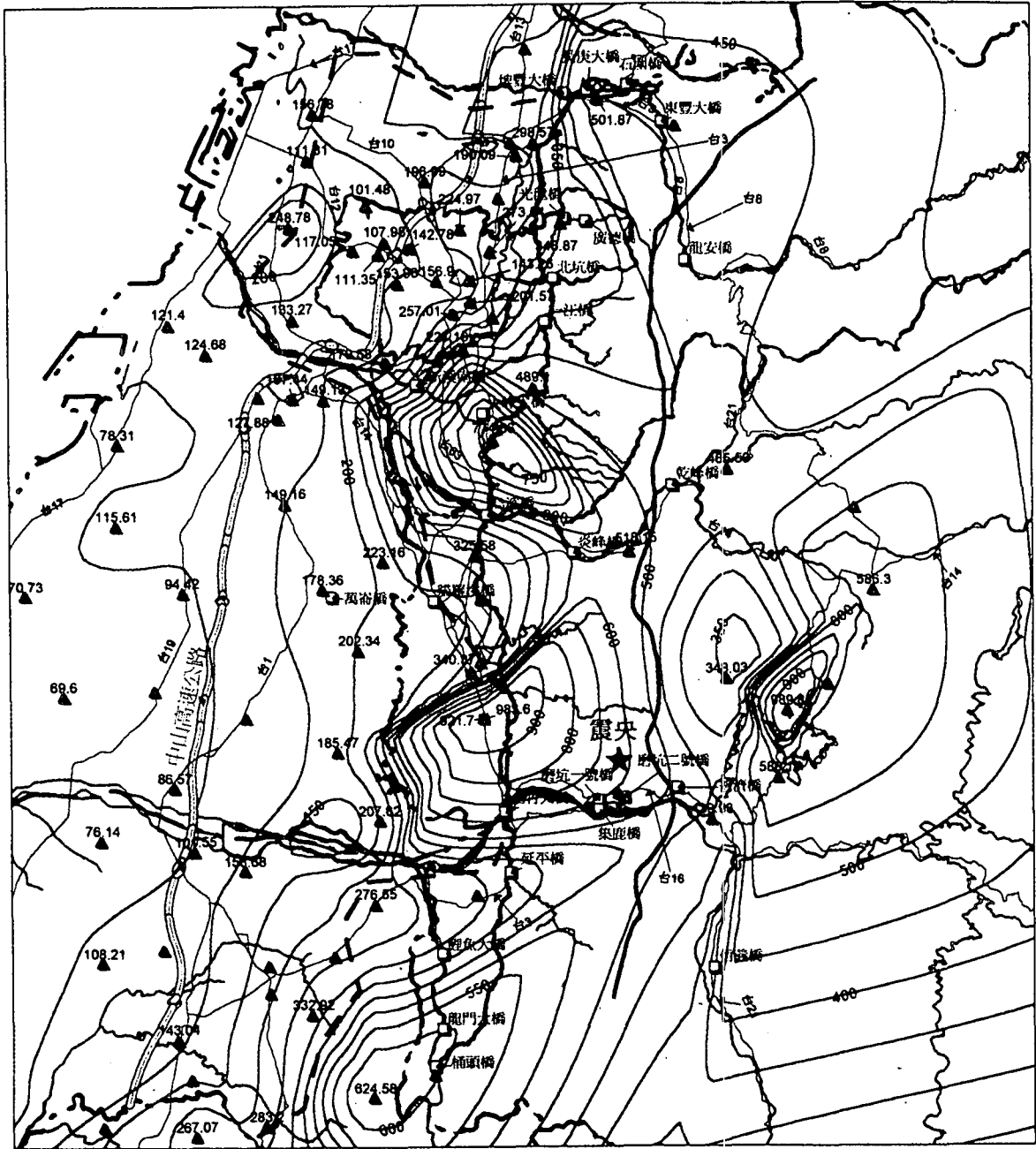
図 13.1.1 台湾における断層と車籠捕断層 (19) [13.1.1]

図 13.1.4 は、加速度値の大きい観測点における観測記録の加速度応答スペクトル（減衰定数  $h = 5\%$ ）を示したものである。同図には、我が国の道路橋の設計で考慮されている加速度応答スペクトルも合わせて示している。観測記録によれば、大きい記録においても最大加速度応答としては概ね  $1G$  程度以下となっており、我が国の設計スペクトルのタイプ I 相当程度となっている。なお、TCU084 は山間部で観測された記録であるが、最大加速度が  $990gal$  と最も大きな記録を観測した地点であり、応答についても非常に大きくなっている。EW 成分については固有周期  $1$  秒周辺で卓越した振動をしており、最大応答で  $3G$  程度となっている。ただし、この観測波形は、山間部の特殊な地形条件の影響を受けた記録といわれている [13.1.11]。

#### 【参考文献】

- 13.1.1) Web site of the Central Weather Bureau (CEB) より
- 13.1.2) Seismology Center of the Central Weather Bureau (CEB), Taipei, Taiwan : Strong Motion data collected in the Free-Field Sites for the Chi-Chi Earthquake, Sep. 20, 1999
- 13.1.3) 国家地震工程研究中心 (NCREE) : 九二一集集大地震全面勘災報告、－強地動振動調査－、NCREE-99-052、1999
- 13.1.4) 国家地震工程研究中心 (NCREE) : 九二一集集大地震全面勘災報告、－橋梁震害調査－、NCREE-99-055、1999
- 13.1.5) Loh, C.-H., Lee, Z.-K., Wu, T.-C. and Peng, S.-Y. : Ground Motion Characteristics of the Chi-Chi Earthquake of 21 September 1999, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 867-897, 2000, 29
- 13.1.6) Japan Society of Civil Engineers : The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan, - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures -, 1999
- 13.1.7) 土木学会 : 1999 年台湾・集集地震被害調査報告会・概要集、1999
- 13.1.8) 川島一彦、家村浩和、庄司学、岩田秀治 : 1999 年集集地震 (台湾) における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討、耐震工学研究グループ、東京工業大学土木工学科、TIT/EERG 99-8、1999
- 13.1.9) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ : 1999 年 9 月 21 日台湾集集地震、橋梁被害調査報告書、2000
- 13.1.10) 九州大学大学院工学研究科建設振動工学研究室 : 921 集集地震 (台湾) 被害調査報告書、2000
- 13.1.11) 翠川三郎、藤本一雄 : 1999 年台湾地震集集地震被害調査報告、－主として強震記録と強震観測点の地盤条件について－、地震工学研究レポート、東京工業大学地震工学研究グループ、No.72、15-29、1999

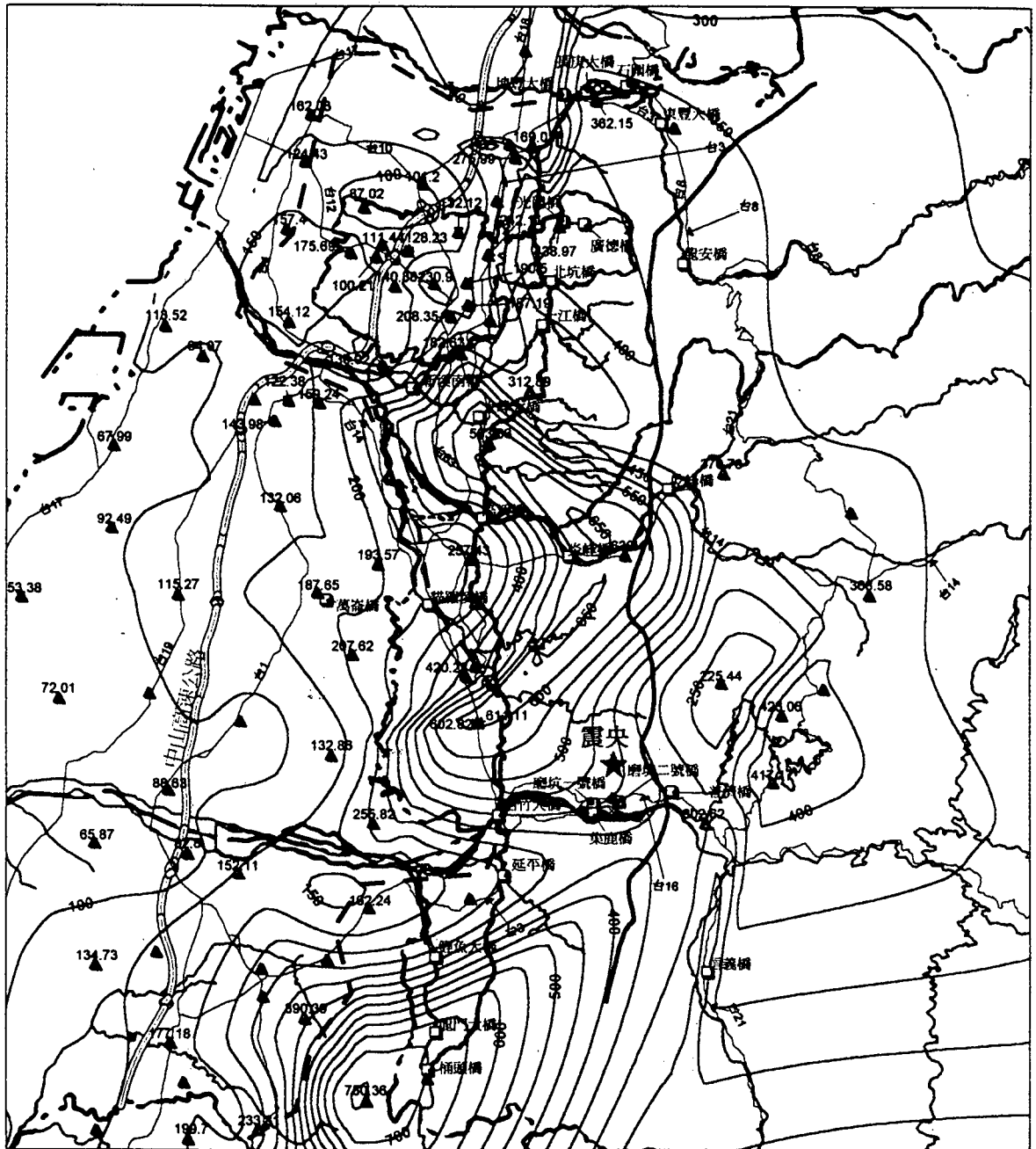
(運上 茂樹)



- |   |        |   |           |
|---|--------|---|-----------|
| □ | 受損嚴重橋樑 | — | PGA_EW等值線 |
| △ | 地震測站   | — | 雙冬斷層      |
| ★ | 震央     | — | 車籠埔斷層     |
| — | 河流     | — | 省道        |
| — | 縣市界    | — | 縣道        |
| — | 中二高    |   |           |

(1) 東西方向

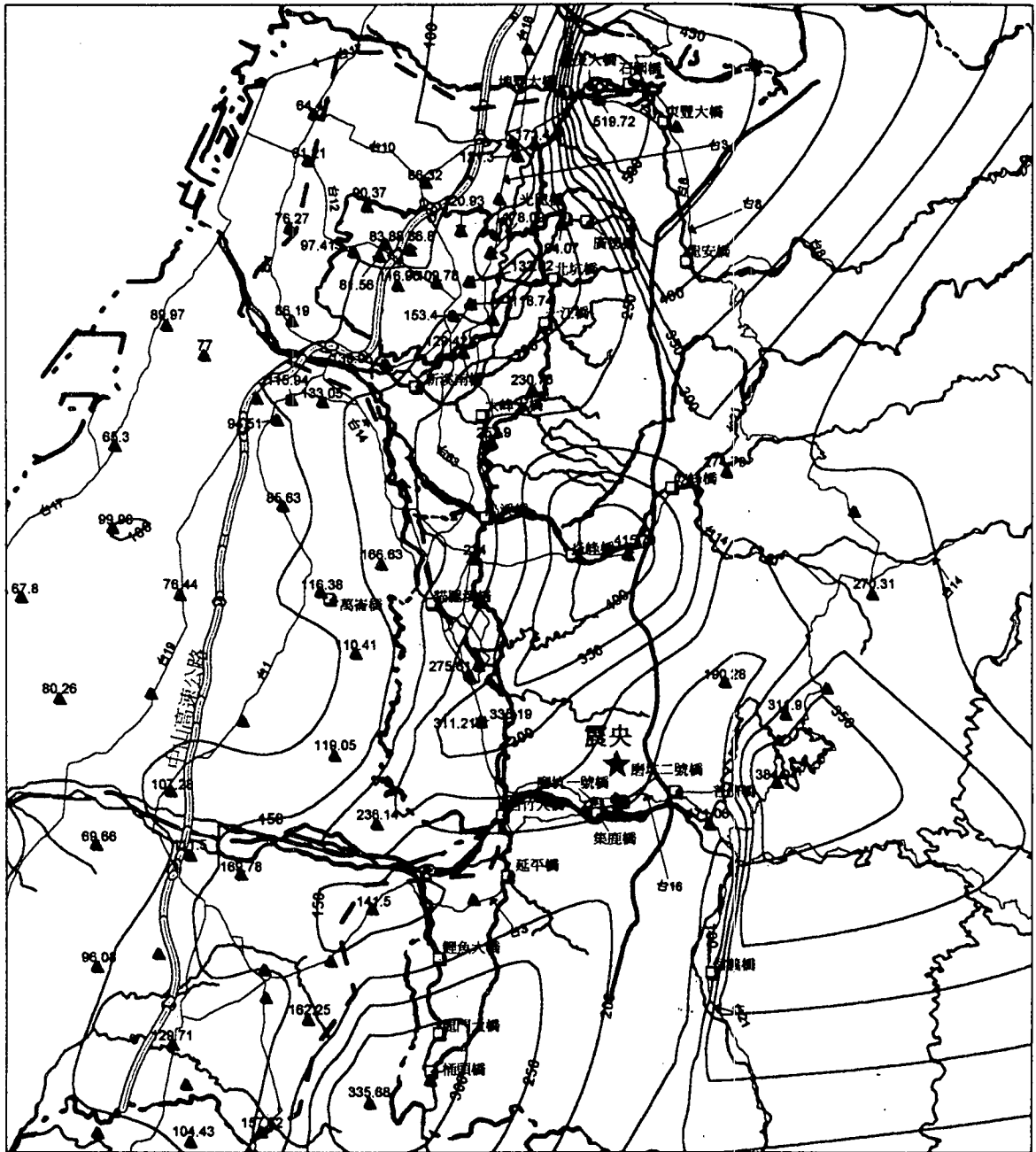
圖 13.1.2 (1) 最大加速度的コンター図と橋梁の位置図の関係 [13.1.4]



- |   |        |   |           |
|---|--------|---|-----------|
| □ | 受損嚴重橋樑 | — | PGA_NS等値線 |
| △ | 地震測站   | — | 雙冬斷層      |
| ★ | 震央     | — | 車籠埔斷層     |
| — | 河流     | — | 省道        |
| — | 縣市界    | — | 縣道        |
| — | 中二高    |   |           |

(2) 南北方向

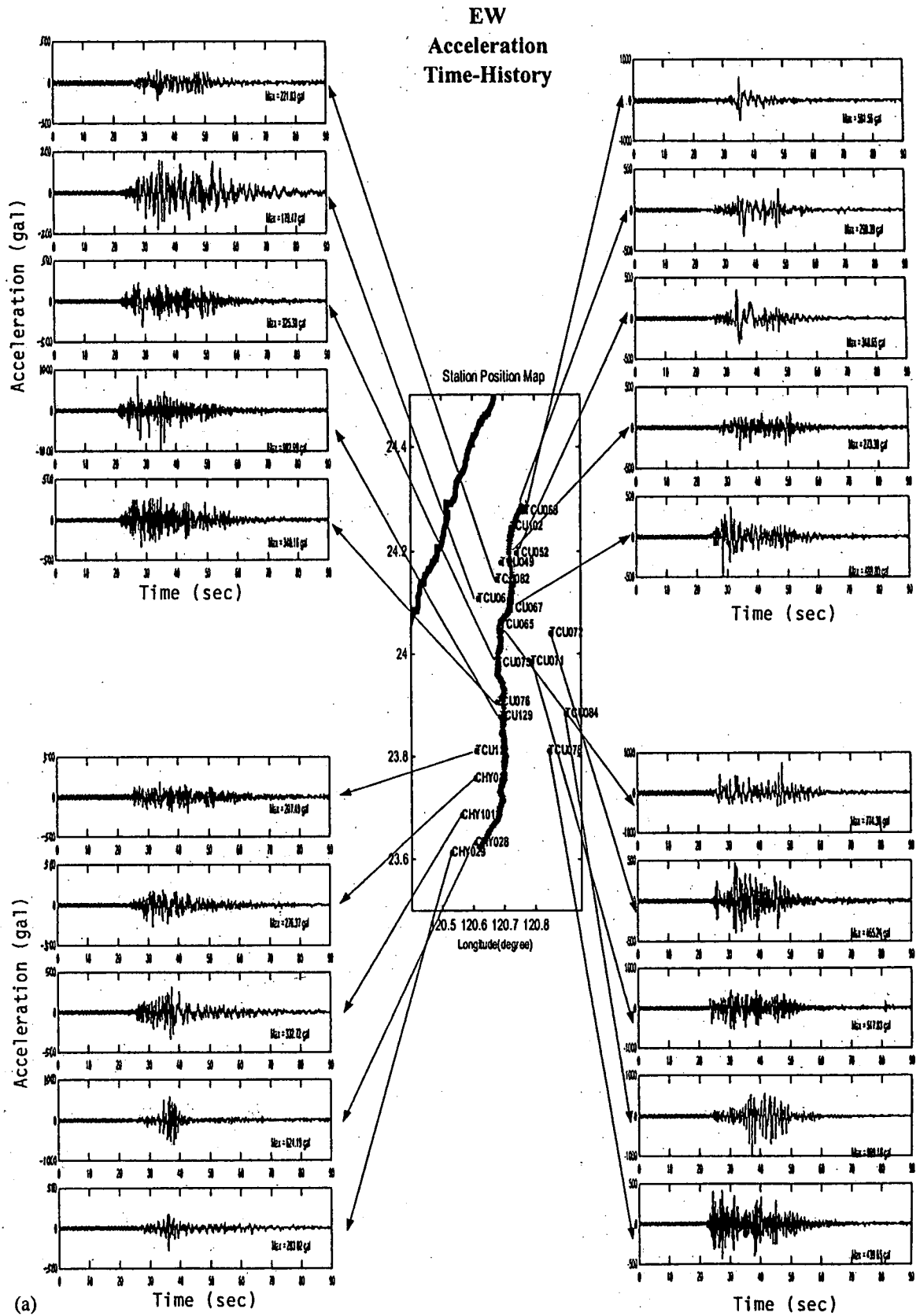
図 13.1.2(2) 最大加速度のコンター図と橋梁の位置図の関係 [13.1.4]



- |   |        |   |           |
|---|--------|---|-----------|
| □ | 受損嚴重橋樑 | — | PGA_UD等値線 |
| ▲ | 地震測站   | — | 雙冬斷層      |
| ★ | 震央     | — | 車籠埔斷層     |
| — | 河流     | — | 省道        |
| — | 縣市界    | — | 縣道        |
| — | 中二高    |   |           |

(3) 鉛直方向

図 13.1.2 (3) 最大加速度のコンター図と橋梁の位置図の関係 [13.1.4]

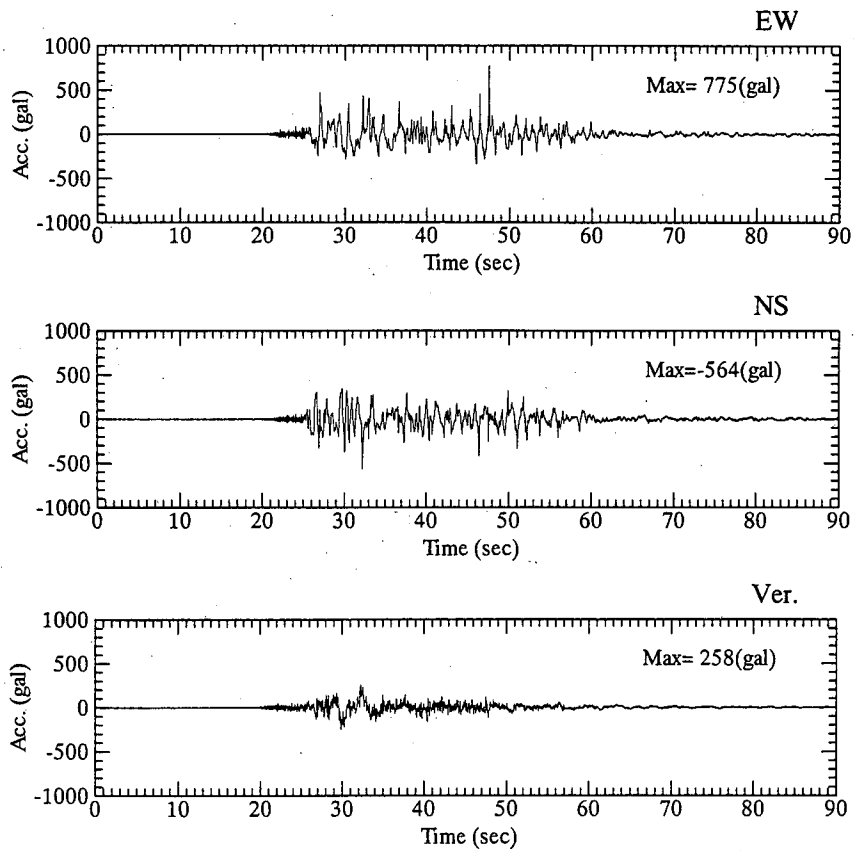


(1) 東西方向

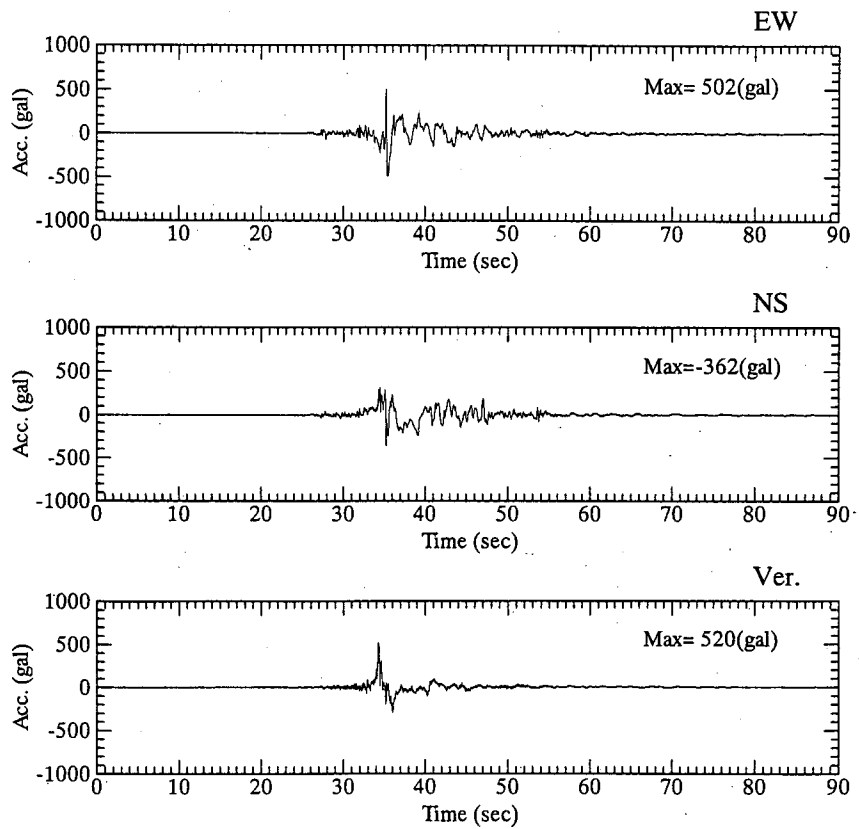
図 13.1.3 (1) 主要な加速度記録と加速度応答 [13.1.5]





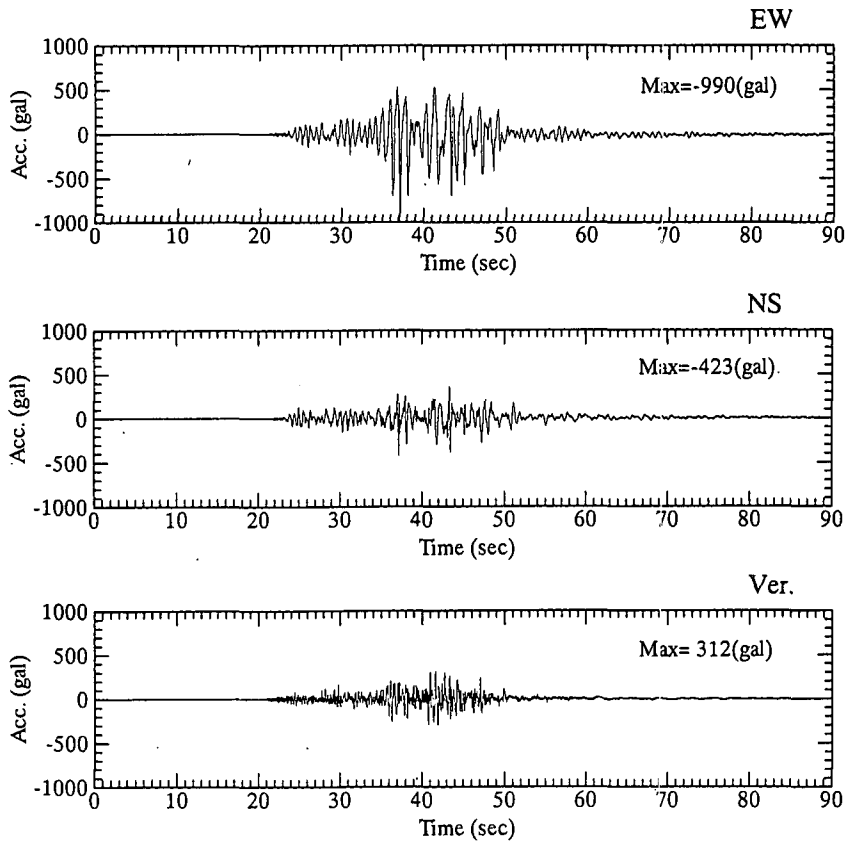


(1) 加速度記録 (TCU065)

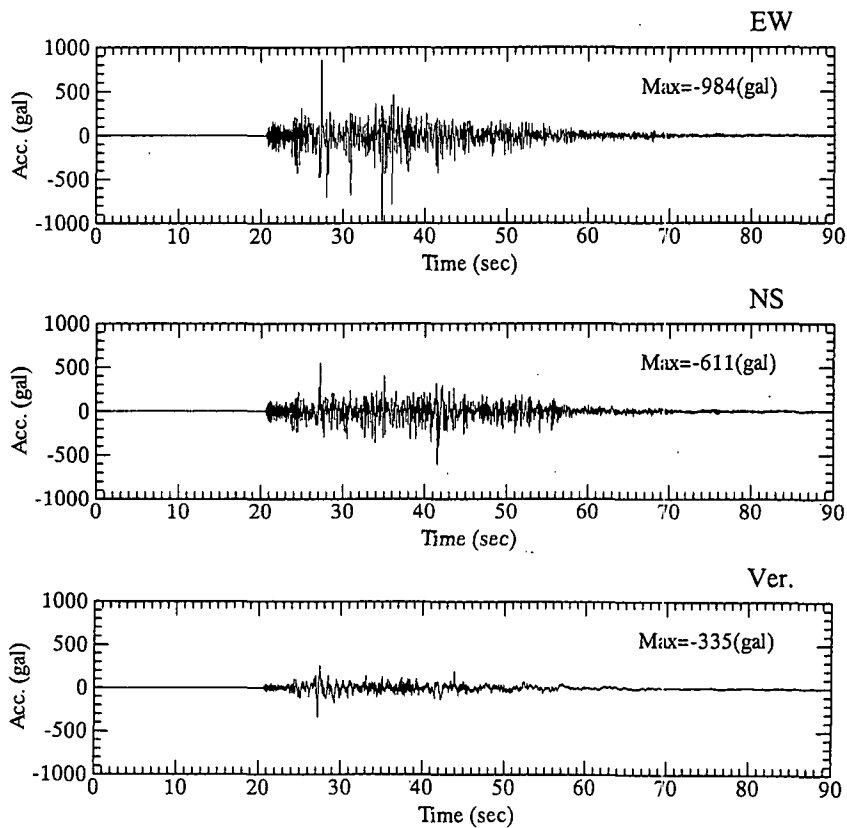


(2) 加速度記録 (TCU068)

図 13.1.4 (1) 主要な水平方向加速度記録と加速度応答スペクトル

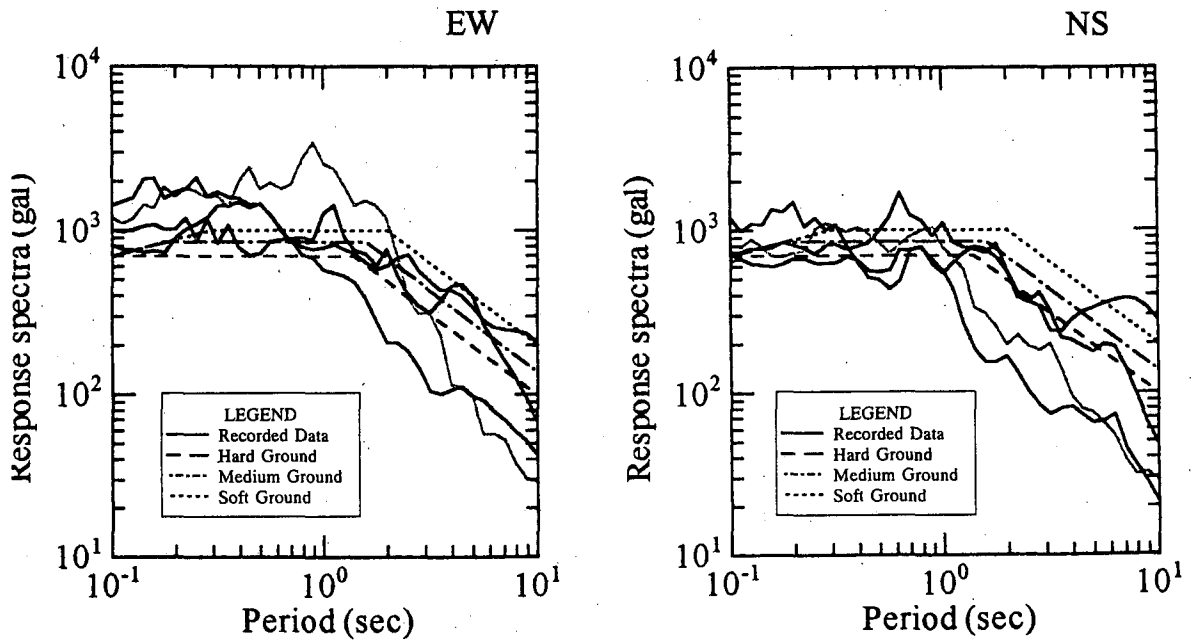


(3) 加速度記録 (TCU084)

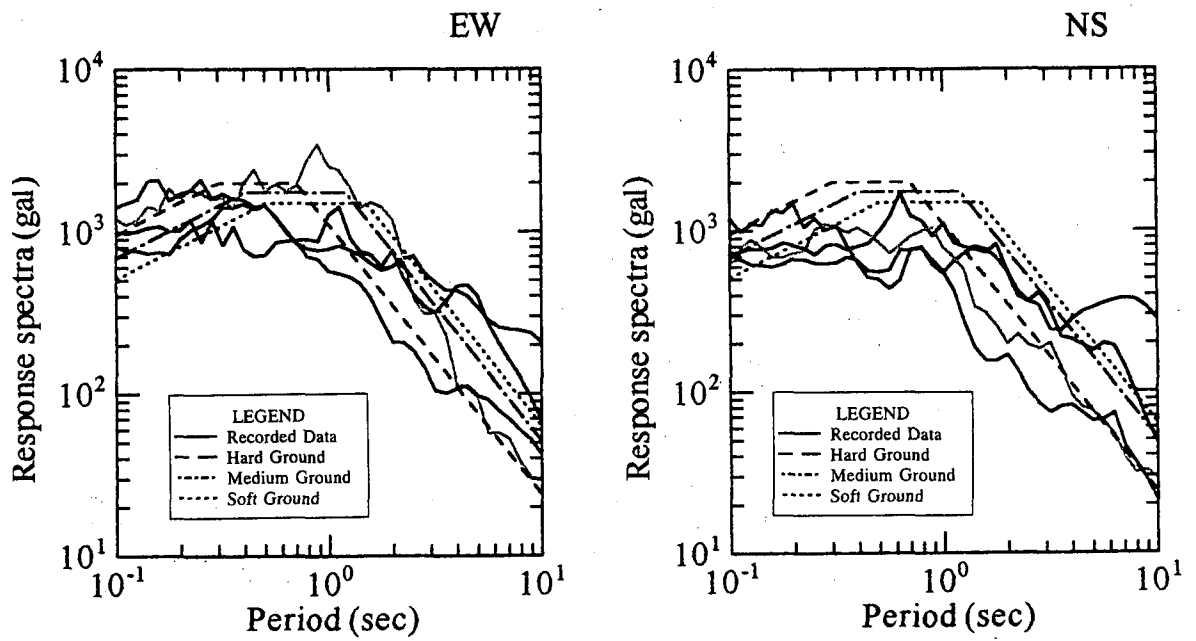


(4) 加速度記録 (TCU129)

図 13.1.4(2) 主要な水平方向加速度記録と加速度応答スペクトル



(a)タイプⅠ地震動との比較



(b)タイプⅡ地震動との比較

(5) 加速度応答スペクトル

図 13.1.4(2) 主要な水平方向加速度記録と加速度応答スペクトル

## 13.2 橋梁被害の概要

1999年9月21日1時47分（台湾時間）に発生した台湾集集地震では、台湾中部の南東県、台中県を中心に、随所に断層や地盤・斜面崩壊が見られ、建築物や道路、鉄道、ライフライン施設などの社会基盤施設に甚大な被害が生じた。主要道路が落橋や斜面崩壊によって寸断され、また、鉄道も台北と台中を結ぶ集集線が不通となるなど社会経済的に大きな被害を及ぼした。

台湾では地形的な条件から主として東西方向にいくつかの大きな河川が横断しており、これに伴い多くの橋梁が架設されている。特に、主要台湾省道3号線は、南北に走る車籠埔断層とほぼ併走しており、大甲溪、烏溪、猫羅溪、濁水溪などの主要河川の渡河位置で、落橋や大きな損傷によって寸断あるいは交通規制が行われた。このように、複数の橋が顕著な断層変位により落橋という甚大な被害を受けたことは世界的にも初めてのことである。

今回の地震により被害を受けた橋梁の一覧と調査対象とした主な橋梁の位置図を表13.2.1と図13.2.1に示す。また、図13.2.2～図13.2.4に、それぞれ被災した橋の損傷度の割合と破壊種類、竣工年別の内訳を示す[13.2.1]。

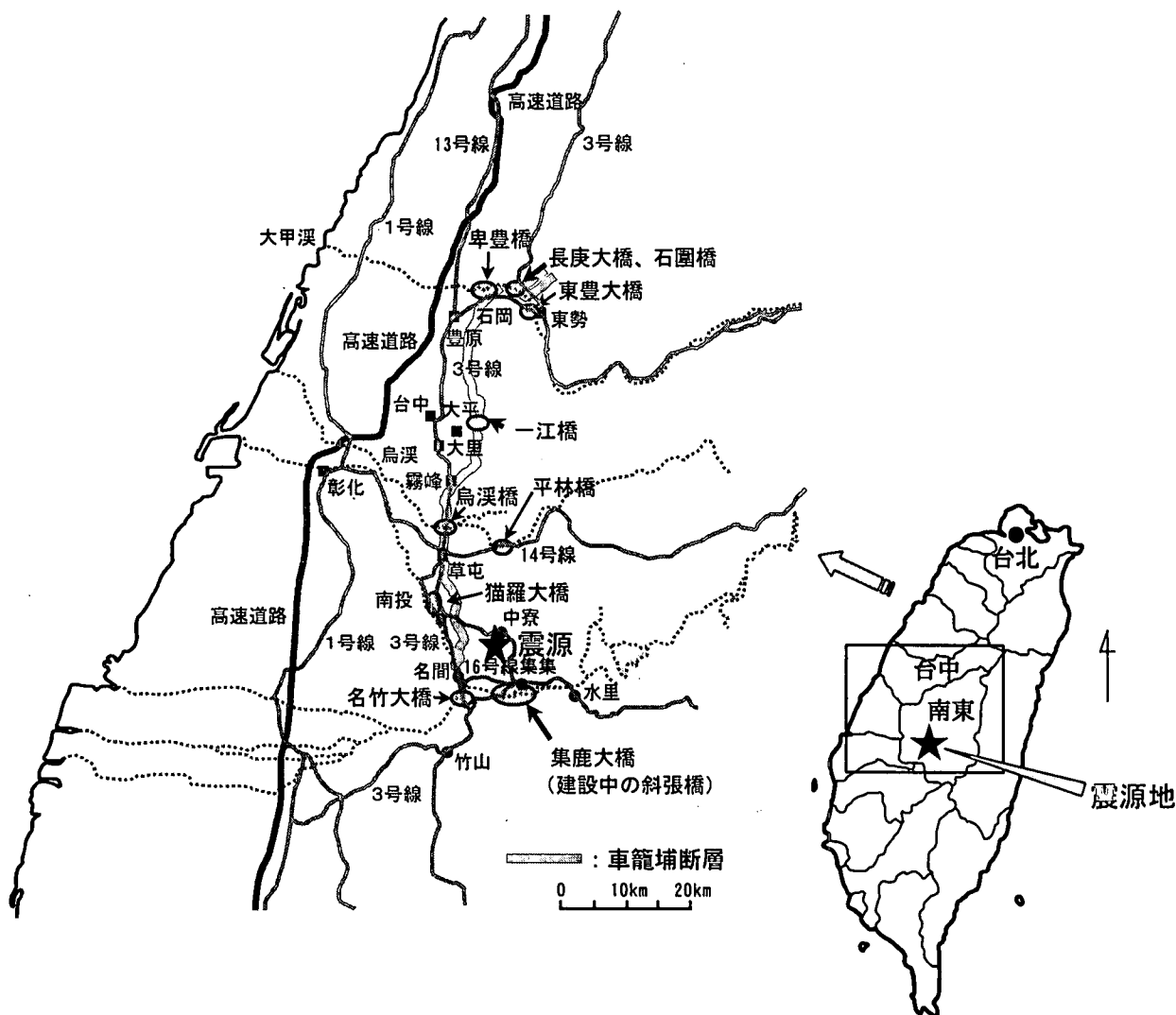


図13.2.1 橋梁位置図

表 13.2.1 重大損傷橋梁一覽

橋梁名	橋梁位置	竣工年	橋種	支間長(m)	橋長(m)	主要破壞形態
石圍橋	台3線	1994	PCI	25	75	落橋
長庚大橋	石岡鄉	1987	PCI	25	300	落橋
東豐大橋	台3線	1962/1988	PCI	26	572	主梁
碑豐橋	石岡鄉	1991	PCI	25	300	落橋
一江橋	縣129線	1972	RC	11	264	落橋
烏溪橋	台3線	1981/1983	PCI	34.7	624	落橋/橋脚
貓羅溪橋	台3線	1999	Steel/RC	-	-	橋脚
名竹大橋	台3線	1990	PCI	25	700	落橋
集鹿大橋	集集鎮	1999	Cable	150	300	主塔/支承
桶頭橋	縣149線	1980	PCI	40	160	落橋
光龍橋	中市	1986	PCI	28	56	橋面/橋台
廣德橋	中市	1977	PCI	20	60	落橋/橋脚
北坑橋	縣129線	1959	RC	5.7	5.7	橋面/橋台
龍安橋	縣129線	1986	PCI	35	280	橋脚
乾峰橋	縣136線	1986	PCI	25.6	184	橋脚/橋台
炎峰橋	台14線	1984	PCI	35	455	橋面/橋脚
普濟橋	台16甲	1979	PCI	35	105	帽梁
新溪南橋	縣127線	1994	PCB	50	500	橋脚/支承
延平橋	台3線	1986	RC	13	78	橋台
信義橋	台21線	1981	RC	29	180	橋脚
龍門大橋	投53	1982	PCI	40	480	落橋
鯉魚大橋	投53	1988	PCI	39	546	支承
磨坑一號橋	台16線	1996	PCI	14.6	14.6	橋台
磨坑二號橋	台16線	1996	PCI	40	40	橋台
大峰橋	中105	1992	PCI	-	-	橋面
綠美橋	員林鎮	-	-	-	-	液狀化
萬崙橋	員林鎮	-	-	-	-	液狀化

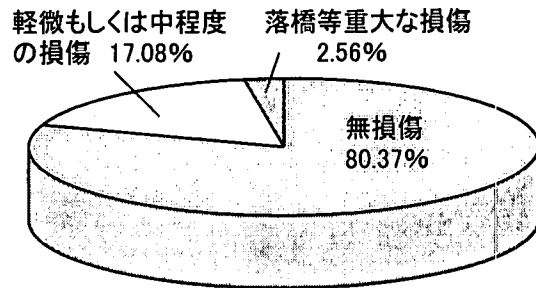


図 13. 2. 2 損傷橋梁の割合

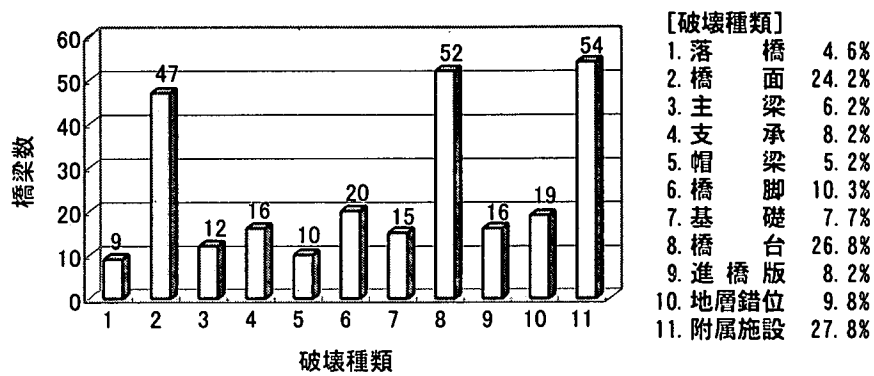


図 13. 2. 3 破壊種類別損傷橋梁数

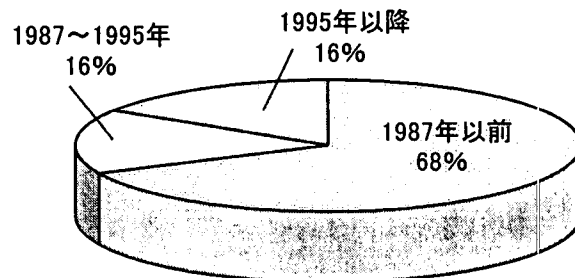


図 13. 2. 4 重大損傷橋梁の竣工年別割合

今回の地震における橋梁の被害原因としては、大きく次の3つに分けられる。

① 振動による被害

支承部やRC橋脚の損傷、けたの水平移動、建設中のPC斜張橋の主塔基部やケーブル、けたに損傷が生じているもの

○該当する橋梁：集鹿大橋、猫羅溪橋、長庚大橋、東豊大橋、平林橋など



写真 13.2.1 集鹿大橋の被害

② 大規模な断層変位による被害

9 m程度に及ぶ鉛直あるいは水平変位により、下部構造の転倒やけたの落下が生じているもの

○該当する橋梁：卑豊橋、石岡ダム通路橋など



写真 13.2.2 卑豊橋の被害

③ 振動と地盤変位による複合的被害

橋脚間のずれとともに、橋脚自身にも損傷が生じているもの

○該当する橋梁：石圍橋、烏溪橋、一江橋、名竹大橋、など

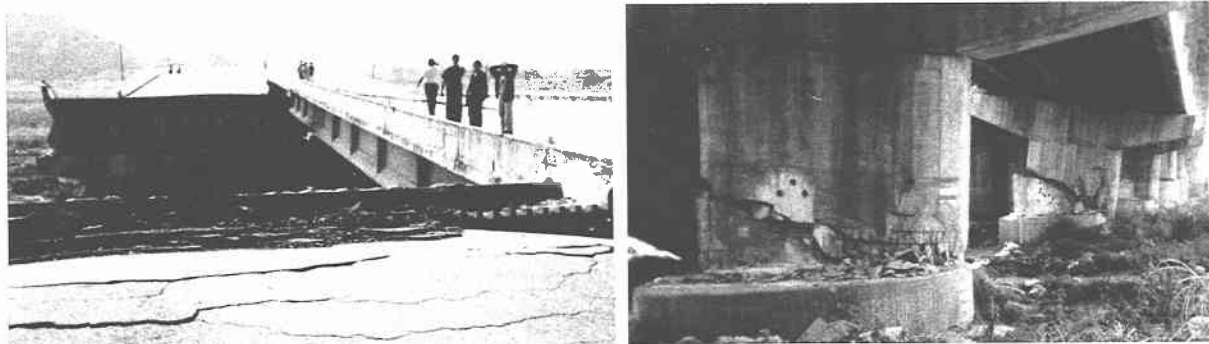


写真 13.2.3 烏溪橋の被害

以上の橋梁以外にも多数の落橋，通行止の橋梁が報告されている [13. 2. 2～13. 2. 16 etc.].  
次節以降では，個別の橋梁毎の被害分析結果を報告する.

