

論文 1999年台湾・集集地震で被害を受けた橋梁の詳細調査

田崎 賢治*1・幸左 賢二*2・山口 栄輝*3・庄司 学*4

要旨: 1999年台湾・集集地震で被災した橋梁について再度現地調査を行った。その中から2橋を代表し、被害原因に関する新たな知見を取り入れた分析を実施した。まず、長庚大橋は桁衝突解析上の橋台部のモデル化において、パラペット部は現地の破壊状況からせん断抵抗バネモデルとし、また、橋台背面土は現地で採取した背面土の三軸圧縮試験結果を用いて抵抗バネを設定することにより、桁が橋台パラペットにめり込み落橋に至る可能性があることをシミュレーションにより確認した。次に、斜張橋である集鹿大橋は施工上におけるケーブル定着部の耐力不足が原因でケーブルの抜け出しが生じたことが明らかとなった。

キーワード: 橋梁, 地震被害, 台湾・集集地震, 長庚大橋, 集鹿大橋

1. はじめに

1999年9月21日、台湾の中央部集集で発生したM7.3の大地震では、台中県、南投県を中心に橋梁にも甚大な被害が生じている。筆者らは地震直後、台中県を中心に、橋梁の被害調査および測量調査を実施している。

今回、2002年11月に再度現地調査を実施し、復旧状況と併せて被害の詳細調査を実施した。調査の目的は、橋梁管理者とのヒアリングと詳細図面の入手、これまで被害分析を行ってきた橋梁の不明点の解明、微動測定による地盤条件の調査である。

本稿では、今回の調査結果を踏まえ、調査を行った橋梁の中から長庚大橋と集鹿大橋の2橋を代表し、新たに得られた知見と被害原因について述べる。

2. 調査した橋梁の概要

台湾・集集地震では、震源近傍の南北に走る断層に沿って、局所的であるが多くの橋梁が落橋等の被害を受けている^{1)~2)}。

今回の調査では、図-1の橋梁位置図に示す8橋について被害調査を行った。調査した8橋

のうち、卑豊橋、石圍橋、一江橋、烏溪橋、猫羅溪橋、名竹大橋の6橋についてはすでに復旧工事が終了して開通されていた。一方、長庚大橋は下部工および基礎工の復旧工事中であり、斜張橋である集鹿大橋は開通されていたものの、ケーブルは1本が抜けたままで、ベント支保工が設置された状態であった。

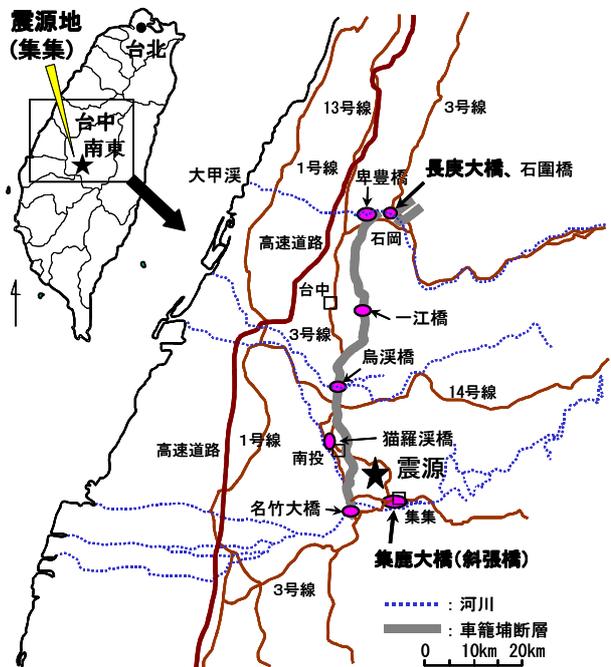


図-1 橋梁位置図

*1 大日本コンサルタント(株) 九州支社 構造技術部 工修 (正会員)
 *2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph. D. (正会員)
 *3 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph. D. (正会員)
 *4 筑波大学 機能工学系 工博 (正会員)

