

地盤の側方移動を考慮した橋梁の耐震性能

山田 益司¹・前田 良刀²・落合 英俊³・岩上 憲一⁴

¹株式会社 オリエンタルコンサルタンツ (〒812-0011 福岡県福岡市博多区博多駅前3-2-8)

E-mail:Yamada-ms@oriconsul.co.jp

²九州共立大学教授 (〒807-8585福岡県北九州市八幡西区自由が丘1-8)

E-mail:maeda@kyukyo.ac.jp

³九州大学教授 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail:ochiai@civil.Kyushu-u.ac.jp

⁴株式会社 オリエンタルコンサルタンツ (〒812-0011 福岡県福岡市博多区博多駅前3-2-8)

E-mail:iwagami@oriconsul.co.jp

軟弱地盤(粘土地盤)上に設けられた橋台は、背面盛土の荷重により側方移動が発生し基礎部分が水平荷重を受ける。このため、橋台が前方へ変位し上部工との遊間の減少及び伸縮装置・支承の破損などを生じる。さらに上部工への軸力導入及びパラペットの破損などの減少をも生じることになる。反面、橋台は土圧により拘束された振動し難い構造であるため、この橋台が上部構造と接触することにより橋梁全体の振動が抑制され、耐震設計上有利な状況となると考えられる。

本研究では、側方移動により変位した橋梁について、橋台及び上部工との節点などの適切なモデル化に着目し、地震時荷重に対する橋梁全体系での動的解析を実施し、耐震性能の向上を検証するものである。

Key Words : *Eaethquake resistant design, seismic design, lateral movement, abutment, pile foundation, soft clay*

1. はじめに

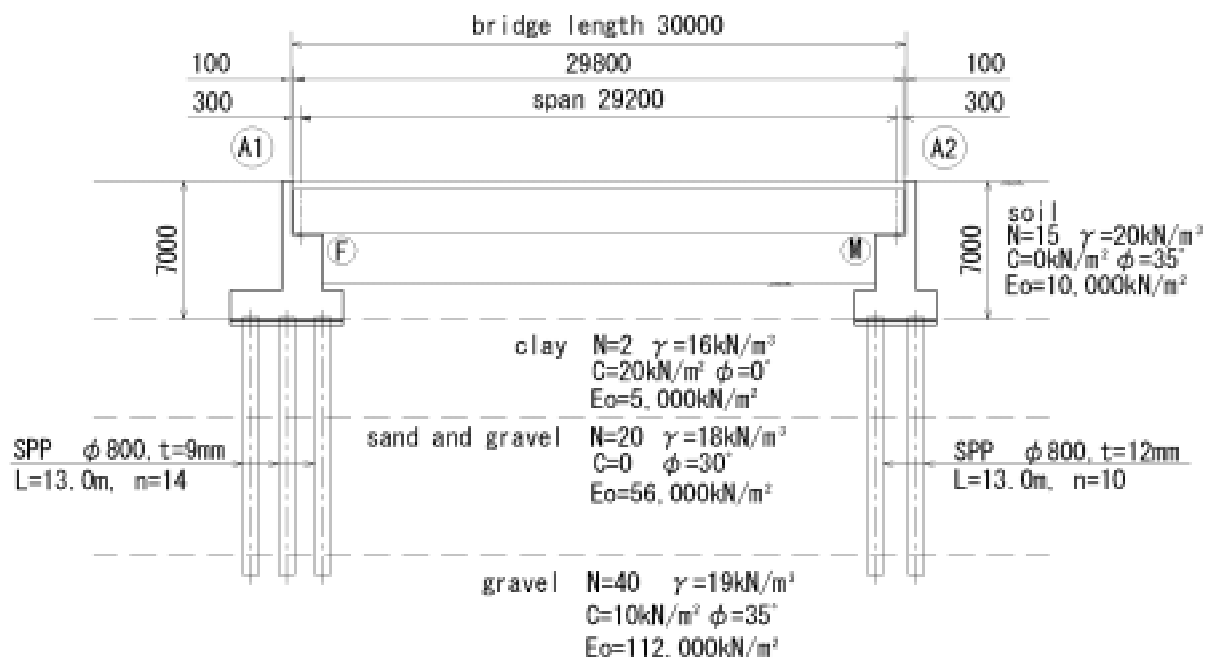
軟弱地盤(粘土)上に建設された橋梁は、橋台背面の盛土によって粘土の側方移動が発生し、伸縮継ぎ手・支承などの破損の他に、橋台のパラペットと上部構造が接触し上部構造への軸力が増加することにより上部構造の破損をも引き起こす。現在、日本の各機関における橋梁設計では、設計時に側方移動の可能性を検討し、事前に杭基礎部の増強や粘土層の改良などの対策が取られるため建設初期の段階で側方移動が発生することは少なくなっている。しかし、粘土の側方移動は長時間をかけて発現するため、建設後 10 数年を経過し、徐々に変位を始め橋梁機能へ悪影響を与える。このような現象が発生した場合、伸縮継ぎ手や支承の取替え、パラペットの修復などで対応しているのが現状である。

一方、地震国である我が国では、橋梁に対しレベル 2 時震動という巨大地震に対する設計が必要である。橋台背面の盛土は橋梁の震動抑制に寄与していることが判明

し、現在背面土の効果を見込んだ設計が行なわれるようになっている。側方移動を生じた橋梁は、可動側の遊間が消滅し上部構造と直接接するため、背面盛土の効果を受け易くなり耐震性が向上するとも言われている。