## 参考文献

13. 2. 1) 張國鎮：九二一集集大地震全面勘災報告－橋梁震害調査 NCREE-99-055，國家地震工程研究中心，中華民國八十八年十一月
13. 2. 2) 日経コンストラクション：台湾中部大地震，1999年11月12日号
13. 2. 3) 東京大学工学部土木教室：トルココジャエリ地震・台湾大震災被害報告速報，1999. 11
13. 2. 4) 川島一彦，庄司学，岩田秀治：1999年集集大地震における道路橋の被害と被災メカニズム，文部省突発自然災害調査団1999年台湾集集大地震報告会資料，1999. 11
13. 2. 5) Dai Zhong・Chai Junjin・Liu Yiyi：集鹿大橋主橋企画設計，土木技術第一卷第八期，1998年10月号
13. 2. 6) 川島一彦，橋本隆雄，鈴木猛康：トルコ・コジャエリ地震による土木構造物の被害，Report No. 727/EERG99-7，東京工業大学土木工学科 耐震研究グループ，1999
13. 2. 7) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ：1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書，2000. 4
13. 2. 8) 九州大学大学院工学研究科：921集集地震（台湾）被害調査報告書，2000. 2
13. 2. 9) 清水建設技術研究所：1999年台湾集集地震被害報告書，1999. 10
13. 2. 10) 飛島建設技術研究所：1999年9月21日集集大地震被害調査報告書，1999. 10
13. 2. 11) 大成建設株式会社：台湾集集大地震被害調査速報，1999. 10. 20
13. 2. 12) Yao T. Hsu, Kenji Kosa：集集大地震橋梁結構損壊モード探討－烏溪橋
13. 2. 13) 林呈，孫洪福：見證 921 集集大地震－震害成因與因應對策，台湾土木技師公會，夾格羅・期出版，136-154，2000. 9
13. 2. 14) 川島一彦，阿部雅人，家村浩和，庄司学，岩田秀治，高橋良和：1999年台湾・集集地震による橋梁の被害，橋梁と基礎，Vol. 34，No. 4，15-23，2000
13. 2. 15) 川島一彦，庄司学，岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討，東京工業大学，Report No. TIT/EERG 99-8，1999
13. 2. 16) 大槻憲四郎，Chao-Nan Yang：9. 21 台湾地震調査資料 内陸におけるプレート境界大地震の脅威－台湾 921 集集地震調査速報集－，文部省突発自然災害調査団1999年台湾集集大地震報告会資料，1999

(執筆者：田崎賢治)



### 13.3 集鹿大橋の被害分析

#### 13.3.1 橋梁全体系の挙動

##### 1) 概要

集鹿大橋は震源地集集のすぐ南に位置する濁水溪に対して概ね南北方向にかかるPC 2 径間斜張橋であり、地震当時施工中であった。

断面構成は主桁が円弧線形 2 室 1 主箱桁であり、桁高 2.75m、全幅員 24.0m、支間長  $2 \times 120\text{m} = 240\text{m}$  である。また、主塔は  $3.0\text{m} \times 4.0 \sim 6.0\text{m}$  の中空菱形変断面 RC 柱で高さ 58m、主塔部橋脚は  $6.0\text{m} \times 6.3\text{m}$  の楕円形 RC 柱である。そして、斜材は片側 17 段の並列ケーブル 1 面吊りとなっている。

図 13.3.1.1 に斜張橋の概略と損傷状況を示す[13.3.1.1, 2]。損傷は主桁、主塔、橋脚およびケーブルのすべての構造要素に亘っており、各部位の損傷は以下の通りである。

主 桁：主塔剛結部におけるかぶりコンクリート剥離および軸方向鉄筋の座屈

主 塔：基部の東西両側におけるかぶりコンクリート剥離

橋 脚：基部におけるひびわれ

ケーブル：斜材定着部の抜け出し、ソケットや防振ゴムの抜け出し

このように、橋脚基部のみならず主塔や主桁に塑性ヒンジが発生していることもあり、今後、斜張橋の耐震設計を行う上で、その発生メカニズムを検討することは重要である。

ここでは、橋梁全体系のモデル化を行い、線形の動的応答解析を実施して主桁、主塔およびケーブルに対する断面力の分布状況を調査した。

##### 2) 解析モデル

本斜張橋は一般部における各構造要素の断面形状は既知であるが、配筋状態や各段のケーブル本数が不明のため詳細な解析を行うことが困難であった。そこで、桁、主塔および橋脚断面はコンクリートの剛性のみを考慮して梁部材としてモデル化して解析を行うこととした。橋脚と地盤は剛結合である。

図 13.3.1.2 に桁断面を示すが、構造部材としてモデル化したのは中央部の場所打ちコンクリート部分のみである。桁両側のスレンダーな部分はプレキャスト部材であり、橋軸方向には剛結され

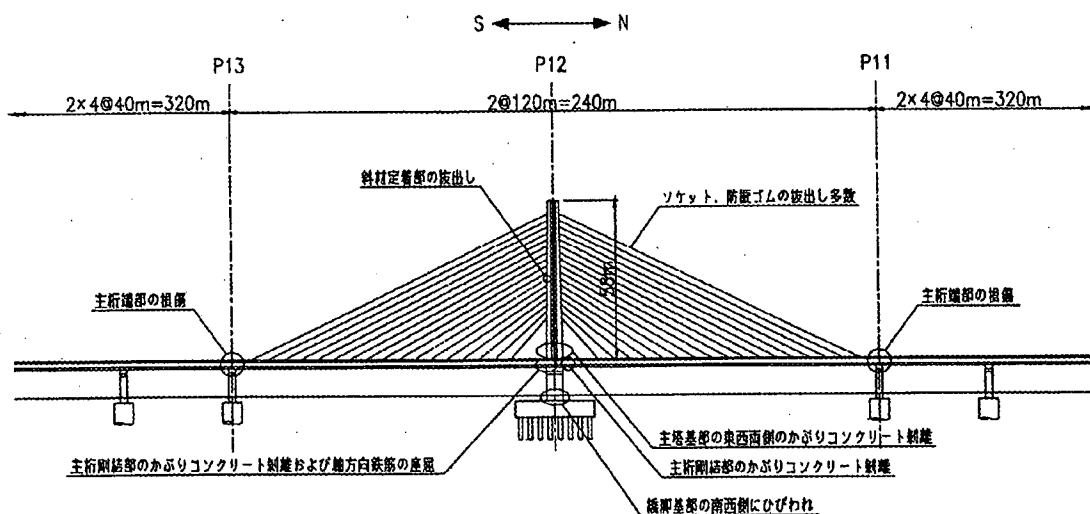


図 13.3.1.1 斜張橋の概略と損傷状況

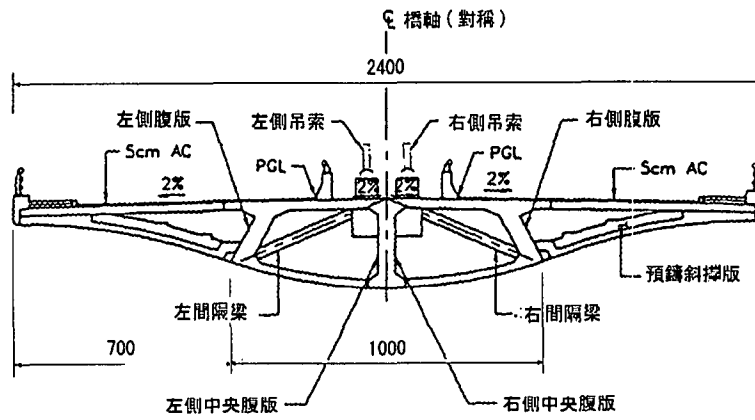


図 13.3.1.2 主桁断面

表 13.3.1.1 断面定数

断面	断面 2 次モーメント			ねじり定数 J (m <sup>4</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )
	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )		
主桁	-	6.93	73.92	20.44	8.073
主塔基部	10.71	-	47.72	30.98	14.120
主塔頂部	7.22	-	13.97	16.64	8.620
橋脚	71.44	-	65.82	136.82	29.353
ケーブル 1	-	-	-	-	0.0153
ケーブル 2	-	-	-	-	0.0630

構造軸の定義  
 x 軸：橋軸方向、y 軸：鉛直方向、z 軸：橋軸直角方向  
 ケーブル位置  
 ケーブル 1：最内線、ケーブル 2：その他

表 13.3.1.2 固有振動数

振動モード	設計時 (sec)	本解析 (sec)
1 次	2.28	1.99
2 次	1.79	1.66
3 次	1.04	1.19
4 次	0.94	1.08

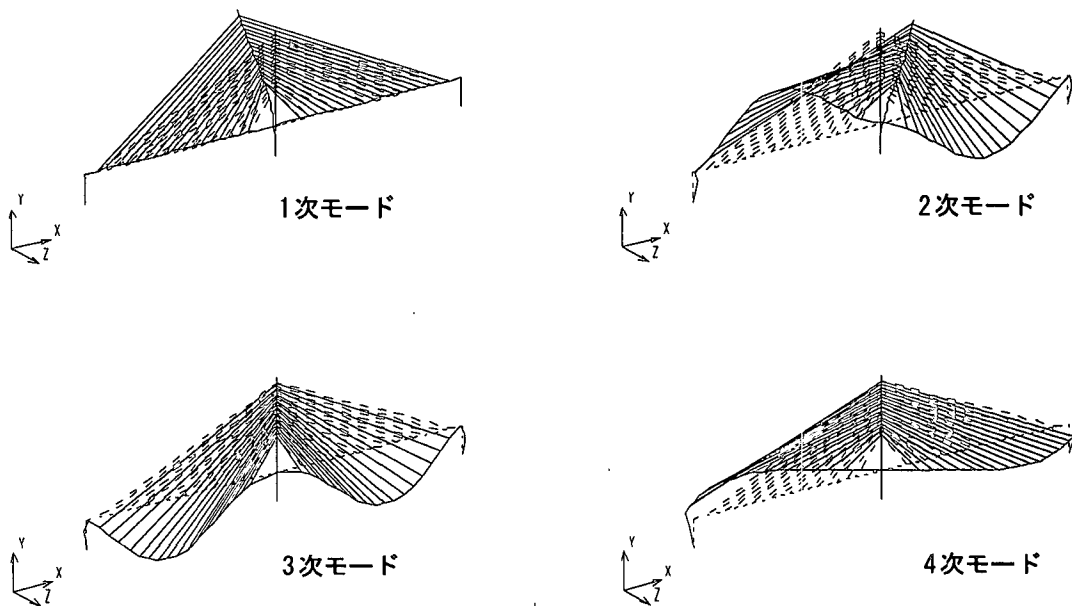
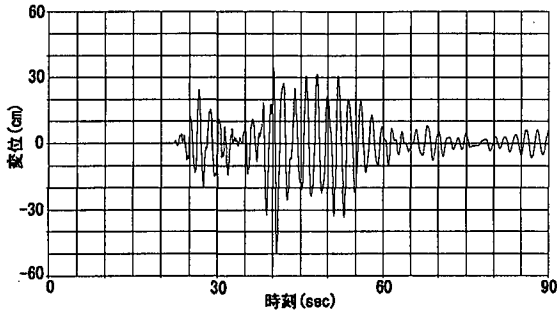
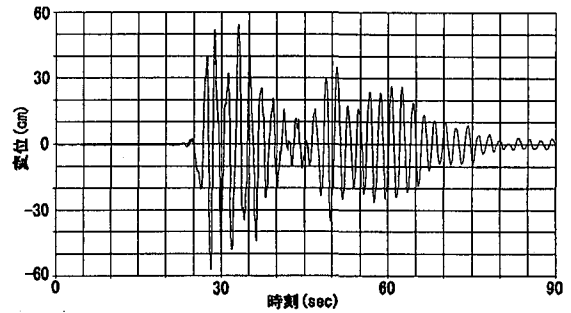


図 13.3.1.3 固有振動モード



(a) Tcu078



(b) Tcu129

図 13.3.1.4 塔頂部の橋軸直角方向変位

ていないので、付加重量として考慮した。なお、施工の関係で地震時にはプレキャスト部材の一部が取り付けられていなかったが、本解析ではその影響を考慮しないこととした。

ケーブルは引張力のみを負担するトラス部材としてモデル化した。最大ケーブル本数(55本)は既知であるが、各段のケーブル本数は不明であるので、最大ケーブル本数と主桁の死荷重の関係からケーブル断面積を推定した。表 3.13.1.1 に主桁、主塔基部および橋脚の断面定数とケーブル断面積を示す。

入力地震波は記録が得られている観測点で本橋に最も近い Tcu078 および Tcu129 を用いることとした。

### 3) 解析結果

図 13.3.1.3 に 1~4 次の固有振動モードを、表 13.3.1.2 に固有周期を示す。いずれの振動モードも設計時 [13.3.1.3] に行われた解析結果と一致しているが、固有周期をみると 1, 2 次

モードでは設計値よりやや周期が短く、また、3, 4 次モードでは逆に周期がやや長くなっている。本解析では橋脚と地盤を剛結合としており、その影響が解析結果に現れているが、定性的な傾向は一致していると考えられる。なお、ケーブル断面積を 10% 程度増加させても固有周期への影響は小さかった。

図 13.3.1.4 に解析に用いた 2 種類の入力波形による主塔頂部の橋軸直角方向の変位応答を示す。(a) が Tcu078, (b) が Tcu129 の場合であるが、特徴としては最大応答を示す時刻が両者において相違し、また、最大値も異なっている。応答変位としては Tcu129 の方が大きくなっている。図 13.3.1.5

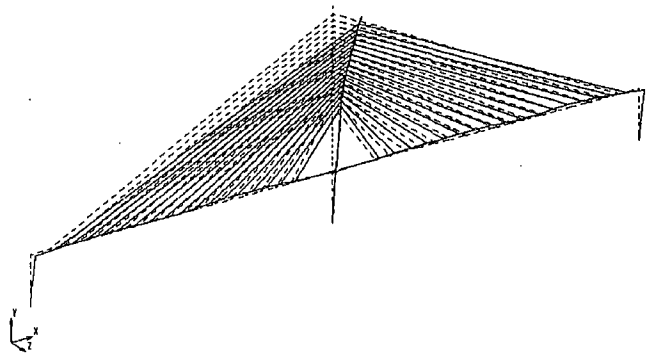


図 13.3.1.5 強軸直角方向の変位分布 (Tcu078)

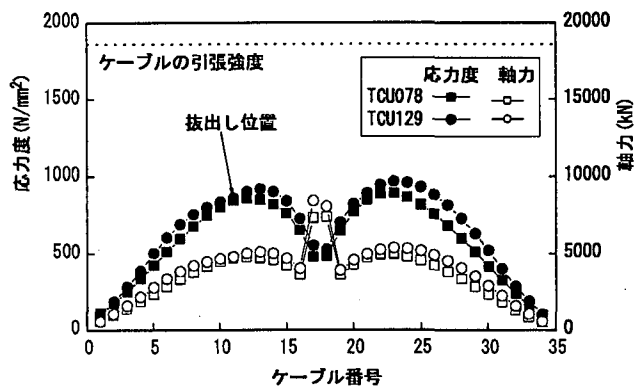


図 13.3.1.6 ケーブル張力

表 13.3.1.3 最大断面力

断面位置		最大曲げモーメント		最大曲げ応力度		平均軸力 (MN)	平均応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	合成応力度	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角			橋軸	橋軸直角
		(MN·m)	(MN·m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		
主 桁	上面	200.9	464.5	34.7	31.4	-45.3	-5.6	29.1	25.8
	下面			-45.0	-31.4			-50.6	-37.0
主塔基部	東側	118.6	159.7	7.5	22.4	-67.5	-4.8	2.7	17.6
	西側			-7.5	-22.4			-12.2	-27.2
橋脚基部	東側	658.6	605.6	30.0	26.7	-93.5	-3.2	26.8	23.5
	西側			-30.0	-26.7			-33.2	-29.9

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

にTcu078による振動モードを示すが、両者ともほぼ同一であり、最大応答時の変位分布には両者に大きな相違がなく、1次振動モードに近い振動性状となっている。

図13.3.1.6はケーブルに作用する張力と応力分布を示したものである。Tcu078, Tcu129ともに最内縁のケーブル張力が突出しているが、応力度では他のケーブルと大きな相違はない。応力分布をみるとTcu078, Tcu129ともに桁中間部のケーブルにおいて応力が大きくなる傾向を示しており、入力地震波による大きな影響はない。これらの応力分布は桁中間部のケーブルが抜け出した地震時の被害状況に対応したものとなっているが、応力的にはケーブルの引張強度と比較して小さく、ケーブルが定着部において抜け出した原因とは考えにくい状況である。

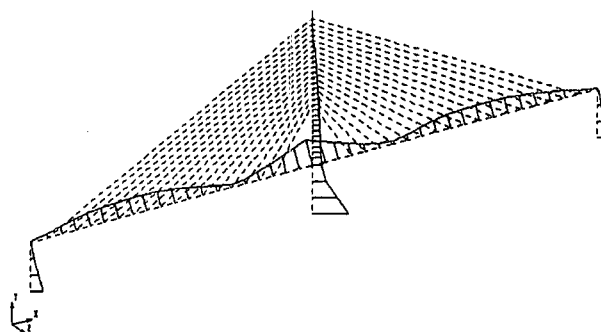


図 13.3.1.7 橋軸直角方向の最大曲げモーメント分布 (Tcu078)

表 13.3.1.4 主塔基部の曲げ耐力

断面耐力	降伏耐力 (MN·m)	最大耐力 (MN·m)
橋軸方向	405~446	552~611
橋軸直角方向	230~256	285~319

橋軸直角方向の振動による損傷が被害状況からは見られる。図13.3.1.7はTcu078による橋軸直角方向の最大曲げモーメント分布を示したものである。モーメントの最大値は多少異なるものの、Tcu078とTcu129ともにモーメント分布状況に大きな差はなく、被害状況に対応して主桁の主塔剛結部近傍、主塔基部および橋脚基部において曲げモーメントが大きくなっている。最大曲げモーメントと初期軸力より求めた各断面における縁応力度を表13.3.3に示す。主桁における圧縮応力度を見ると、橋軸方向では曲げモーメントのみでコンクリートの設計基準強度の $F_c=34.3\text{N/mm}^2$ を超えるものとなっている。また、橋軸直角方向では軸力を考慮すると設計基準強度を上回る。軸力の変動が大きく、その影響を考慮すると主桁の圧縮応力度はさらに大きいものとなり、大きな損傷の生じる可能性がある。主塔基部および橋脚基部では、橋軸および橋軸直角方向ともに軸力と曲げを考慮しても設計基準強度を超えてはいないが、高応力度に達している。なお、主塔および橋脚の軸力

変動は小さく、その影響は小さいと考えられる。主塔基部は主筋がD38およびD41で構成されており、配筋状況[13.3.1.4]が示されているので、断面耐力の概略値を算定した。表13.3.1.4に曲げ耐力を示すが、主塔基部では橋軸および橋軸直角方向ともに表13.3.1.3の値を上回っており、降伏モーメントには達していないと推定される。

#### 4) まとめ

本節では主桁断面外側のプレキャスト部材は構造部材として考慮せずに、集鹿大橋の全体的な挙動の検討を行った。その結果、ケーブルに作用する応力には余裕があり、構造的には定着部からの抜け出し原因とは考えにくいこと、また、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上回っており、今回のような地震波が作用した場合には大きな損傷が生じる可能性のあることがわかった。

#### 参考文献

- 13.3.1.1) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ：1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書，2000.4
- 13.3.1.2) 大林組技術研究所：1999年9月台湾集集地震被害調査報告書，1999.11
- 13.3.1.3) Dai Zhong, Chan Junjin, Liu Yiyi：集鹿大橋主橋企画設計，土木技術第一巻八期，1998.10
- 13.3.1.4) James C Tai, Yie-Yih Liou・FRetrofit on Ji-Lu Cable Stayed Bridge After 921 Chi-Chi Earthquake, The 2th International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, pp.65-79, 2000.9, Taipei

(執筆者：野村敏雄)

### 13.3.2 主桁－主塔剛結部の被害分析（桁の切り欠きが応答に及ぼす影響）

#### 1) 概説

集鹿大橋は、ケーブル定着部破損による抜け出しや主塔基部の損傷という大きな被害を被ったが、桁もまた、主塔との結合部付近において、鉄筋の座屈を伴う被害を受けた[13.3.2.1][13.3.1.3]。斜張橋はケーブルによっても軸圧縮方向に力が作用している構造であり、主桁結合部に塑性ヒンジが発生するメカニズムを推定することは重要である。

本橋梁の桁構造は、円弧線形二室一主箱桁であり（図13.3.2.1）、桁高2.75m、全幅員24.0mである。桁中央部（図中網掛部）の外側にプレキャストブロックによる部材が取り付けられている。

地震時には本橋梁は施工中であったため、主塔と桁の結合部において、片側の4つのプレキャストブロックが取り付けられていなかった。またプレキャスト部材については、橋軸方向には剛結されていなかった。被害状況（写真13.3.2.1）を見てみると、切り欠き部のある側の桁構造部が大きく損傷しているのに対し、切り欠きが無い側の損傷は軽微なものにとどまっている。本項

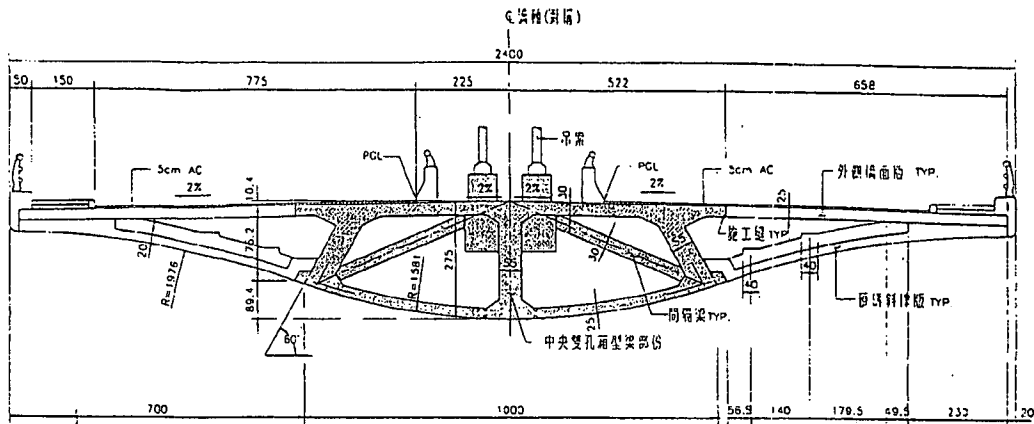


図 13.3.2.1 主桁断面構造

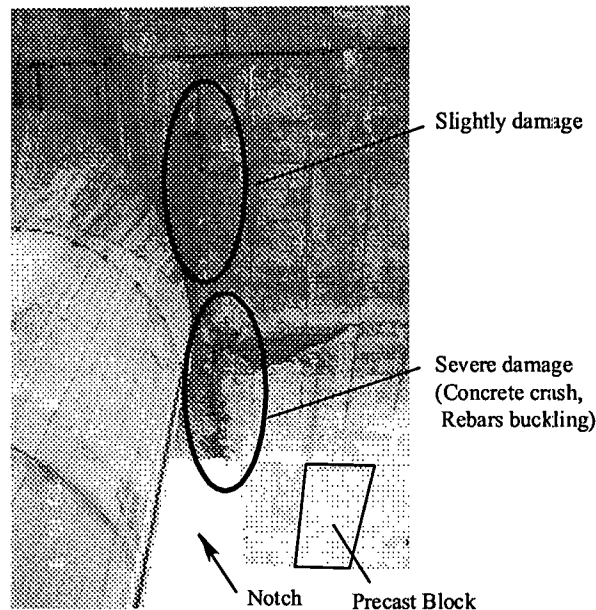


写真 13.3.2.1 主桁の被害状況と切り欠き部

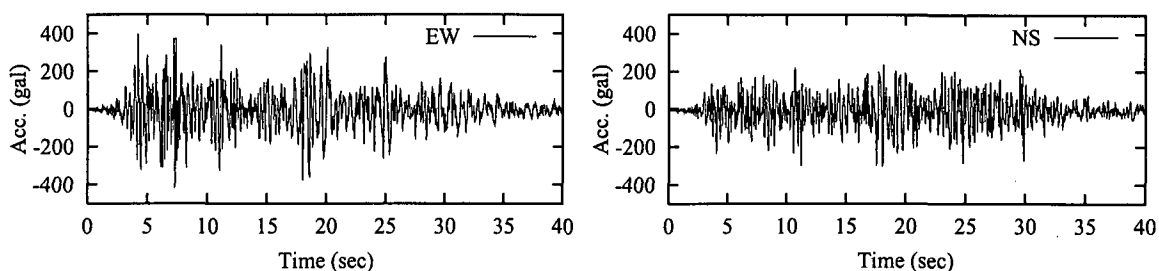


図 13.3.2.2 入力地震動(TCU078 記録)

では、施工中の主桁の地震時応答について、切り欠き部が及ぼす影響について検討するものである。

## 2) 入力地震動

強震動観測網の台中地区(TCU)には多くの観測点がある。本橋梁に最も近い観測点はTCU077(集集國小)であるが、記録は得られていない。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。この観測点と架橋点は、断層から見て同じ地盤上にあるので、橋梁に作用した地震動はTCU078に近いものと考えられる。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成分を用いる(図13.3.2.2)。

## 3) 解析概要

本斜張橋については、配筋状況やケーブル形状などが分かっておらず、詳細な解析を行うことが困難であるため、図面より得られる形状を元にモデル化を行った。主桁断面を桁中央の構造部とプレキャスト部に分け、ファイバー分割によりモデル化した。構成材料は、桁中央については、コンクリートの剛性を持つ線形材料とし、プレキャスト部は、軸方向に結合されていないため、引張り方向には抵抗せず、圧縮方向のみコンクリートの剛性を持つ非線形材料にモデル化した。本橋梁は主塔に対して対称な構造であるため、橋軸方向は桁半分のみを扱うことにする。桁-主塔結合部付近はプレキャスト部材幅に分割し、それ以降はケーブル定着点ごとに分割した。主塔側節点1は剛結とし、桁端部側は隣接する橋梁と接続しているため、実際には軸直角方向に損傷しているが、回転方向を自由にした固定点とした。これら解析モデルを図13.3.2.3に示す。

解析ケースは、切り欠き部が無い場合(Case 1)とある場合(Case 2)である。着目する点は、桁中央付近でケーブル定着部が破断した節点(Node 16)の変位と、切り欠き部付近の要素(Element 2)の応答である。

## 4) 解析結果

まず図13.3.2.4に、節点16の変位の比較を示す。これを見ると、振幅等にそれほど顕著な差は見受けられず、切り欠きの影響は小さいように思われる。しかし、切り欠き部の要素の応答には、大きな差が現れている。

図13.3.2.5に、切り欠き部要素のモーメント-曲率応答と桁中央構造部の断面内のひずみ応答を示す。Case 1の場合には、Fiber 1と4、Fiber 2と3がほぼ同程度の応答を示しており、桁断面中央を軸に変形しているのが分かる。それに対してCase 2の場合には、Fiber 4では引張りひずみが大きく出ているが、Fiber 1では逆に圧縮ひずみが大きな値を示している。これはFiber 4側にはプレキャスト部材があり圧縮力を分担できるのに対し、Fiber 1側には切り欠き部のため

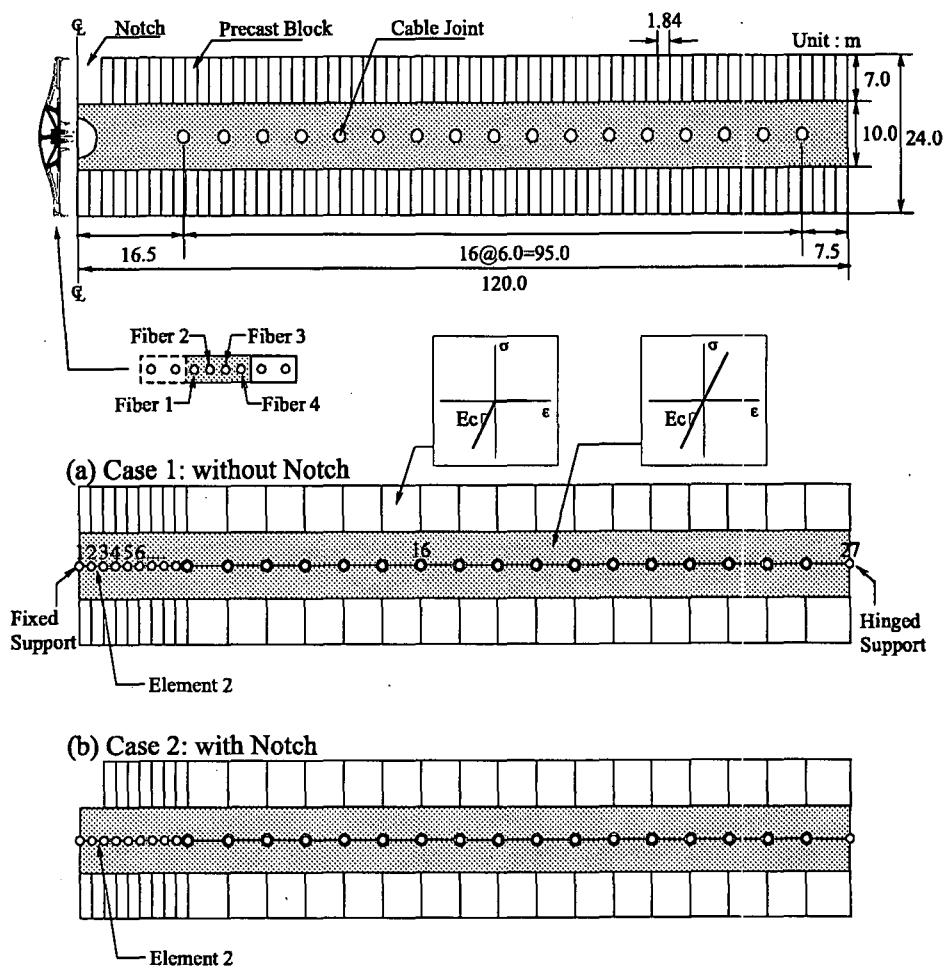


図 13. 3. 2. 3 主桁平面図（主塔より南側）と解析モデル

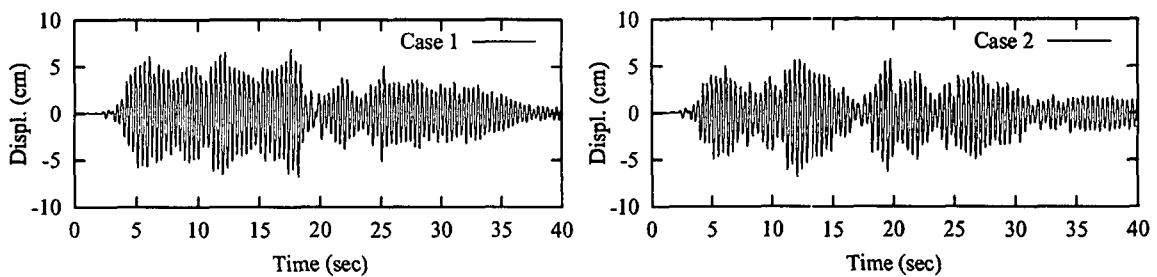


図 13. 3. 2. 4 節点 16 の変位応答

に、圧縮力を負担できないからである。これに伴い、断面のモーメント-曲率応答も非線形となり、切り欠き部のある方の曲率応答が大きくなっている。切り欠きの無い Case 1 の場合には、断面に働いている圧縮ひずみはわずかであるのに対し、切り欠きが有る Case 2 では、解析上では約 6 倍の  $1700\mu$  程度の圧縮ひずみが生じている。本橋梁の架設地点は震源近傍であり、実際に作用した地震動は TCU078 の地震記録よりも大きな加速度を有しているであろうことを考え、入力地震動として加速度を 1.5 倍に増幅した波形を用いて解析した結果が図 13. 3. 2. 6 である。この結果で



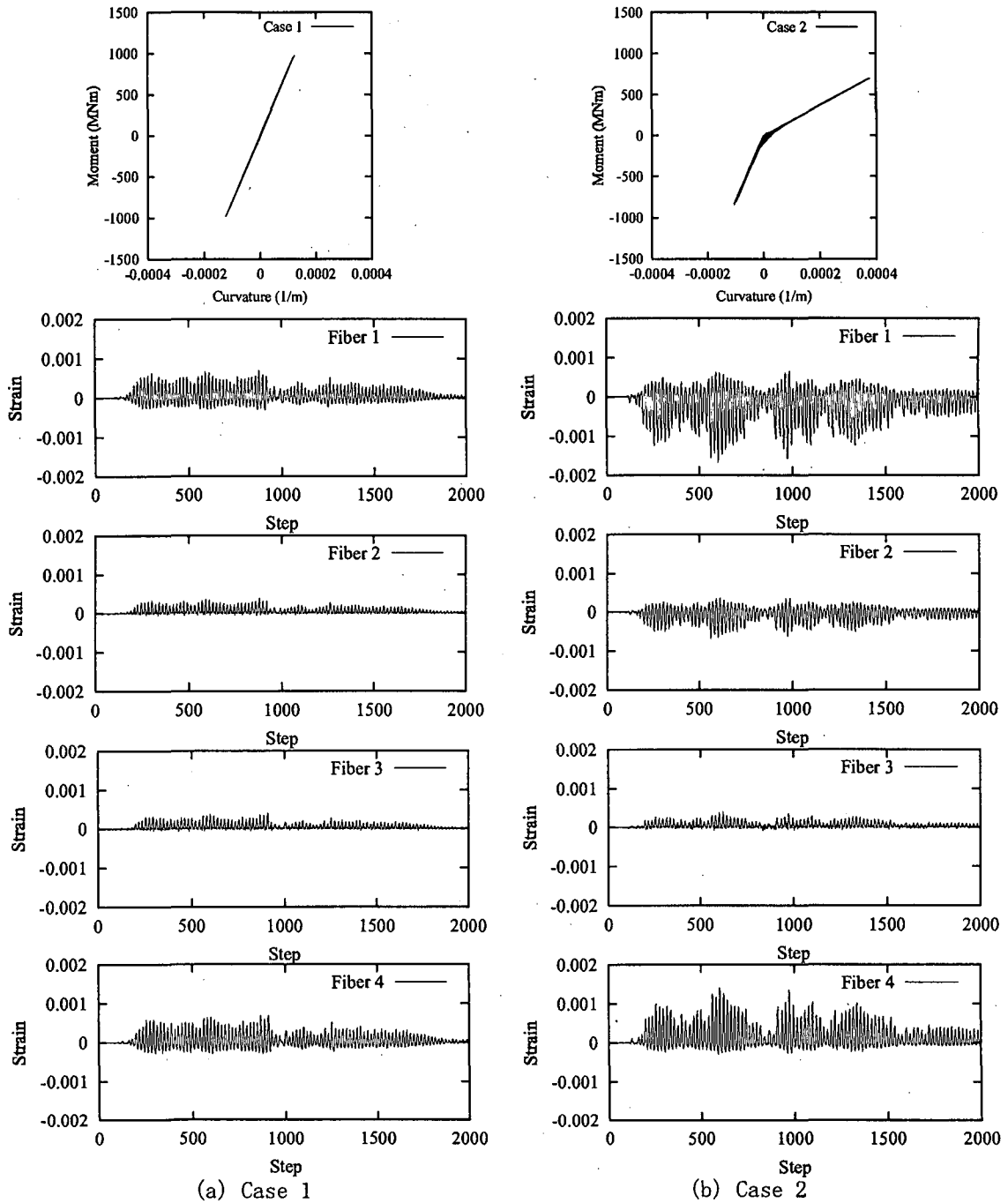


図 13.3.2.5 Elemnet 2 のモーメントー曲率応答と断面内ひずみ応答

は、圧縮ひずみとして  $2500\mu$  を超える値を示している。実際にはケーブルによる軸圧縮力成分があることなどを考慮すると、この切り欠きが結合部でのコンクリートの圧壊および鉄筋の座屈を引き起こした可能性は高い。

切り欠き部が主桁ー主塔結合部の損傷を引き起こす可能性があるとしても、施工中には、クレーンの設置など、やむを得ない事情により、切り欠きを設けなければならない場合がある。この場合の桁の損傷を低減する手段の1つとして、切り欠き部の端部にII型鋼などを仮組みし、軸力

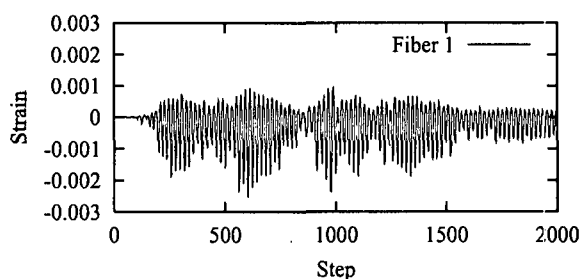


図 13. 3. 2. 6 Fiber 1 のひずみ履歴(1.5 倍 TCU078 波)

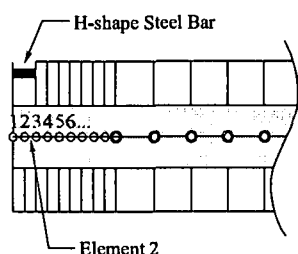


図 13. 3. 2. 7 切り欠き部にH鋼を配置したモデル

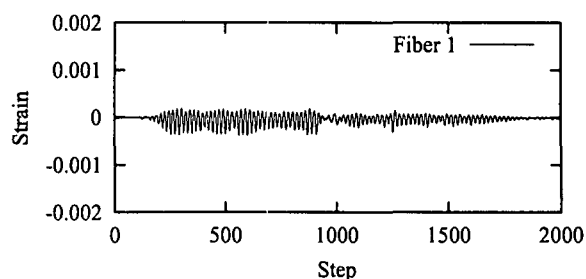


図 13. 3. 2. 8 H鋼を配置した場合のひずみ履歴

を分担する方法が容易に実現できると思われる(図 13. 3. 2. 7)。そこで切り欠き部端部に断面 400×400 で肉厚 22mm 程度のII型鋼を 10 本配置した場合の Fiber 1 のひずみ履歴を図 13. 3. 2. 8 に示す。これより圧縮ひずみは 400 $\mu$  以下に収まっており、切り欠きをすべて埋めることなしに、結合部付近の桁の損傷を低減することができる事が分かる。

#### 5) まとめ

本節では、集鹿大橋の主桁切り欠き部における鉄筋の座屈等に関する損傷メカニズムの推定を試みた。限られた情報からではあるが、プレキャスト部の特性も考慮に入れることで、非対称な変形特性を再現でき、切り欠き部側の大きな圧縮ひずみが生じることが分かった。また施工中のようにやむを得ず主桁-主塔結合部に切り欠きを設ける必要がある場合でも、H鋼などにより圧縮力を軸方向に伝達させるようにすることで、主桁の損傷を防止することができる。

#### 参考文献

13. 3. 2. 1) JSCE: The Ji-Ji Earthquake, Taiwan, Investigation into Damage to Civil Engineering Structures (CD-ROM), 1999

(執筆: 高橋良和)

## 13.4 猫羅溪橋

### 13.4.1 はじめに[13.4.2]

猫羅溪橋は1999年に竣工した多径間連続高架橋(写真13.4.1)であり、草屯鎮と南投市を結び、猫羅溪を跨ぐ省道3丙号線上に位置している。上部構造は鋼多主鈎桁、橋脚は円形断面のRC柱である。上部構造と橋脚は剛結され、複合ラーメン橋になっている。橋脚位置では箱形断面の横桁が設けられ、横桁下面に取り付けられたH形鋼を介して、橋桁と橋脚が結合されている。下を通る道路との関係から、大きく偏心した位置で上部構造に結合された橋脚が多い。

地震による被害は橋脚上部の斜めひび割れおよびかぶりコンクリートの剥離である。斜めひび割れはH形鋼の設置位置から下方に延びている(写真13.4.2)。地震による損傷は、桁中央部に位置する橋脚より、偏心モーメントを受ける橋脚の方が大きくなっている。補修工事には、応急措置としてジャッキで桁を仮受けし、落橋を防止している。

ここでは、猫羅溪橋の特徴を捉えた橋梁モデルを設定し、その地震時応答解析を行うことで、猫羅溪橋に損傷が生じた原因を考察する。



写真 13.4.1 猫羅溪橋

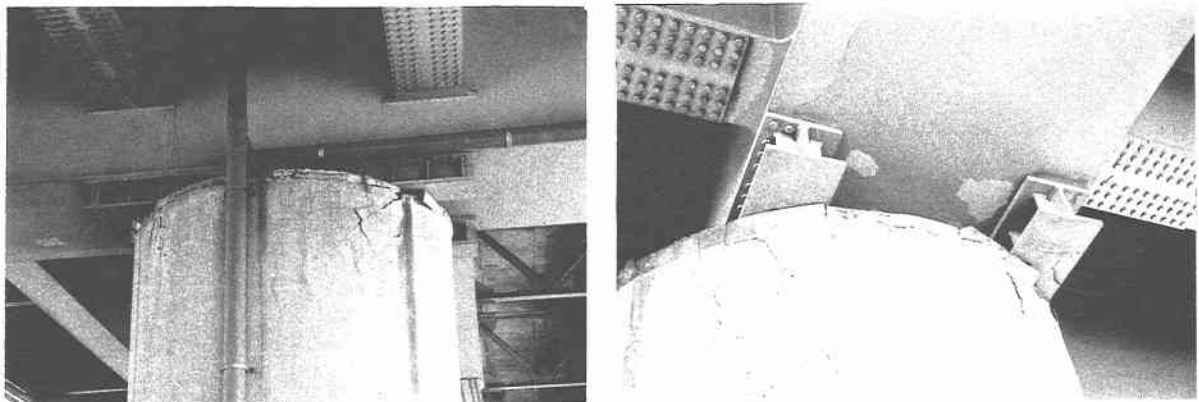


写真 13.4.2 橋脚の損傷例

### 13.4.2 橋梁モデル

猫羅溪橋は次のような特徴を有する多径間橋梁である。

- (i) 橋脚がRC、主桁が鋼の複合ラーメン橋
- (ii) 橋脚が主桁中心からずれて偏心

これらの特徴を取り込んだ3径間の橋梁モデルを図13.4.1に示す。支間はすべて等しく35.0m、

橋脚は円形断面で直径 3.0m, 高さ 6.0m である。橋脚下端は固定とする。上部工はコンクリート床版, 鋼 4 主 I 桁で構成される。

橋脚のコンクリートの応力-ひずみ関係は道路橋示方書 [13.4.3] に従い, 横拘束筋による拘束効果を考慮した曲線でモデル化する。その際, 圧縮強度は  $2400 \text{ tf/m}^2$ , 横拘束筋の降伏応力は  $34500 \text{ tf/m}^2$ , 横拘束筋の体積比は 0.5%, 引張強度は圧縮強度の 10% とした。また, 主鉄筋量 (鉄筋比) は断面の約 1%, 主鉄筋の降伏応力は  $34500 \text{ tf/m}^2$  で, 応力-ひずみ関係は 2 次勾配が 1 次勾配の 1/100 のパイリニア型とする。コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を図 13.4.2 に示す。主桁の挙動は弾性とし, コンクリート, 鉄筋の弾性係数をそれぞれ  $2.5 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ ,  $2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$  とする。鋼材の弾性係数で換算した場合の断面定数を, 表 13.4.1 にまとめている。