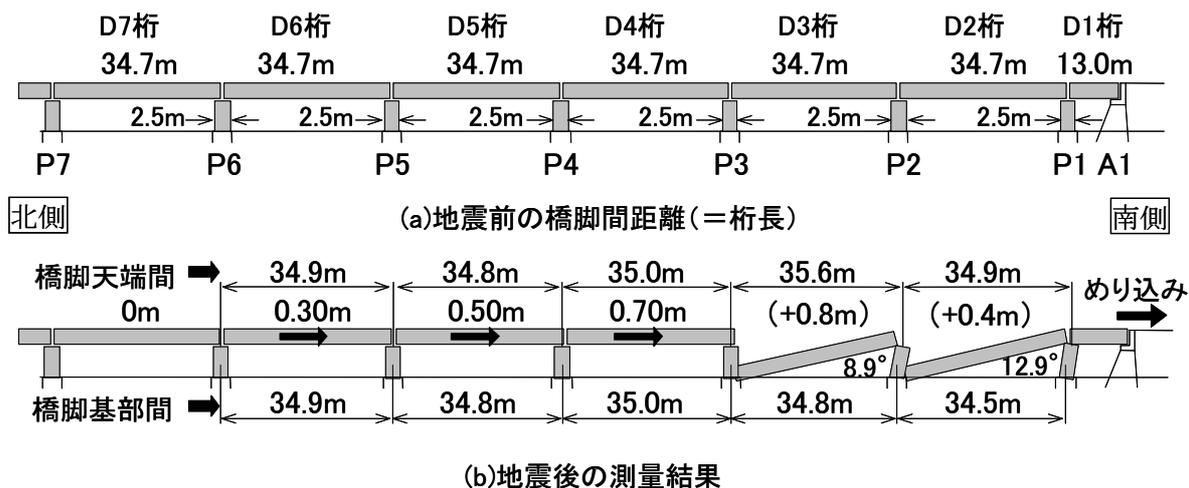


図-2 長庚大橋の被害状況と測量結果

3. 長庚大橋の復旧状況と詳細調査

3.1 被害概要と測量結果

長庚大橋は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2.0mの5主桁PC構造であり、両端部には13mの単純桁が存在する。基礎は直径が約6m、長さ13mのケーソン基礎、橋脚はRC単柱構造で高さ5~8m、断面は小判型の5.0m×2.0mである。また、橋台は高さ8.3mの重力式で、パラペット部は図-3に示すように、断面形状が13.0m×0.4m、主鉄筋φ13が200mmピッチの1段配筋であり、帯鉄筋は配筋されていない。

損傷状況は図-2に示すように、A1橋台側の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、このような桁の水平移動によって落橋に至った原因としては、単純桁であることに加えて橋軸方向の桁の最大応答変位が桁かかり長1.0mを超えたことや橋軸方向に落橋防止構造が存在しないこと、橋台パラペットの耐力不足などが挙げられる。現地における測量結果によると、P2橋脚、P1橋脚はそれぞれ8.9°、12.9°傾いているが、橋脚の位置は地震前後で変化していない。また、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、P6橋脚上で0.30m、P5橋脚上で0.30m、P4橋脚上で0.50m、P3橋脚上で0.70m、それぞれの桁はA1橋台側に移動している。このことは、P6橋脚よりA1橋台側で

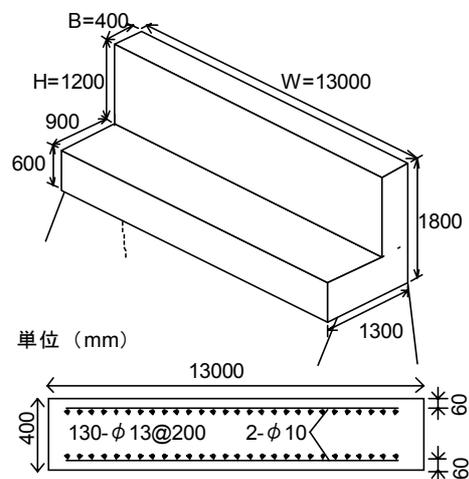


図-3 橋台パラペット部の断面形状



図-4 長庚大橋橋台部の損傷状況

は、橋脚自身は移動していないにも関わらず、支承が破壊し、それぞれの桁自身が水平移動したことを示している。その結果、図-4に示すように、桁がA1橋台パラペット部にめり込み、橋台背面土が大きく盛り上がっていることが確認されている^{1~2)}。