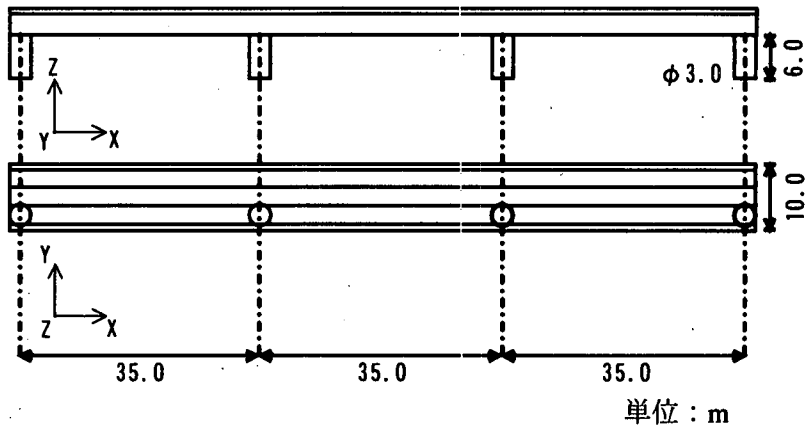


図 13.4.1 橋梁モデル

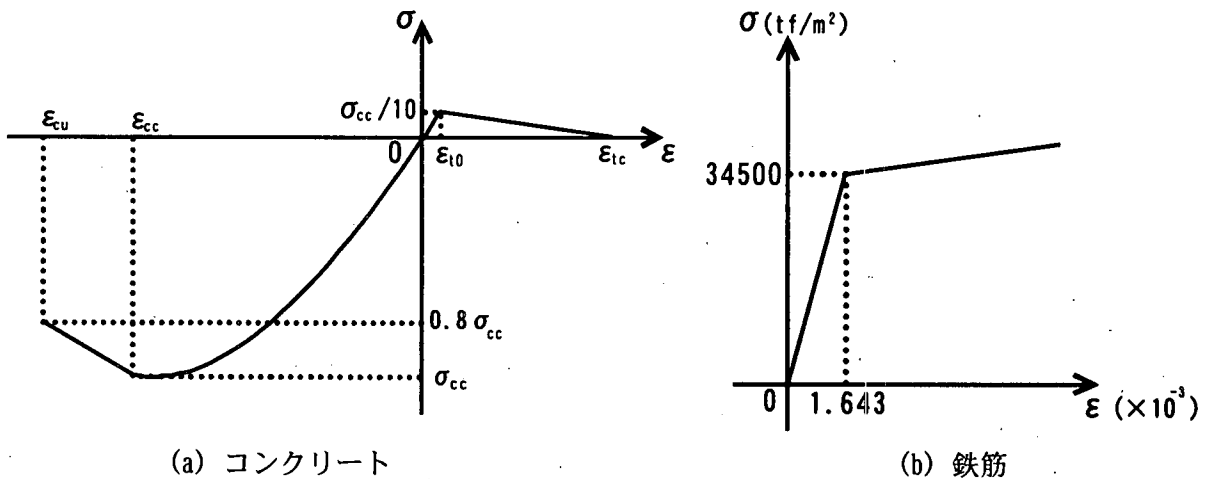


図 13.4.2 応力-ひずみ関係 (橋脚)

表 13.4.1 主桁の剛性

	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )
主 桁	0.404	0.999	7.292	0.057

I<sub>y</sub>: 橋軸直角水平軸回りの断面 2 次モーメント

I<sub>z</sub>: 鉛直軸回りの断面 2 次モーメント

J: ねじり定数

### 13.4.3 解析方法

橋脚, 桁ともに梁要素を適用してモデル化する。本研究では, 解析ソフトに Y-FIBER3D [13.4.4] を用い, 橋脚にはファイバー要素, 桁には弾性梁 (ビーム) 要素, 偏心を表す

ための仮想部材にも弾性梁（ビーム）要素を使用する。仮想部材の剛性は、主桁に比べて十分大きく設定する。

ファイバー要素では、断面内を 240 個のセルに分割して、鉄筋コンクリートの非線形材料挙動を取り扱う。なお、図 13.4.2 に記したコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係は、Y-FIBER3D に組み込まれた材料モデルに基づいている。図 13.4.3 に要素分割を示すが、橋脚 1 本当り 16 要素、桁には 72 要素、各仮想部材には 3 要素を用いて解析を行う。

図 13.4.3 の有限要素モデルを用いて、幾何学的非線形性、材料非線形の両方を考慮した動的複合非線形解析を行うが、入力地震波は兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で得られた地震波とし、その NS 成分を橋軸方向、EW 成分を橋軸直角方向に入力した。粘性減衰は減衰定数が 0.02 のレイリー減衰とし、時間積分に際しては、時間増分を 0.005 秒とした。

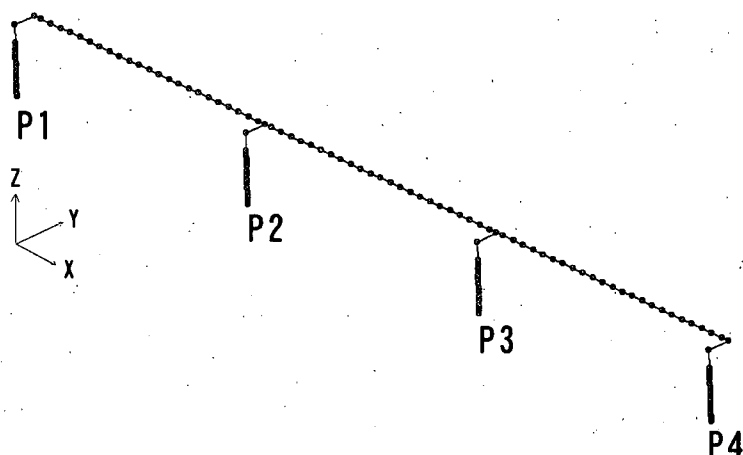


図 13.4.3 橋梁の要素分割図（有限要素モデル）

#### 13.4.4 解析結果と考察

猫羅溪橋では、H 形鋼で組んだ鋼フレームを介して主桁と橋脚が結合されているが、まずこのフレームを無視した解析モデルで計算を行った。すなわち、主桁と橋脚が直に結合されているとしてモデル化し、解析した。その結果として、P2 橋脚の天端と基部の断面最外縁での直応力時刻歴応答を図 13.4.4 に示す。橋脚天端での最大圧縮直応力は  $750 \text{ tf/m}^2$  であるのに対し、基部では  $2005 \text{ tf/m}^2$  もの最大圧縮直応力が発生している。猫羅溪橋の被害は橋脚上部に集中しているが、ここでの解析結果はむしろ橋脚基部での損傷を示唆し、被害調査結果と整合しない。台湾集集地震橋梁被害の報告書には、猫羅溪橋被害の主因として橋脚の偏心設置を挙げているものもある。しかしながら、本解析では橋脚の偏心設置の影響を考慮しているにもかかわらず、猫羅溪橋の被害状況を説明できるような結果は得られておらず、被害の主因は別に求める必要があると思われる。

先に記したように、猫羅溪橋では鋼フレームにより主桁と橋脚が結合されている。鋼フレームの存在により、主桁と橋脚間の力のやりとりは鋼フレームを介して行われる。そのため、橋脚天端断面のうち、鋼フレーム直下の部分のみで力が伝達され、

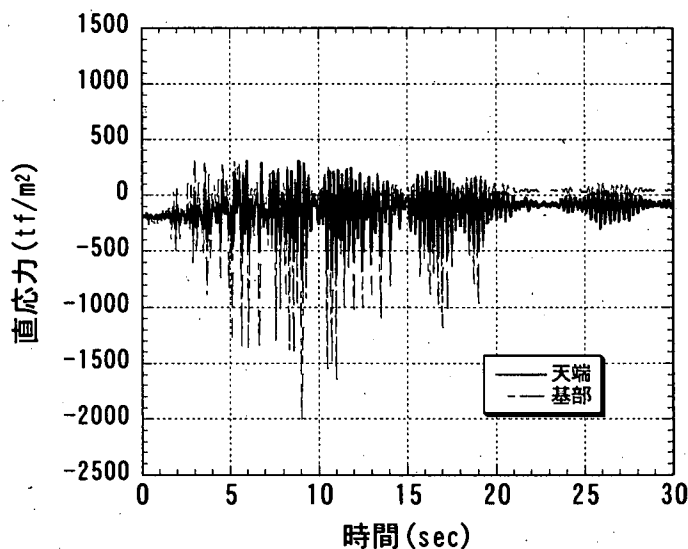


図 13.4.4 断面最外縁での直応力時刻歴応答（P2 橋脚）

残りの断面領域は応力フリーの状態にある。そこで、この鋼フレームの存在に着目し、鋼フレームを介した力の伝達機構をモデル化するために、フレーム形状の断面を有した鋼短柱として鋼フレーム部をモデル化する。この短柱に作用する直応力を、鋼フレーム直下の橋脚に作用する直応力として求める。

P2 橋脚上の鋼フレーム最外縁で得られた直応力の時刻歴応答を図 13.4.5 に示す。この場合には、 $2205 \text{ tf/m}^2$  の最大圧縮直応力が得られた。この値は橋脚基部での最大圧縮直応力よりも大きく、主桁と橋脚の結合に鋼フレームを用いることにより、橋脚上部に大きな直応力が作用するようになることがわかる。

主桁と橋脚間のせん断力の伝達も、鋼フレームを介して行われる。そこで、せん断力が伝達される過程で、橋脚にどのような応力が発生するかを調べた。そのために、鋼フレームと橋脚を図 13.4.6 に示すようにソリッド要素でモデル化し、MSC/NASTRAN で解析した。(なお、せん断力を鋼フレーム内で均等に分担させるために、シェル要素で剛な板を作成し、図 13.4.6 の鋼フレームの上に乗せて載荷することとした。)その際、橋軸直角方向 (Y 軸方向) に水平力  $h \text{ tf}$  を作用させ、橋脚上部に生じる応力を求めた。その結果、鋼フレーム最外縁近傍で  $0.16h \text{ tf/m}^2$  の引張応力が周方向に作用することが判明した。

ここでの解析結果は、鋼フレーム最外縁近傍のコンクリートが圧縮-引張の 2 軸応力状態下にあることを示している。このような圧縮-引張応力下での載荷試験によれば、引張応力の影響により、コンクリートの破壊は圧縮強度より小さな圧縮応力で生じ [13.4.1]、低下の度合いは引張応力の大きさにほぼ比例する。このことを考慮に入れ、橋梁モデルの動的解析結果を再検討してみると、9.05 秒の時点で橋脚天端の鋼フレーム最外縁で破壊の生じ、鋼フレームと RC 橋脚の結合は、鋼棒により行われている。そのため、せん断力の伝達に際しては、鋼棒の周りに大きな応力集中を生じていることも推測される。それに起因して RC 橋脚内に破壊が生じるというメカニズムも考えられる。ただし、鋼棒周囲の応力分布は、鋼棒の大きさや配置といったディテールに大きく影響されるが、そのような点に関する情報が得られなかったため、ここでは鋼棒の影響を解析に取り込むことは試みなかった。

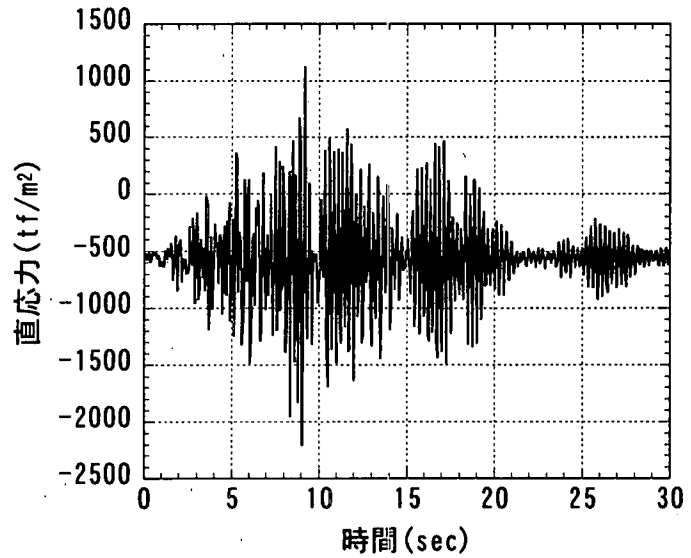


図 13.4.5 鋼フレーム最外縁での直応力時刻歴応答 (P2 橋脚)

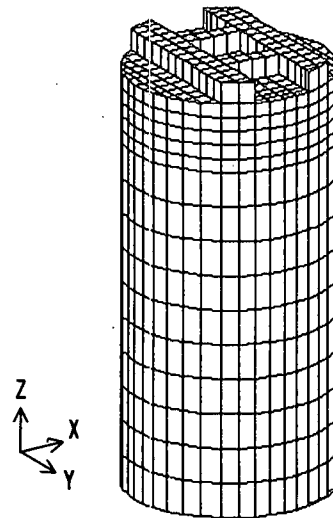


図 13.4.6 P2 橋脚の要素分割図 (ソリッド要素)

#### 13.4.5 まとめ

被害調査報告書では、猫羅溪橋の被害に関連して、橋脚が偏心位置に設置されていることに言及しているものが多い。実際、猫羅溪橋を視察すると、橋脚が大きく偏心して配置されているのが目立つ。このことも猫羅溪橋に写真 13.4.2 のような被害が生じた原因のひとつではあるが、橋脚の偏心配置だけでは、橋脚基部ではなく、橋脚上部に発生した損傷状況を説明することはできない。

一方、鋼フレームを介して主桁と橋脚が結合されている点を考慮すると、橋脚内に発生する圧縮直応力は橋脚上部の方が大きくなり、猫羅溪橋の損傷状況と整合するようになる。すなわち、有限要素解析に基づいた本研究の検討結果によれば、猫羅溪橋に生じた損傷の主たる原因は、主桁と橋脚の結合に H 形鋼で組んだ鋼フレームを用いたことと推定される。

なお、鋼フレームを介した結合方法により橋脚上部に損傷が生じたことから、直ちにこの結合方法を否定することはできない。他の結合方法では、橋脚の別の箇所に損傷を生じる可能性もある。結合方法の良し悪しは、損傷発生の可能性、補修方法やその経費等を含めて比較検討し、結論すべき事柄と思われる。

#### 参考文献

13.4.1) Chen, W.F.: Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.2, Elsevier, Amsterdam, Netherlands, 1994.

13.4.2) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ：1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害報告書，2000.

13.4.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.

13.4.4) Y-FIBER3D 取扱説明書，大和設計株式会社，1999.

(執筆者：山口栄輝)

## 13.5 石圍橋の被害分析

### 13.5.1 構造条件

台中縣石岡郷地区に位置する本橋は省道3号線上にあり、大甲溪の支流を渡河する上下線分離3車線の3径間単純曲線橋である(1994年9月竣工)。

上部構造はRC5主げた、けた長は24~25m、幅員は11.75mでゴム支承で支持されている。なお、支持条件は不明である。橋脚はRC小判型橋脚で、断面は3.9m×1.5~1.8m、高さが柱下端からはり天端まで9m程度である。

橋梁断面図を図13.5.1に示す。また、本橋は図13.5.2の平面図に示すように、斜角55度~85度程度まで変化している。

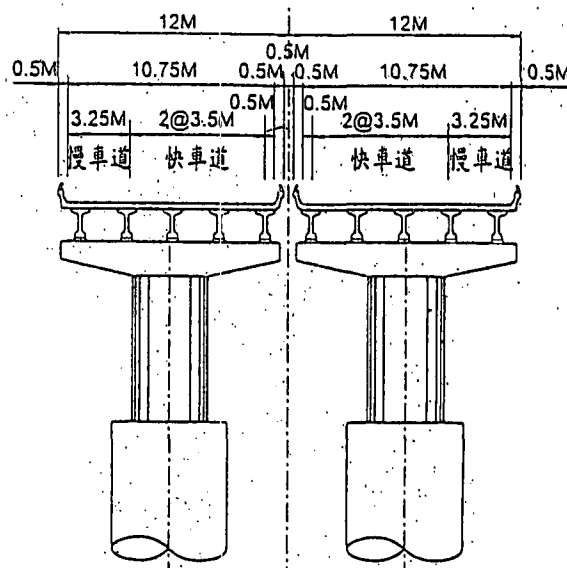


図 13.5.1 橋梁断面図

### 13.5.2 被害状況

被害状況を写真13.5.1および図13.5.2に示す。東勢方面線ではD5とD6の北側のけた端部がそれぞれP1とP2より落橋している。また、卓蘭方面線でもD3北側けた端部がP2より落橋している。東勢方面線、卓欄方面線ともA2橋台上では、写真13.5.2に示すようにけたが衝突し、ゴム支承が沓座からずれ落ち、サイドブロックも損傷している。

また、東勢方面線のP1橋脚には大きな損傷は見られず、A1橋台側に0.9°程度傾斜している。P2は写真13.5.3に示すように橋脚基部に曲げひび割れが生じているとともに、写真13.5.4~写真13.5.5に示すように基礎が大きく回転しており、P1側に10.3°程度、東側(橋軸直角方向側)に4.8°程度傾斜している。

一方、卓蘭方面線のP1橋脚は写真13.5.6に示すように高さ2m付近で東西方向にせん断および曲げひび割れが生じ、北側基部でコンクリートが剥離している。さらにA1橋台側に2.2°程度傾斜している。P2は橋脚自体に大きな損傷は見られないが、基礎が大きく回転しており、P1側に7.6°程度、東側に3.4°程度傾斜している。全体として橋脚が北側に傾斜している。

本橋周辺では写真13.5.1からわかるように、右岸側(A2側)の川岸で大きな斜面崩壊が生じており、断層の影響を受けた可能性があるとの報告もある[13.5.1]。

### 13.5.3 被害メカニズムの推定

#### 1) D3およびD6の落橋メカニズムの推定

図13.5.2には、下部構造間距離とけた長の測量結果を併せて示している。これによると、D3およびD6の落橋は右岸側の大規模な斜面崩壊から裏付けられる地盤変状や基礎底版の破壊によってP2基礎が回転し、北側に大きく変位することにより、両方面線のD3、D6を支持するP2とA2間の距離が、東勢方面線は25.0m、卓欄方面線は24.4mで、いずれの路線もけた長の24.0mよりも長くなっていることが主たる原因と考えられる。このことは、P2橋脚の回転による橋脚



天端の水平変位が東勢方面線で 1.64m (回転角 10.3°), 卓欄方面線で 1.2m (回転角 7.6°) であり, 地震前の P2~A2 間の支間長 24.0m にこれらの回転変位を各々加えると, 地震後の測量結果による支間長 (東勢方面線: 25.8m, 卓欄方面線: 25.2m) にほぼ等しくなることから裏付けられる. また, P1~P2 間についても, 地震前の支間長が東勢方面線で 24.0m, 卓欄方面線で 25.2m であり, 回転変位を各々差し引くと, 地震後の測量結果による支間長 (東勢方面線: 22.3m, 卓欄方面線: 24.3m) にほぼ一致する.



写真 13. 5. 1 石園橋の被害状況

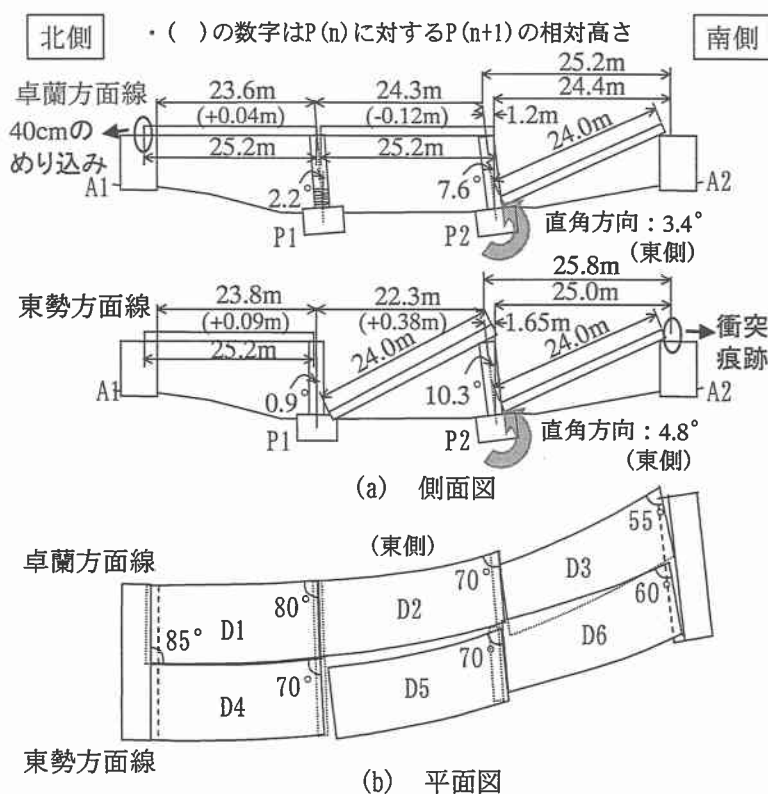


図 13. 5. 2 石園橋の被害概要と測量結果

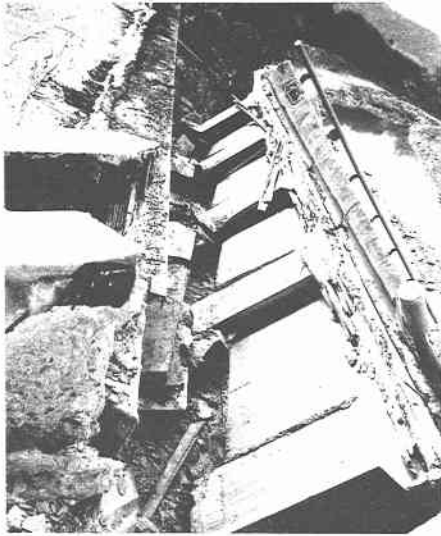


写真 13. 5. 2 A2 橋台支承付近の損傷

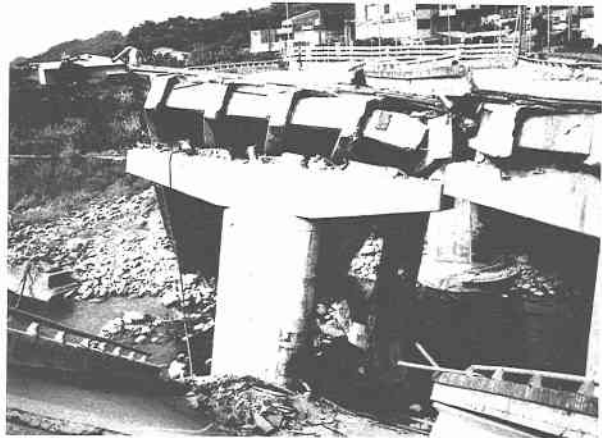


写真 13. 5. 5 P2 橋脚の直角方向への傾斜

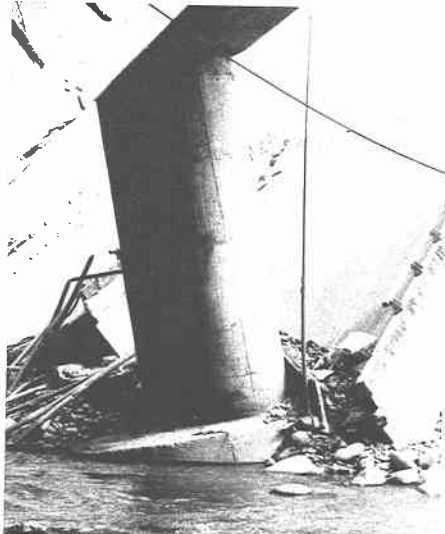


写真 13. 5. 3 東勢方面線 P2 橋脚の損傷状況

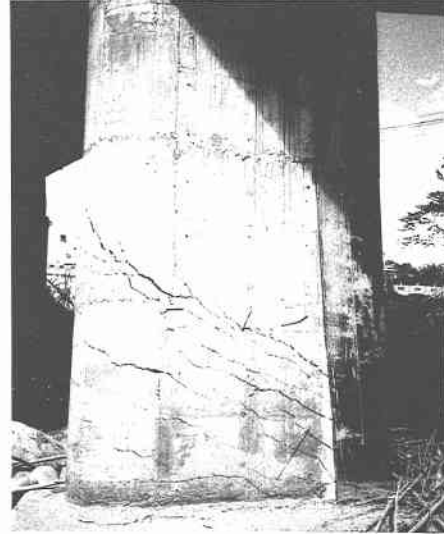


写真 13. 5. 6 卓欄方面線 P1 橋脚の損傷状況



写真 13. 5. 4 P2 橋脚の橋軸方向への傾斜



写真 13. 5. 7 卓欄方面線 A1 橋台付近の損傷



写真 13. 5. 8 東勢方面線 P1 上のけた位置



写真 13. 5. 9 卓欄線 P1 上のけたの回転変位

## 2) 東勢方面線 D2 の落橋メカニズムの推定

### (1) 橋軸方向の慣性力による落橋の可能性

東勢方面線で P1 と P2 間の距離がけた長よりも短くなっているにもかかわらず落橋に至った D5 については、図 13. 5. 4 に示すように、D6 の落橋の前に、地震動によるけたの慣性力が南側 (A2 側) に作用し、けたかかり長の不足などから D5 の落橋の可能性を検証する。地震動による慣性力を受けたことは、卓欄方面線の P1 橋脚基部に曲げおよびせん断ひび割れやコンクリートの剥離といった損傷を生じていること、卓蘭方面線の A1 橋台部においてけたが北側 (A1 橋台側) に 40cm 程度めり込んで路面が盛り上がっていること (写真 13. 5. 7)、A2 橋台パラペット部にけた衝突の痕跡があることから裏付けられる。しかし、写真 13. 5. 8 に示す東勢方面線 P1 上のけた位置によると、D4 側のジョイント部分が橋脚天端の中間くらいに存在していることから、D4 側が単純に橋軸方向に押し出した形ではないと考えることができる。

### (2) 橋軸直角方向の慣性力あるいは地盤変位による落橋の可能性

写真 13. 5. 6 に示す橋脚の損傷状況から、本橋は東西方向 (橋軸直角方向) にも慣性力あるいは地盤変位を受けた痕跡がある。本橋は図 13. 5. 2 に示すように、斜角が 55 度～85 度まで変化する斜橋であるため、東勢方面線 D5 けたの回転挙動により、幾何学的に落橋に至った可能性の有無を検証する。但し、D5 の落橋のタイミングが D6 よりも前の場合と後の場合が考えられるため、両者の場合を想定する。けたが回転挙動したことは、卓欄方面線 P1 上でけた間隔が片側のみ 30cm 程度開いている写真 13. 5. 9 から明らかであり、このけたの開きは、卓欄方面線 P2 橋脚が直角方向に 3. 4° 傾斜することによる回転変位から算出したものと一致している (図 13. 5. 3 参照)。

(P2 橋脚上; 53cm, P1 橋脚上; 28cm, けたの回転角; 1. 3°)

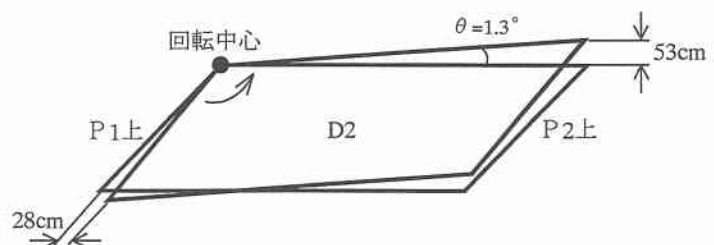


図 13. 5. 3 けたの回転変位 (卓欄方面線)

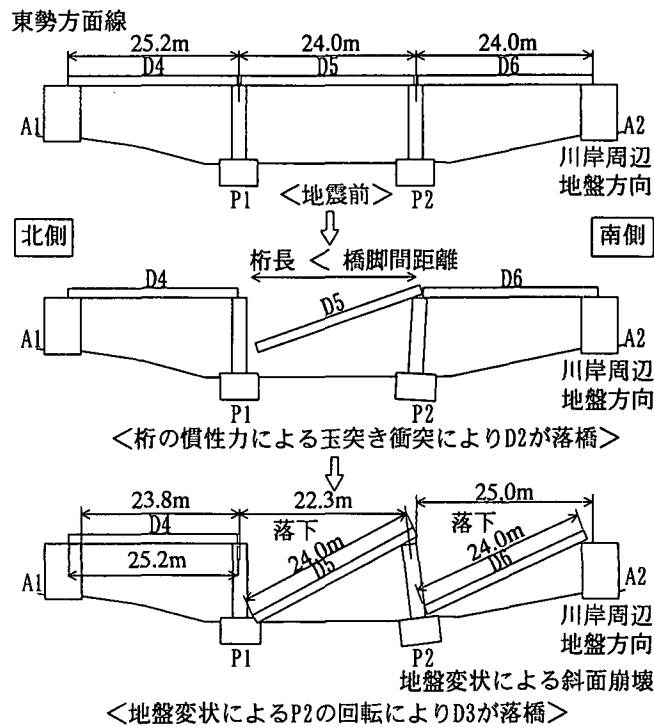


図 13. 5. 4 東勢方面線の落橋メカニズムの推定

① D6 落橋前に D5 が落橋したと仮定（隣接の D6 が存在する場合）

東勢方面線 D5 は P1 橋脚上のけたが落橋していることから、回転挙動は P1 鈍角側けた端部 C 点を回転中心とし、70 度の斜角を有するけたの北側で生じたものと考えられる。ここで、幾何学的に回転可能な平面形状の判定概念図を図 13. 5. 5 に示す。また、図 13. 5. 6 に回転可能な斜橋の平面形状比 (b/L) と斜角  $\theta$  との関係を示す。式 (13. 5. 1) を満たす図の斜線内が回転可能範囲となる [13. 5. 2]。東勢方面線 D2 の平面形状比 (b/L=0.47) と斜角 (=70 度) の関係を図中に●印で示しているが、回転可能範囲外となり、けたや橋脚位置が地震前と変わらないことを前提とすれば、D5 けたは幾何学的に回転することはないことがわかる。

しかし、地震時には、前述したように橋軸方向の慣性力も作用したことが判っており、橋軸方向の地震力により、D5 けた両端の遊間量の合計  $\Delta$  ( $=\Delta_1+\Delta_2$ ) が 35cm ( $\Delta/L=1.5\%$ ) 広がったと仮定すると、回転可能範囲は式 (13. 5. 2) の条件式 [13. 5. 2] から、図 13. 5. 6 の太破線 ( $\Delta/L=1.5\%$ ) のようになる。この仮定の場合、D5 けたの●印は回転可能範囲内となり、幾何学的に回転することになる。

また、東勢方面線の P1 橋脚はほとんど残留変位が生じておらず、P2 橋脚のみ橋軸直角方向に 4.8°、橋脚天端の変位に換算して 75cm 東側に傾斜していることから、橋軸方向の変位と併せて、この影響もけたが回転しやすい方向に作用したのと考えられる。

$$L \geq 2b / \sin 2\theta \tag{13. 5. 1}$$

$$\left(1 + \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{L}\right) L \geq \frac{1}{\sin \theta} \sqrt{b^2 + \left(L - \frac{b}{\tan \theta}\right)^2} \tag{13. 5. 2}$$

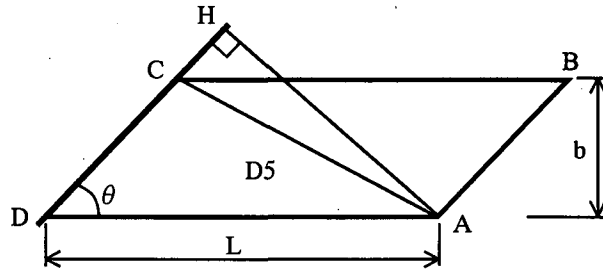
ここに,

$L$  : けた長

$b$  : 上部構造の全幅員

$\theta$  : 斜角

$\Delta_1, \Delta_2$  : けた端部の遊間量



(a) 斜角を有する上部構造

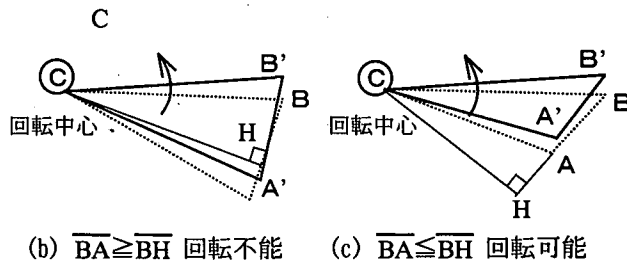


図 13.5.5 回転の判定

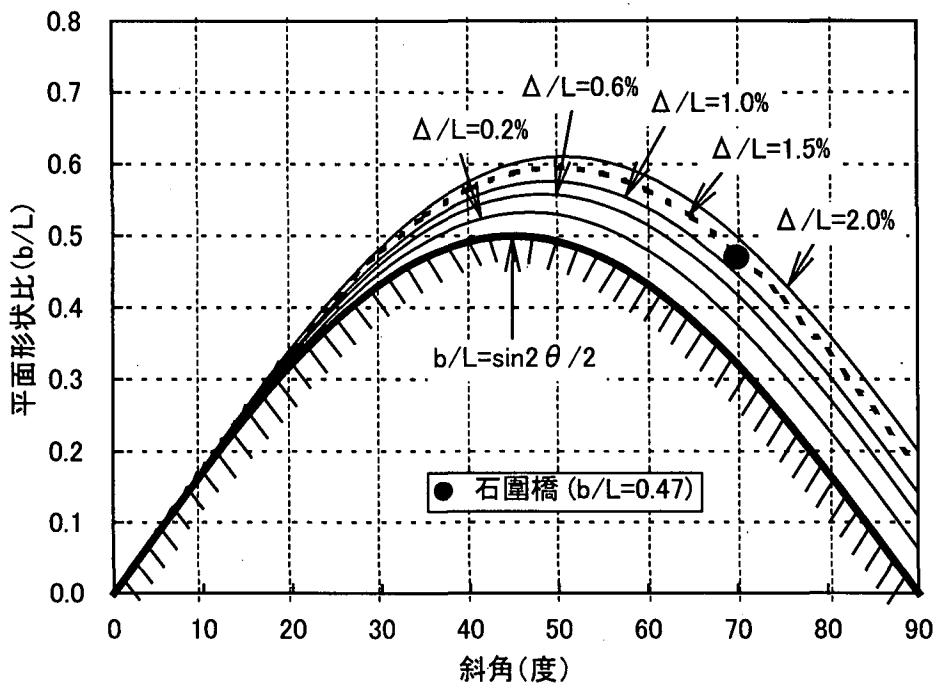


図 13.5.6 回転可能な斜橋の平面形状比と斜角  $\theta$  の関係

② D6 落橋後に D5 が落橋したと仮定（隣接の D6 が存在しない場合）

東勢方面線 D6 が落橋後に D5 が落橋すると仮定する場合、D5 回転時に隣接の D6 は存在しない状態である。D5 の回転により、P1 橋脚上から脱落する条件は図 13.5.7 に示すように、けたの中心が橋脚天端のけたかかり長（75cm）以上変位する場合である。図 13.5.7 によると、P2 天端位置が直角方向に 3m 近く変位しなければ、脱落の条件を満足しないことになる。地震後、P2 橋脚の直角方向の傾斜は、橋脚天端位置で 75cm 程度であるため、D2 落橋時に 3m 近く変位することは考えにくい。逆に、P2 橋脚上で 75cm 変位した場合にけたが脱落する条件を示したものが図 13.5.8 である。これによると、P1 橋脚上の変位は 38cm となり、橋軸方向に 37cm の変位が生じたと想定すれば落橋の可能性があるとと言える。

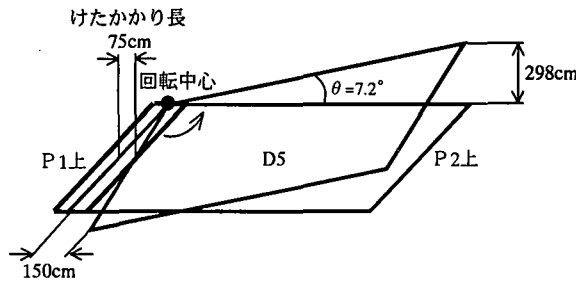


図 13.5.7 けたの回転により D5 が P1 上から脱落する条件（直角方向のけたの回転のみ）

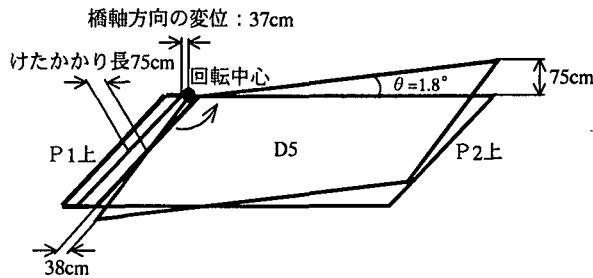


図 13.5.8 P2 上の変位が 75cm になる場合のけたが脱落する条件

#### 13.5.4 まとめ

- (1) D3 および D6 の落橋は、右岸側の大規模な斜面崩壊から裏付けられる地盤変状や基礎底版の破壊によって、P2 基礎が回転することにより北側に大きく変位したことが主たる原因と考えられる。
- (2) 東勢方面線 D5 と D6 の落橋の順序は明確にわからないが、いずれにしても慣性力と地盤変位の複合的な作用により、D5 けたが橋軸方向に 40cm 近く変位し、さらに、けたの回転挙動により P1 橋脚上のけたかかり長を超えて落橋に至った可能性が高い。

#### 参考文献

- 13.5.1) 川島一彦，庄司学，岩田秀治：1999 年集集大地震における道路橋の被害と被災メカニズム，文部省突発自然災害調査団 1999 年台湾集集大地震報告会資料，1999.11
- 13.5.2) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，川神雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析，土木学会論文集 No. 570/ I -40，1997.7

（執筆者：田崎賢治）

## 13.6 烏溪橋の被害分析

### 13.6.1 烏溪橋の被害状況

#### (1) 構造条件

図 13.6.1.1 及び写真 13.6.1.1 は、烏溪橋の一般図及び全景を示したものである [13.6.1.4]。上下線で2橋が平行しており、上部構造はPC単純5主桁（I桁）、下部構造は鉄筋コンクリート橋脚から構成される。架設年次は上下線でそれぞれ1981年（旧橋）及び1983年（新橋）である。18径間、支間長34.84mで橋長624.6mである。3径間毎に桁端部の横桁において鋼棒で連結される構造となっており、3径間毎にフィンガータイプの伸縮装置が設置されている。支承としては、断面約50cm×50cm、厚さ3cmのゴムパッド支承が用いられていた。支承部の水平力は、せん断キーにより確保する構造となっているが、せん断キーの配筋等の詳細な構造は不明である。

下部構造は、図 13.6.1.2 及び写真 13.6.1.2 に示すようにいずれもRC壁式橋脚であるが、旧橋の方が大きな断面を有する構造である。上部構造は、2年をおいて架設されたとされているが、一方の橋の下部構造は1960年頃に架設されたものである。当時の設計基準によれば、新橋と旧橋のそれぞれの橋に対する設計震度は、それぞれ0.2及び0.15と推測される。

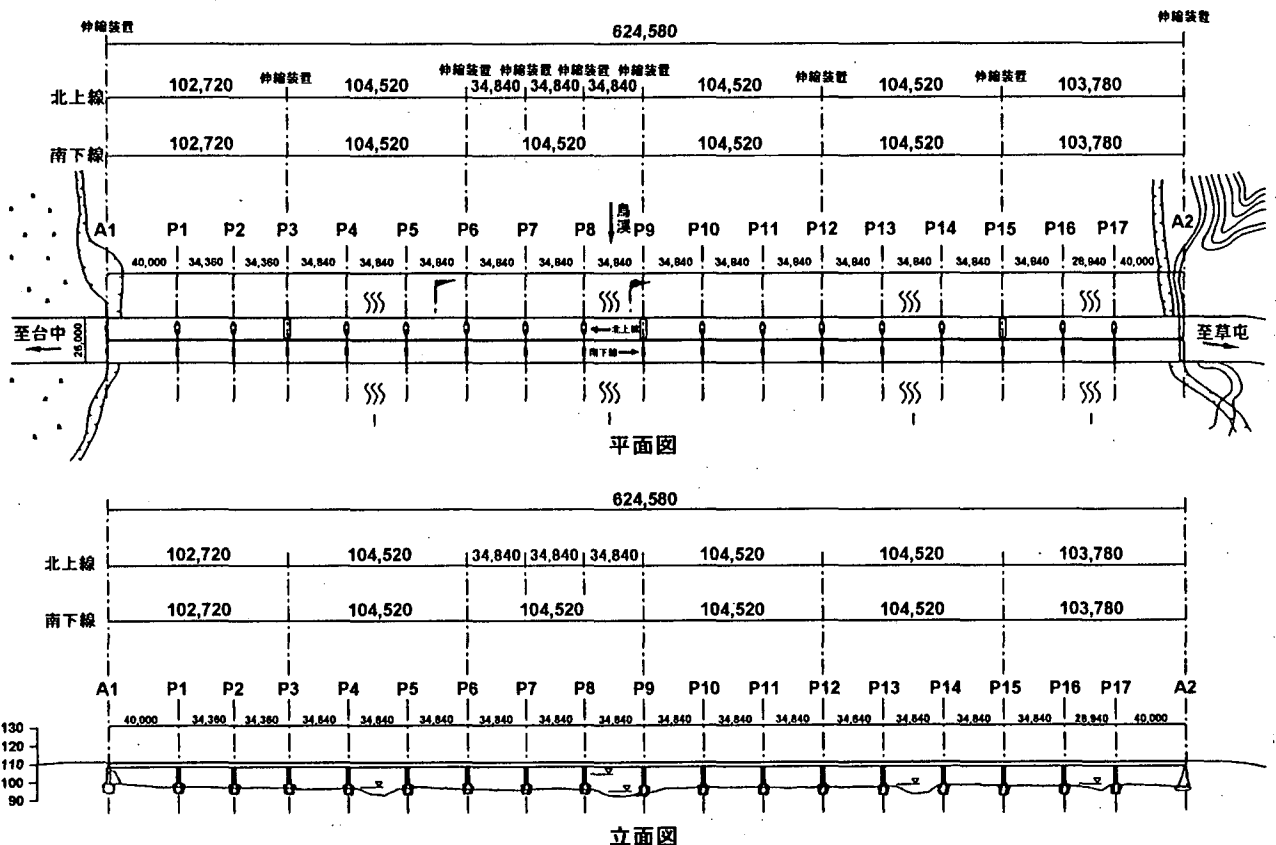
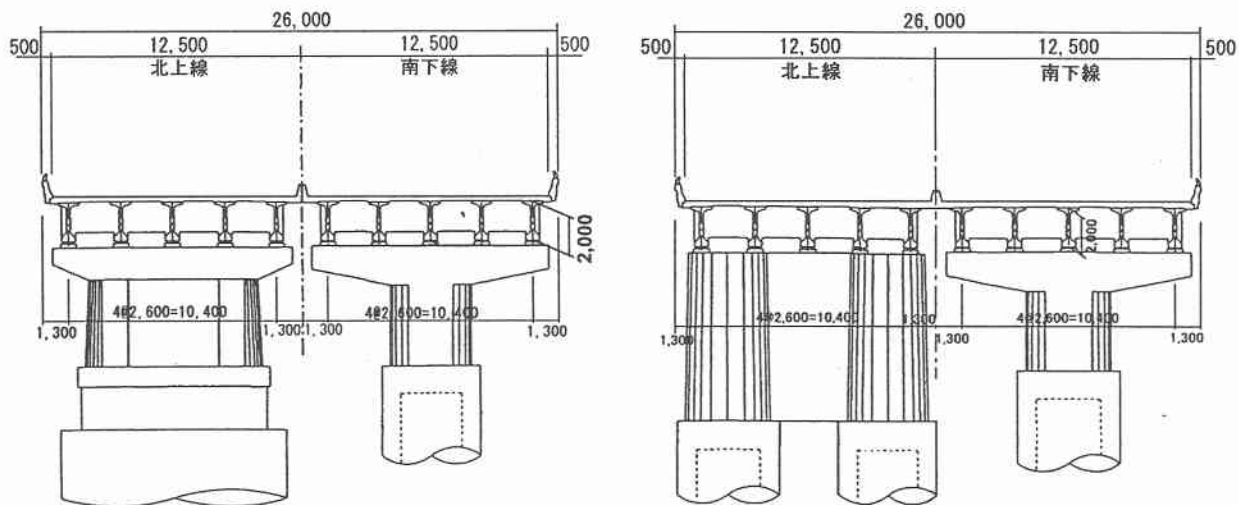


図 13.6.1.1 烏溪橋一般図 [13.6.1.4]



(1) P1・P2 橋脚

(2) P3 橋脚

図 13.6.1.2 烏溪橋橋脚の一般図 [13.6.1.4]



写真 13.6.1.1 烏溪橋の全景 (左側が旧橋、右側が新橋)



写真 13.6.1.2 烏溪橋の橋脚 (左側が新橋、右側が旧橋)



## (2) 地震被害の概要

地震時には、図 13.6.1.3 に示すように P 2 橋脚と P 3 橋脚の周辺で橋梁を斜めに横断するように断層が生じており、ここで、水平及び鉛直方向に約 2 m のずれによる断層変位が生じた [13.6.1.4]。その結果として、桁が橋台側に押し込まれ、取り付け盛土がジョイント部で盛り上がるとともに、旧橋側では、橋台から最初の桁が P 1 橋脚で落下、2 つめの桁も P 2 橋脚側で落下した。細かく見てみると、P 1 橋脚、P 2 橋脚は写真 13.6.1.3 に示すように断面が大きく重力式に近い橋脚であり、ひびわれが生じたり、ひびわれがわずかに開くなどの被害が生じているが被害自体は必ずしも顕著ではない。また、落下した桁の支承部も損傷を受けており、写真 13.6.1.3 に示すように桁が水平方向に移動しているのが確認される。

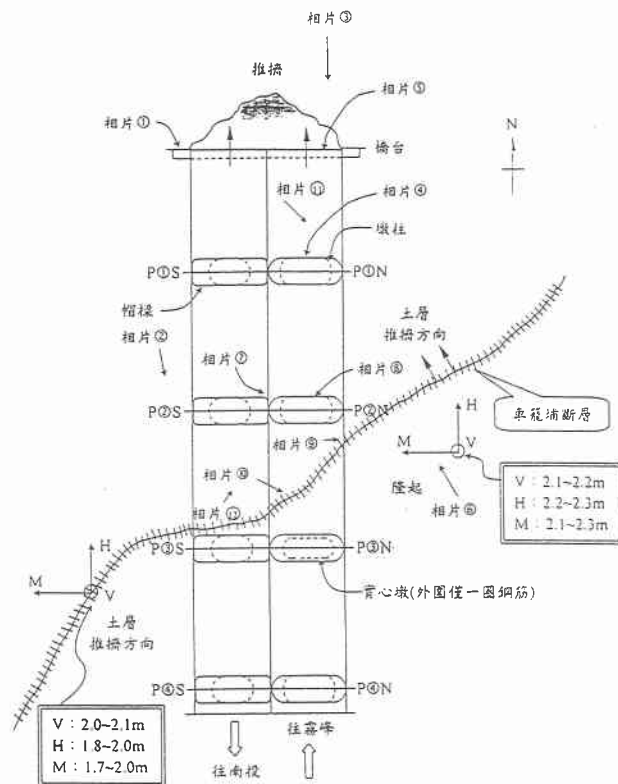


図 13.6.1.3 断層の横断状況 [13.6.1.4]



写真 13.6.1.3 旧橋の P 2 橋脚

一方、新橋側はかろうじて上部構造は落下していないが、写真 13.6.1.4 及び写真 13.6.1.5 にそれぞれ示すようにP 1 橋脚、P 2 橋脚においてせん断的な破壊が生じ、大きくコンクリートが破壊するとともに、破壊部において大きなずれが水平方向、橋台方向に生じた。さらにP 3 橋脚においては、写真 13.6.1.6 に示すように橋脚ではなく、ケーソン基礎が傾斜するとともに、躯体に大きなひびわれ損傷が生じた。

図 13.6.1.4 は、全橋脚の損傷状況を示したものである [13.6.1.5]。

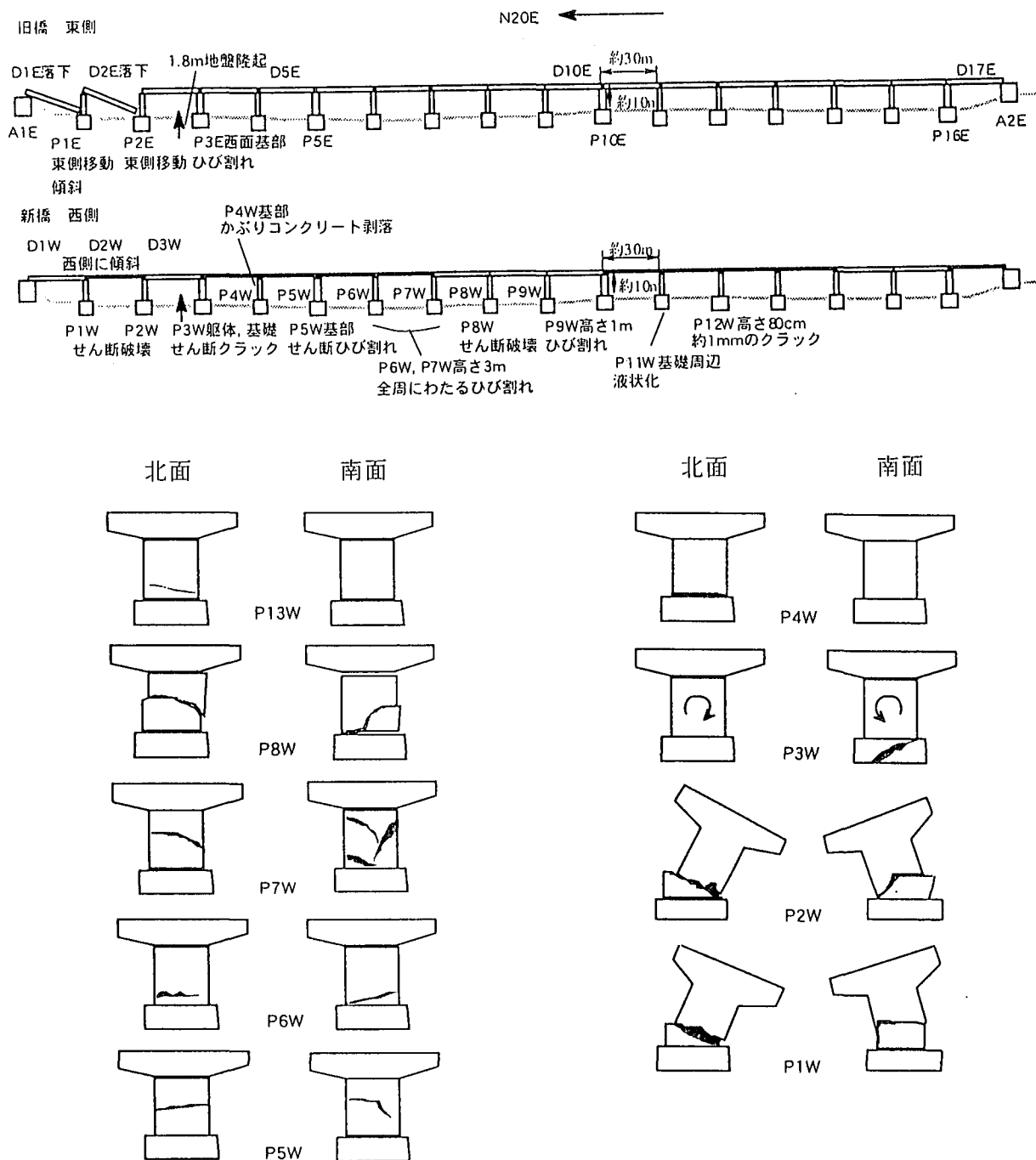


図 13.6.1.4 全橋脚の損傷状況 [13.6.1.5]

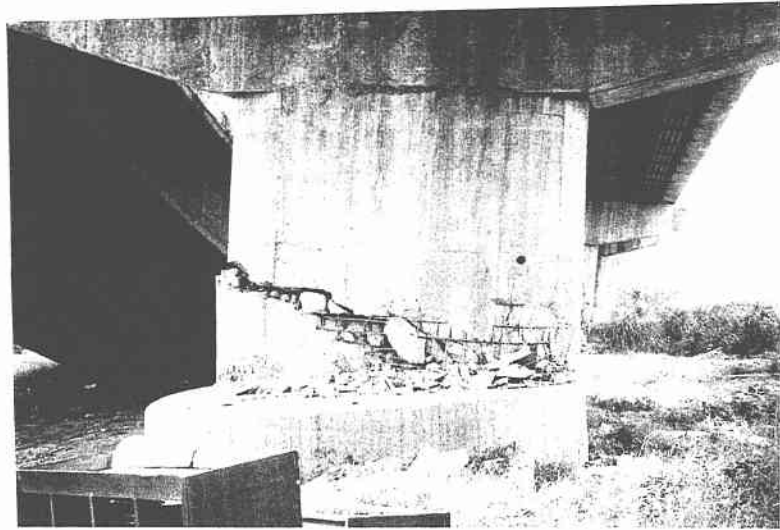


写真 13.6.1.4 新橋の P 1 橋脚の被害



写真 13.6.1.5 新橋の P 2 橋脚の被害



写真 13.6.1.6 新橋の P 3 橋脚の被害

### (3) 被害メカニズムの推定

本橋の架橋地点の地震動は推定されていないが、直近の地震記録によれば、橋から約 5.5km の位置にある強震観測点 TCU071 では、東西方向に 518gal、南北方向に 539gal、鉛直方向に 416gal が観測されている[13.6.1.4]。本地点における加速度は比較的大きな記録となっているが、周辺の街路灯や案内板の鋼管基部や基礎周辺を見てみると、写真 13.6.1.7 に示すように全くといっていいほど動いた痕跡が見られなかった。こうした構造物とは周期特性が異なることが考えられるが、こうした痕跡から判断すると、この位置においては必ずしも橋に大きな被害を及ぼすような強い振動ではなかったことも推定される。

このため、本橋の被害の主要かつ基本的な原因は、P 2 橋脚～P 3 橋脚周辺を横断する断層によるずれ変位が本橋の落橋あるいは橋脚などの甚大な被害に結びついたものと推定される。

P 2 橋脚～P 3 橋脚周辺を橋を斜めに横断するように走る断層において約 2 m 規模の変位が生じたことにより、旧橋側においては、橋桁を橋台側に押しだし、支承を破壊するとともに橋桁がけたかかり長を超えて変位したことから、橋台～P 1 橋脚間、P 1 橋脚～P 2 橋脚間の 2 連の橋桁がそれぞれ P 1 橋脚側、P 2 橋脚側において落下した。ここで、重要と考えるのは、橋脚が相対的に頑丈で地震によりほとんど被害を受けていない、すなわち、地盤の変位がそのままほとんど支承部、上部構造に影響を及ぼしたということである。

一方、新橋側でも同程度の地盤変位が生じたが、支承部ではなく、橋脚に橋軸方向、橋軸直角方向の大きなずれを伴う甚大な損傷、変形が生じたために、支承部での変形が大きくならずに上部構造の落下には至っていない。

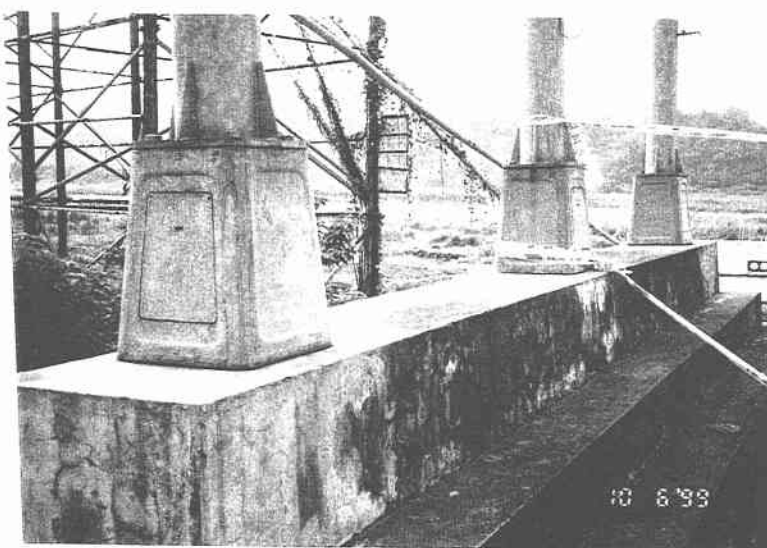


写真 13.6.1.7 橋台付近の街路灯の痕跡

#### 【参考文献】

13.6.1.1) Japan Society of Civil Engineers : The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan, - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures -, 1999

13.6.1.2) 土木学会 : 1999 年台湾・集集地震被害調査報告会・概要集、1999

- 13.6.1.3) 国家地震工程研究中心 (NCREE) : 九二一集集大地震全面勘災報告、一橋梁震害調査一、NCREE-99-055、1999
- 13.6.1.4) 徐耀賜 : 921 集集大地震烏溪橋断橋原因探討、Taiwan Highway Engineering, Vol.26, No.6, 2-21, 1999
- 13.6.1.5) 川島一彦、家村浩和、庄司学、岩田秀治 : 1999 年集集地震 (台湾) における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討、耐震工学研究グループ、東京工業大学土木工学科、TIT/EERG 99-8、1999
- 13.6.1.6) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ : 1999 年 9 月 21 日台湾集集地震、橋梁被害調査報告書、2000
- 13.6.1.7) 運上茂樹 : 烏溪橋の被害 (1999 年 9 月 21 日台湾集集地震) に関する一考察、第 3 回地震時保有水平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、417-420、1999
- 13.6.1.8) 川島一彦、庄司学、岩田秀治 : 1999 年集集地震 (台湾) における卑豊橋・烏溪橋の被害と被災メカニズム、第 3 回地震時保有水平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、433-440、1999
- 13.6.1.9) 川島一彦、家村浩和、庄司学、岩田秀治 : 1999 年集集地震 (台湾) における道路橋の被害、第 3 回地震時保有水平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、425-432、1999
- 13.6.1.10) 幸左賢二、森伸一郎、沼田淳紀、大原繁 : 台湾地震による台中付近の橋梁被害概要、第 3 回地震時保有水平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、421-424、1999

(運上 茂樹)

### 13.6.2 断層変位に基づく被害解析（その1）

#### 1) 概要

橋脚は直角方向への水平力によるせん断破壊が支配的であるが、その要因については $P_3 \sim P_4$ 間に生じた断層変位によるものと推定される。ここでは新橋を簡易的な非線形骨組みモデルとし、強制変位を与えることにより、解析的な被災状況の検証を試みた。

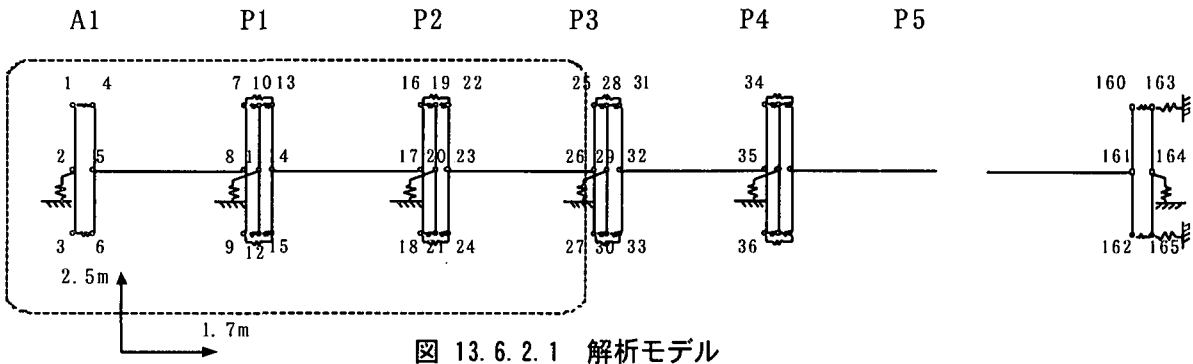


図 13.6.2.1 解析モデル

#### 2) 解析モデル

解析モデルを図 13.6.2.1 に示す。2次元の骨組みモデルとし、橋脚はあらかじめ計算した荷重-変位曲線をもとに非線形集中バネとしてモデル化した。

このモデルの $A_1 \sim P_3$ 橋脚に実測の強制変位を与えて非線形骨組み解析を行った。

##### (a) 橋脚のモデル化

現地で実測した配筋状況をもとに、橋脚の曲げ耐力およびせん断耐力を推定した結果を表 13.6.2.1 に示す。このとき、直角方向に関してはせん断支間比が小さいため、コンクリート標準示方書のコーベル式によるものとした。上部工重量より推定すると、直角方向のせん断耐力は震度換算値で約0.56となる。

道路橋示方書式による橋脚の荷重-変位関係を図 13.6.2.2 に示す。橋軸直角方向については、曲げ耐力よりせん断耐力が下回るため、せん断耐力を上限値とした。

この荷重-変位関係をモデル化した非線形バネを全体系モデルの支点位置に配置する。曲げ破壊後は抵抗力がゼロになるものとし、せん断破壊後はせん断耐力の1/4程度と仮定して、非線形モデルを規定した。

表 13.6.2.1 橋脚の耐荷力

	曲げ耐力	せん断耐力
橋軸方向	2000kN(0.4)	道示 2700kN(0.54)
直角方向	4300kN(0.86)	コン 2800kN(0.56)

( )内は震度換算値

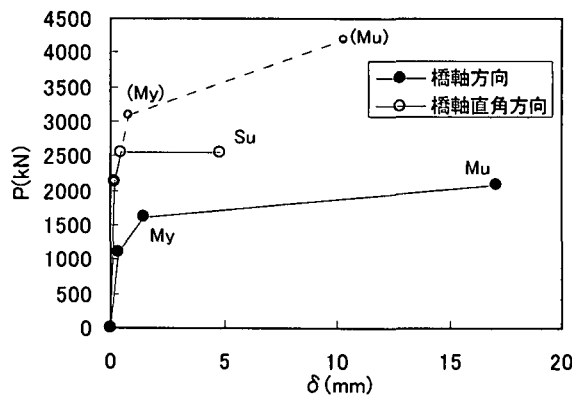


図 13.6.2.2 橋脚の荷重-変位関係

(b) 橋台

橋台背面は地盤バネにより支持し、地盤反力度の上限値は背面地盤の受働土圧強度とした。ここで、土圧は橋台パラペット部分で受け持つものと考えた。

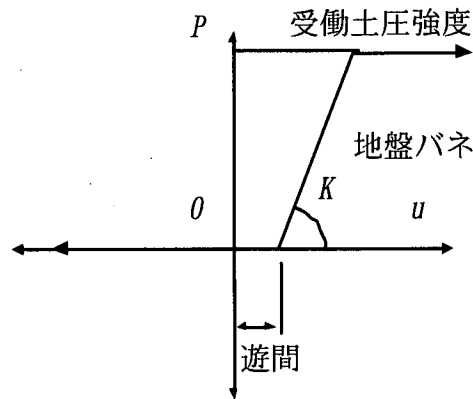


図 13.6.2.3 橋台背面のバネ

(c) 梁上のモデル化

各橋脚上は剛な梁要素と2つの横桁要素で構成している。横桁要素間は両端部に遊間を考慮したジョイントバネを設け、連結部分はピン結合とした。横桁要素と梁要素の両端部は支承バネ要素で結合し、梁要素の中央に橋脚バネを設けている。このモデルにより、掛け違い部においても桁がある程度回転すると端部が接触し、曲げモーメントを伝達する機構が表現可能である。

(d) 支 承

ゴム支承でありバネとしてモデル化した。実際の被災状況を見ると、新橋の場合、支承の大きな破壊は見られなかったため、ここでは支承は健全なもの（弾性バネ）として解析を行った。

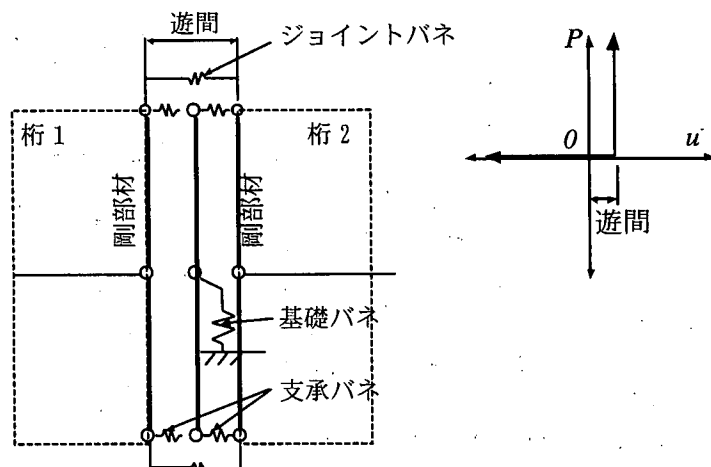


図 13.6.2.4 梁上のモデル化

### 3) 解析結果

荷重ステップ毎の各橋脚反力の推移を図13.6.2.5に示す。直角方向反力は正方向が上流側、橋軸方向反力は正方向が終点側への反力である。また、図13.6.2.6に最終段階の反力分布と支承の相対変位量を示す。

図13.6.2.5を見ると $P_3$ 橋脚および $P_4$ 橋脚は小さな変位の段階で、それぞれ下流側、上流側へとせん断破壊している。以降 $P_3 \rightarrow P_2 \rightarrow P_1$ 橋脚の順にせん断破壊していることがわかる。解析上 $P_5$ 橋脚はせん断耐力に至っていない。直角方向のせん断破壊に遅れて橋軸方向の曲げ耐力に達する傾向にある。

軸方向反力の向きは $P_1 \sim P_3$ 橋脚は起点側、 $P_4$ 橋脚以降は終点側となっている。 $P_1 \sim P_3$ 橋脚は曲げ耐力に達しているが、 $P_4$ 橋脚以降は曲げ耐力に達していない。図13.6.2.6をみると軸方向反力は $P_5$ 橋脚付近まで及んでいる。

これらの挙動は概ね被害の実態を再現しているが、 $P_4$ 橋脚の曲げ破壊や、 $P_5$ 橋脚のせん断破壊は再現できていない。

$A_1$ 橋台は降伏荷重に達し、上部構造は橋台背面に大きく移動していた。図13.6.2.6の支承パネの相対変位より、梁上の桁の挙動に着目すると、支承の相対変位量は小さく梁幅以下となっており、上部構造は梁上から逸脱しないことがわかる。

よって、本モデルにより、 $P_4$ 橋脚の挙動は一致しなかったものの、新橋の被災状況を概ね表現可能であると考えられる。

### 4) 支承の強度

前節の検討では支承は健全なものとして解析を行ったが、ここでは、支承耐力が橋脚耐力以下であった場合の検討を行った。支承の耐力は震度0.3程度で破壊するものとして、死荷重 $\times 0.3$ の強度を上限値とするバイリニアモデルでモデル化した。解析結果を図13.6.2.7に示す。支承の相対変位に着目すると、 $P_1 \sim P_3$ 橋脚上で1m以上の相対変位が生じ、 $G_1 \sim G_3$ 桁は橋脚上から逸脱し、落橋にいたることがわかる。旧橋の場合は、支承の耐力は新橋と同等であるが橋脚耐力が相対的に大きいため、 $G_1 \sim G_3$ 桁が落橋したものと考えられる。この結果から、このような大変状に対しては、支承の耐力を橋脚の耐力以上とすることや、同等の落橋防止構造を設けておくことが有効であると考えられる。

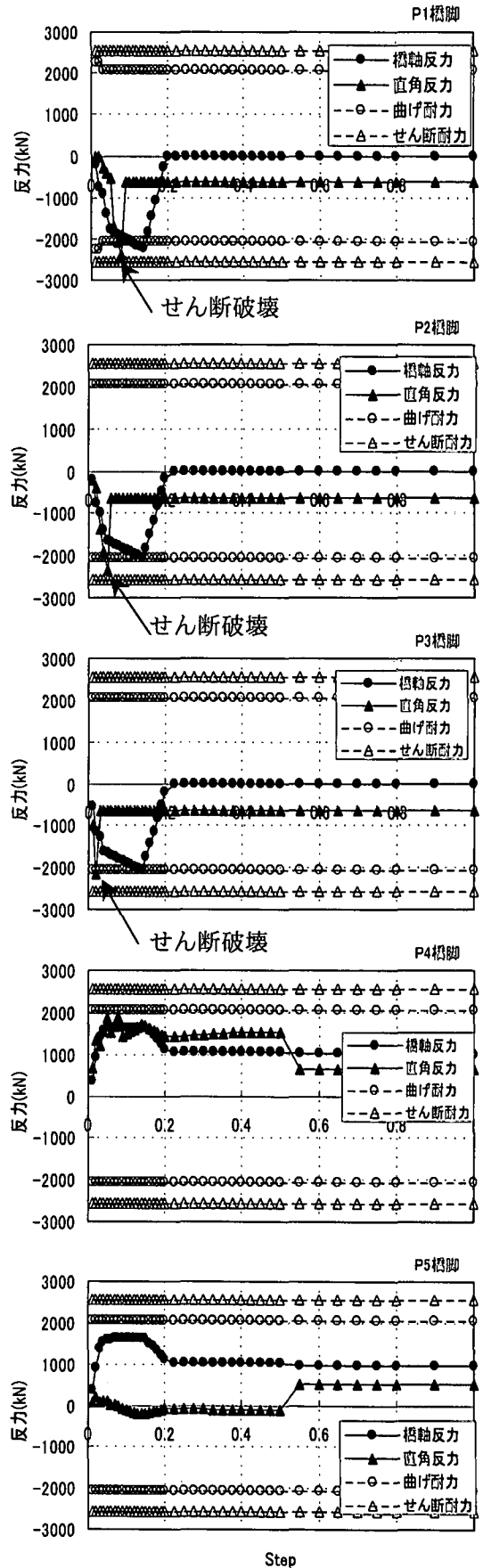


図 13.6.2.5 解析結果



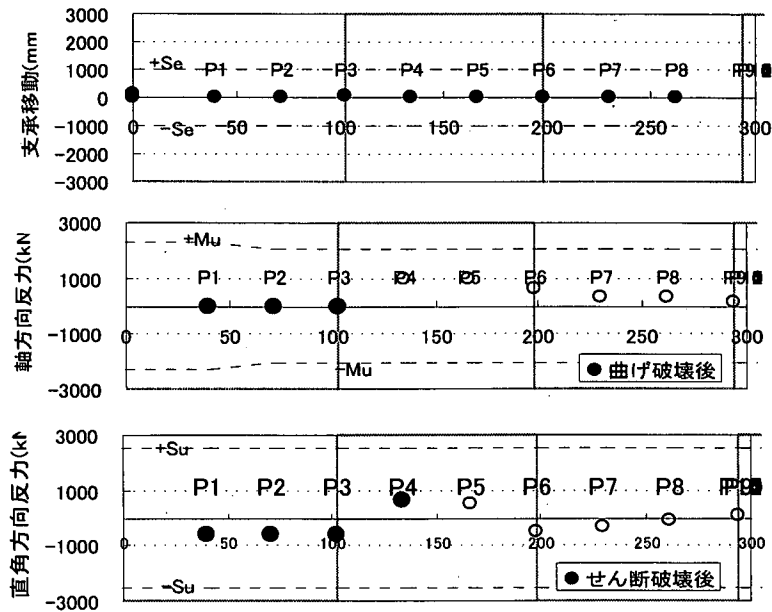


図 13. 6. 2. 6 最終ステップの状況

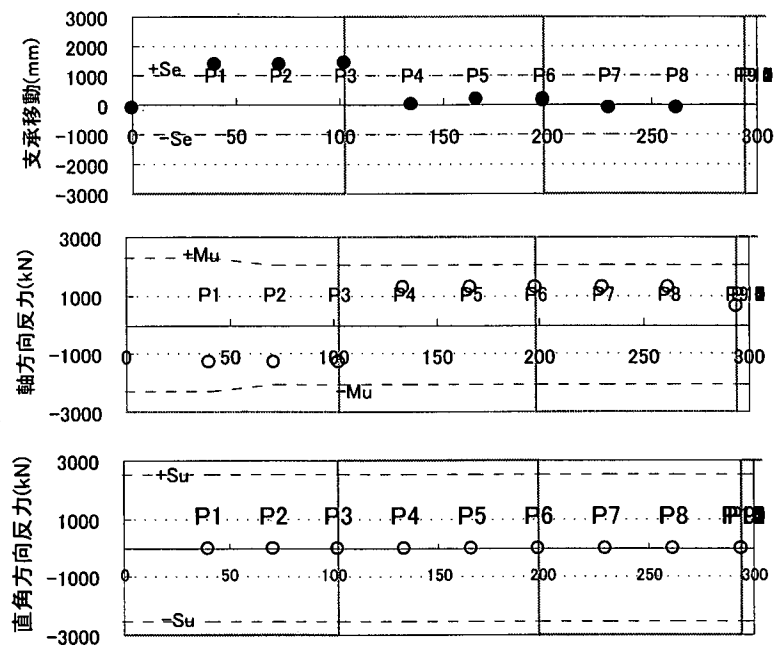


図 13. 6. 2. 7 支承の耐力が小さい場合

5) 考察

- ・本解析モデルにより、断層変位が作用した場合の断面力の発生メカニズムや、上部工の移動量がある程度評価可能であると考えられる。
- ・断層が想定される位置に橋梁計画を行う場合、推定される断層変位量に対して、梁上から逸脱しないように、支承、落橋防止システムの検討を行うことが望ましい。

参考文献

13. 6. 2. 1)川島一彦, 庄司学, 岩田秀治: 1999 年集集地震(台湾)における卑豊橋・烏溪橋の被害と被災メカニズム, 第 3 回地震時保有水平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,1999.12  
 13. 6. 2. 2)Yao T.Hsu,Kenji Kosa: 集集大地震橋梁結構損壊模式探討-烏溪橋

(執筆者: 鈴木直人)

### 13.6.3 断層変位に基づく被害解析（その2）

#### （1）はじめに

ここでは、集集地震により被害を受けた鳥溪橋に対して、周辺地盤で観測された断層変位を作用させ、並列する2橋（新橋と旧橋）とで異なった被害形態が発生している状況を再現し、地震による地盤変位が道路橋の耐震性に及ぼす影響に関する検討を行った結果を示す[13.6.3.1,13.6.3.2]。

#### （2）鳥溪橋の諸元

鳥溪橋は台中市を南北に縦断する国道3号線上にあり、全橋長約624mの17径間の単純PC桁橋である。北上線（旧橋）の下部構造は1961年、下部構造は1981年に、南下線（新橋）は1982年に架橋されている。前述のように、旧橋は壁式橋脚、新橋は小判形断面の橋脚を有している。鳥溪橋の配筋図は得られなかったが、被災した南下線の橋脚から軸方向鉄筋の径、間隔及び本数を橋軸直角方向はD22、10@300mm、半円部分はD22が6本配筋されていると推定される。また、南下線の帯鉄筋については、D13が300mmピッチで配筋されている[13.6.3.4]ことが確認されているが、北上線の配筋状況が不明であることから、北上線及び南下線ともに無視することとした。橋脚のコンクリート強度については、設計強度が不明であるが川島ら[13.6.3.4]及び幸左ら[13.6.3.5]のシュミットハンマーによる測定結果から26.5MPa程度と推定される。

上部構造は、新橋・旧橋とも同一の構造形式を有しており、幅員12m、支間長30mと仮定して我が国のPC単純T桁の実績から上部構造重量を推定すると4.4MNとなった。一方、設計震度0.15を用いて震度法による照査を行うと、上部構造重量を4.1MNと仮定すると $\sigma_s = 282\text{MPa} > \sigma_{sa} = 265\text{MPa}$ となり、上部構造重量は4.1MNと推定される。

桁は3径間が連続化されており、桁と桁を連結する区間の遊間はコンクリートと鉄筋によって床版部で一体化する連結シュー構造[13.6.3.4]を有している。ただし、連結に使用されている鉄筋はD19が6本×4箇所=24本（写真から鉄筋径を推定）であり、鉄筋径、本数ともに落橋防止機能としては十分な量でない。桁かかり長については、これが正確にわかる図面が入手出来なかったが、写真から橋脚天端幅が約2mであることから、桁かかり長は1m程度と推定される。

伸縮装置には、鋼製フィンガーが設置されており、桁遊間は写真から100mm程度と推定される。また、支承は500mm×500mm、総厚30mmの5層積層ゴム支承が用いられており[13.6.3.4]、アンカーバーを設置するための穴があるものの、アンカーバーが確認できなかったため、半固定支承であると推定される。橋軸直角方向にはせん断キーが設置されており、固定化が図られている。

#### （3）解析モデル

解析に当たっては、図13.6.3.1に示すようにA1橋台からP6橋脚までの6径間のみをモデル化した。これは、断層がP2とP3橋脚の間に確認されており、主な被害発生箇所がこの区間に集中しているためである。橋脚は曲げの非線形性とせん断の非線形性を有する非線形弾性はりとし、桁はそれぞれ主桁ごとに格子構造としてモデル化した。曲げとせん断の非線形性につ

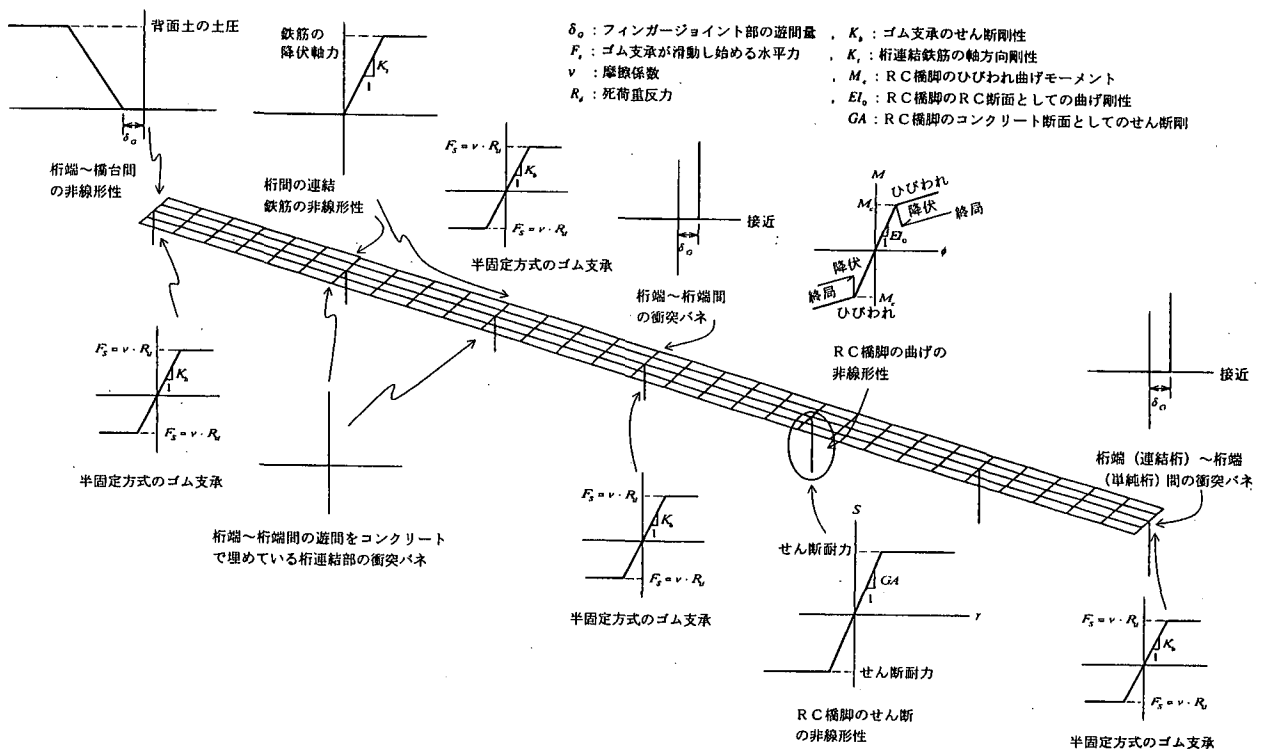


図 13.6.3.1 鳥溪橋のモデル化

いては相互作用はないものとして扱い、それぞれ独立の非線形性を考慮した。また、ゴム支承及びせん断キー、連結シュー構造に用いられている連結鉄筋は非線形性を考慮した非線形弾性バネとしてモデル化した。橋台部においては、桁が背面土内にめり込んだ形の被害が発生していることから、背面土の土圧を考慮してモデル化した。

今回の解析では、モデル化した新旧の6径間に断層変位を静的に載荷した。鳥溪橋にも断層変位のみではなく地震動の影響も加味すべきと思われるが、鳥溪橋近傍での強震観測記録が入手出来なかったこと、地震動と断層変位の位相などが不明であったことから、変位入力のみとして解析を行った。

ゴム支承の取り付け部に関しては、アンカーボルトやアンカーバーが確認されていないことから、半固定支承としてモデル化を行った。ゴム支承とコンクリート間の摩擦係数について、昭和48年4月の道路橋支承便覧に示されているゴムと補強板が分離している3種のゴム支承として0.40を用いた。また、桁の橋軸直角方向への移動制限装置であるせん断キーのせん断耐力は、式(13.6.3.1)の二羽らの式[13.6.3.5]により求めた。これは、道路橋示方書V耐震設計編では、せん断支間比が3程度以下の場合にはディープビームの効果によりコンクリートが負担するせん断力が大きくなるのが指摘されているが、地震力のような正負交番で繰り返し作用する場合には、ディープビームの効果が明確でないため、せん断耐力の評価式にせん断支間比による割り増しを行っていない。従って、せん断キーのようにせん断支間比が小さい部材では、そのせん断耐力を過小評価してしまうことを想定したものである。

$$Sc = 0.94 (\sigma_{ck})^{1/3} (d/100)^{-1/4} (pt)^{1/3} (0.75 + 1.4d/a) bd \quad (13.6.3.1)$$

ここに、

Sc: コンクリートが負担するせん断耐力

$\sigma_{ck}$ : コンクリートの圧縮強度

- d : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の断の有効高さ  
b : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の断面の幅  
pt : 軸方向引張鉄筋比  
a : せん断スパン

#### (4) 解析結果

断層変位は橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向ともに約 2m であることから、A1 橋台及び P1,P2 橋脚を 3 方向同時に静的に作用させた。なお、橋軸方向の桁移動量が桁かかり長である 1m を越えた段階で落橋が生じたとして、この段階で桁連結を解除して解析を継続させた。

図 13.6.3.2 に北上線、図 13.6.3.3 に南下線の断層変位にともなうイベント（現象）と変形図を示す。図 13.6.3.2 に示したように断層変位の増加に伴いスパン 3 が回転している。さらにスパン 3 を支持する P2 橋脚と P3 橋脚の支間が縮まり、スパン 3 がスパン 2 及び 1 を橋台方向に押し出している。北上線では、断層変位が増加しても橋脚躯体は降伏点にも達していないが、断層変位が 278mm に達したとき、P2 橋脚がせん断耐力に達する。断層変位を 168mm 載荷した時に桁と橋台が衝突し、断層変位が 281mm に達した時には橋台パラペット及び背面地盤が降伏している。さらに断層変位を増加させると、断層変位が 921mm に達した時に P2 橋脚上でスパン 2 の桁が支承取り付け位置で、桁かかり長を越えた変形が発生して上部構造が落下する。さらに断層変位 922mm に達すると P1 橋脚上でもスパン 1 が同様の現象が発生して上部構造が落下する現象が再現された。その後、断層変位を 2000mm まで増加させても、スパン 3 の桁が回転するのみで、橋脚の被害には進展しない。解析では断層変位 278mm で P2 橋脚がせん断破壊する結果となったが、実際にはせん断破壊しておらず、解析上考慮していない帯鉄筋等の影響があるものと考えられる。

これに対して南下線では、断層変位 114mm で P1 橋脚が橋軸方向に曲げ降伏をむかえ、続いて断層変位 123mm、129mm と P3、P2 橋脚が橋軸方向に曲げ降伏に達する。断層変位が 180mm になった時に P2 橋脚が橋軸直角方向のせん断破壊に至る。その後、断層変位 182mm、185mm、186mm でそれぞれ P4、P5、P6 橋脚が橋軸方向に曲げ降伏をむかえ、断層変位 240mm で P3 橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊し、断層変位 310mm で P1 橋脚が同じく橋軸直角方向にせん断破壊に至る。南下線においては、断層変位が小さい時期から橋軸方向に曲げ降伏に達するため、断層変位の増加に伴って橋脚天端と桁がともに押し出されるようなかたちで変形している。また、さらに断層変位が増加した場合、スパン 3 では断層変位により桁が回転するために桁端部と橋脚天端でずれが生じるものの、それ以外では橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊したことにより橋脚と桁の動きは一致している。

本解析では、断層変位のみを入力して行ったが、実際の被害形態を概ね再現できている。しかし、実際には地震動と断層変位が作用していることから、地震力が与える影響についても検討を行った。橋脚がせん断破壊する時の地震力を算出すると北上線が 0.84、南下線が 0.59 となった。しかし、断層から離れた橋脚ではせん断破壊していないこと、桁のずれがほとんどないことから、地震力のゴム支承の摩擦係数と同じ 0.4 として橋軸方向に静的に作用させる、プッシュオーバー解析を北上線に対して行った。その結果、支承部で降伏に達するもののその変形量は断層変位によるものと比較すれば極端に小さい。また、P1～P3 橋脚では橋脚の変形が小さく支承の変形が大きいものに対して、P4～P6 橋脚では橋脚の変形がやや大きくなった。し

かし、変形に与える地震動の影響は小さく、鳥溪橋の被害では断層変位の影響が極めて大きいことがわかった。

以上のように、断層変位のように地盤変位が卓越する地震に対して、静的に変位を増分する解析で概ね被害形態を再現出来た。

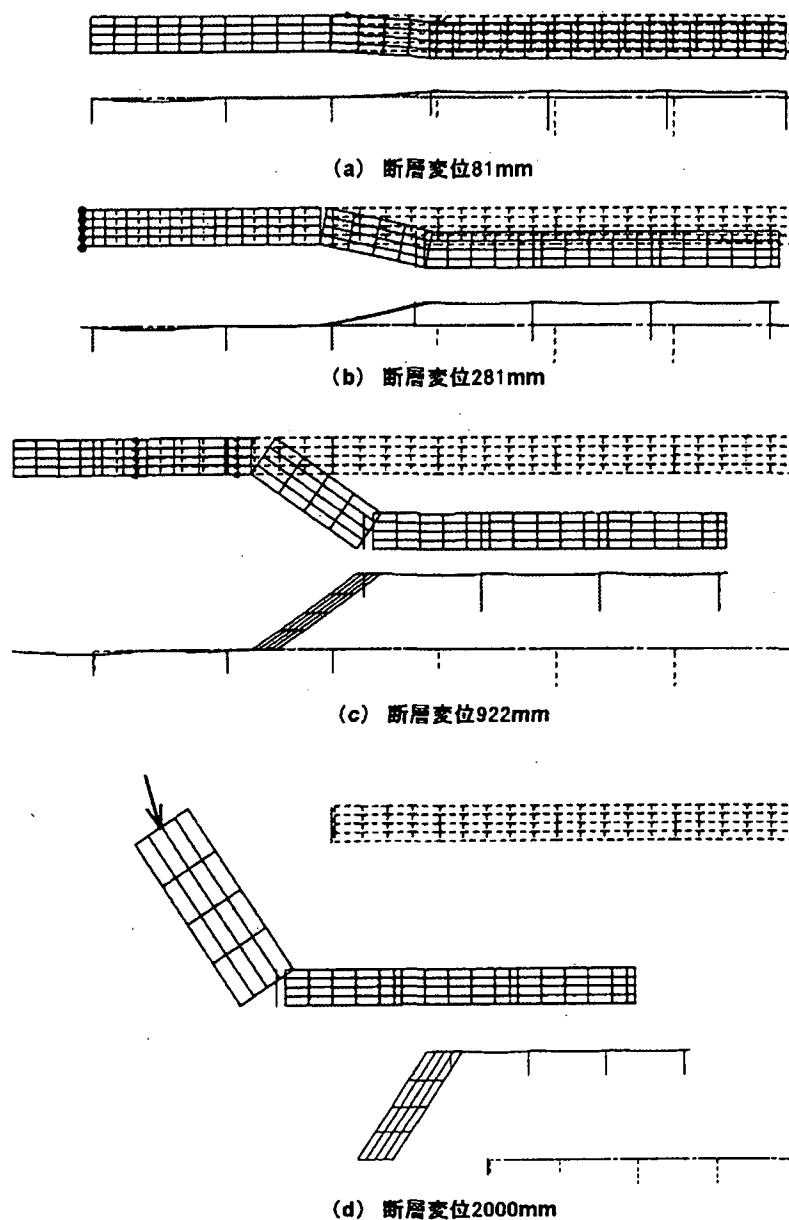


図 13.6.3.2 解析から得られた変形モード（北上線）

【参考文献】

13.6.3.1) 近藤益央、運上茂樹：地盤変位が卓越する地震動に対する道路橋の耐震性に関する検討、第4回地震時保有水平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、123-128、2000

13.6.3.2) Unjoh, S. and Knodoh, M. : Analytical Study on the Effect of Fault Displacement on the Seismic Performance of Bridge Structures, Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, NCREE, Taiwan, 222-233, 2000