3.2 復旧状況

図一5に長庚大橋の復旧状況を示す。調査時、本橋は下部工および基礎工の復旧工事中であり、上部工は架設されていない状況であった。新設橋梁の橋脚はRC三柱式ラーメン橋脚であり、基礎は深さ16.8mのオープンケーソン基礎である。また、被災した橋台部が残置されており、端部のD1桁も撤去されていた。なお、橋台背面土の土質は玉石混じりの砂質土であり、現地での発生土を背面土に利用したものと考えられる。

3.3 既往の桁衝突解析と橋台部のモデル化

長庚大橋の落橋の主要因として、地震動により支承が破壊し、桁同士が衝突を起こして桁が橋台背面土にめり込んだことが考えられる。

そこで、大規模地震時にこのような桁衝突現象が起こる可能性があることへの認識に立ち、地震以降、図一6に示すような長庚大橋を対象モデルとして、現地での調査結果¹⁾及び入手した竣工図をもとに非線形動的解析による桁衝突のシミュレーションを行っている。この中で、橋台部の抵抗バネのモデル化は上部工の応答変位に大きく影響を及ぼすことが明らかとなっており³⁾、橋台部の適切なモデル化が課題である。

桁衝突解析における橋台部のモデル化は図一7に示すように、①桁とパラペットの衝突バネ、②パラペット自体の抵抗バネ、③橋台背面土の抵抗バネが直列バネとして必要となるが、時刻

歴応答解析における解の収束性を考慮して、これらのバネを合成し、1個のバネを用いている。この中で、②パラペット自体の抵抗バネは桁衝突時のパラペットの破壊形態を考慮して設定する必要がある。

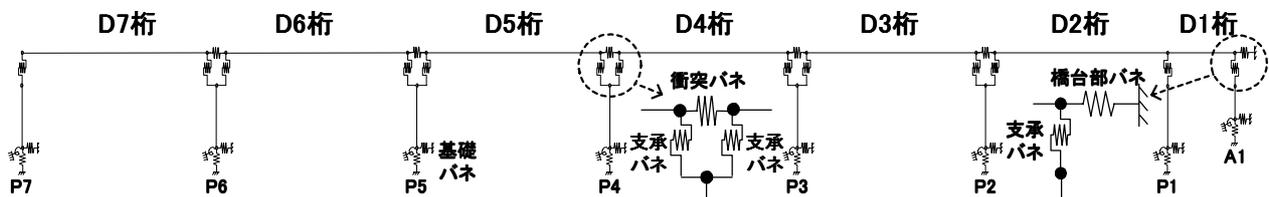
3.4 今回の調査で得られた知見

今回の調査では、長庚大橋は復旧途中であり、被災した橋台部が残地され、端部のD1桁も撤去されていたため、損傷を受けたパラペット部を目視により直接調査することが可能であった。

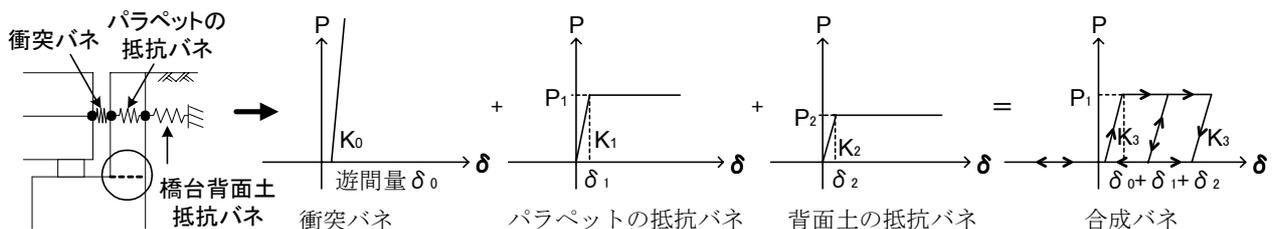
調査の結果、図一8に示すように、桁とパラペットの衝突により、パラペットが基部でせん断破壊し、約1m背面土側にめり込む被害が生じていることが確認できた。これは表一1に示すように、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾に準じて算出したパラペットのせん断耐力が曲げ耐力よりも小さいためと考えられる。