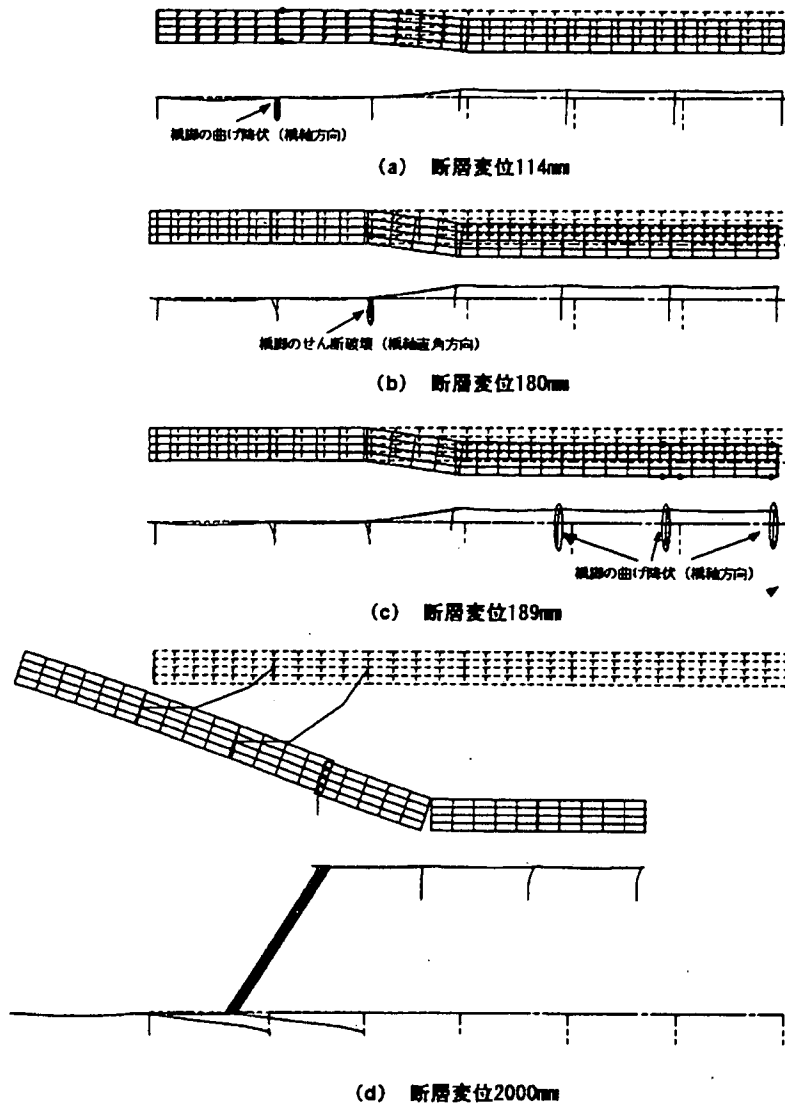


図 13.6.3.3 解析から得られた変形モード（南下線）

13.6.3.3) Japan Society of Civil Engineers : The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan, - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures -, 1999

13.6.3.4) 川島一彦、家村浩和、庄司学、岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討、耐震工学研究グループ、東京工業大学土木工学科、TIT/EERG 99-8、1999

13.6.3.5) 幸左賢二、森伸一郎、沼田淳紀、大原繁：台湾地震による台中付近の橋梁被害概要、第3回地震時保有水平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、421-4242、1999

13.6.3.6) 加藤信夫、貞升文槌、上野博：石川PCゲタ高架橋に用いた連結シューの構造（付）その他二、三の使用例－（上）、橋梁と基礎、Vol.2、No.4、20-27、1968

13.6.3.7) 田辺忠顕、檜貝勇、梅原秀哲、二羽淳一郎：コンクリート構造、朝倉書店、1992

（運上 茂樹）

### 13.6.4 地表地震断層に基づく被害解析

本橋の被害の主な原因は、地表地震断層と推定される。しかし、今回の被害は断層変位のみによるものなのか、また地震時慣性力の影響はどの程度であったのかは明確でない。静的な断層変位と、動的な地震動では対策が異なり、これらの影響の大きさを明らかにすることが今後対策を講じる上で重要と思われる。そこで、静的外力と動的外力の影響を明確にすることをここでの目的とする。具体的には、断層変位のみによる静的解析と、残留変位が生じる地震波を入力波形とした動的解析の両方を行い、落橋しないために必要となる桁掛り長を比較した。

本橋では水平・鉛直両方向に1~2mの断層変位が生じた。新橋では断層直上の基礎が破壊して断層変位を吸収したため橋脚の変位は小さい[13.6.4.1][13.6.4.5]。新橋と旧橋では被害の様子も異なり、旧橋は2径間に渡って桁が落下し、新橋は橋脚がせん断破壊をしているものの落橋は免れている。本解析では断層変位による落橋被害に着目する。そこで、異なる橋脚の変位から落橋被害の違いを再現することをもう1つの目的とする。変位に焦点を絞るため、橋脚や基礎など各部材は損傷を考慮せず剛体でモデル化した[13.6.4.3]。

#### 1) 解析方法

解析対象は断層をまたぐ単径間橋梁とした。全体のモデルを図13.6.4.1に示す。以下のような仮定を設けて解析を行った。

- ・ 桁・橋脚・地盤・基礎は全て剛体である。よって、地盤と橋脚は一体の剛体とみなす。
- ・ 支承は500mm×500mm×30mmの半固定式のゴム支承とし、橋軸・橋軸直角・鉛直3方向に作用する非線形ばねでモデル化した。ねじりの影響は無視する。詳細は(1)で後述する。
- ・ 2つの橋脚で異なる地震波形(上盤側の変位： $Uu, Vu, Wu$ 、下盤側の変位： $Ud, Vd, Wd$ )を入力し、それらの相対変位で断層の食い違いを再現するものとする。橋脚間の相対変位を再現することで、断層変位のみならず、地盤の変形も考慮した解析が可能となる。入力地震波形には、地震断層近傍のTCU068(上盤側)とTCU103(下盤側)

(以下この組み合わせをF1とする)、TCU071(上盤側)とTCU075(下盤側)(以下この組み合わせをF2とする)の2つの組み合わせを用いた。詳細は(2)で後述する。

橋軸・橋軸直角・鉛直3方向の地震記録を橋脚へ入力し、支承から同3方向の外力が桁に伝わり、桁の同3方向( $x, y, z$ )と各方向の回転( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ )を合わせた6自由度の応答計算を行った。このモデルでの運動方程式は以下ようになる。

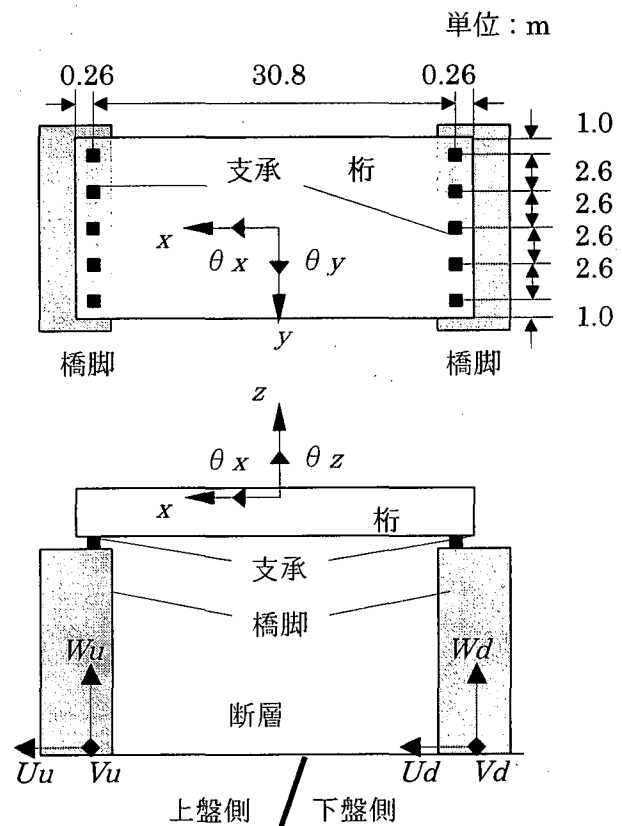


図13.6.4.1 烏溪橋の解析モデル

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q = F \quad (13.6.4.1)$$

$$M = \begin{bmatrix} m & & & & & \\ & m & & & & \\ & & m & & & \\ & & & I_x & & \\ & & & & I_y & \\ & & & & & I_z \end{bmatrix} \quad Q = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{Nb} q_x(i) \\ \sum_{i=1}^{Nb} q_y(i) \\ \sum_{i=1}^{Nb} q_z(i) \\ \sum_{i=1}^{Nb} (Y(i) \times q_z(i) - Z(i) \times q_y(i)) \\ \sum_{i=1}^{Nb} (Z(i) \times q_x(i) - X(i) \times q_z(i)) \\ \sum_{i=1}^{Nb} (X(i) \times q_y(i) - Y(i) \times q_x(i)) \end{bmatrix} \quad F = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -m \times g \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{bmatrix}$$

ここで、 $m$  : 桁の質量、 $g$  : 重力加速度、 $Nb$  : 支承の数、 $I_j$  :  $j$  軸周りの慣性モーメント、 $q_j(i)$  :  $i$  支承の  $j$  方向の復元力、 $(X(i), Y(i), Z(i))$  : 桁の重心に対する  $i$  支承における上沓の中心座標、 $C$  : 減衰マトリックスである。減衰マトリックス  $C$  は、1 次から 6 次までのモード減衰定数を 0.05 として求めた。

また、桁に支承の復元力が伝わる位置、つまり桁の重心に対する  $i$  支承における上沓の中心座標  $(X(i), Y(i), Z(i))$  (以下、上沓の相対座標) は、次のように求める。桁は剛体で伸縮しないので、上沓の相対座標は桁の回転の影響のみを受ける。まず、桁の  $x$  方向の回転  $\theta_x$  による影響を考える。 $i$  支承の上沓の相対座標を  $I(X(i), Y(i), Z(i))$  とすると、桁の  $\theta_x$  回転後における  $i$  支承の上沓の相対座標  $I'(X'(i), Y'(i), Z'(i))$  は、式 (13.6.4.2) のようになる。

$$\begin{cases} X'(i) = X(i) \\ Y'(i) = Y(i) \times \cos \theta_x - Z(i) \times \sin \theta_x \\ Z'(i) = Y(i) \times \sin \theta_x + Z(i) \times \cos \theta_x \end{cases} \quad (13.6.4.2)$$

$$\begin{cases} X'(i) = Z(i) \times \sin \theta_y + X(i) \times \cos \theta_y \\ Y'(i) = Y(i) \\ Z'(i) = Z(i) \times \cos \theta_y - X(i) \times \sin \theta_y \end{cases} \quad (13.6.4.3)$$

$$\begin{cases} X'(i) = X(i) \times \cos \theta_z - Y(i) \times \sin \theta_z \\ Y'(i) = X(i) \times \sin \theta_z + Y(i) \times \cos \theta_z \\ Z'(i) = Z(i) \end{cases} \quad (13.6.4.4)$$

同様に  $y$  方向および  $z$  方向について考えると式 (13.6.4.3)、(13.6.4.4) のようになる。上式より  $i$  支承の上沓の相対座標  $(X(i), Y(i), Z(i))$  を求める。

静的解析は、断層変位の刻み幅を 0.2mm 未満とし、式(13.6.4.1)中の慣性力を表す左辺第一項



および粘性力を表す左辺第二項を除いた式を Newton-Raphson 法で計算した。非線形動的解析は式(13.6.4.1)を中央差分法により計算した。

(1) 支承のモデル

ゴム支承と桁の下面コンクリート間の摩擦係数  $\mu$  は 0.40 とし[13.6.4.2]、橋軸方向は図 13.6.4.2 に示す完全弾塑性モデルで近似した。ただし、動摩擦力  $F_x$  は各支承に作用する鉛直死荷重反力  $R$  と動摩擦係数  $\mu$  の積  $2.05 \times 10^5$  (N) とする。静摩擦状態の剛性  $K_x$  は、東大橋梁研究室で行った天然積層ゴム支承の載荷実験結果[13.6.4.8]から求めた等価剛性  $4.56 \times 10^6$  (N/m) を用いた (図 13.6.4.3)。橋軸直角方向の剛性について、1000mm×1000mm×500mm のコンクリート塊がストッパーとして桁の移動を制限しているとし、橋軸方向の剛性にそのコンクリート塊の剛性を並列に加えたものを初期剛性とした。ただし、コンクリートのヤング率を  $E_c = 2 \times 10^{10}$  (N/m<sup>2</sup>)、降伏応力を  $\sigma_y = 1.15 \times 10^7$  (N/m<sup>2</sup>) ( $= k1 \times f'_{cd}$  ここで  $k1 = 0.85$  : 低減係数、 $f'_{cd} = 138$  kgf/cm<sup>2</sup> : 設計圧縮強度) とする。具体的には図 13.6.4.2 中に示した完全弾塑性モデルで近似し、初期剛性  $K_y = 1.0 \times 10^{10}$  (N/m)、降伏力  $F_y = 5.75 \times 10^6$  (N) とした。鉛直方向は弾性を保つものとし、剛性の大きさ  $K_z$  は水平方向のせん断剛性  $G$  から式 (13.6.4.5) を用いて算出した[13.6.4.4]。

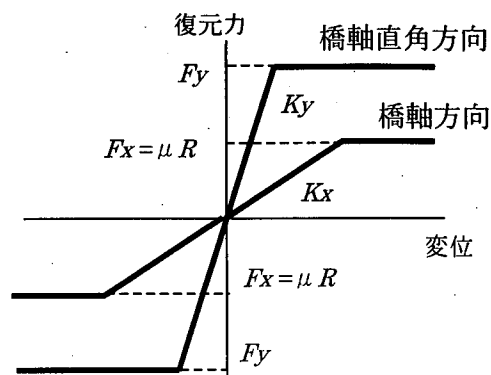


図 13.6.4.2 支承の剛性(橋軸方向)

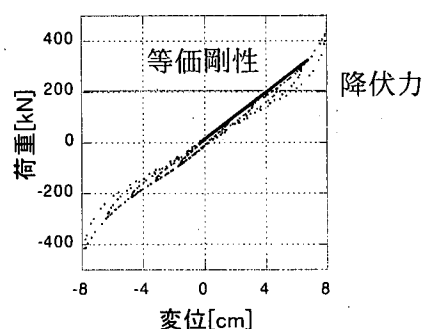


図 13.6.4.3 天然ゴム支承の等価剛性

$$K_z = 2(1+\nu)K_x = 3K_x \tag{13.6.4.5}$$

ここで、 $\nu$  : ポアソン比であり  $\nu = 0.5$  とした。

(2) 断層変位波形

地震断層近傍の上盤側と下盤側でそれぞれ観測された地震波形を補正することで残留変位が生じる変位波形を求めた。具体的には地震動の前の時間帯と地震動が終了した後の時間帯の平均値がゼロになるように基線を補正する。ただし、地震動の前後で平均値は異なるので、地震動が継続している時間帯は、前後の平均値を結んだ直線状に基線が一致するように補正した。使用した地震波形は断層北端で観測された F1、および断層中部で観測された F2 の 2 組である [13.6.4.6]。ただし、F2 の組み合わせは左横ず

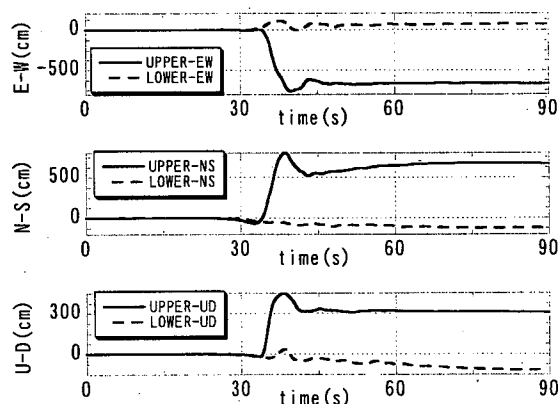


図 13.6.4.4 断層近傍の時刻歴変位波形 F1 (TCU068&TCU103)

れ逆断層であり、F1のように橋梁が被害を受けた右横ずれ逆断層とは異なる。しかし、F1は震央から離れており、揺れの大きさは比較的小さい。そこで、F2を右横ずれ逆断層に修正し、揺れが大きい地表地震断層を想定した。各組の時刻歴変位波形を図13.6.4.4および図13.6.4.5に示す。各組の波形を、それらの残留相対変位と各橋梁で観測された断層変位の大きさが等しくなるようにスケージングした。さらに、食い違い生成時間のばらつきを考慮し、元波形の0.5、1、2倍の各生成時間となる波形でそれぞれ計算を行った。

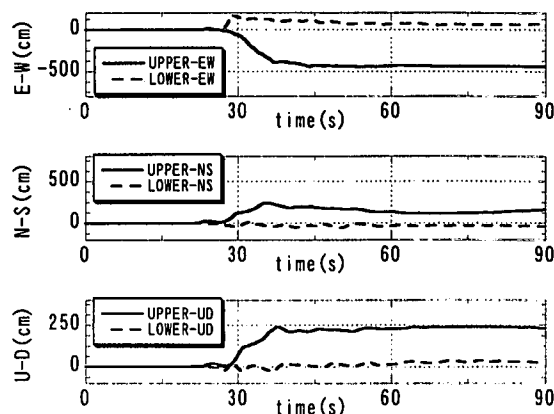


図 13.6.4.5 断層近傍の時刻歴変位波形  
F2 (TCU071&TCU075)

旧橋の断層をまたぐ橋脚間相対変位は現地における測量結果報告[13.6.4.5][13.6.4.7]から、橋軸方向に1.6m縮み、橋軸直角方向に1.8m右ずれし、鉛直方向に1.8m段差ができたものとする。新橋の橋脚間変位は旧橋と向きが等しく、大きさはそれぞれ0.2m、2.0m、1.9mとする。橋軸から断層線への角度は旧橋が東へ40°、新橋が東へ85°とする。

### (3) 断層変位と橋梁の幾何学的関係による解析

また、支承の復元力を考慮せずに静的な変位に着目して、橋梁と断層変位の幾何学的関係による解析を行った。モデルを図13.6.4.6に示す。解析する上で以下のような仮定を設けた。

- ・ 橋梁モデルは一方がピン支承、他方がローラー支承の単純桁とする。
- ・ ピン支承は橋軸直角方向にもピン支承の機能を有し、ローラー支承に関しても同様に、ローラー支承の機能を有するとする。
- ・ 桁・橋脚・地盤は全て剛体である。
- ・ 基礎も剛体である。よって、地盤と橋脚は一体の剛体とみなす。
- ・ 橋脚上面と桁は触れていなければ落ちない。
- ・ 実際の断層面はある幅を持っているが、本解析では幅はないとする。しかし、断層面に幅がある場合でも橋脚間の相対変位の一部として考慮し、同モデルで再現可能である。地盤のひずみも同様に再現可能である。
- ・ 断層面は平面を保持し、それぞれ食い違った地盤は断層面で接していて、離れることはない。

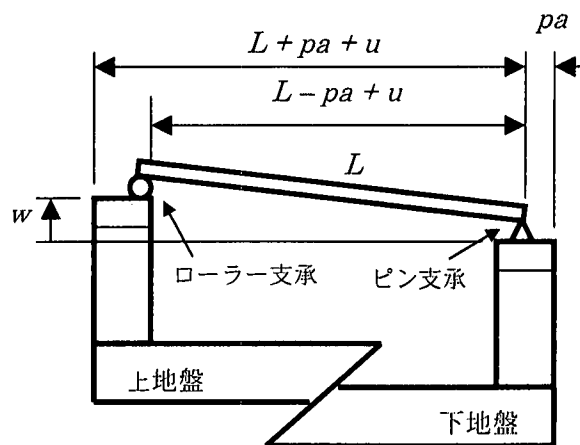


図 13.6.4.6 橋梁と断層変位の幾何学的関係

断層近傍の上盤側地盤と下盤側地盤の移動量は不明確である。しかし今回の逆断層の場合、補正した地震波形および観測結果から上盤側の変位が下盤側より大きい。よって、上盤側地盤と下盤側地盤の変位の大きさが等しい場合から上盤側地盤のみが移動した場合までのばらつきを考慮した。つまり、解析結果は幅を持つことになる。上盤側だけが移動する場合、本モデルで使用する各パラメータの値をそのまま用いればよい。上盤側変位と下盤側変位の大きさが等しい場合、本モデルにおいて桁の長さおよび断層の食い違い変位を半分にして解析した。

また、実際の橋梁は両端ともにゴム支承となっている。よって、解析モデルの下盤側は移動しないのでゴム支承をピン支承でモデル化しても支障はない。一方、上盤側のゴム支承については各部材の損傷を無視し、すべりが滑らかに生じるローラー支承とした。

断層変位に対して、落橋しないために必要な桁掛り長  $pa$  を求める。ここで、必要桁掛り長は桁端部の中立軸が橋脚上面内に存在するための最小桁掛り長を意味する。

① 断層直上の桁が落下する場合

$$L \leq \sqrt{(L - pa + u)^2 + w^2} \quad (13.6.4.6)$$

$$\therefore pa \leq L + u - \sqrt{L^2 - w^2} \quad (13.6.4.7)$$

ここで、 $L$ ：桁の長さ、 $u$ ：橋軸方向に生じた橋脚間の相対変位、 $w$ ：鉛直方向に生じた橋脚間の相対変位とした。

② 断層直上の桁が突き出て、押し出された隣の桁が落下する場合

$$L \geq \sqrt{(L + pa + u)^2 + w^2} \quad (13.6.4.8)$$

$$\therefore pa \leq \sqrt{L^2 - w^2} - L - u \quad (13.6.4.9)$$

なお本橋では、幾何学的関係から桁掛り長を求める場合、橋脚間距離が減少しているため、②断層直上の桁が突き出て、押し出された隣の桁が落下する場合に相当する。よって、断層直上の桁が落下することは理論上なく、値は0となる。逆に、橋脚間距離が増大している橋梁では断層直上の桁に関する必要桁掛り長を算出し、隣の桁に関する桁掛り長の値は0となる。

2) 解析結果

断層変位波形の組み合わせを F1、食い違い生成時間 1 倍としたときの、旧橋と新橋における支承の橋軸方向における時刻歴応答変位を図 13.6.4.7 および図 13.6.4.8 にそれぞれ示す。実際の桁掛り長を一点鎖線で示した。また、桁の挙動も同図中に示した。左側が上盤側、右側が下盤側である。さらに旧橋においては隣の桁が落下した上盤側を丸で囲んだ。新橋は断層変位が比較的小さく、桁と橋脚間の相対変位も大きくはない。よって、断層直上の桁は落下せず、隣の桁も押し出されていないことが分かる。しかし、旧橋については桁が上盤側に突き出ており、断層隣の上盤側の桁が押し出されたことが再現されている。

次に、解析から得られた必要桁掛り長を図 13.6.4.9 および図 14.6.4.10 に示す。ただし図中においては、実際の桁掛り長を点線で、橋梁と断層変位の幾何学的関係から求めた必要桁掛り長を G で示し、静的解析結果を S、断層変位波形 Fi の食い違い生成時間の j 倍を入力波形とした動的解析を FiRj と記す。G に関しては、上盤側地盤と下盤側地盤の移動量の不明確さを考慮したため、解析結果は幅を持っている。ここで、断層直上の桁が落下しないための必要桁掛り長は、桁端部が橋脚天端上に位置するために確保されるべき桁掛り長を意味する。また、隣の桁に関する必要桁掛り長は、断層直上の桁端部が隣の径間へ突き出ないために確保されるべき桁掛り長を意味する。

図 13.6.4.9 および図 13.6.4.10 をみると、入力した地震波形の組み合わせや食い違い生成時間の違いにより、必要桁掛り長にばらつきがあるものの、実際の被害と解析結果が整合している。

すなわち、旧橋では断層直上の桁は落下せず、隣の桁を押し出す形で落下させ、新橋では断層直上の桁も隣の桁も落下しない結果となっている。

静的解析結果に対して動的解析結果が最大約 50cm 大きくなっている。これは、地震時慣性力の影響が無視できない大きさであることを示している。しかし、実際の桁掛り長は 0.75m であるので、旧橋における落橋被害の主な原因は断層変位であるといえる。静的解析よりも動的解析の結果が小さく

なるケースも見られるが、これは地震時慣性力によって桁がより橋脚間の中心へ移動し、

両側の桁掛り長を有効に利用したケースと考えられる。同組の地震波形で比較すると、食い違い生成時間による違いは比較的小さく、異なる地震波形の組の影響が大きい。このことは、地表地震断層が出現する速さよりも生成過程が桁の応答に対して重要であることを示している。また、幾何学的関係から求めた結果の範囲外に静的および動的解析の結果が及んでいる。これは幾何学的な解析では桁の鉛直方向周りの回転を考慮していないことが原因と考えられる。つまり、橋脚間距離が減少する場合、断層直上の桁が回転することによって隣の桁に対する必要桁掛り長が増加することを示している。したがって、落橋の主な原因は静的な断層変位であるが、必要桁掛り長を算出する場合、

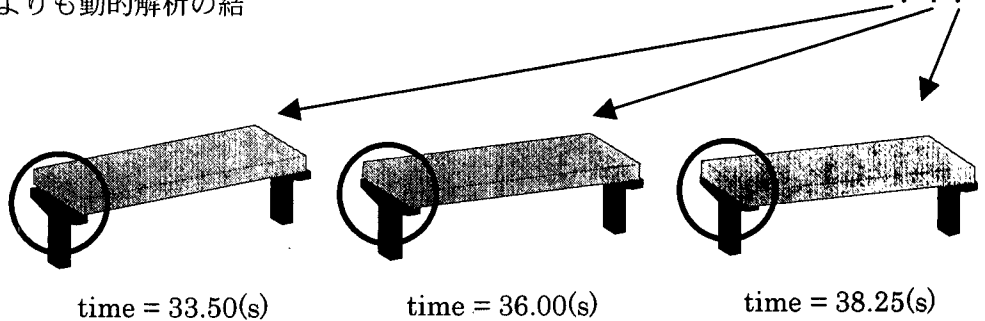
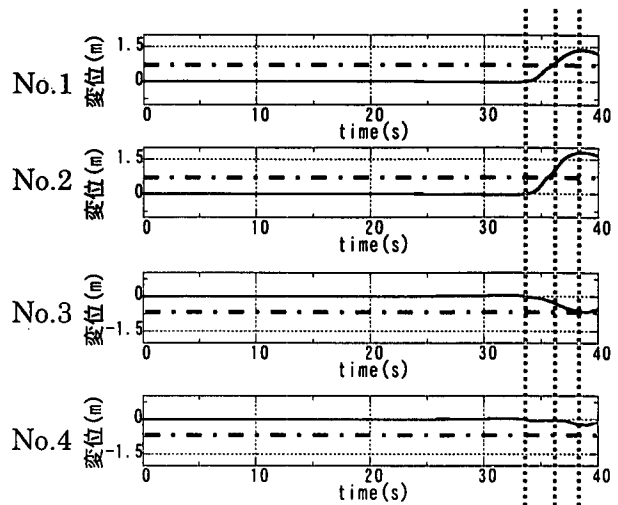


図 13.6.4.7 旧橋の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

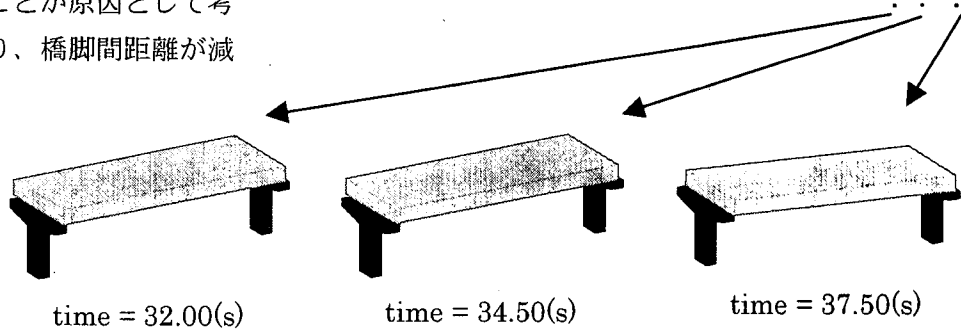
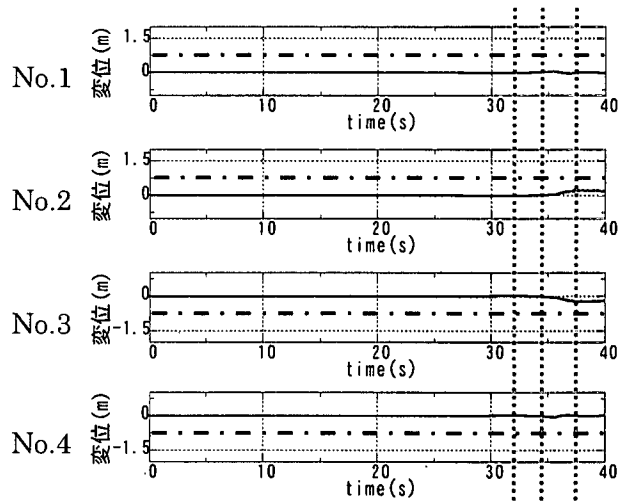
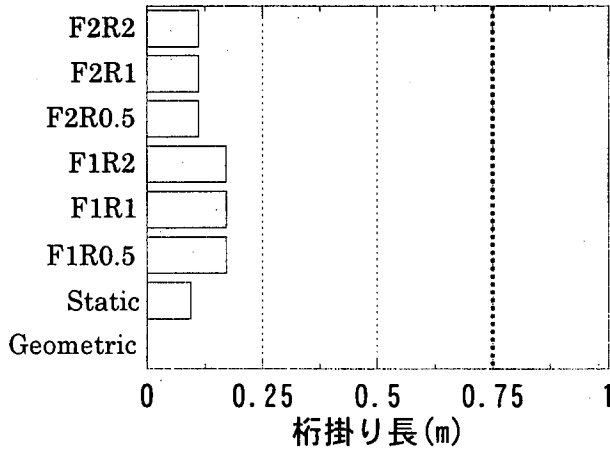
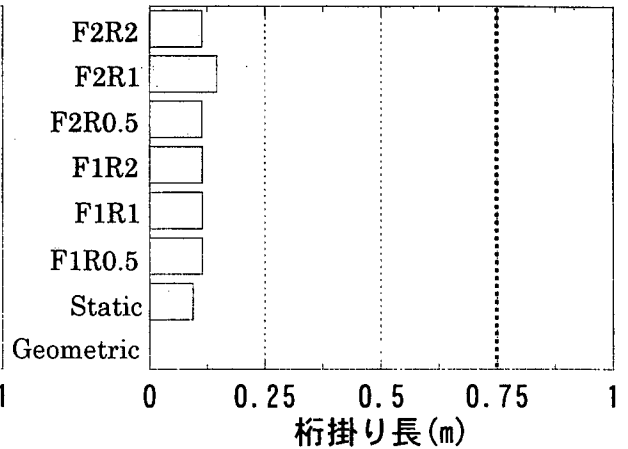


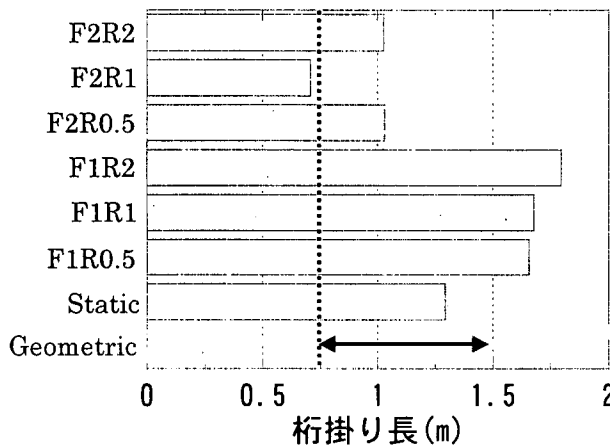
図 13.6.4.8 新橋の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長

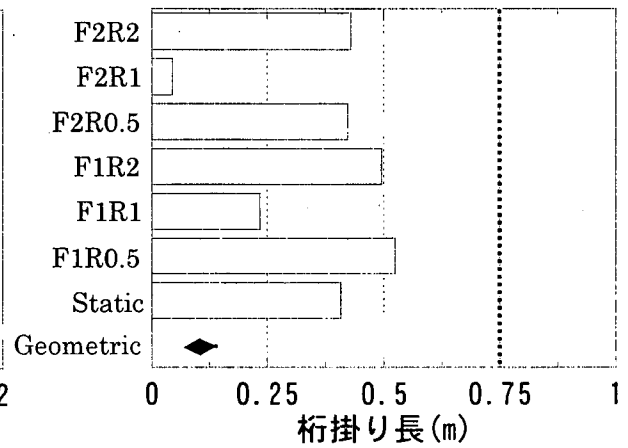


(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図 13.6.4.9 旧橋の必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図 13.6.4.10 新橋の必要桁掛り長

断層変位と橋梁の幾何学的な関係による解析では不十分であり、桁に作用する外力を考慮する必要があることがわかる。実際には隣の桁も地震時に動くので正確な必要桁掛り長の算出は不可能であるが、今回の被害のメカニズムは再現できたといえる。

### 3) まとめ

烏溪橋を対象として、変位に着目した地表地震断層による動的解析を行った。本解析結果を以下にまとめる。

- ① 旧橋について、断層直上の桁の橋軸方向変位が大きいために隣の桁を押し出して落下させたと考えられる。
- ② 新橋について、橋脚はせん断破壊したものの、橋脚天端の変位の大きさは桁が落下するには小さかった。
- ③ 静的解析結果に対する動的解析結果の増分は最大約 50cm であり、断層変位が 1~2m であることと比較すると小さい。よって、落橋の主な原因は静的な断層変位であるといえる。

### 参考文献

13.6.4.1) 川島一彦、庄司学、岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における交通施設の被害と被

災メカニズムに関する検討、東京工業大学、Report No.TIT/EERG 99-8、1999

13.6.4.2) 近藤益央、運上茂樹：地盤変位が卓越する地震動に対する道路橋の耐震性に関する検討、第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、123-128、2000

13.6.4.3) 水口知樹：修士論文 地表地震断層による落橋現象のモデル化と対策、東京大学、2001

13.6.4.4) R.I.スキナー、W.H.ロビンソン、G.H.マクベリー=共著、川島一彦、北川良和=監訳：免震設計入門、鹿島出版会、68-71、2000

13.6.4.5) 鈴木直人、幸左賢二、田崎賢治：断層変位を受ける連続橋の被災メカニズムに関する解析的研究、第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、133-136、2000

13.6.4.6) W.H.K.Lee、T.C.Shin、K.W.Kuo、K.C.Chen、Central Weather Bureau：CWB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake、Volume 1. Digital Acceleration Files on CD-ROM、1999

13.4.6.7) Yao T.Hsu、Kenji Kosa：集集大地震橋梁結構損壊モード探討－烏溪橋

13.6.4.8) 吉田純司、阿部雅人、藤野陽三、武貞聡：積層ゴム支承の水平2方向復元力モデル、第2回免震・制震コロキウム、土木学会、129-136、2000

(執筆者：水口知樹、阿部雅人)

## 13.7 卑豊橋の被害分析

### 13.7.1 卑豊橋の被害状況[13.7.1.1~13.7.1.6]

#### 1) 卑豊橋の特徴

卑豊橋は、石岡堰の西に位置し、大甲溪にかかる 13 径間の橋梁（1991 年 1 月竣工）である。写真 13.7.1.1 に示すように、上流側の河床で断層による 5m~6m 程度の隆起を生じ、滝が出現するという特異な地殻変動を生じた。桁は RC の I ビーム 4 本で、径間長 25m 程度、幅員は 10m である。橋脚断面は 4.8m×2m、高さが 10m 程度の RC 構造である。橋軸方向はほぼ南北方向となっている。桁掛かり長は 0.3m~0.4m 程度である。被害状況を図 13.7.1.1 に示す。図 13.7.1.1 では一番北側に位置する桁、橋台、橋脚を D1, A1, P1 とし、南に向かって順にナンバリングしている。



写真 13.7.1.1 卑豊橋の被害

写真 13.7.1.2 卑豊橋 P12, A2 の相対水平変位

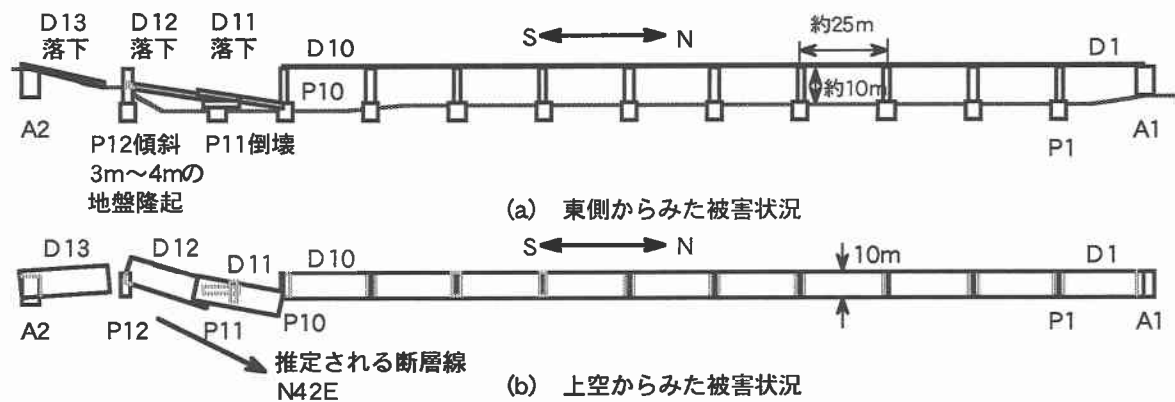


図 13.7.1.1 卑豊橋の被害

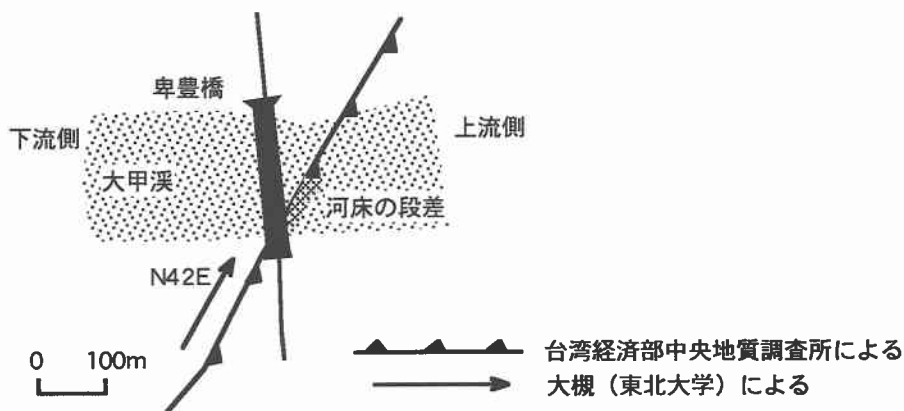


図 13.7.1.2 卑豊橋近傍の断層



写真 13.7.1.3 卑豊橋 D11, D12, P11 の被害

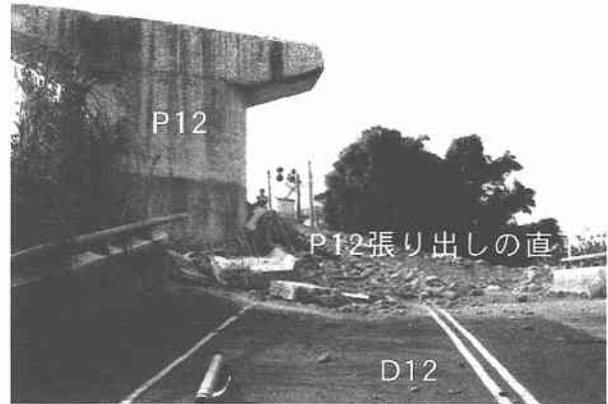


写真 13.7.1.4 卑豊橋 D12 の P12 からの落下

## 2) 卑豊橋周辺の断層

A2, P12, P11 は 3m~4m 隆起しており、また、写真 13.7.1.2 に示すように P1~P10 に比較して、P12 は約 3.5m、また A2 は約 4m それぞれ西側（下流側）に移動した。図 13.7.1.2 は台湾經濟部中央地質調査所および東北大学大槻憲四郎による本橋周辺の断層の位置である [13.7.1.7]。大甲溪を斜めに横断した断層線をたどると、断層は A2~P12 間（A2 に近い位置）を橋軸方向に対して約 42 度の角度（N42E）をもって上流側から下流側に通り返たと見られる。ただし、以下の理由により、P11, P12 も上盤側に属していたと考えられる。

- (1) 上述したように、P12 は西に移動している。
- (2) 後述するように D11, D12 はともに時計回りに回転して落橋している。
- (3) P10 は地殻変動の影響を受けていない。

以上の点から、断層は A2~P10 間にある幅を持って本橋に大きな地盤変位を生じさせ、P11 を完全に倒壊させたと考えられる。

## 3) 被害状況

被害の特徴は以下の通りである。

- (1) 地震後には、写真 13.7.1.3 に示すように、P11 が一番下側に横倒しとなり、この上に D12 の北端が、さらにその上に D11 の南端が落下しており、この順番で崩壊したと考えられる。
- (2) D13 は、南端を A2 上に支持されたまま、北端が P12 から落下し、わずかに反時計回りに回転すると同時に、北端（中心線位置）が P12 から 6.6m 離れた位置に落下している。
- (3) D11 と D12 はともに時計回りに 20~40 度回転して、落下している。P10 南面には D11 が斜めに落下した際に生じた西から東に向かう引っかき傷が残っている。
- (4) 上述したように、D12 は P11 が倒壊したため、最初に北端が P11 から落下し、ついで南端が P12 から落下したと考えられる。P12 位置では、写真 13.7.1.4 に示すように D12 の東側面が P12 橋脚躯体の西面と接触して部分的に壊れている。このようになるためには、P11, P12 間が広がって D12 が落下した後、D12 が P12 に対して相対的に南側に移動しなければならないが、このようになった理由に関してはよく分からない。
- (5) D10~D1, P10~P1, A1 には著しい損傷は生じていない。

## 4) 被害メカニズムの推定

断層が橋軸方向（北側を正とする）から  $\theta$  の角度（N $\theta$ E）で本橋を横切ったと考え、断層線における上盤側から下盤側に生じた水平方向の変位を  $D$  とすると、これによる下盤側を基準とした上盤側の橋軸方向（北側を正とする）および橋軸直角方向（東側を正とする）の変位  $d_{LG}$ ,  $d_{TR}$  は以下のようになる。

$$d_{LG} = -D\cos\theta, \quad d_{TR} = -D\sin\theta \quad (13.7.1.1)$$



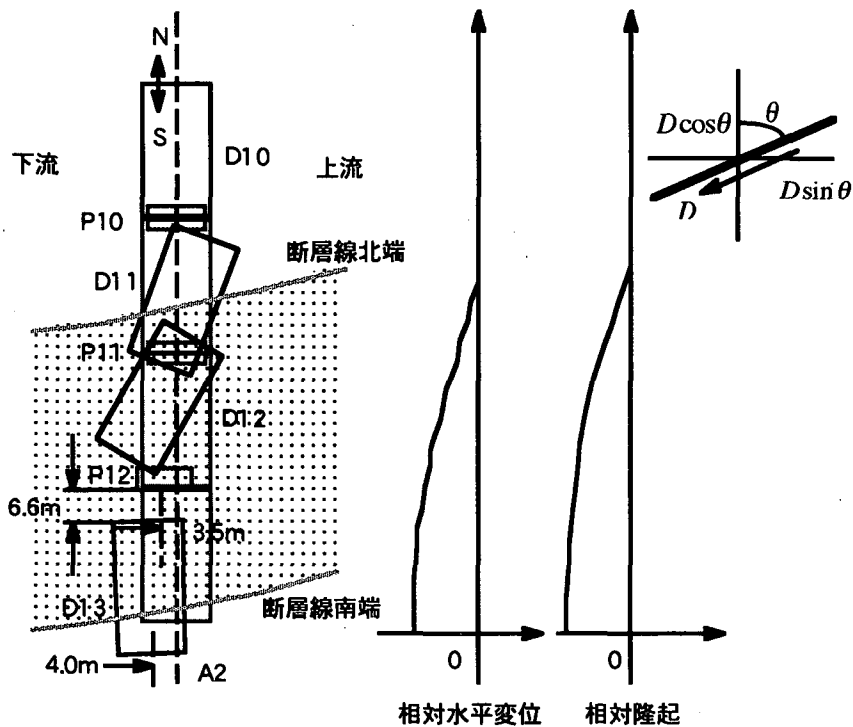


図 13.7.1.3 断層による卑豊橋 P10～A2 間の相対水平変位および相対隆起

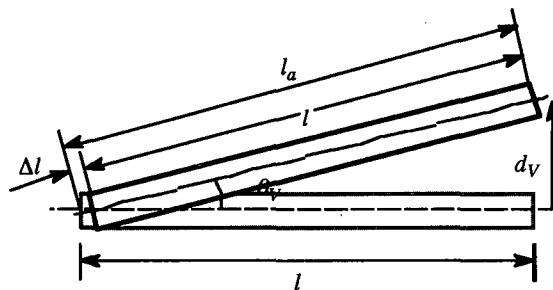


図 13.7.1.4 上下方向の断層変位によって生じる橋軸方向の桁移動量

いま、 $\theta = 42$ 度であり、 $d_{TR} \approx 4\text{m}$  であるから、 $D \approx 6\text{m}$  となる。したがって、 $d_{LG} \approx 4.5\text{m}$  程度と推定される。P10～A2 のいずれかの線を境としてこれだけの断層変位が生じたのではなく、図 13.7.1.3 に示したように P10～A2 の間で徐々にこれだけの変位が生じたと仮定しても、相隣る 2 つの橋脚間の相対変位は桁の掛け違い長 (0.3 m～0.4m) よりもかなり長い。

また、図 13.7.1.4 に示すように相隣る 2 つの橋脚のうち一方が  $D_V$  だけ隆起した場合には、1 連の桁の長さを  $l$  とすると、橋軸方向の相対変位は以下のように生じる。

$$\Delta l = \frac{l}{\cos \theta_V} (1 - \cos \theta_V) \quad (13.7.1.2)$$

ここで、

$$\theta_V = \tan^{-1} \left( \frac{d_V}{l} \right) \quad (13.7.1.3)$$

いま、写真 13.7.1.5 に示すように、P10～P11 間の上下方向の相対変位を  $d_V \approx 3\text{m}$  と見込み、 $l \approx 25\text{m}$  とすると、6.8 度となり、式(13.7.1.2)より  $\Delta l = 0.18\text{m}$  となる。従って、上下方向の段差によって生じる橋軸方向の相対変位はそれほど大きいものではない。

以上の点を考慮すると、図 13.7.1.5 に示すように D11～D13 は以下の順番で落橋したのではないかと推定される。

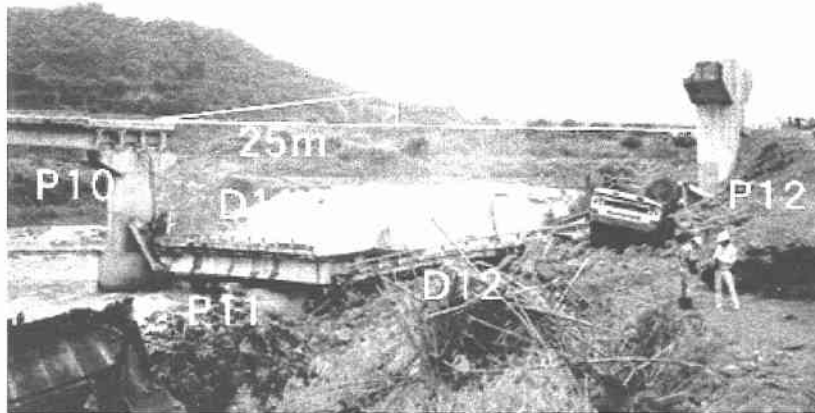


写真 13.7.1.5 卑豊橋 P10～P12 間の相対隆起

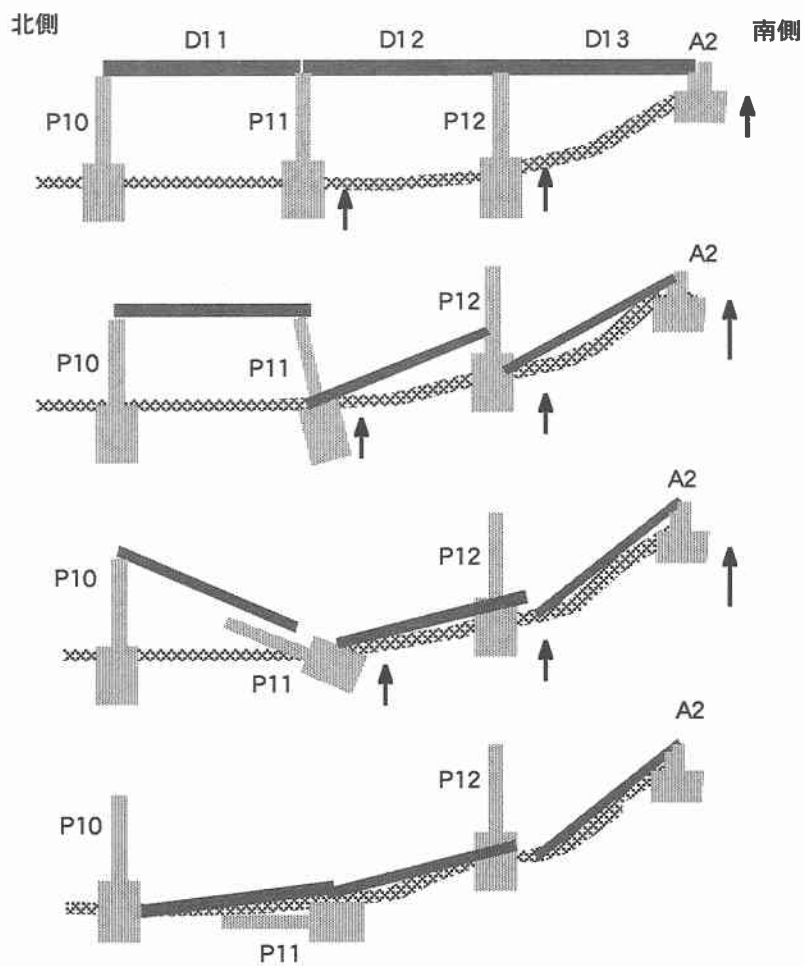


図 13.7.1.5 卑豊橋の落橋メカニズム

(1) A2～P12 間に断層破壊が生じ、これに伴って P11, P12 位置でも地盤が隆起すると同時に西側（下流側）にずれた。

(2) 断層変位の影響が大きかったか、もしくは構造的な理由で P11 が最初に大きく北側に回転し、さらに倒壊した。

(3) このため、D12 の北端が P11 からかけ落ち、さらに南端も P12 からかけ落ちて、北端は倒壊後の P11 の基礎側面上に落下した。P11 に対して P12 は西側（下流側）により大きく変位したため、D12

は時計回りに回転した。

(4) P11 が倒壊したため、D11 も南端から落下し、さらに北端も P10 から落下した。P11 が西側（下流側）に大きく変位したため、D11 は時計回りに回転した。D11 の北端が P10 から落下する過程で、P10 の南面にひっかき傷を与えた。D11 の南端は D12 の北端の上に落下した。

(5) D13 は P12～A2 間の距離が開いたため、北端が P12 から落下した。このとき、A2 に引きずられる形で、西側（下流側）に約 4m 移動して落下した。わずかではあるが D13 が反時計回りに回転した理由は現状ではよく分からない。P12～A2 間の距離が開いたため、D13 はほぼ直下に落下したと見るべきかもしれない。

#### 5) まとめ

台湾・集集地震で大被害を受けた卑豊橋の被害特性とそのメカニズムを検討した。本検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 卑豊橋では、橋軸から約 42 度の角度（N42E）で水平方向約 6 m の断層変位が作用し、橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ約 4.5m、4m のずれを生じた。

(2) このため、断層の上盤側に位置する A2～P11 間に作用した断層変位の影響で P11 が倒壊し、断層変位による橋軸方向変位が桁の掛け違い長をはるかに上回る値であったことから、D13～D11 が落橋した。

#### 参考文献

13.7.1.1) 川島一彦, 家村浩和, 庄司学, 岩田秀治: 1999 年集集地震 (台湾) における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討, 東京工業大学・耐震工学研究グループ・報告書, TIT/EERG 99-8, 1999.

13.7.1.2) 川島一彦, 家村浩和, 庄司学, 岩田秀治: 1999 年集集地震 (台湾) における道路橋の被害, 第 3 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.425-432, 1999.12.

13.7.1.3) 川島一彦, 庄司学, 岩田秀治: 1999 年集集地震 (台湾) における卑豊橋・烏溪橋の被害と被災メカニズム, 第 3 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, 土木学会, pp.433-440, 1999.12.

13.7.1.4) 川島一彦, 家村浩和, 岩田秀治, 阿部雅人, 庄司学, 高橋良和: 1999 年台湾・集集地震による橋梁の被害, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, pp.15-23, 2000.

13.7.1.5) Kawashima, K. and Shoji, G.: Damage of Bridges in the 1999 Kocaeli, Turkey and Chi-Chi, Taiwan Earthquakes, Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk, Series on Innovation in Structures and Construction (Edited by Elnashai, A. S. and Antoniou, S.), pp. 35-49, Imperial College Press, London, UK, 2000.

13.7.1.6) Kawashima, K. and Shoji, G.: Damage of Transportation Facility in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake, 34th Joint Meeting of US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, NIST Special Publication, 904, pp. 159-174, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA, 2000.9.

13.7.1.7) 大槻憲四郎: 台湾 921 集集地震調査速報集, 文部省突発自然災害調査班, 1999.

(執筆: 庄司学)

### 13.7.2 地表地震断層に基づく被害解析

単位：m

本橋の被害の主な原因は、鳥浜橋と同じ地表地震断層と推定される。そこで、鳥浜橋の被害解析 13.6.4 と同モデルを用いて解析を行う[13.7.2.2]。解析の目的は、①動的解析モデルによる被害の再現、②断層変位と地震動の影響をそれぞれ明確にすることの2点である。

#### 1) 解析方法

13.6.4 と同様の解析方法を用いる。全体のモデルを図 13.7.2.1 に示す。ゴム支承と桁の下面コンクリート間の動摩擦力  $F_x$  を  $2.38 \times 10^5$  (N)、橋軸方向の初期剛性  $K_x$  を  $4.54 \times 10^6$  (N/m) とする。橋軸直角方向には 13.6.4 と同様にコンクリート塊のストッパーが桁の移動を制限する。断層をまたぐ橋脚間相対変位は現地における測量結果報告 [13.7.2.1][13.7.2.3] から、橋軸方向に 4.5m 拡がり、橋軸直角方向に 4.0m 右ずれし、鉛直方向に 3.5m 段差ができたものとする。橋軸から断層線への角度は東へ  $42^\circ$  とする。

#### 2) 解析結果

断層変位波形の組み合わせを F1、食い違い生成時間 1 倍としたときの、支承の橋軸方向における時刻歴応答変位を図 13.7.2.2 に示す。実際の桁掛り長を一点鎖線で示した。また、桁の挙動も同図中に示した。左側が上盤側、右側が下盤側である。図 13.7.2.2 をみると、桁が上盤側の橋脚から落下し、その後に下盤側の橋脚からも落下している様子が再現されている。

実際の桁は両橋脚から落下しており、その点で解析結果と実際の被害は一致している。

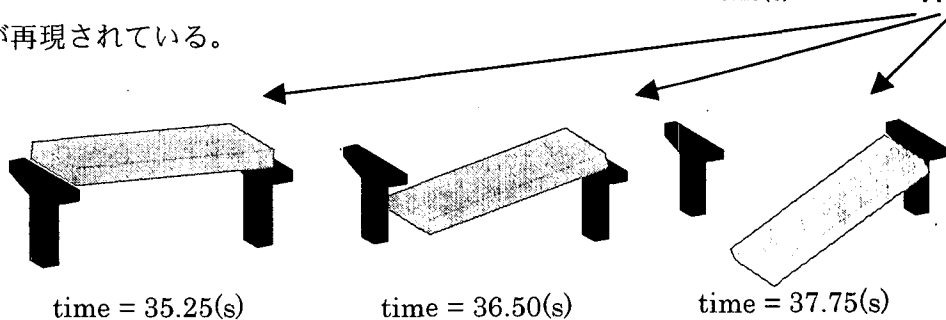


図 13.7.2.2 卑豊橋の支承の時刻歴応答変位（橋軸方向）

桁が落下してからの解析は、桁に支承の復元力は作用せず、重力のみが作用するとして計算を行った。

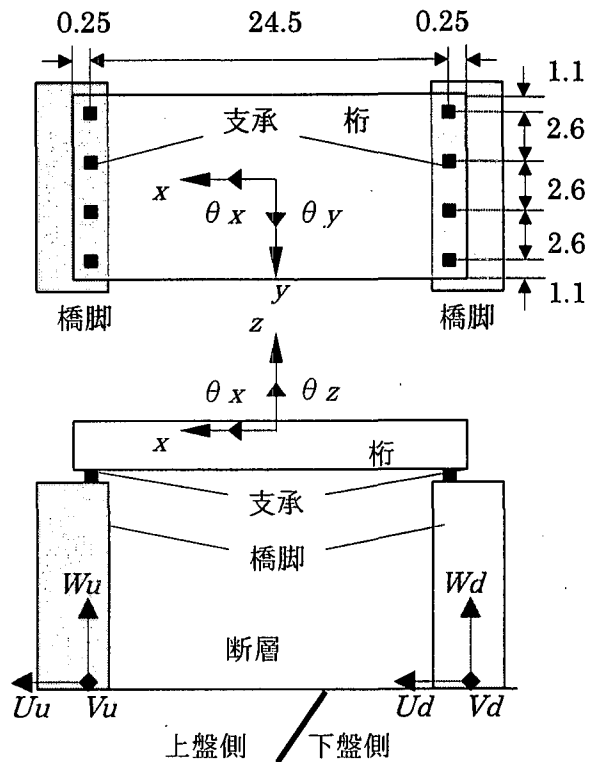
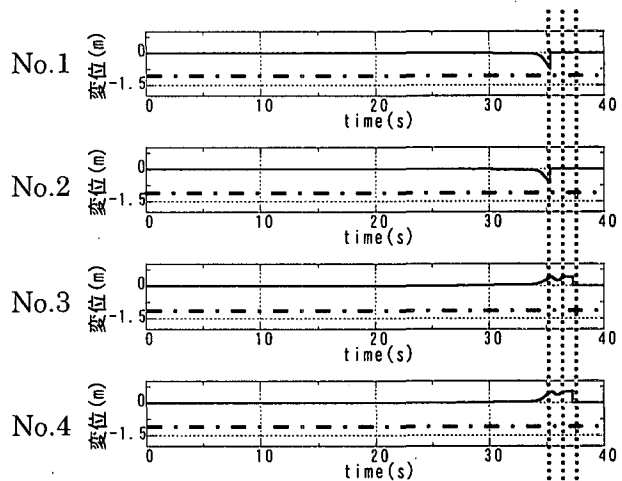


図 13.7.2.1 卑豊橋の解析モデル



次に、解析結果から得られた必要桁掛り長を図 13.7.2.3 に示す。ただし図中においては、実際の桁掛り長を点線で示し、橋梁と断層変位の幾何学的関係から求めた必要桁掛り長を G、静的解析結果を S、断層変位波形  $F_i$  の食い違い生成時間の  $j$  倍を入力波形とした動的解析を  $F_i R_j$  と記す。G に関しては、上盤側地盤と下盤側地盤の移動量の不明確さを考慮したため、解析結果は幅を持っている。なお本橋では、幾何学的関係から桁掛り長を求める場合、橋脚間距離が増大しているため、断層直上の桁に関する必要桁掛り長を算出し、隣の桁が断層直上の桁に押し出されて落下することは理論上なく、値は 0 となる。ここで、断層直上の桁が落下しないための必要桁掛り長は、桁端部が橋脚天端上に位置するために確保されるべき桁掛り長を意味する。また、隣の桁に関する必要桁掛り長は、断層直上の桁端部が隣の径間へ突き出ないために確保されるべき桁掛り長を意味する。

図 13.7.2.3 を見ると、静的解析結果に対して動的解析結果が最大約 50cm 大きくなっている。この値は必要桁掛り長が数 m である

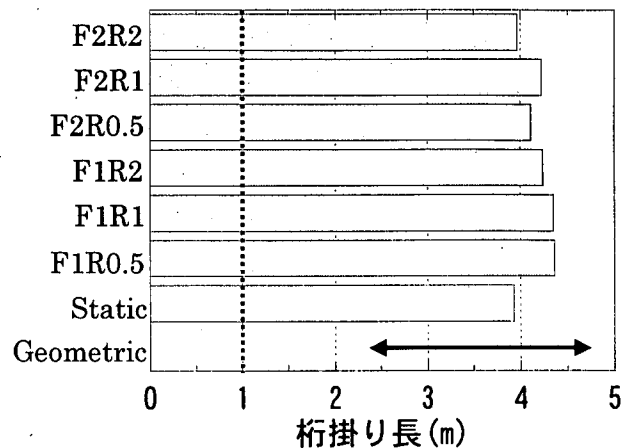
ことと比較すると小さい。よって、動的外力の影響は比較的小さく、主に断層変位によって落橋したことがわかる。さらに、断層直上の桁は落下するものの、隣の桁を落橋に至るほど押し出していないことがグラフから読み取れる。このことから、実際の隣の桁は落下しているのは橋脚が倒壊したためと推定される。

解析対象は断層直上の単径間橋梁である。解析モデルでは橋脚・基礎・地盤は一体の剛体とみなし、下部構造の被害は解析対象としていない。一方、実際の上盤側の橋脚は倒壊しており、本解析モデルではこの現象を再現できない。しかし、断層直上の桁が地表地震断層によって落下することは免れなかった点で、解析結果と実際の被害の一致が見られる。

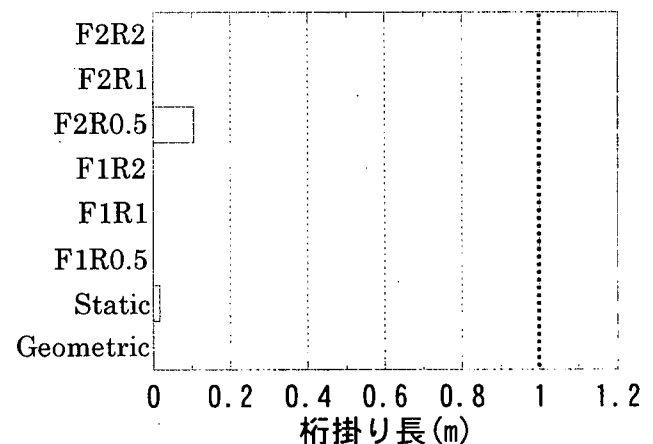
### 3) まとめ

卑豊橋を対象として、変位に着目した地表地震断層による動的解析を行った。本解析結果を以下にまとめる。

- ① 本解析モデルでは橋脚の倒壊現象を再現できないものの、断層直上の桁が両側の橋脚から落下する様子が再現できた。このことより、断層直上の桁の落下は地表地震断層によるものと考えられる。
- ② 断層直上の桁の変位は、隣の径間へ突き出るほど大きくはない。このことから、隣の桁は橋脚の倒壊により落下したと考えられる。
- ③ 静的解析結果に対する動的解析結果の増分は最大約 50cm であり、断層変位が約 6m である



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図 13.7.2.3 卑豊橋の必要桁掛り長

ことと比較すると小さい。よって、落橋の主な原因は静的な断層変位であるといえる。

#### 参考文献

13.7.2.1) 川島一彦、庄司学、岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討、東京工業大学、Report No.TIT/EERG 99-8、1999

13.7.2.2) 水口知樹：修士論文 地表地震断層による落橋現象のモデル化と対策、東京大学、2001

13.7.2.3) 大槻憲四郎、Chao-Nan Yang：9.21台湾地震調査資料 内陸におけるプレート境界大地震の脅威－台湾 921 集集地震調査速報集－、文部省突発自然災害調査団 1999年台湾集集大地震報告会資料、1999

（執筆者：水口知樹，阿部雅人）

## 13.8 長庚橋の被害分析

### 13.8.1 損傷概要

本橋は石岡ダムの東約1kmに位置し、大甲溪にかかる13径間の単純桁橋梁である。中央部の11径間はいずれも径間長34.7m、幅員13.1m、桁高2.2mの5主桁PC構造である。左岸および右岸の両端部桁には12mの短い単純桁が配置されている。橋脚はRC構造で、基礎はケーソン構造となっている。損傷状況は図13.8.1の下段に示すように、橋脚には特に損傷は認められないが、左岸側のD2桁、D3桁が落橋している。現地では明瞭な断層線は認められず、このような比較的小さな桁の移動によって落橋に至った要因としては、単純桁であることに加えて、橋軸方向の桁かかり長が100cmで比較的短いことや橋軸方向には落橋防止構造が存在しないことも挙げられる。なお、橋軸直角方向には移動を制限する鉄筋コンクリート製のせん断キー設置されている。現地における測量によるとA2橋脚、A1橋脚はそれぞれ $8.9^\circ$ 、 $12.9^\circ$ 傾いている。A2、A3橋脚が橋脚基部から回転しているとして、橋脚の高さ5mの区間で傾きを補正して、橋脚間距離を求めるとA6～A1橋脚間距離はそれぞれ34.9m、34.8m、35.0m、34.8m、34.5mとなり桁長34.7mにほぼ対応した値となっている。このように、橋脚の位置は地震前後で変化していない。また、橋脚の傾きにより橋脚天端間はA3～A2橋脚間で80cm、A2～A1橋脚間で40cm橋脚基部間より広がっている。次に、現地における桁遊間位置と橋脚中心の測定結果から、桁の移動量を推定すると、A6橋脚上で30cm、A5橋脚上で30cm、A4橋脚上で50cm、A3橋脚上で70cm、それぞれの桁は左岸側（南側）に移動している。このことは、A6橋脚より南側では、橋脚自身は移動していないにも関わらず、それぞれの桁自身が移動したことを示している。また、落橋桁反対側の右岸側付近の桁でも、桁同士がぶつかり合い、桁端部が損傷するとともに、桁遊間がない状態となっていた。このことから、大きな桁移動を生じた水平力は、北側から南側に卓越していたと推定される。

### 13.8.2 損傷メカニズムの推定

図13.8.1に損傷模式図を示す。損傷状況から損傷メカニズムを推定すると以下ようになる。

- ①右岸側より左岸側（北から南）に大きな水平力が生じた。
- ②これに伴い、右岸側の桁が順次押し出され、桁同士は玉突き現象を生じた。
- ③このため、D6桁から順次南側に押し出され、D3桁、D2桁は70cm南側に押し出され落橋に至った。D3桁の移動に伴い、A2橋脚は $8.9^\circ$ 傾き、同様にD2桁の移動によりA1橋脚も $12.9^\circ$ 傾いた。

D1桁の押し出しにより左岸側橋台も損傷し、舗装面が盛り上がったと思われるが、現地調査の時点（地震後1週間）では、すでに路面の補修工事が実施されており、詳細な損傷状況は不明であった。しかしながら、D1桁端部の路肩部には舗装の盛り上がりの跡があり、規模は不明であるが、衝突現象が認められた。

### 13.8.3 構造諸元調査

長庚橋の詳細な構造諸元を、入手した竣工図書により説明する。図13.8.2の一般構造図に示すように、橋梁は基礎が直径6m、長さ12mのケーソン形式で、橋脚は高さ5～8mのRC単柱

式で、橋脚重量 189 (tf)，上部工重量 685 (tf) である。橋脚断面は小判型の 5.0x2.0m であり、主鉄筋は D35 が 12.5cm ピッチで 110 本（主鉄筋比 1.1%），帯鉄筋は D16 が 30cm ピッチ（帯鉄筋比 0.2%）で中間帯鉄筋は 6 本配筋されている。また、設計コンクリート強度は 27N/mm<sup>2</sup> となっている。図 13.8.3 に固定支承形状を示す。支承は 40x55cm で、薄いゴムが 6 段重ねたパッドタイプである。可動タイプと固定タイプがあるが、違いは固定タイプでは直径 6cm，長さ 50cm の鋼棒

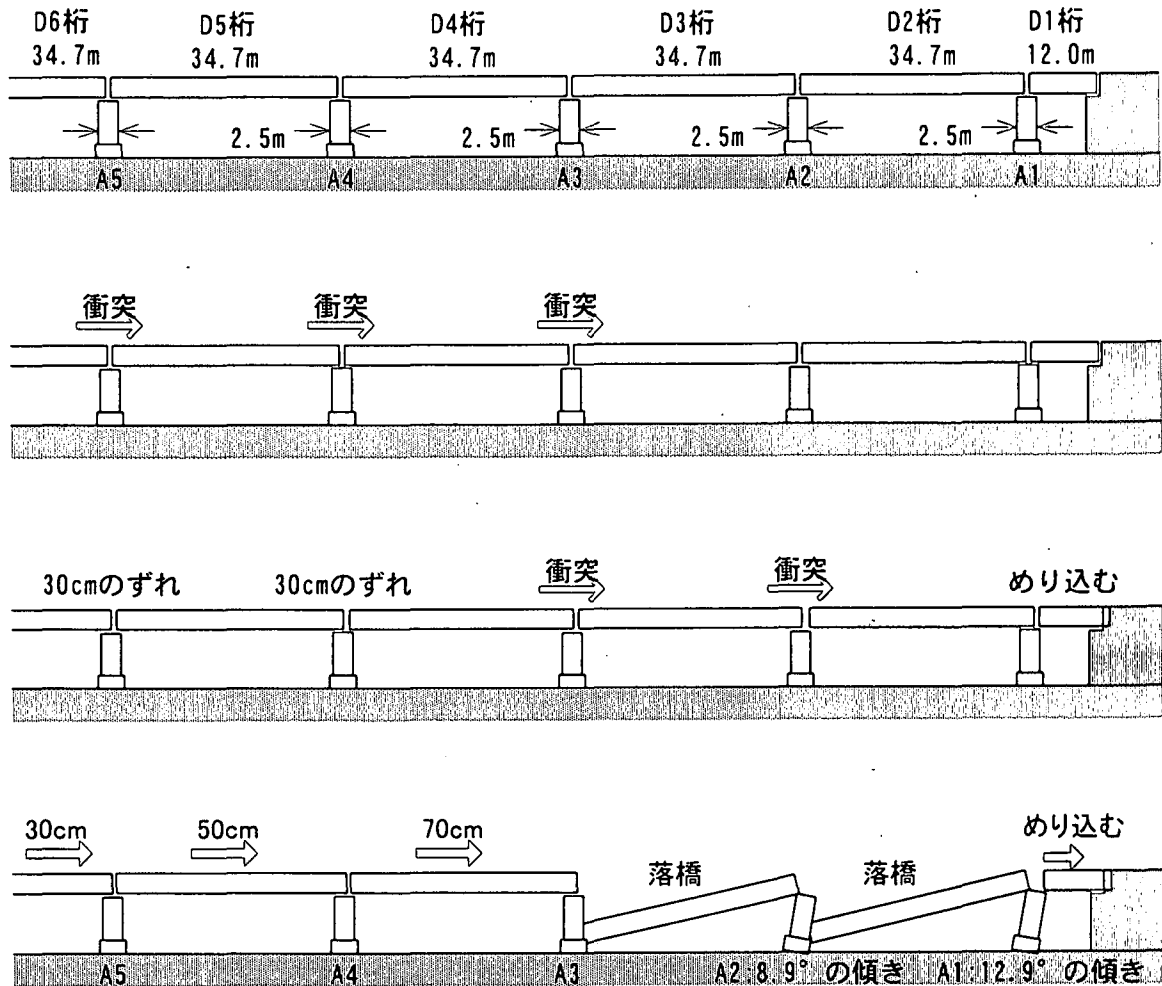


図 13.8.1 損傷模式図

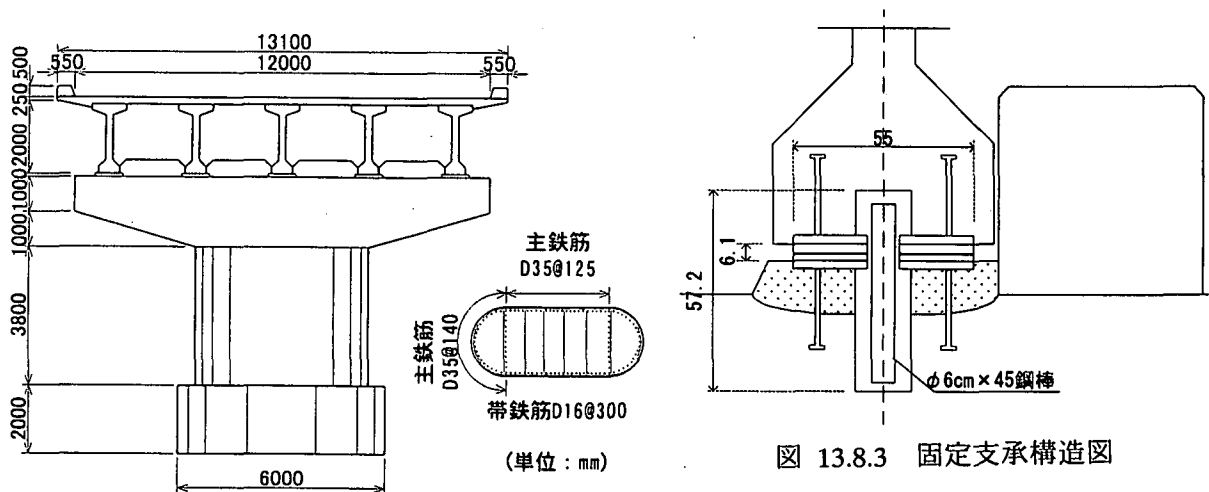


図 13.8.2 一般構造図

図 13.8.3 固定支承構造図



が埋め込まれている。また、橋軸直角方向には図 1.8.4 に示すように、50x50cm 程度のせん断キーが設置され、桁かかり長は約 100cm となっている。本形状からせん断キーの抵抗力を求めると 1 径間あたり 105tf、固定支承の抵抗力は 500tf となる。

せん断キーの抵抗=10(個) x 4.2(kgf/cm<sup>2</sup>) x 50(cm) x 50(cm) = 105tf

固定支承の抵抗=6(cm) x 6(cm) x π x 3500(kgf/cm<sup>2</sup>) x 5 個/4 = 500tf

### 13.8.4 保有水平耐力法による評価

落橋した橋脚の橋軸方向の保有耐力法による照査を行った。図 13.8.5 に基部の M-φ 関係を示す。基部断面において配筋形状から断面力を照査した結果、Mc=1035tf・m、φc=0.0001123(1/m)、My=2872tf・m、φy=0.00109(1/m)、Mu=3431tf・m、φu=0.017(1/m) となった。地震時保有耐力法により求めると、δu=0.094m、δy=0.0128m、μ=7.8 となる。II 地盤として作用地震力を 1.75G として等価水平震度を求めると 0.458 となり、Khe・W=357tf となる。これは構造物が持つ保有耐力 591tf (Mu/H=3431/5.8) よりも小さく曲げ破壊しない結果となっている。また、同様に現行の道路橋示方書により、本地震では大きな加速度の繰り返しが少ないことから、コンクリートのせん断抵抗に繰り返しの低減を考慮せずにせん断抵抗力を求めると 600.4tf となり、これを上部工および下部工重量で除して水平震度を求めると 0.65 と比較的大きな抵抗値となった。このように、長庚大橋の橋脚は平成 8 年道路橋示方書を満足するレベルの非常に耐震性に富んだ設計となっている。

### 13.8.5 動的解析による評価

#### 1) 解析手法

ここでは、動的解析の手法により損傷メカニズムの検討を実施した。解析ケースを表 13.8.1 に示す。表に示すように解析パラメータとしては入力波形および支承モデルとした。Case1,3 で

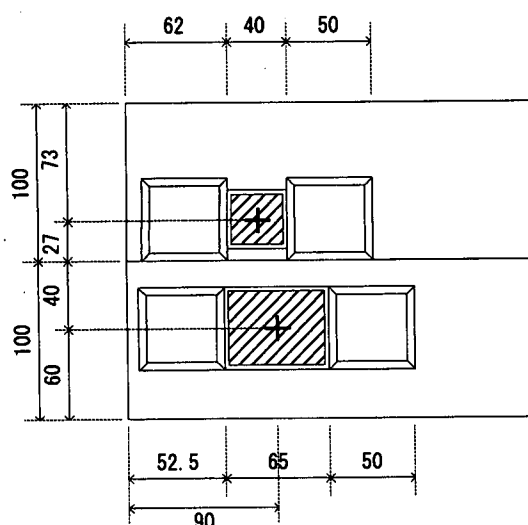


図 13.8.4 せん断キー平面形状

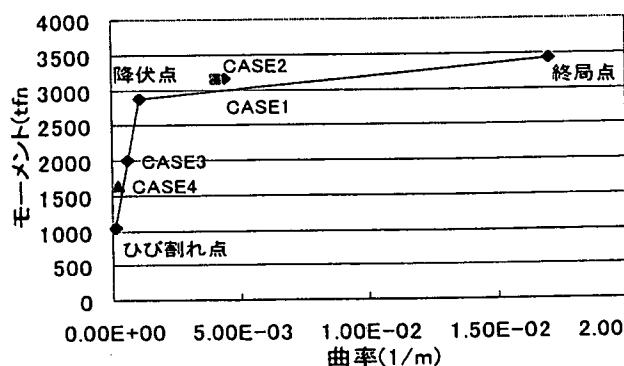


図 13.8.5 橋脚基部 M-φ 特性

表 13.8.1 解析ケース

	入力波形	支承
CASE1	JR鷹取駅(E-W)	固定支承(1)
CASE2	台湾波形Tcu068(E-W)	固定支承(1)
CASE3	JR鷹取駅(E-W)	固定支承(2)
CASE4	台湾波形Tcu068(E-W)	固定支承(2)

はⅡ種地盤の代表的な波形である JR 鷹取駅記録 (EW 成分, 最大加速度 654Gal) を, Case2, 4 では実際に長庚橋の近くで観測された台湾地震の記録 (Tcu068 EW 成分, 最大加速度 502Gal) を用いた. Case1, 2 では支承が完全に固定されている固定支承 (1) を, Case3, 4 では支承が地震動により破壊し, 桁の滑りを起こすスリップタイプモデルとした固定支承 (2) を設定した.

解析モデルは橋脚や上部工形状が同一のため一次の振動モードが支配的と考え, 図 13.8.6 に示すような上部構造部分の重量と支承, 橋脚, フーチングおよび地盤からなる橋脚単独系モデルとした. 柱部における曲げの非線形特性 (M- $\phi$ ) は平成 8 年道示に準じたモデルを与え, 梁部・フーチング部は剛体とし, 基礎部には仮想部材を設定し, Ⅱ種地盤相当の水平, 鉛直, 回転バネを設置した. 履歴減衰にはレーリー減衰を用いた. 固定支承 (1) では支承部を剛体とみなし, 固定支承 (2) では図 13.8.7 に示す, 降伏に達するまでは弾性的な挙動を示し, 降伏耐力を超えた後は一定値で滑る非線形バネ特性を仮定した. この支承の設計水平震度が 0.2 程度であるので, 材料の余裕度を考慮し, 降伏耐力は  $0.3W_u$  (205tf) と仮定した.

## 2) 解析結果

代表例として今回の地震被害状況に近いと考えられる Case4 の検討結果を示す. 橋脚の天端での変位応答履歴を図 13.8.8 に示す. 橋脚の天端の最大変位はいずれの方向でも 1.3cm 程度と小さい応答となっている. これは支承部の破壊によりエネルギーが吸収され, 橋脚の応答は弾性域

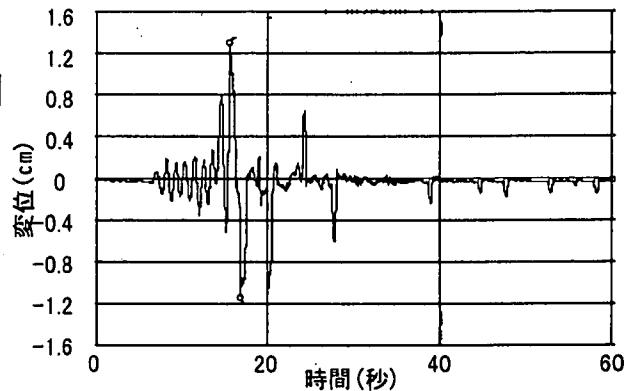
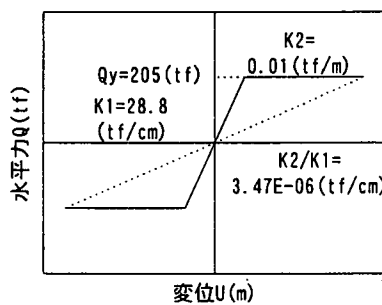
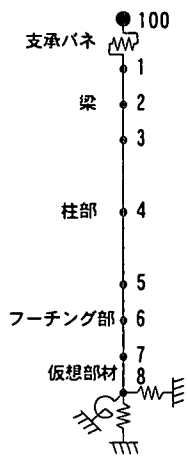


図 13.8.6 解析モデル 図 13.8.7 支承部移動モデル

図 13.8.8 時刻歴応答変位 (橋脚天端)

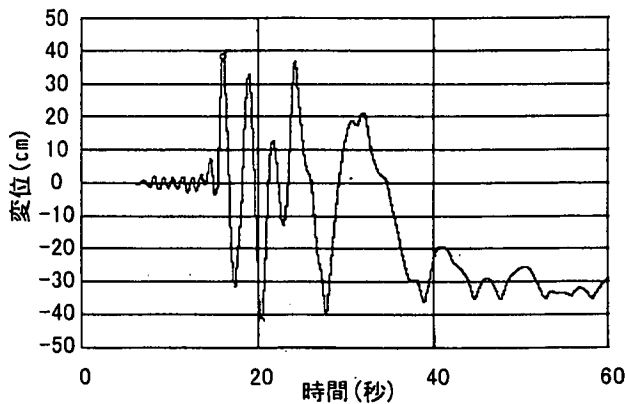


図 13.8.9 時刻歴応答変位 (桁)

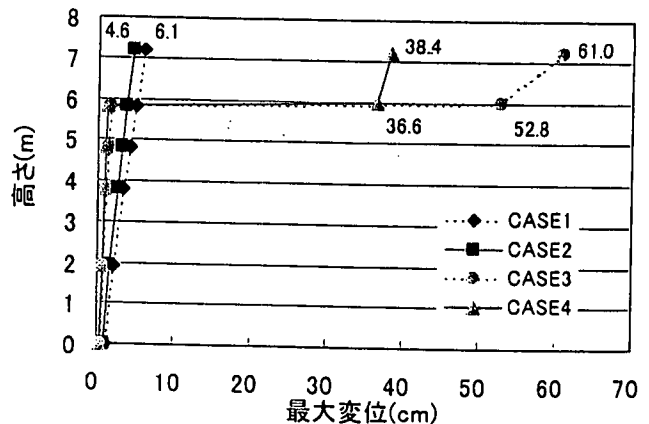


図 13.8.10 最大応答変位

に留まっているためである。桁の変位応答時刻歴図を図 13.8.5 に示す。桁は最大加速度の発生時刻付近で 38.4cm, -42cm の最大変位を記録する。この値は、桁かかり長 100cm に比べると小さいが、定性的には支承が損傷し、桁が移動する現象が確認できている。次に、本橋脚の基部応答の検討を行った。本橋脚基部の M- $\phi$  曲線を図 13.8.10 に示す。これに今回の解析の各 Case の最大応答値をプロットした。固定支承(1)を設置し、鷹取波形(E-W)を用いた Case1 では最大応答値は降伏点を超えているが、終局点に至るにはかなりの余裕があることがわかる。固定支承(1)で台湾波形を用いた Case2 においても同様の結果となっている。このことから本橋は、鷹取波形のような大きな地震動でも橋脚の破壊には至らない変形性能に富んだ橋脚であると考えられる。図 13.8.10 に各 Case の橋梁全体の最大変位の分布を示す。Case3, 4 では橋脚天端までの最大応答値は Case1,2 に比べて小さいものの、桁には大きな変位が認められた。Case3, 4 での桁の移動量に着目すると、桁はそれぞれ最大で 61.0cm, 38.4cm の移動を記録しており、桁かかり長 100cm に比べると小さいものの、比較的大きな移動が生じている。このことから、長庚橋では地震動により支承が破壊され、桁が滑り移動した可能性が高いと考えられる。

### 13.8.6 まとめ

長庚大橋を対象とした分析結果を以下にまとめる。

- ①長庚大橋は、橋脚には損傷や移動が認められないことから、地震動により桁の玉突き衝突が生じ、D2, D3 桁が落橋に至ったと考えられる。
- ②地震時保有水平耐力照査を実施したところ、長庚大橋の橋脚は平成 8 年道路橋示方書を満足する、耐震性に優れた設計であることが明らかとなった。
- ③桁の移動をモデル化した Case3, 4 の解析では桁かかり長 100cm よりは小さいものの、支承の破壊による桁の移動が確認できた。

### 参考文献

- 13.8.1.1) 川島一彦, 家村浩和, 岩田秀治, 阿部雅人, 庄司学, 高橋良和, 1999 年台湾・集集地震による橋梁の被害, 橋梁と基礎, 2000.4.
- 13.8.1.2) 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.