図一5 長庚大橋の復旧状況



図一6 解析フレームモデル



図一7 橋台部の抵抗バネ

したがって、長庚大橋の橋台部の破壊形態はパラペットのせん断破壊であることから、パラペット部のモデル化はせん断抵抗バネモデルとして設定する。

一方、橋台背面土の抵抗特性は現地調査において橋台背面土のサンプルを採取し、三軸圧縮試験を行った結果を用いて設定する。試験の結果、背面土は玉石混じりの砂質土であり、粘着力 $C=0$ 、せん断抵抗角 $\phi=19.7^\circ$ 、 N 値10程度と推定される。したがって、道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁵⁾に規定されている水平方向地盤反力係数から、パラペットの背面面積より初期剛性 K_2 は $1.42 \times 10^6 \text{ kN/m}$ となる。また、土圧抵抗の最大耐力は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾に示されるL2レベル、タイプII大規模地震時の地表面の設計水平震度 $kh=0.7$ を用いて地震時受働土圧式より算出し、パラペット高 $h=2.0\text{m}$ 分のみを考慮して $2.298 \times 10^3 \text{ kN}$ と設定する。

図-9と図-10にそれぞれ兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅波形(E-W)を用いて時刻歴応答解析を行った場合のA1側端部桁の時刻歴応答変位波形と橋台パラペット部の応答履歴結果を示す。解析における数値積分には、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は $\Delta t=1/20000$ 秒、粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

図-9より、まず、5.2秒付近で+側に0.3m程度変位し、遊間量は22mmであることから、すでにこの時点で端部桁がパラペットを押し込み、橋台背面土にめり込んでいることがわかる。さらに、6~7秒で水平変位が0.8mまで急激に増加し、最大応答変位1.225mに達した後、残留変位が生じる結果となる。また、橋台部の応答履歴は図-10に示すように、端部桁がパラペットに衝突後、パラペットが破壊し、背面土の受働土圧の上限値を超えて非線形の挙動となる。履歴の中で水平変位が0.3~0.8mの間は一度も戻り勾配がなく、この間は桁が一度に背面土にめり込んだことを示している。

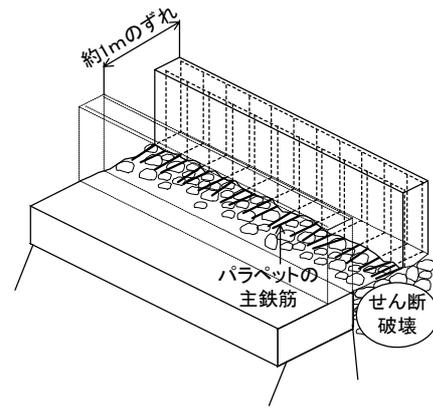


図-8 長庚大橋橋台部の損傷

表-1 橋台パラペットの破壊形態

引張主鉄筋比 (%)	0.20
帯鉄筋体積比 (%)	0.00
曲げ耐力 P_y (kN)	4805.3
せん断耐力 P_s (kN)	1908.0
破壊形態	せん断破壊