(執筆者: 幸左賢二)

## 13.9 一江橋の被害分析

### 13.9.1 構造概要

本橋は、台中県道 129 号上にあり、頭汁坑溪を渡河する全長 276m の 24 径間単純 RC 桁橋である (1950～1960 年竣工)、上部構造は 2T 桁と呼ばれる形式で、桁長 12m、有効幅員 8m(2 車線)である [13.9.1]。橋脚は断面 7.5m×1.5m(変断面)、高さ 8m 程度[13.9.2]の RC 小判タイプ壁式橋脚で、基礎は直接基礎である。橋脚断面の概略を図 13.9.1 に示す。鉄筋については図面情報は入手できなかったが、主鉄筋はφ15ctc300 の 1 段配筋で、帯鉄筋はほとんど配置されていない[13.9.2]。また、上部一下部構造の間に支承は無く、上部構造は直接橋脚に支持されていて、落橋防止装置もなかった。

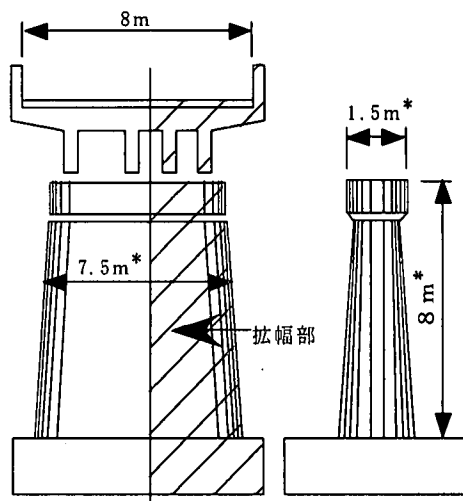


図 13.9.1 橋脚断面の概略

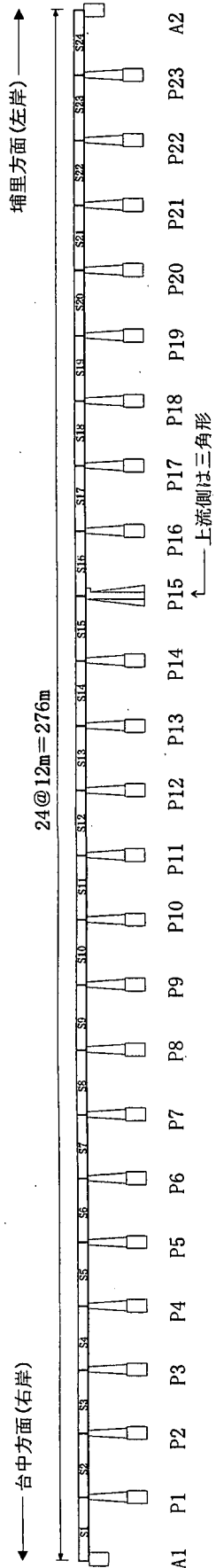
1972 年に第 1 回拡幅工事に伴い旧橋脚に拡幅用新橋脚を結合して、現状の壁式橋脚になった。その後、第 2 回拡幅用のために本橋梁の両側 (上・下流側) に新たに橋脚が建設されたが、上部構造は架設されない状態で今回の地震を受けた[13.9.1]。

### 13.9.2 被害の特徴

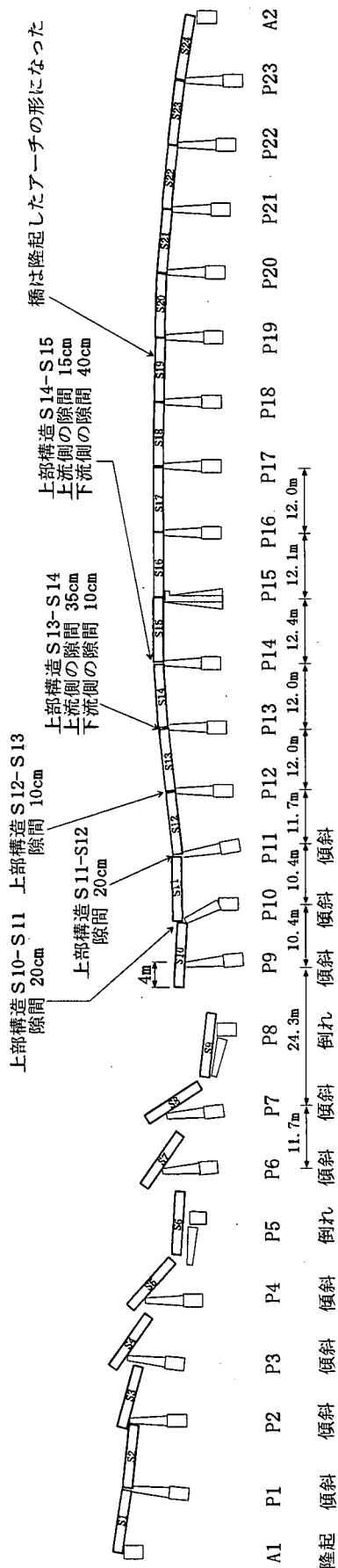
橋梁の被害状況[13.9.1]は、図 13.9.2 と表 13.9.1 に示すように、桁が 9 径間にわたって落橋し、橋梁の中央から左岸側の橋脚 P9～P23 間はアーチのような形に隆起した。また、橋梁中央から右岸まで 9 つの橋脚は傾斜し、2 つの橋脚が折れて倒れた。橋脚の間隔は地震前の 12m から最大で 1.6m 狭まった (P19～P21)。写真 13.9.1 に橋梁中央から右岸側の落橋状況の航空写真を示す。

表 13.9.1 被害詳細

変 状		被災細目
部材		
桁	落橋	S1～S9
	桁間隙間	S10～S11 : 20cm、S11～S12 : 20cm、S12～S13 : 10cm S13～S14 : 上流側 35cm、下流側 10cm S14～S15 : 上流側 15cm、下流側 40cm
	変位	S10 : 右岸側へ 4m、上流側へ 1m S11 : 上流側へ 1m
橋脚	傾斜	右岸側へ : P4、P6、P7、P9、P10、P11 左岸側へ : P1、P2、P3
	倒壊	P5、P8 (右岸側へ)
	支間長	P9 と P10 間 : 12m→10.4m、P10 と P11 間 : 12m→10.4m P11 と P12 間 : 12m→11.7m
基礎	損傷	P9、P10



(a) 正面図 (下流側より、地震前)



(b) 正面図 (下流側より、地震後)

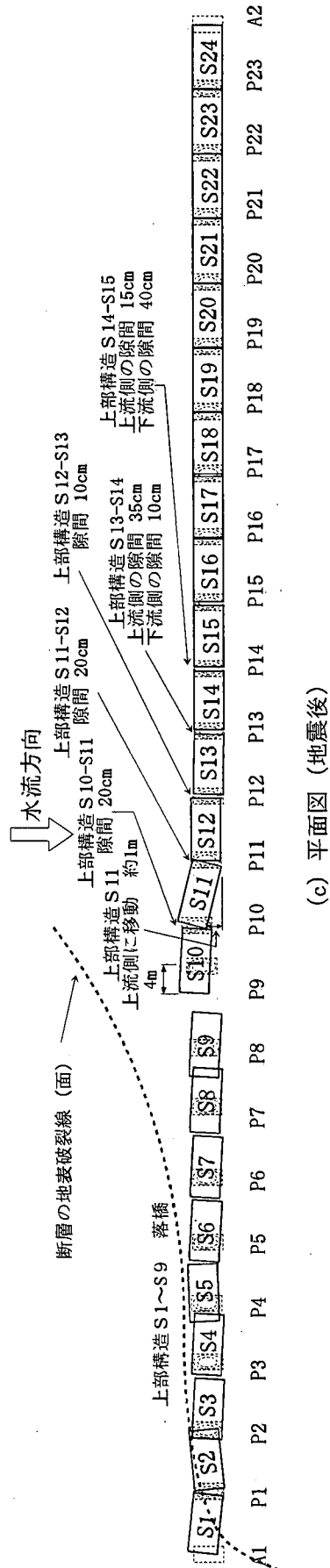


図13.9.2 県道129線一江橋被災概略[13.9.1]

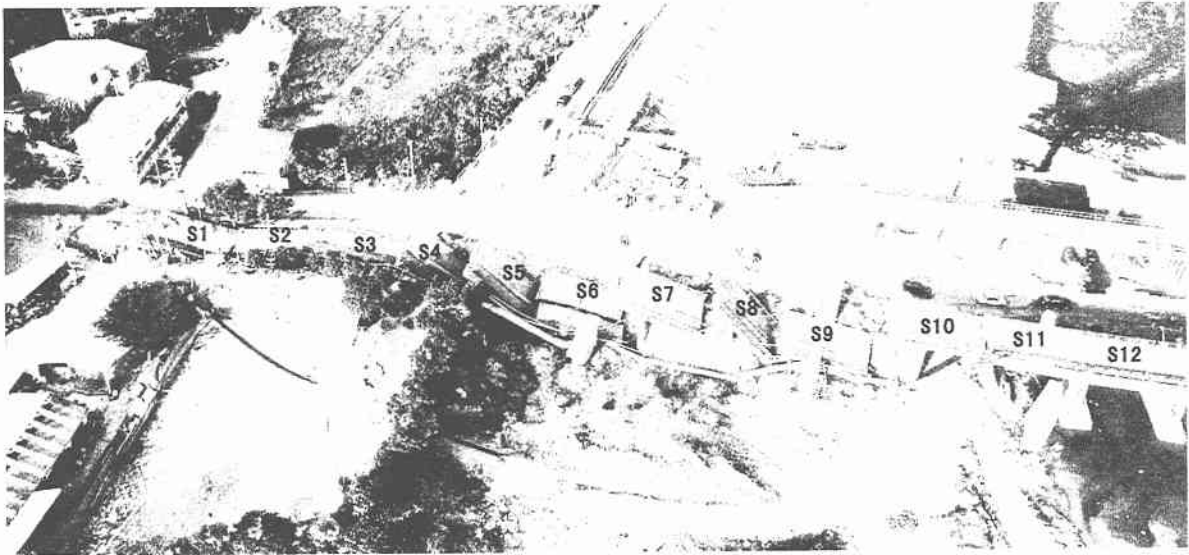


写真 13.9.1 一江橋の右岸側の航空写真[13.9.3]（下流側より）

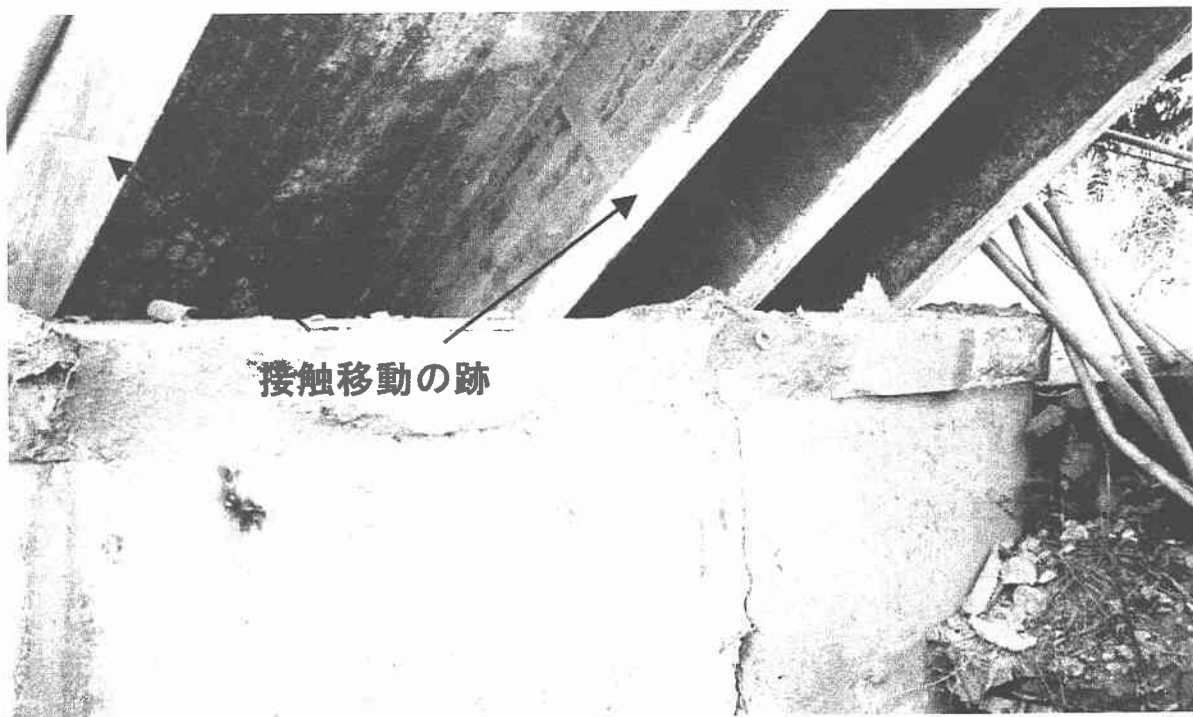


写真 13.9.2 桁と橋脚の接触移動の跡（P3 橋脚）

桁の移動量に注目すると、落橋しなかった S10 桁は橋軸方向に最大 4m も移動した。しかも、これらの桁の底面を見ると、桁端部から橋脚と桁の接しているところまで、桁底面と橋脚上端部が接触したままずれた痕跡が見られた（写真 13.9.2）。

### 13.9.3 被害メカニズムの仮説

橋脚の移動と桁落橋の原因は、断層運動にともない一江橋付近一帯の地表面に生じた隆起と沈下が大きく影響していると考えられる。図 13.9.3 の断層分布図に示すように、断層 I は一江橋の左岸を通過しており、橋は断層の下盤側にある。一方、断層 II は P5 橋脚付近から橋軸方向に沿って橋の端部を通過しており、このあたりで橋は上盤側に位置している。断層の上盤、下盤の関係から、左岸側の地盤が右岸側に向かっておされた状態（圧縮作用）となっていたことがわかる。したがって、断層 I と II の動き方からこれらにはさまれた一江橋には複雑な鉛直方向の変動を受け、橋脚が鉛直に移動ないし回転し、この結果、落橋に至ったと考えられる。

写真 13.9.3 に右岸側の断層および断層隆起の影響で傾斜した民家を示す。現地で測量した結果、露出した断層面の高さの差は約 4m あり、地盤の隆起はかなり大きかったことがわかる。

#### 1) 落橋メカニズムの仮説

一江橋の被害の特徴に基づき、断層変位による落橋メカニズムについて以下のような仮説を立てた。図 13.9.4 に、以下の①～⑤の被害過程を図解した。

- ① 地震発生前の状態を示す。
- ② 地震により左岸側から右岸側へ向かって圧縮力が働き、桁が突っ張り状態となり、桁と橋脚は接触したまま（橋脚と桁の間に支承がない）右岸側へずれはじめた。それと共に右岸側上盤の地盤隆起が発生した。桁の移動と地盤隆起の影響より、橋脚の左岸側面に亀裂が発生した（P5、P8 の倒壊方向から、その他の橋脚にも左岸側面に損傷が生じたものと推定）。
- ③ 右岸側の上盤地盤の隆起および移動が続いて発生し、橋脚と桁の間の相対位置は、橋脚の天端と桁の底面が接触しながら、だんだん大きくなった。このとき、特に P5 と P8 橋脚では、橋脚柱側面の亀裂が少しずつ断面内に進行し、それに伴う傾きを生じた。
- ④ 右岸側の地盤の隆起および移動が続いて発生していたが、その動きは不均一性を増していき、橋脚の上昇により突っ張っていた桁同士の端部接触面がある時はずれてしまい、バランスが崩れた。その状態では桁端部と橋脚の相対位置が大きく変わっており、橋脚が桁を支持できなくなって落橋に至った。P5 と P8 橋脚の場合は、落下した桁が、亀裂により開口するとともにかなり傾いていた橋脚に乗り上げたため橋脚が破断して、桁と共に落下した。
- ⑤ 地震後の状態を示す。

以上より、一江橋の周辺は右岸側上盤の不均一な上昇と左岸側の圧縮力を受け、桁の水平移動および橋脚が上下に移動ないし回転し、この結果、落橋に至ったものと推定された。

#### 2) 仮説の検証

##### (1) 地盤の隆起と桁落下の関係

桁落下の原因が地盤の隆起にあるかどうかを検証するため、図 13.9.5 のように 1 つのコンクリート桁を支える 2 本のコンクリート柱と取り出した簡単なモデルを考えた。桁は直接橋脚に支持されているため、橋脚と桁の間には鉛直方向の力と摩擦力のみが作用するとした。

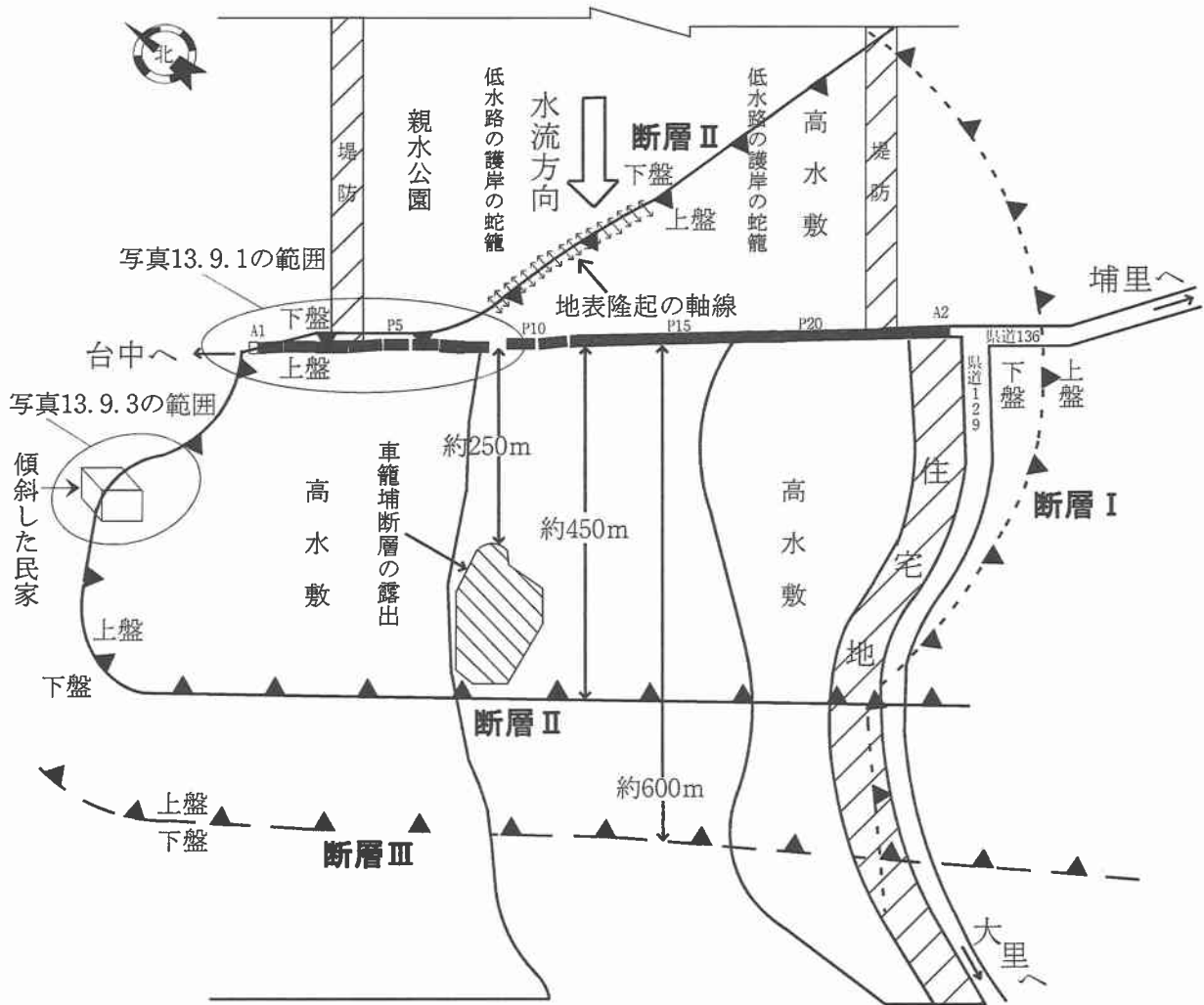
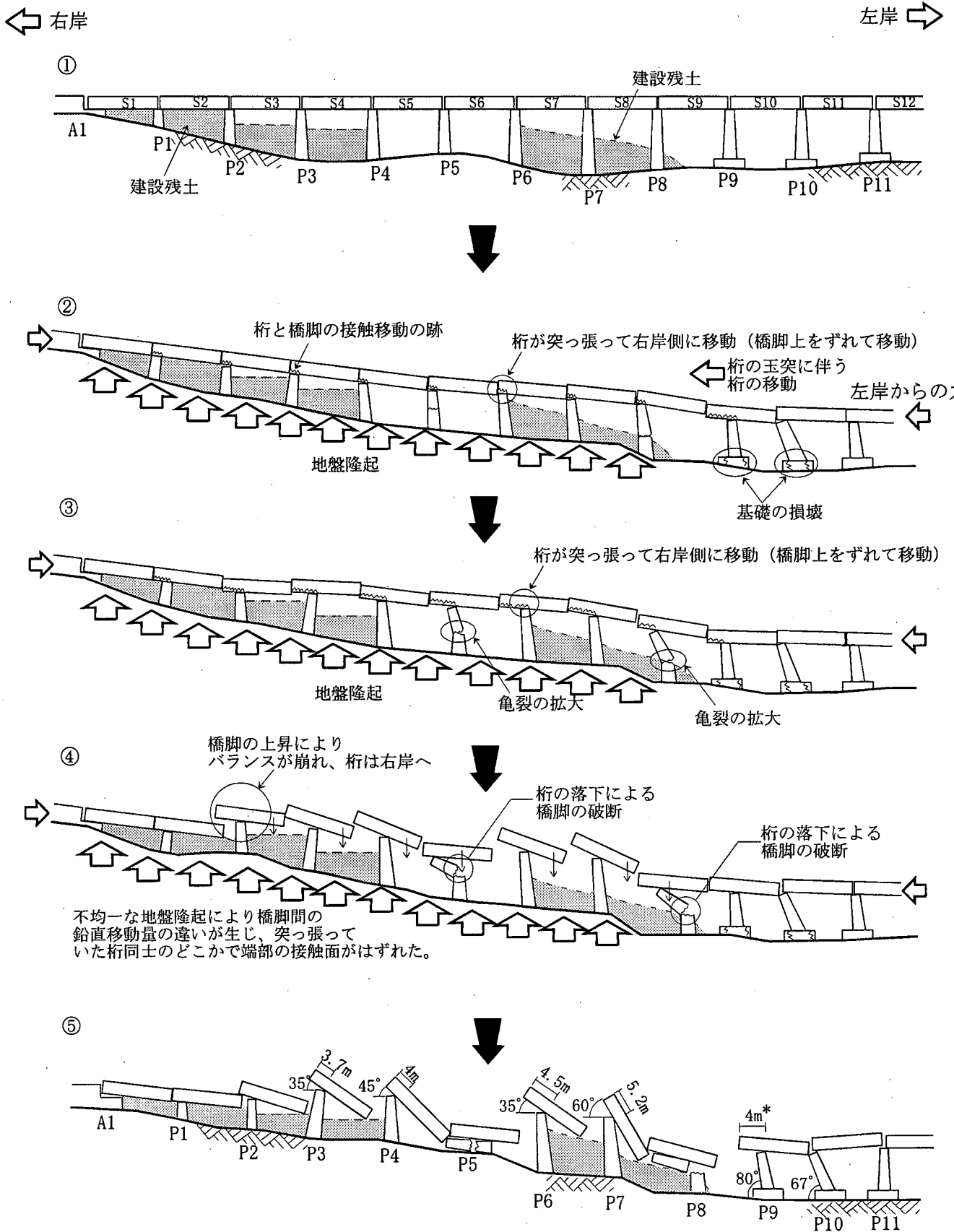


図13.9.3 一江橋付近の断層分布位置[13.9.1]



写真13.9.3 一江橋右岸側の断層の地盤隆起





\* この数字以外のデータは写真上で測った概略値

図13.9.4 一江橋の損傷～落橋過程の仮説

桁が移動するその瞬間の地盤の隆起量 $\Delta$ を求める。

桁が移動する条件は、桁の滑る力が桁～橋脚間の摩擦力を

上回った時である。すなわち、

$$P \sin \theta \geq P \cos \theta \times \mu \quad (13.9.1)$$

$$\tan \theta \geq \mu \quad (13.9.2)$$

コンクリート同士の摩擦係数 $\mu$ を0.5とすると、

$\theta = 26.6^\circ$ となる。

一江橋の橋脚間隔は $L = 12\text{m}$ であるため、隆起量

$$\Delta = 12 \times \sin \theta \approx 5.4\text{m}$$
と求められる。

ここに、

$P$  : 桁自重

$P_N$  : 桁重量の鉛直方向の分力 ( $= \frac{1}{2} P \cos \theta$ )

$\mu$  : コンクリート桁とコンクリート橋脚間の静摩擦係数 (=0.5)

$\Delta$  : 桁が落下するときの不等隆起量

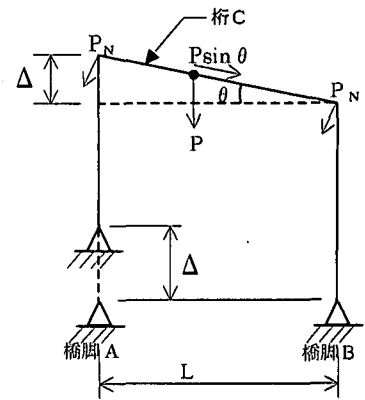


図 13.9.5 地盤の隆起と桁落下の関係の検討モデル

以上の検証結果によると、一江橋の場合は桁が落下するのに必要な橋脚間の不等隆起量は5.4mとなる。しかし、現地の状況を見ると、橋脚間の不等隆起量が5.4mにも及ぶものはなかったが、落橋したケースがあった(例えばP2、P3、P4)。すなわち、一江橋の落橋原因は単に橋脚間の不等隆起ではないと考えられ、しかも、落橋した桁端部と橋脚天端との距離は3m以上(図13.9.4の⑤)もあることを考えると、橋脚の隆起だけではなく、水平力を受けて桁が移動することとあいまって落橋したと考えられる。

## (2) 橋脚の破断原因 (P5 橋脚を対象としたもの)

右岸側の橋脚P1～P11は全て傾斜していたが、そのうちP5とP8橋脚は柱中間部で破断していた。その理由について仮説に基づき検証してみた。図13.9.6に示すように、桁の玉突き現象と地盤の隆起によって橋脚位置がずれた状態をモデル化して、検証を行った。ここではP5を対象橋脚とした。

a) P5橋脚の天端で発生した摩擦力とP5橋脚柱のひびわれ曲げモーメント $M_c$ の関係についてまず、桁1本による摩擦力と橋脚のひびわれ曲げモーメント $M_c$ を検証した。

P5橋脚のコンクリートのひびわれ曲げモーメント $M_c$ は以下のように計算できる。(道路橋示方書[13.9.4]を適用)

$$M_c = W \left( 1000 \sigma_{bt} + \frac{N}{A} \right) \quad (13.9.3)$$

ここに、

$$W \text{ (橋脚の断面係数)} \doteq \frac{1}{6}(7.5) \times (1.5)^2 = 2.8 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bt} \text{ (コンクリートの曲げ引張強度)} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} = 1.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ck} \text{ (コンクリートの設計基準強度)} = 21 \text{ N/mm}^2 \text{ (台湾における一般的な材料強度)}$$

$$N \text{ (軸力)} \doteq P + 1.5 \text{ m} \times 7.5 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 = 2811 \text{ kN}$$

$$P \text{ (上部工重量)} \doteq 1000 \text{ kN}$$

$$A \text{ (橋脚の断面積)} \doteq 1.5 \text{ m} \times 7.5 \text{ m} = 11.25 \text{ m}^2$$

$$h \text{ (橋脚天端～破断箇所の見視距離)} \doteq 7 \text{ m}$$

したがって

$$M_c = 2.8 \left( 1000 \times 1.75 + \frac{2811}{11.25} \right) = 5600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c / h = 800 \text{ kN} > \text{桁と橋脚間の静摩擦による水平力} = 1000 \text{ kN} \times 0.5 = 500 \text{ kN}$$

すなわち、1本の桁と橋脚間の静摩擦による水平力だけでは、橋脚のコンクリートひび割れ曲げモーメントを生じ難いことがわかる。

b) 数本の桁が影響した場合

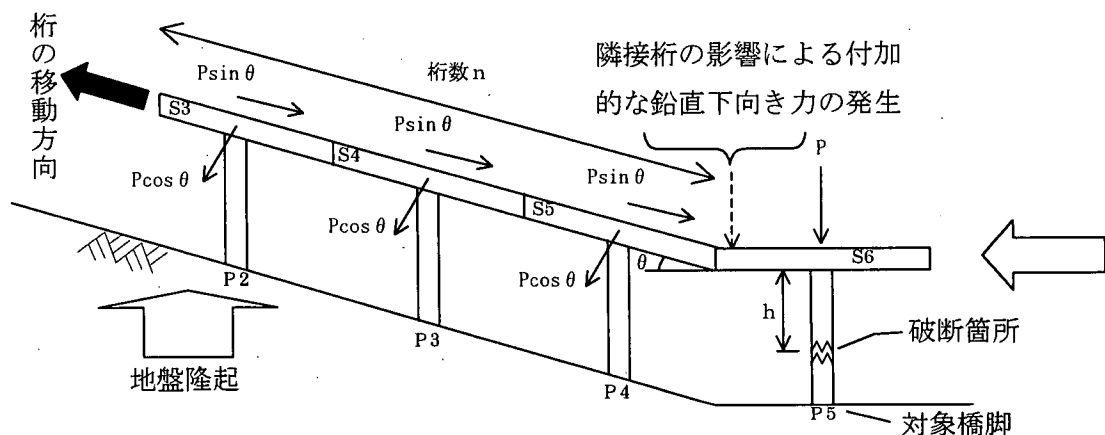


図 13.9.6 破断原因の検証モデル

ここでは、桁 S3、S4、S5 は同じ勾配と仮定する。

コンクリートひび割れ曲げモーメントを生じる場合、式 (13.9.4) が成り立つ。

$$\frac{M_c}{h} \leq [n \times (P \sin \theta + P \cos \theta \times \mu) \times \sin \theta + P] \times \mu \quad (13.9.4)$$

$$n P (\sin \theta + \mu \cos \theta) \sin \theta + P - \frac{M_c}{h \times \mu} \geq 0 \quad (13.9.5)$$

$M_c$  の値は a) に示したように、5600 kN・m である。

Mc の値を式 (13.9.4) に代入すると、

$$1000n (\sin \theta + 0.5 \cos \theta) \sin \theta \geq 600 \quad (13.9.6)$$

橋脚間の相対的な高さの違いと水平面の間角度  $\theta$  を桁数との関係から求めた結果を表 13.9.2 に示す。同表の結果より、以下のことがわかる。

表 13.9.2 地盤隆起角度・桁数の関係

桁数 n	1	2	3	4	5
最小隆起角度 $\theta^\circ$	37	22	16	13	11
(両橋脚間の相対高さ : m <sup>相</sup> )	(0)	(7.4)	(4.5)	(3.3)	(2.7)

注) 高さ = 12m × sin  $\theta$

- ① 桁数が多いほど地盤の隆起角度が小さくても、橋脚にはひび割れ損傷が生じる。また、隣接桁との隆起量の差が大きい場合は、少ない桁数でも橋脚にひび割れ損傷を生じる可能性がある。
- ② 現場で目測した橋脚の隆起程度から判断すると、P5 橋脚と A1 橋台～P4 橋脚の相対的隆起量の差はそれほど大きくなく、多数の桁の影響を受けたものと考えられた。一方、P8 橋脚の場合は P6、P7 橋脚との相対的隆起量の差が大きかったため (4m という報告がある[13.9.2])、少ない桁数の影響を受けて損傷したものと推定される。
- ③ 現場での目測によると、P5 橋脚と A1 橋台間の相対高さは 5m 程度と思われ、計算による 11.5m (=2.3m×5 径間) より小さい。これは、図 13.9.6 のような鉛直方向の作用力メカニズム以外の力 (例えば水平振動) が、同時に S6 桁に影響を及ぼした可能性を示唆している。

### 3) まとめ

- ・一江橋の右岸側落橋は、断層運動に起因した地盤の動きにより桁同士が圧縮された状態において、A1～P8 あたりに顕著に発生したと思われる地盤隆起とあいまって、突っ張っていた桁のバランスが崩れたことによるものと推定される。
- ・P5 と P8 の橋脚柱の破断は、地盤隆起の段階で、隣接する複数桁の影響により、桁と橋脚間の摩擦抵抗が増加し、滑らずに桁の水平力が橋脚柱に作用したことによるものと推定される。
- ・落橋メカニズムについての仮説の検証を試みたが、落橋要因を十分に説明するのは困難であった。水平振動などが落橋メカニズムに及ぼした影響に着目した研究を行い、ここでの仮説を検証することが望まれる。

## 13.9.4 地表地震断層に基づく被害解析

本橋の被害の主な原因は、烏溪橋および埤豊橋と同じ地表地震断層と推定される。そこで、烏溪橋の被害解析 13.6.4 と同モデルを用いて解析を行う[13.9.6]。地表地震断層は西端の径間下を通ったと推測されている[13.9.5]。しかし、西端から 10 径間に渡って広く地盤変動が見られるため、西端の径間 (以下、西端) と最も橋脚間距離が縮小している西端から 10 番目の径間 (以下、中央) の両方を解析対象とする。解析の目的は、①動的解析モデルによる被害の再現、②断層変位と地震動の影響をそれぞれ明確にすることの 2 点である。

1) 解析方法

13.6.4 と同様の解析方法を用いる。全体のモデルを図 13.9.7 に示す。ゴム支承と桁の下面コンクリート間の動摩擦力  $F_x$  を  $0.56 \times 10^5$  (N)、橋軸方向の初期剛性  $K_x$  を  $6.94 \times 10^6$  (N/m) とする。本橋では橋軸直角方向にコンクリート塊のストッパーは設置されていないので、復元力特性は橋軸方向と同様のモデルで近似する。橋脚間相対変位は現地における測量結果報告 [13.9.5] から、西端で橋軸方向に 0.5m 縮み、橋軸直角方向に 0.5m 右ずれし、鉛直方向に 3.5m 段差ができたものとする。同様に中央の橋脚間相対変位は現地における測量結果報告から、西端と向きが等しく、大きさはそれぞれ 1.6m、1.0m、0.23m とする。橋軸から断層線への角度は西端、中央ともに西へ  $50^\circ$  とする。

単位 : m

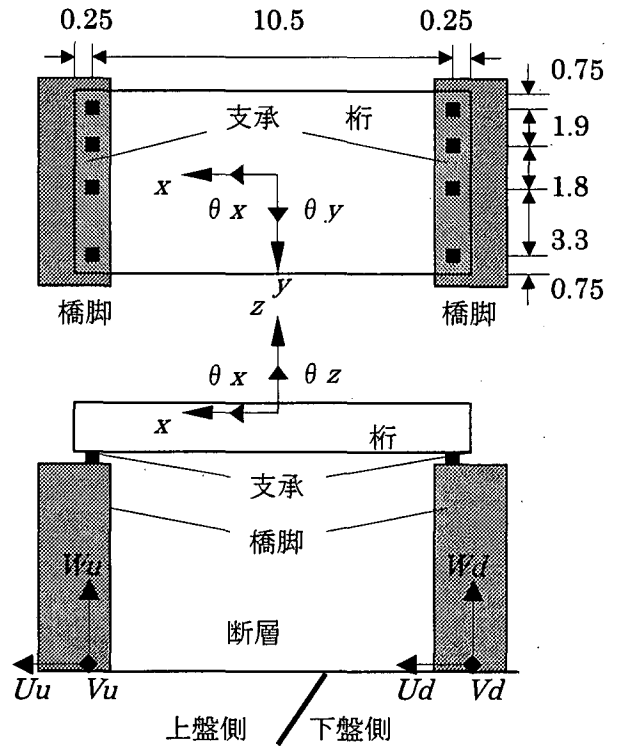


図 13.9.7 一江橋の解析モデル

2) 解析結果

断層変位波形の組み合わせを F1、食い違い生成時間 1 倍としたときの、西端の径間と中央の径間における支承の橋軸方向に関する時刻歴応答変位を図 13.9.8 および図 13.9.9 にそれぞれ示す。実際の桁掛り長を一点鎖線で示した。また、桁の挙動も同図中に示した。図 13.9.8、13.9.9 とともに、左側が上盤側（西側）、右側が下盤側（東側）である。さらに中央の桁に関する図 13.9.9 においては隣の桁が落下した上盤側を丸で囲んだ。図 13.9.8 を見ると、西端の断層直上の桁は落下せず、隣の桁も押し出されていないことが分かる。中央の桁は上盤側に大きく突き出ており、隣の桁を押し出して落下させたと推定される。

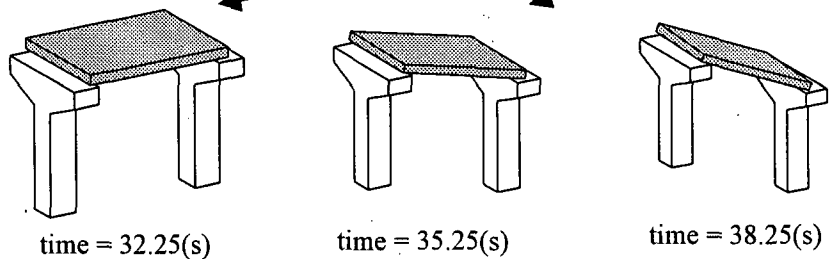
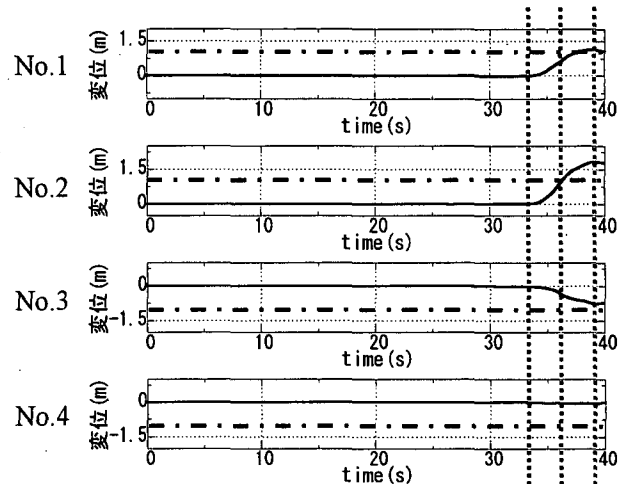


図 13.9.8 一江橋（西端）の支承の時刻歴応答変位（橋軸方向）

次に、解析結果から得られた必要桁掛り長を図 13.9.10 および図 13.9.11 に示す。ただし図中においては、実際の桁掛り長を点線で示し、橋梁と断層変位の幾何学的関係から求めた必要桁掛り長を G、静的解析結果を S、断層変位波形  $F_i$  の食い違い生成時間の  $j$  倍を入力波形とした動的解析を  $F_i R_j$  と記す。G に関しては、上盤側地盤と下盤側地盤の移動量の不明確さを考慮したため、解析結果は幅を持っている。なお本橋では、幾何学的関係から桁掛り長を求める場合、橋脚間距離が減少しているため、隣の桁が断層直上の桁に押し出されて落下しないために必要な桁掛り長を算出し、断層直上の桁が落下することは理論上なく、値は 0 となる。ここで、断層

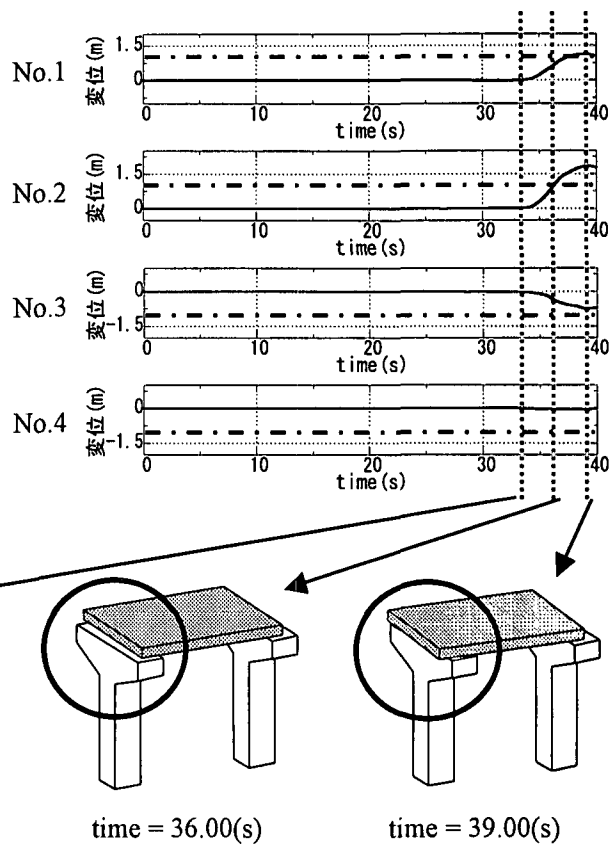


図 13.9.9 一江橋（中央）の支承の時刻歴応答変位（橋軸方向）

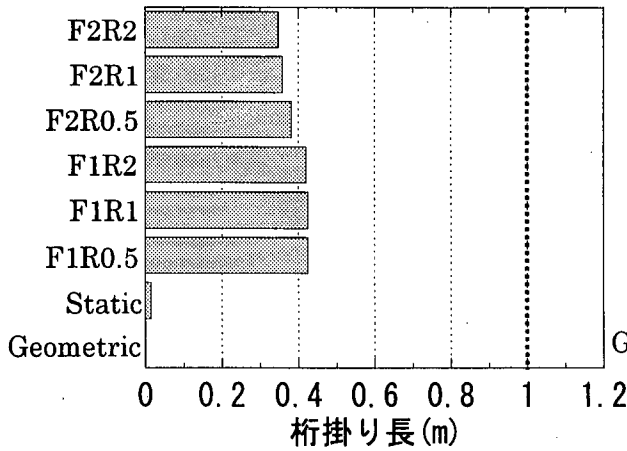
直上の桁が落下しないための必要桁掛り長は、桁端部が橋脚天端上に位置するために確保されるべき桁掛り長を意味する。また、隣の桁に関する必要桁掛り長は、断層直上の桁端部が隣の径間へ突き出ないために確保されるべき桁掛り長を意味する。

図 13.9.10 を見ると、西端の桁に関して実際の桁掛り長より全解析結果における必要桁掛り長は小さい。実際は下盤側（東側）が落下しており、これは下盤側から隣の桁に押し出されたことが原因と考えられる。一方、図 13.9.11 を見ると、中央の桁に関して全解析結果における必要桁掛り長は実際の桁掛り長より大きい。また、静的解析結果に対して動的解析結果が最大約 30cm 大きくなっている。これより、被害の主な原因は断層変位であることがわかる。中央の桁が落下せず上盤側に突き出ていること、また上盤側の隣の桁が落下しているという点で、解析結果は実際の被害と一致している。

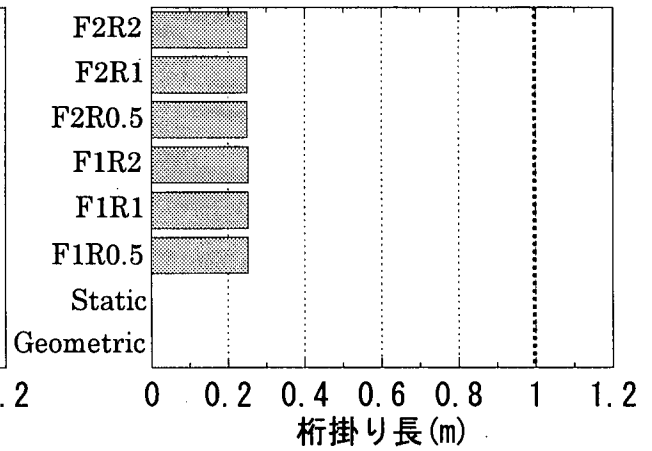
### 3) まとめ

一江橋を対象として、変位に着目した地表地震断層による動的解析を行った。本解析結果を以下にまとめる。

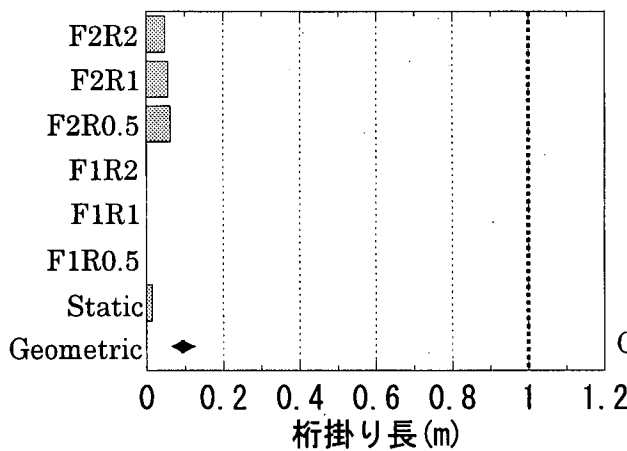
- ① 断層が通ったと推定される西端径間の桁の変位は小さかった。よって、桁の下盤側への落下は下盤側から隣の桁に押し出されたことが原因と考えられる。
- ② 橋脚間距離が最も縮んだ西から 10 番目の径間において、桁が落下せず上盤側に突き出ていること、また上盤側の隣の桁が落下していることが再現できた。
- ③ また、静的解析結果に対する動的解析結果の増分は最大約 50cm であり、断層変位と比較すると小さい。よって、被害の主な原因は静的な断層変位であるといえる。



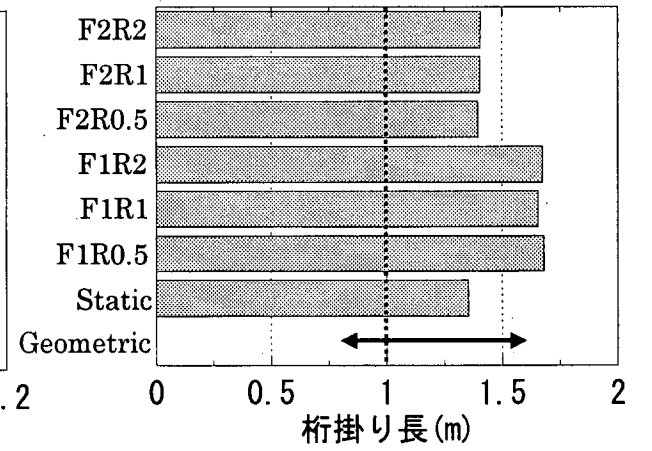
(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図 13.9.10 一江橋（西端）の必要桁掛り長

図 13.9.11 一江橋（中央）の必要桁掛り長

参考文献

- 13.9.1) 林呈、孫洪福：見證 921 集集大地震—震害成因與因應對策、台灣土木技師公會、麥格羅・希爾出版、pp.136-154、2000
- 13.9.2) 川島一彦、阿部雅人、家村浩和、庄司学、岩田秀治、高橋良和：1999 年台湾・集集地震による橋梁の被害、橋梁と基礎、Vol.34、No.4、pp.15-23、2000
- 13.9.3) (財) 土工技術研究發展基金會：大地裂痕、1999
- 13.9.4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、1996
- 13.9.5) 川島一彦、庄司学、岩田秀治：1999 年集集地震（台湾）における交通施設の被害と被災メカニズムに関する検討、東京工業大学、Report No.TIT/EERG 99-8、1999
- 13.9.6) 水口知樹：修士論文 地表地震断層による落橋現象のモデル化と対策、東京大学、2001

(執筆者：水上善晴、森 敦、水口知樹)

## 13.10 断層変位に対する橋梁の設計手法に関する考察

### 13.10.1 はじめに

集集地震では、地震数mから 10 mにも及ぶ大規模な断層変位により多くの橋梁において落橋に至る甚大な地震被害を受けた。橋梁構造物は、線状の構造物であり、また、我が国のように日本全国至るところに断層が存在する状況においては、断層を避けて道路、鉄道、ライフライン等の各種のネットワークを構築することは困難と言わざるを得ない。このため、このような大規模な断層変位が予想されるところに建設される橋梁構造物の設計においては、構造物の重要度に応じて必要とされる性能に基づいて、できるだけ変位に強い構造物を選定するとともに、想定以上の変位が生じて甚大な被害が発生した場合でもできる限り早急にネットワークとしての機能を確保できるように、迂回路を確保したり、システムのバックアップを準備したり、早期に復旧ができるような構造や復旧資材・体制を整えておくことが重要と考えられる。

橋梁が数メートルにも及ぶ断層変位に対しても耐震性を確保するためには、どうしたらよいかという問いに対するひとつの解として柔な橋梁構造がある。柔な橋梁構造として候補にあげられるのは、長大吊橋や長大斜張橋のような吊構造系橋梁と、高い橋脚や桁の断面を小さくするとともに、桁と橋脚の間に積層ゴム支承のような柔らかい弾性支承を配置することにより桁と支承および橋脚の変形によってある程度の大きさの断層変位には耐えられるようにした高橋脚の連続形式の橋梁が考えられる。

ここでは、断層変位が橋梁の耐震性に及ぼす影響について解析的に検討した事例を示す[13.10.1]。

### 13.10.2 断層変位が橋梁の耐震性に及ぼす影響

#### (1) 断層変位が連続橋の耐震性に及ぼす影響

検討においては、一般的な橋梁を対象にすることとし、図 13.10.1 に示すような支間長 40 m の 5 径間連続橋を解析対象橋とした。ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造で、両端は橋台構造である。図 13.10.2 は、解析モデルを示したものである。解析においては、橋梁条件に応じて以下のようなモデル化を行った。