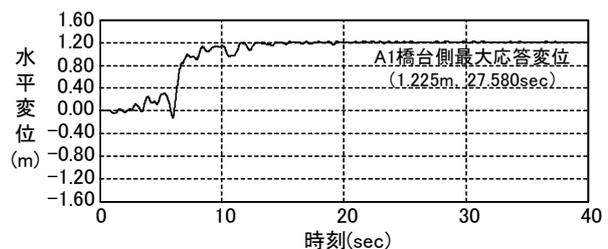


図-9 端部桁の時刻歴応答変位波形

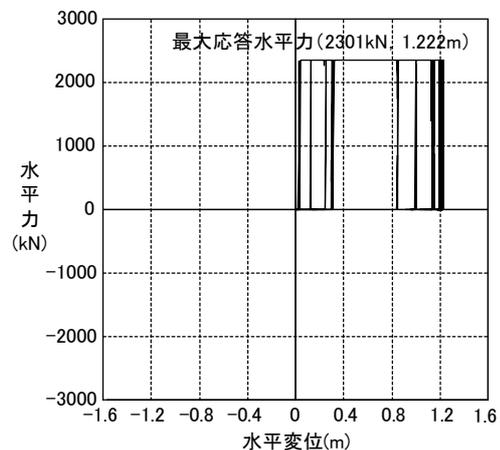


図-10 橋台パラペット部の応答履歴

今回、長庚大橋近傍で観測された台湾波形(Tcu068EW)を用いた解析も行っているが、JR鷹取波形の場合と比べて最大応答変位が約30%と小さく、JR鷹取波形を用いた場合の方が実際の被害状況に近い応答結果となる。したがって、長庚大橋は局所的にTcu068EW波形よりも大きな地震波形が作用した可能性も考えられ、

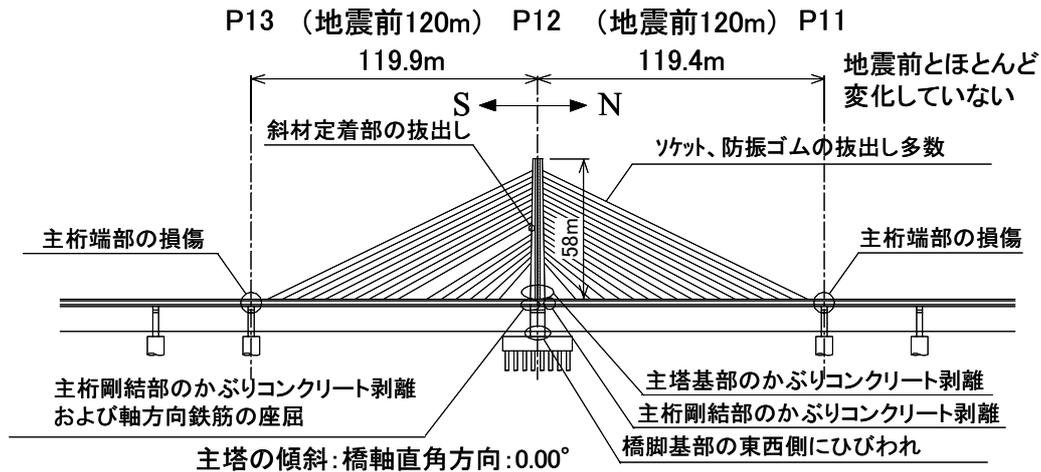


図-11 集鹿大橋の被害概要と測量結果

このような場合、桁が橋台背面土にめり込み、桁かかり長 1.0m を超えて落橋に至る可能性があることをシミュレーションにより確認できた。

4. 集鹿大橋の復旧状況と詳細調査

4.1 被害概要と測量結果

集鹿大橋は震源地集集の南に位置し、濁水溪にかかるPC2径間斜張橋である。地震当時、主桁中央部の現場打ちを残して施工中であった。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@120m=240mである。また、主塔は3.0m×4.0~6.0mの中空菱形変断面RC柱で高さ58m、斜材は片側17段の並列ケーブル1面吊り2組である。下部工の主塔部橋脚は6.0m×6.3mの楕円形RC柱である。

損傷状況は図-11に示すように、主桁、主塔、橋脚およびケーブルすべての要素に及んでいる。まず、主塔基部の橋軸直角方向の損傷や主桁端部とアプローチ橋の直角方向の桁ずれなどが発生している。一方、主桁と主塔の剛結部では、特に南側の主桁にコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じていることから、本橋では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きな地震力が作用したものと考えられる。また、斜材定着部では、多数のソケットと防震ゴムの抜け出しや南側の上から11段目斜材において定着部からの抜け出しがあったことから、斜材に大きな振動と引張力が生じたものと考えられる。