- ①上部構造：線形の梁モデル
- ②伸縮装置：ある遊間を有する非線形バネ要素
- ③支承：ハードニングが生じる非線形バネ要素
- ④橋脚：曲げとせん断を考慮した非線形梁モデル
- ⑤橋台：裏込め土の反力特性を非線形バネにモデル化
- ⑥落橋防止構造：ケーブルタイプの落橋防止構造を想定し、バイリニア型の非線形バネ要素
- ⑦けたかかり長：1.25 m

解析においては、各種の解析パラメータ、例えば、断層変位についても、その位置、方向、変位量などが考えられるが、ここでは、落橋という観点で条件が厳しくなる両橋台が開く方向に断層変位が生じる場合の解析例を以下に示す。

図 13.10.3 は、断層が P 2 橋脚と P 3 橋脚の間を横断し、相対変位がこの間で広がる方向に生じる場合を想定したものである。このような変位が上記の橋に生じた場合の損傷の進展を示



したのが、図 13.10.4 である。以下に断層変位の増大と損傷の進展状況を示す。

- ①断層変位 46cm：全ての橋脚において降伏
- ②断層変位 86cm：橋台部の支承ひずみが 250 %

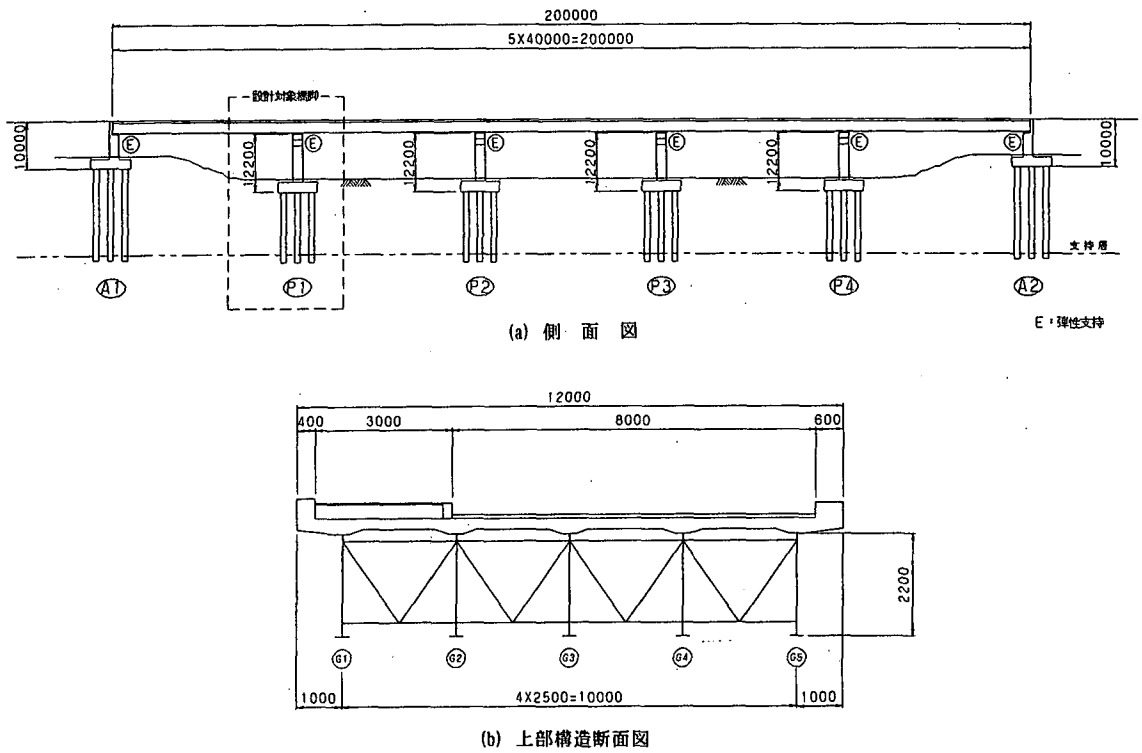


図 13.10.1 解析対象橋

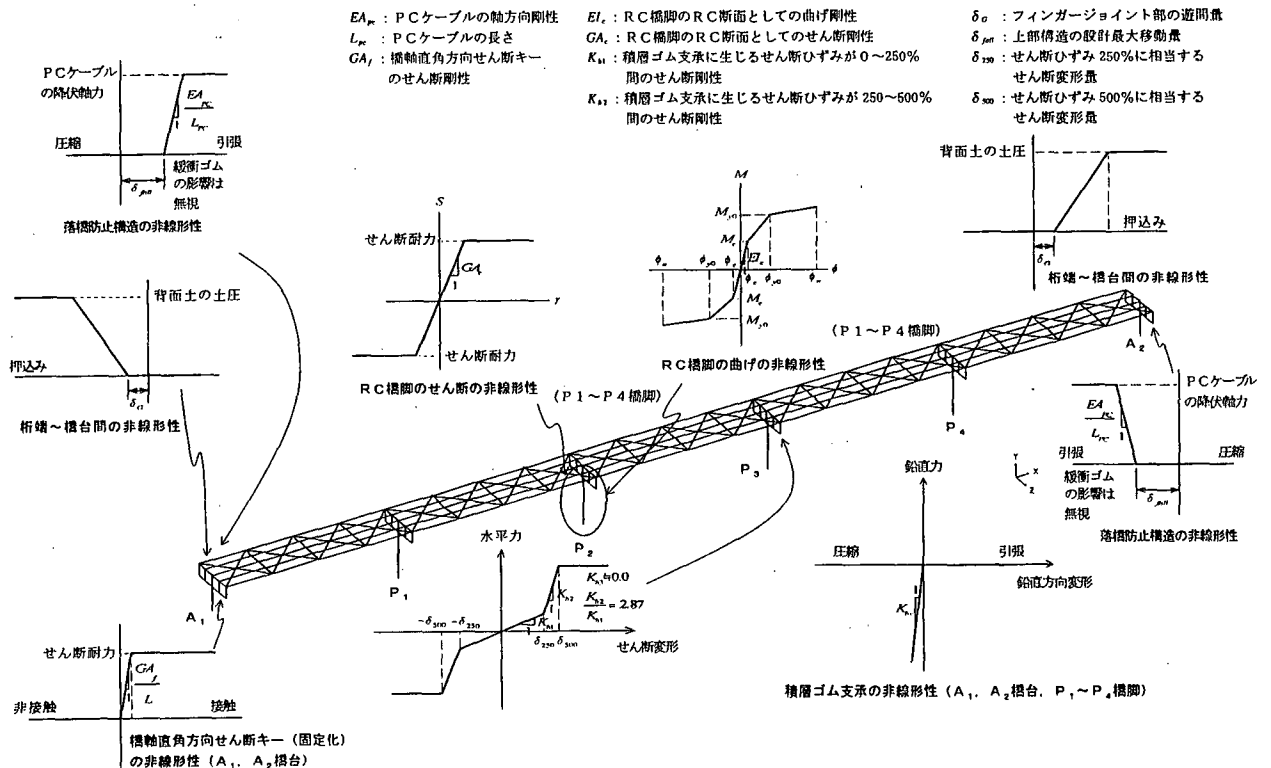


図 13.10.2 解析モデル

③断層変位 88cm：橋脚が終局

④断層変位 138cm：橋台部の落橋防止装置（ケーブル）が降伏

⑤断層変位 170cm：橋台部の支承ひずみが 500 %

なお、断層変位 200cm になっても、橋脚が上部構造の死荷重さえ支えられる能力を有していれば、解析上上部構造の落下は生じていない。このように、設定したけたかかり長は 1.25m であるが、損傷が支承部や橋脚などに分散することができれば、断層変位が 200cm を超えても上部構造の落下が生じないことを示している。

なお、ここでは、断層変位が橋の中央部分、すなわち、P 2 橋脚と P 3 橋脚の間で生じるものと仮定したが、当然ながら橋と断層変位の生じる位置関係によってその結果が大きく影響を受けることが予想される。例えば、断層変位が A 1 橋台と P 1 橋脚の間に生じた場合には、橋全体の中での損傷分散が上記とは異なる結果になり、より小さい断層変位でも上部構造の落下が生じ得る。

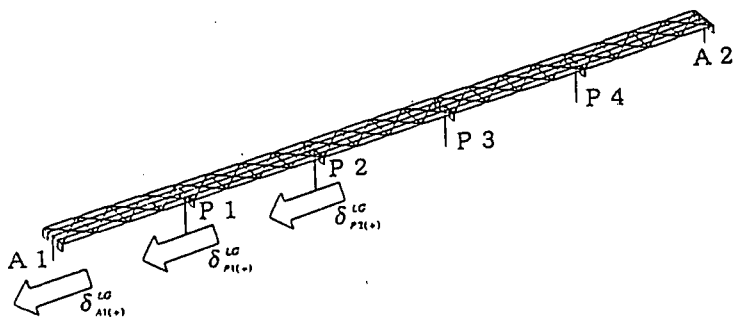


図 13.10.3 断層変位の仮定

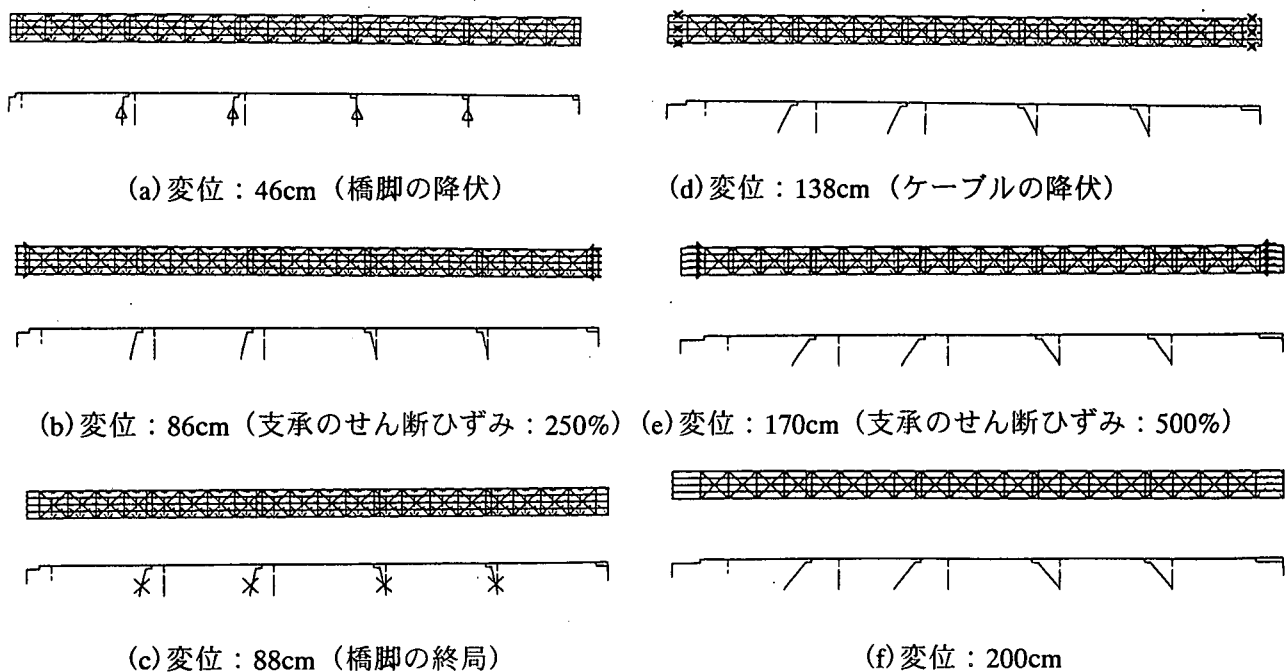


図 13.10.4 断層変位の増大と損傷の進展状況

## (2) 連続橋の水平方向剛性が断層変位による損傷モードに与える影響

我が国に建設される最も一般的な橋梁形式である地震時水平力分散構造を対象に、橋梁全体系としての水平方向剛性を柔らかくすることにより、断層変位によって生じる損傷がどのように変化するかを解析的に検討した例を示す。

解析では橋に生じる損傷としては、鉄筋コンクリート橋脚の曲げ終局耐力時やせん断耐力に達するとき、積層ゴム支承が破断するとき等の終局状態に着目した。さらに、上部構造が落下しない状態にとどまっているかにも着目した。上部構造が落下しない状態とは、図 13.10.5 に示すように、橋軸方向に対しては、桁端部が胸壁から離れる方向に移動しその移動量が橋台上に設けられた桁かかり長を越えない状態、橋軸直角方向に対しては、橋台上を桁が橋軸直角方向に移動しても桁の半分が橋台上にあれば落下しないと仮定した。

検討対象としたのは、図 13.10.1 に示した両端を橋台、中間を鉄筋コンクリート橋脚で支持された 5 径間連続鋼 I げた橋で、積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造である。これを図 13.10.2 に示した解析モデルで表し、図 13.10.3 に示すように A1 橋台と P1・P2 橋脚の基部位置を強制変位させた場合と、A1 橋台のみを強制変位させた場合の 2 種類の断層変位を作用させた。橋梁全体系の水平方向剛性は、橋軸方向に対しては上部構造が橋軸方向に Sway する固有振動モードの固有周期が 0.5 秒、1.0 秒、1.5 秒、2.0 秒となるように積層ゴム支承のゴム総厚を変化させ、橋軸直角方向に対しては、A1・A2 橋台上にせん断キーを設けて橋軸直角方向を固定化した場合と、A1・A2 橋台上には鉛直沓のみを設けて橋軸直角方向を可動にした場合の 2 つを対象とした。図

断層変位が地表に現れると、その変位量は 10m にも達することがあることを考慮して、ここで作用させる断層変位量の最大値としては、橋軸方向、橋軸直角方向ともに 10m と仮定し、強制変位を漸増载荷させた。

図 13.10.6 は A1 橋台の橋軸方向に A1 橋台が他の部位を引っ張るように断層変位を作用させたとき、図 13.10.8 は A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸方向に A1 橋台と P1・P2 橋脚が他の部位を引っ張るように断層変位を作用させたときの積層ゴム支承、落橋防止構造の PC ケーブル、P1～P4 橋脚および A1・A2 橋台上の桁端移動量を示したものである。両図とも作用させる断層変位が 5m を越え 10m に達するまでの間に、何のイベントも生じなかつたので断層変位量が 0～5m までの結果を示している。橋台上の桁の移動量は、A1 橋台、A2 橋台とも桁端部が胸壁から離れる方向を正として表示している。

A1 橋台の橋軸方向のみに断層変位が作用すると、橋軸方向の Sway の固有周期を 0.5 秒とした連続橋では、断層変位が 37cm で A1 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達し、断層変位が 115cm で A1 橋台の PC ケーブルが破断に至る。橋軸方向の Sway の固有周期を 1.0 秒となるように積層ゴム支承の水平方向剛性を柔らかくすると、断層変位が 106cm で A1 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達し、断層変位が 119cm で A1 橋台の PC ケーブルが破断に至る。

積層ゴム支承の水平方向剛性を、橋軸方向の Sway の固有周期が 1.5 秒、2.0 秒となるようにさらに柔らかくすると、断層変位が 119cm、125cm で A1 橋台上の PC ケーブルが破断し、断層変位が 208cm、313cm で A1 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達する。しかし、橋台上での桁の移動量は積層ゴム支承の水平方向剛性を柔らかくするだけでは大きく変化せず、図 13.10.1 に示した連続橋に対して設定した桁かかり長 125cm では断層

変位が約 150cm に達すると上部構造の落下が生じることになる。

A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸方向に断層変位が作用すると、橋軸方向の Sway の固有周期を 0.5 秒とした連続橋では、断層変位 53cm で A1 橋台と A2 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達し、55cm で P1 橋脚～ P4 橋脚に生じる曲げモーメントが終局曲げに達し、断層変位が 198cm で A1 橋台と A2 橋台の PC ケーブルが破断に至る。橋軸方向の Sway の固有周期が 1.0 秒となるように積層ゴム支承の水平方向剛性を柔らかくすると、断層変位が 88cm で P1～P4 橋脚に生じる曲げモーメントが終局曲げに達し、断層変位が 170cm で A1 橋台と A2 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達し、断層変位が 197cm で A1 橋台と A2 橋台の PC ケーブルが破断に至る。

積層ゴム支承の水平方向剛性を、橋軸方向の Sway の固有周期が 1.5 秒、2.0 秒となるようにさらに柔らかくすると、断層変位が 130cm、195cm で P1 橋脚～ P4 橋脚に生じる曲げモーメントが終局曲げに達し、断層変位が 196cm、196cm で A1 橋台と A2 橋台の PC ケーブルが破断し、断層変位が 338cm、506cm で A1 橋台と A2 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達する。やはり、橋台上での桁の移動量は、積層ゴム支承の水平方向剛性を柔らかくするだけでは大きく変化せず、図 13.10.1 に示した連続橋に対して設定した桁かかり長 125cm では、断層変位が約 250cm に達すると上部構造の落下が生じることになる。

図 13.10.8 は A1 橋台の橋軸直角方向に、図-13.10.9 は A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸直角方向にそれぞれ断層変位を作用させたときに生じる各要素のイベントを示したものである。橋台上の桁の移動量は、A1 橋台、A2 橋台とも G5 桁が橋台上から逸脱する方向を正として表示している。

橋台にせん断キーを設けて固定化した連続橋の A1 橋台の橋軸直角方向に断層変位を作用させると、断層変位が 62cm で A1 橋台に設けられたせん断キーに生じるせん断力が、断層変位が 142cm で P1 橋脚に生じるせん断力がそれぞれせん断耐力に達する。断層変位が 382cm で P2 橋脚に生じるせん断力が、断層変位が 448cm で A2 橋台に設けられたせん断キーに生じるせん断力がそれぞれせん断耐力に達する。断層変位が 716cm となると、A1 橋台上の積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみ 500%に達する。しかし、断層変位が 142cm を越えると橋台や橋脚上に設置された支承にアップリフトが生じるため、実際には、図 13.10.8 に示した断層変位量 716cm よりも早い段階で積層ゴム支承の機能が失われると予想される。橋台上で橋軸直角方向を固定化する場合には、図に示すように各要素に損傷が生じるため断層変位が 10m 作用しても上部構造の中心位置が橋台天端上からはみ出すことはない。しかし、橋台にせん断キーを設けず鉛直沓のみを設けて橋軸直角方向に可動とした連続橋では、A1 橋台の橋軸直角方向のみに断層変位を作用させると、橋軸直角方向の拘束がないため、断層変位量が 6m に達した時点で上部構造の中心位置が橋台天端上からはみ出すことになる。

橋台に設けたせん断キーで橋軸直角方向を固定化した連続橋の A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸直角方向から断層変位を作用させると、断層変位が 110cm で P2・P3 橋脚に生じるせん断力が、154cm、156cm で A2 橋台、A1 橋台に生じるせん断力が、434cm、440cm で P4 橋脚、P1 橋脚に生じるせん断力がそれぞれせん断耐力に達する。橋台にせん断キーを設けず鉛直沓のみを設けて橋軸直角方向に可動とした連続橋では、断層変位が 114cm で P2・P3 橋脚に生じるせん断力がせん断耐力に達する。A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸直角方向から断層変位を作用させた場合には、橋台に設けたせん断キーで橋軸直角方向を固定化した場合の方が、せん断破壊

する橋脚が多くなるとともに上部構造のねじれが原因で支承に生じるアップリフトも多くの箇所で見られている。なお、橋台に設けたせん断キーの有無にかかわらず、断層変位が 10m 作用しても、上部構造の中心位置が橋台天端上からはみ出すことはない。

以上、ここでは、我が国で建設される一般的な連続橋を対象に積層ゴム支承の総厚を変化させたり、橋台上における橋軸直角方向の固定度を変化させて断層変位に相当する強制変位を与えた解析を行った。これによれば、橋軸方向の桁端の移動量が桁かかり長を超過するときの断層変位量や、橋軸直角方向に移動する桁の幅員の半分以上が橋台天端からはみ出すときの断層変位量は大きく変化することがなく、上部構造の落下の有無は、断層変位が生じる位置と断層変位量および桁かかり長や橋台・橋脚天端の橋軸直角方向幅によって決まることが確認された。上部構造の落下が生じるときの断層変位量に大きな影響を与えたのは、断層変位が生じる位置であり、断層変位が連続橋を構成する各要素にできるだけ損傷が分散するような形で生じた場合には、かなり大きな断層変位に対しても上部構造の落下を防ぐことができる結果となった。

断層変位に対して上部構造が落下しないための条件は、桁かかり長や橋台・橋脚天端の橋軸直角方向幅をできるだけ大きくするとともに、橋脚に損傷が生じて上部構造死荷重を支えられる能力を有していることの2つである。連続橋を構成する各要素に生じる損傷がどの程度にとどまれば橋脚が死荷重を支えられる能力を有することができるかに関して明確な指標はないが、できるだけ桁の移動量が桁かかり長や橋台・橋脚天端の橋軸直角方向幅に達するまでに生じる各要素の損傷程度が小さい方が良く考えられる。このような観点からは、積層ゴム支承の水平方向剛性を柔らかくしたり、橋台にせん断キーを設けず鉛直軸のみを設けて橋軸直角方向を可動にするというような橋梁全体系としての水平方向剛性を柔らかくすることも必要となる。

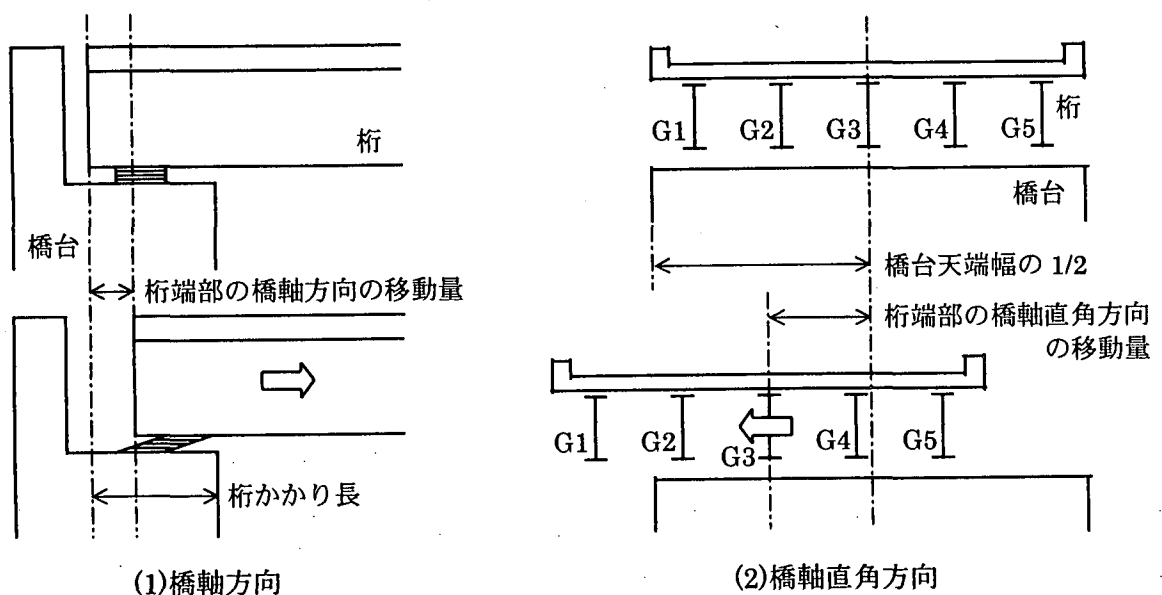


図 13.10.5 上部構造の移動量の定義



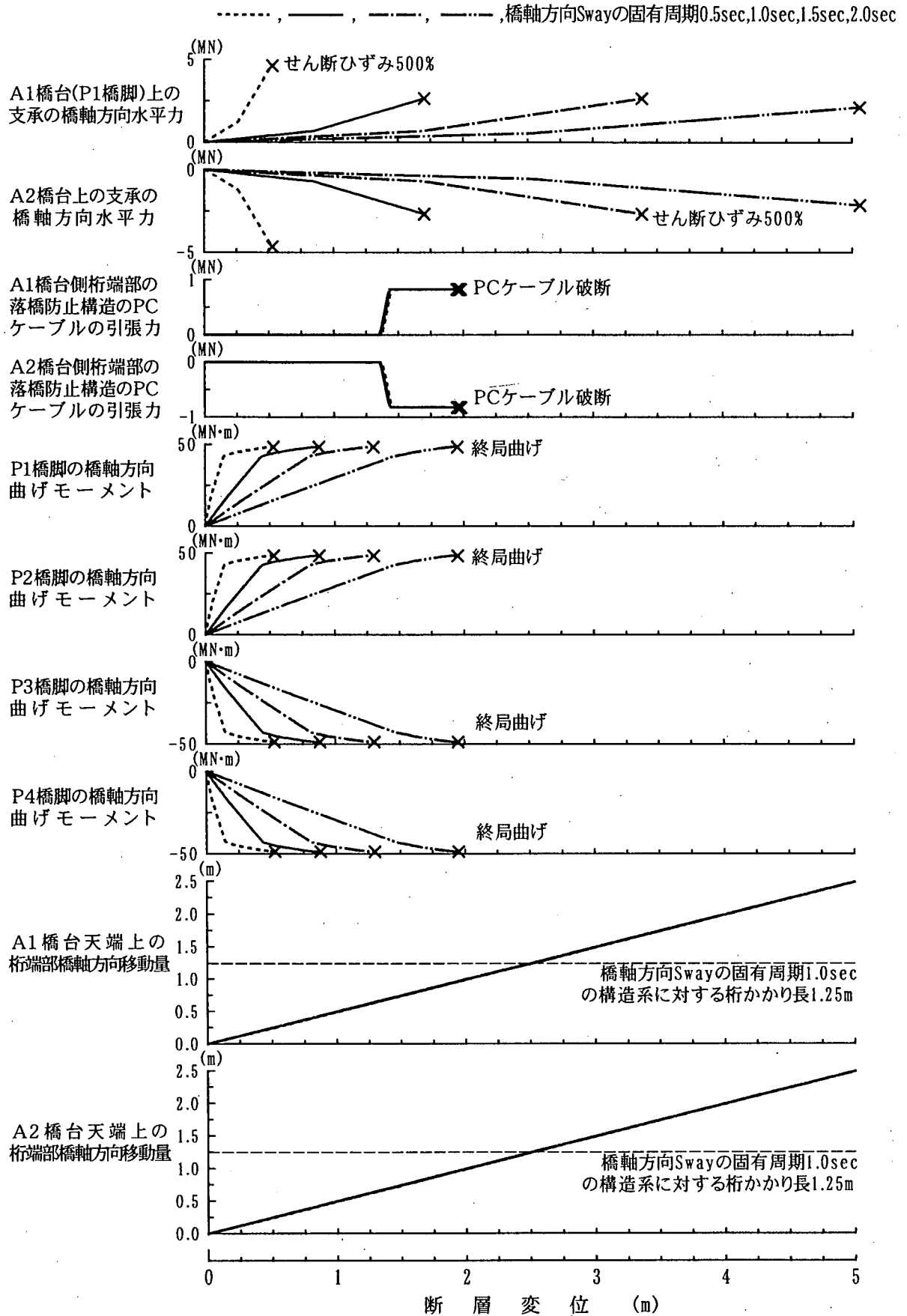
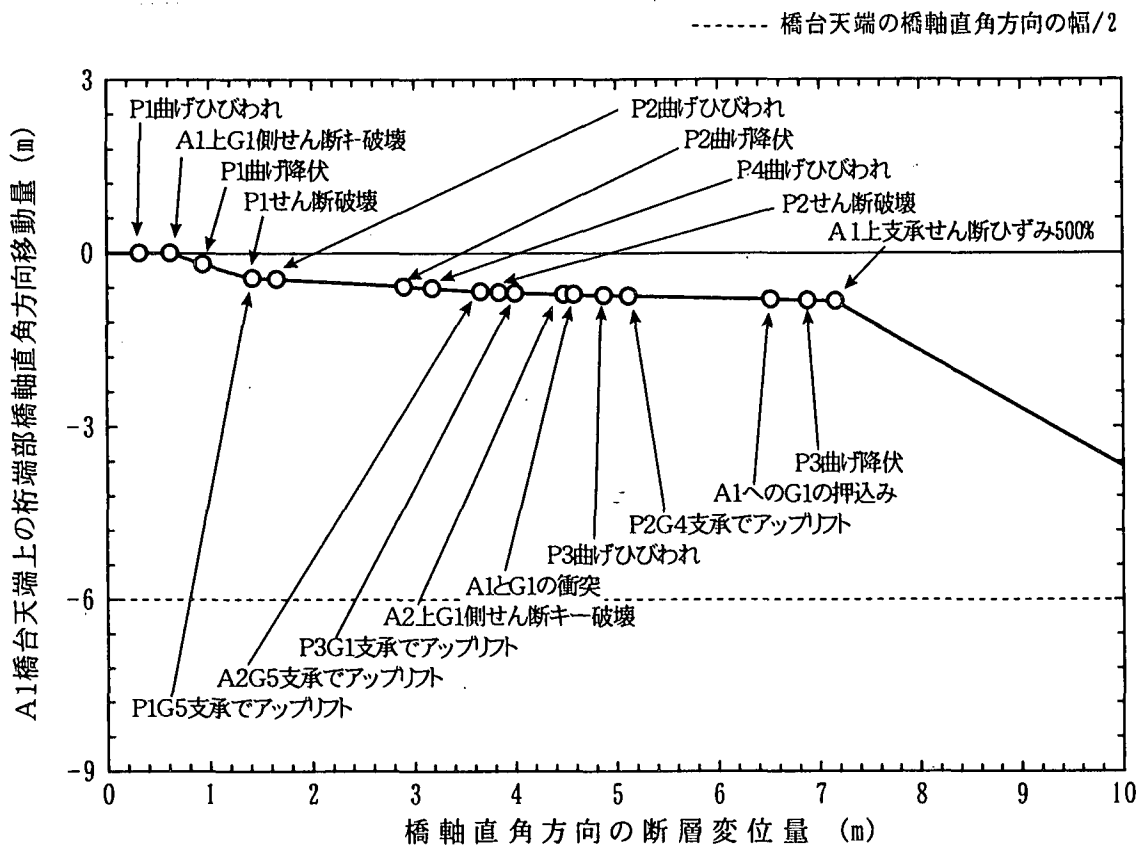
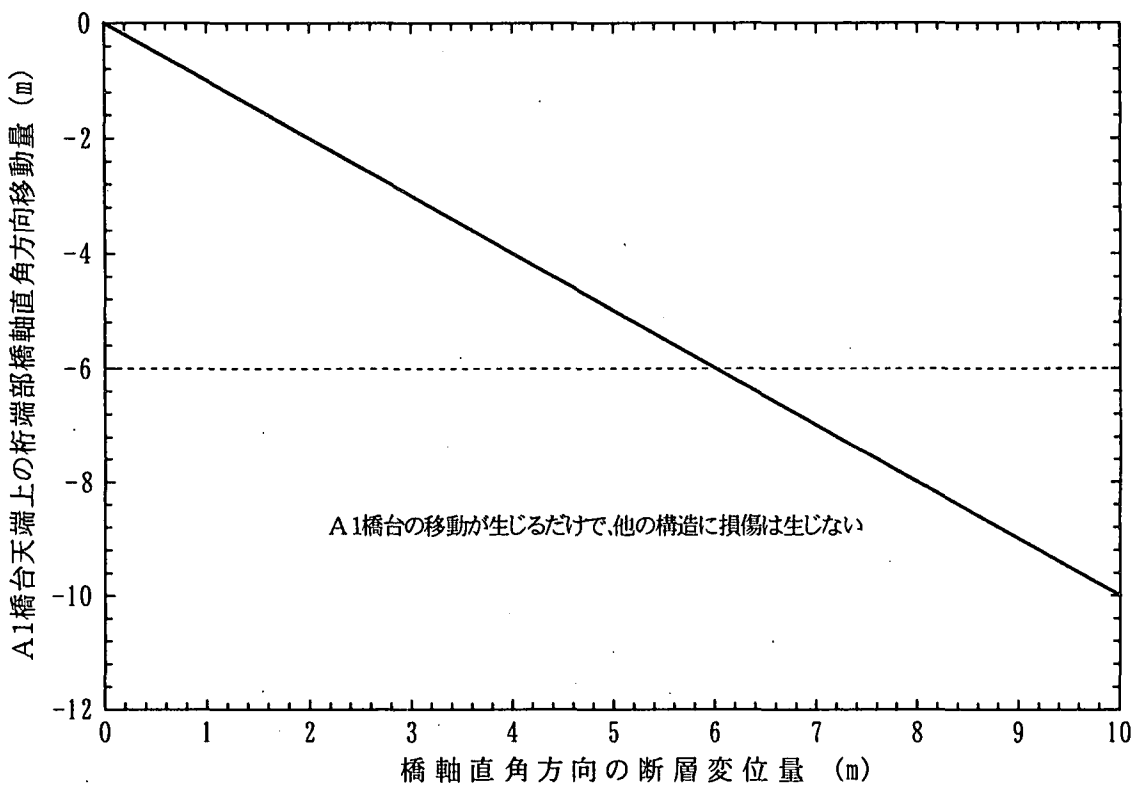


図 13.10.8 A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸方向に作用する断層変位量と損傷過程



(1) 橋台上にせん断キーを設置して橋軸直角方向を固定化した場合

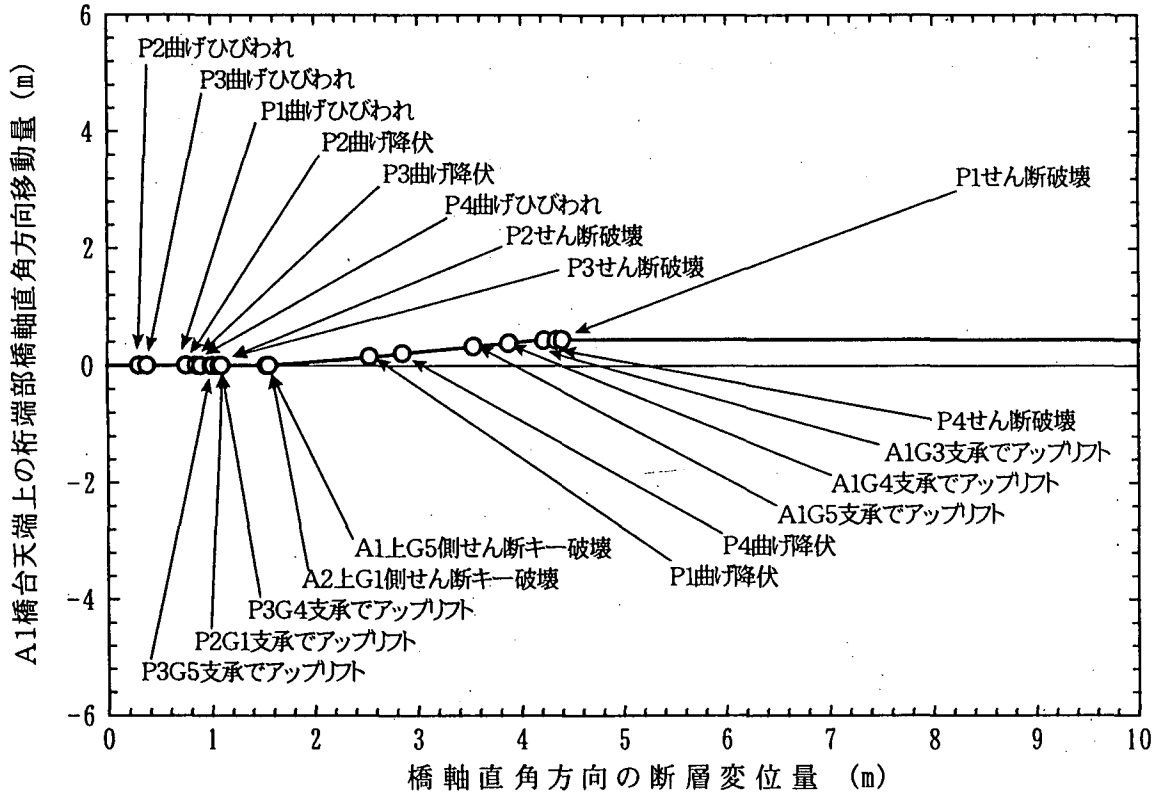


(2) 橋台上の支承は鉛直荷重のみを支持し、橋軸直角方向に可動である場合

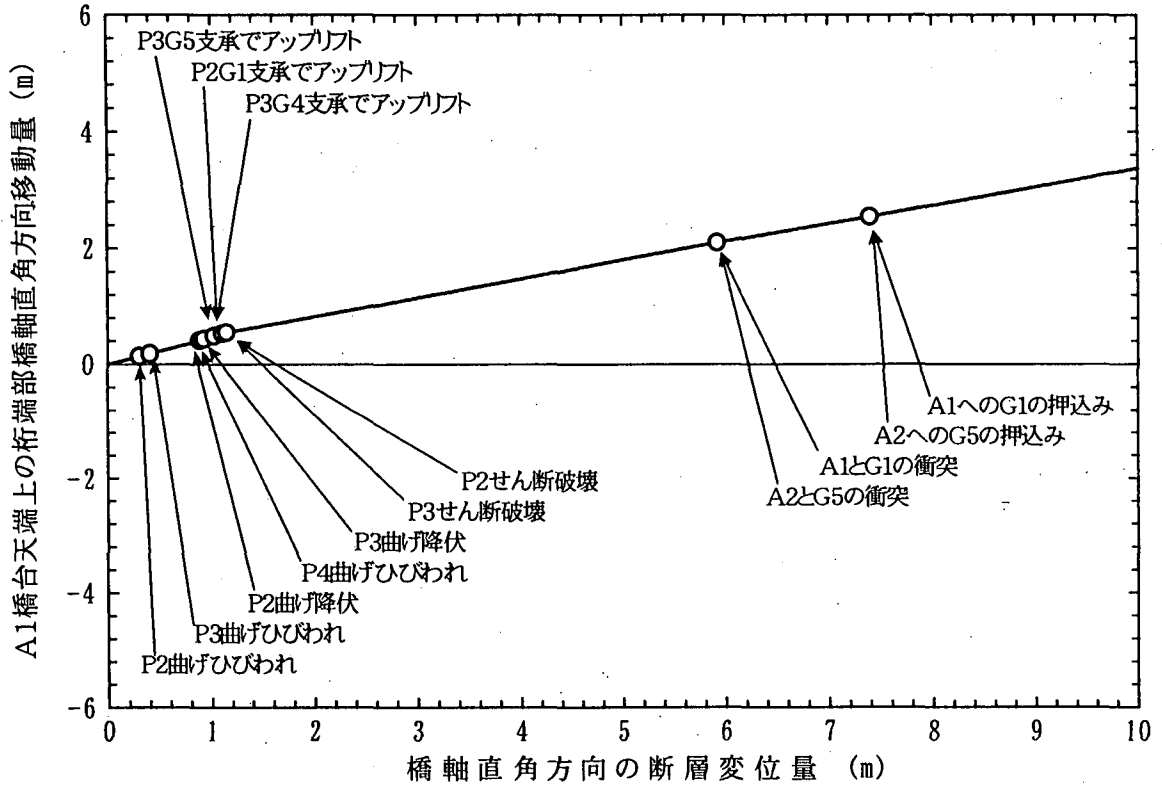
図 13.10.9 A1 橋台の橋軸直角方向から断層変位を作用する断層変位量と損傷過程



----- 橋台天端の橋軸直角方向の幅/2



(1) 橋台上にせん断キーを設置して橋軸直角方向を固定化した場合



(2) 橋台上の支承は鉛直荷重のみを支持し、橋軸直角方向に可動である場合

図 13.10.10 A1 橋台と P1・P2 橋脚の橋軸直角方向から断層変位を作用する断層変位量と損傷過程

### 13.10.3 断層変位に強い橋梁の耐震構造

#### (1) 橋梁に対する要求性能

13.6 に示された烏溪橋では、上下線において構造特性の違いから非常に顕著な被害パターンの違いを生じた[13.1.2]。すなわち、一方の橋では上部構造が落橋し、一方の橋では落橋は免れたが下部構造に甚大な被害を生じた。烏溪橋の被害で考えた場合、いずれがより望ましい被害パターンであるかは議論のあるところと考える。

橋脚については脆性的に破壊したが、結果として落橋という最悪の自体を防ぎ、道路通行者の人命への影響を最大限に小さくするという目的のためには、橋脚に大きな被害が生じたが上部構造の落下が生じなかった橋の方がより望ましい被害形態と考えることができる。橋梁条件にもよるが、落橋さえを防ぐことができれば、地震後に支保工を立て、緊急交通の確保を図ることも、震後の復旧で通行を確保しながら下部構造を修復することも可能な場合もあると考えられる。

一方、完全に上部構造が落下してしまった場合には、道路通行者への2次災害の影響が大きい。さらに、復旧においても落下した桁が再利用可能か否かの判定が必要になるとともに、橋桁の重量によっては吊り上げて再架設することが困難な場合も生じる。ただし、橋の構造条件にもよるが、最終的に橋全体として復旧を行うという観点で考えてみると、橋のある部分は破壊したが、他の部分への影響が小さくできるために、橋全体としての復旧を考えた場合は、断層のある部分を切り離しておいてそこに被災を集中させた方がより容易に復旧ができるといった考え方も可能と考えられる。

このように、道路・鉄道・水管などを支持する橋梁構造物の重要度や地震時に果たすべき機能、復旧の容易さなどを総合的に考えて断層変位に対する対処を考えていく必要があると考えられる。

#### (2) 変位に強い破壊モードの選択とキャパシティデザインの重要性

あるレベルの断層変位に対して上部構造の落下を防止するという観点では、いろいろな箇所に変形を吸収して構造全体として変位に対して抵抗することが重要と考えられる。このためには、確実に橋桁の落下を防ぐことができるような破壊モードを想定し、これが確実に生じ得るように、支承や橋脚、基礎を設計することが重要と考えられる。これは、正にキャパシティデザインの考え方であり、この考え方によりあるレベルの断層変位までは、橋全体としての耐震性を確保することが可能と考えられる。

前述の烏溪橋の上部構造が落下した橋では、支承部に比較し相対的に頑丈な橋脚であったため、地盤の大きな変位がそのまま橋脚天端で生じ、結果として桁かかり長を超えて橋桁の落下に結びついた。一方の橋では、支承部で破壊が生じず、橋脚の破壊、変形によって大きな変位を吸収したために、上部構造の落下を防ぐことが可能となった。また、上記(2)に示したようにゴム支承や橋脚構造、落橋防止構造によって変位を分担することにより桁かかり長以上の断層変位に対しても落橋を防ぐことができる可能性もある。

#### (3) 変位免震構造の可能性

断層変位に対して構造物の致命的な被害を防ぐためには、どこで、どの程度の断層変位が生じ得るかを明らかにするとともに、断層変位が生じた場合の構造的な対処方法、さらには、ネ

ットワークのリダンダシーや早期復旧対策等、構造的に対処が困難な大規模な断層変位に対する対処方法を検討していくことが重要と考えられる。

あるレベルまでの断層変位に対しては、その変位を構造物の塑性変形性能や桁かかり長、あるいは変位吸収構造などにより構造的に吸収できるようにすることが重要と考えられる。例えば、烏溪橋の旧橋で考えてみると、仮に上部構造が連続構造であれば、上部桁は大きな被害を受けた可能性はあるが、少なくとも今回のような橋が短くなる方向のある程度の変位に対しては、橋桁の落下を防ぐことができたのではないかと推定する。ただし、断層の特性や橋との位置関係によっては、上下、水平、さらにこれらが同時に、また、規模についても 10 m 程度に及ぶものもあるなど、断層変位の特性と橋の構造条件に応じて変位免震構造などの構造的な対策やシステムの対策を検討していくことが重要と考えられる。

例えば、川島は、断層変位に対する対応策として、長スパンで断層を横断したり、桁かかり長を大きくとる他に、基礎絶縁構造や変位吸収型上部構造、ばどの新しい構造の開発を提案している[13.10.3]。また、5 mの断層変位が想定される断層を横断するニュージーランドのソーンドン高架橋では、断層変位に対する耐震構造として橋脚上の上部構造に大変位が生じてもその落下を防ぐために桁かかり長を大きくとることができるような構造であるキャッチビーム構造を採用した事例もある[13.10.4]。

#### 【参考文献】

- 13.10.1) Unjoh, S. and Knodoh, M. : Analytical Study on the Effect of Fault Displacement on the Seismic Performance of Bridge Structures, Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, NCREC, Taiwan, 222-233, 2000
- 13.10.2) 運上茂樹：烏溪橋の被害（1999年9月21日台湾集集地震）に関する一考察、第3回地震時保有水平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、417-420、1999
- 13.10.3) 川島一彦：断層変位に対する橋梁の対策、土木学会全国大会研究討論会、断層進展およびこれに直接関連する被害と今後の課題、7-9、2000
- 13.10.4) Beca Group News, No.31, 1998 (From Website of the Beca Carter Hollings & Ferner, Ltd.)

(運上 茂樹、矢部 正明)