図-12 集鹿大橋の復旧状況（1）



図-13 集鹿大橋の復旧状況（2）

4.2 復旧状況

図-12、図-13に集鹿大橋の復旧状況を示す。本橋は開通されていたものの、ケーブルは1本が抜けたままで、ベント支保工が設置された状態であった。主塔基部はコンクリート巻立てにより、また、橋脚基部は鋼板巻立てにより補修済であった。

4.3 既往の被害分析

本橋の被害では、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や、斜材の定着部が抜け出したことなど、耐震設計上問題のある損傷形態であった。したがって、今後の斜張橋の耐震設計を行う上で、その発生メカニズムを検討することは重要であることから、橋全体系モデルを用いて線形動的応答解析を実施することにより、主桁、主塔およびケーブルに対する断面力の分布状況が調査されてきた²⁾。

入力地震波は強震観測点の中で本橋に最も近い Tcu078 (最大加速度 440gal) および Tcu129 (最大加速度 983gal) を用いている。

解析の結果、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ることが確認されている。また、図-14 に示すように、ケーブルの最大応力分布は抜け出したケーブル位置で最も大きくなるものの、ケーブルの引張強度に比べると最大引張応力度は 45%程度と小さい結果となる。したがって、構造的にケーブルが定着部から抜け出すことは考えにくいいため、損傷の原因究明が課題である。

4.4 今回の調査で得られた知見

今回の調査では、現地踏査以外に、台湾側から被害資料と詳細図面を入手したが、併せて台湾の橋梁管理者と被害原因についてヒアリングを行い、新たな知見が得られた。

ヒアリングの結果、集鹿大橋は地震当時、施工上の理由によりケーブル定着部の引張耐力が設計の 30%程度と小さく施工されていたことが明らかとなった。既往の解析結果では、図-14 に示すように、ケーブルの最大引張応力度は引張強度の 45%程度となる結果が得られているが、ケーブル定着部の引張耐力が設計の 30%程度であったとすると、ケーブルが定着部から抜け出すことは十分に考えられる。

以上のことから、集鹿大橋におけるケーブルの抜け出しの原因はケーブル定着部の耐力不足であることが考えられる。

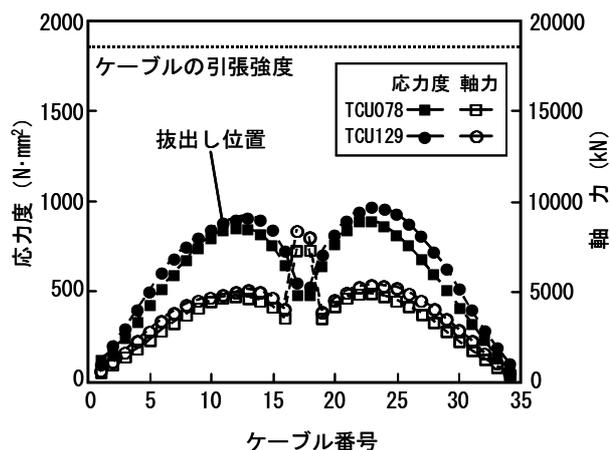


図-14 集鹿大橋のケーブル張力

5. まとめ

以上より今回得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 長庚大橋の桁衝突に伴う橋台パラペット部の破壊形態はせん断破壊である。
- (2) 橋台部の適切なモデル化と桁衝突解析を行った結果、長庚大橋の橋台のように、パラペットのせん断耐力が比較的小さい場合、今回用いたような入力地震波形によっては桁が橋台にめり込むような被害が生じる危険性があることがわかった。
- (3) 集鹿大橋のケーブルの抜け出しは施工上における定着部の耐力不足が原因である。

参考文献

- 1) 九州工業大学：1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書，2000.4
- 2) 土木学会地震工学委員会：地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会研究報告書，pp.567-576，2001.3
- 3) 手嶋康博，幸左賢二，田崎賢治，鈴木直人：台湾集集地震における玉突き衝突の被害分析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，pp.1027-1032，2002.6
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.3
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，pp.254-257，2002.3