このように、橋台の側方移動は橋梁構造に対し、良い効果と悪い効果の両方を与えることになる。ここでは、耐震上性の向上に着目し、側方移動を生じ遊間が消滅し、上部構造とパラペットが接する橋梁をモデルに、正常な状態と比較することにより、耐震性向上の効果を解析にて明らかにしようとするものである。

側方移動は、橋台背面の盛土荷重の増加による粘土層の変形による水平方向の変位であり、粘土が水平方向に変形することにより、橋台の杭基礎を押し、しいては橋台自体が前方に傾斜する現象を引き起こす。固定側、可動側ともに発生しその変位は、可動側の支承の移動で吸収され、限界を超えるとパラペットと上部構造が接触することになる。さらに変位が大きい場合は、固定側の支承が破壊し橋梁自体の機能を消失することになる。この



ように、側方移動の程度により着目する現象が異なることになり、全てを一度に解析することは困難であるため、ここでは、現在最も多い現象である可動側のパラペットと上部構造が接触した場合を対象としている。また、側方移動の影響を忠実に再現しようとする場合、地盤変位、基礎の変位、橋台の変位を初期状態として考慮する必要があるが、側方移動の影響は時間とともに変化するためどの時期に着目するか？動的解析でこれらの変位状態をどのように解析内で保持するか？など未知な部分が多い。よってここでは、上部構造とパラペットの相対変位のみを考慮するものとする。

2. 対象橋梁の概要と解析モデル

2.1 対象橋梁の概要

(1) 対象橋梁の諸元

ここで対象とする橋梁は、道路橋示方書によって設計された図 - 1 に示す単径間の橋梁である。上部構造は、鋼鈑桁、下部工は逆T式橋台（RC構造）、基礎は鋼管杭によって設計されている。地盤は、深度15m付近の洪積砂礫層（ N 値 >40 ）の上に、 N 値20程度の砂礫、その上方に軟弱粘土が堆積している地盤である。橋梁の基本諸元は図 - 1.2 に示している。

(2) 解析に用いる橋梁の状態

通常の橋梁設計では、地震時においても上部構造とパ

ラペットが接触しないように，必要な遊間を確保する（図 - 3(a)）こととなる．一方，側方移動を生じると橋台が傾斜し，可動側の遊間がなくなり上部構造とパラペットが接触した状態（図 - 3(b)）になる．これらの状態をモデル化するため，上部構造とパラペットの頂部の接

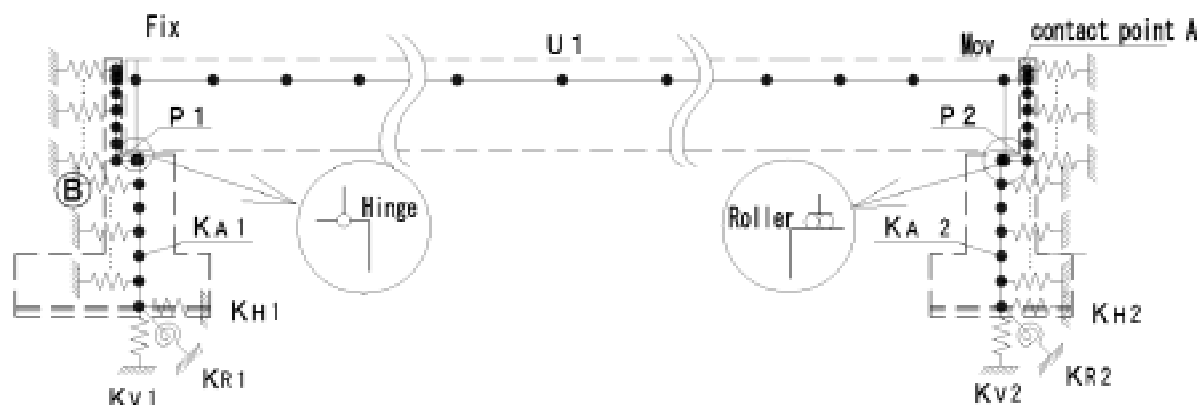


図4 解析モデル

触位置（図 - 3(b)の A 点）にはばねを設定し側方移動の影響を考慮するものとする．解析におけるモデルの詳細は，次節参照とする．

2.2 解析内容

(1) 解析手法

側方移動の影響は主に橋軸方向であるため，橋軸方向のみを対象とした二次元骨組みモデルを採用している．レベル2地震動を対象としているため，部材も全て非線形とすべきであるが，研究の初期段階であり，厳密解を求めるのではなく，弾性応答として結果をわかり易くし，原因追求や部材の性状を把握するため部材を弾性または等価剛性による線形モデルとし，解析結果を判りやすくしている．解析モデルは図 - 4 に示すとおりである．

(2) 部材諸元

各部材は，前述のように基本的に線形または等価線形部材として設定している．上部構造は弾性，パラペット及び橋台壁は降伏剛性を用いた等価線形，基礎は弾性とし杭頭における鉛直・水平・回転のバネ要素としている．なお，パラペットについては，前面側と背面側で配筋状態が異なるため，左右で勾配の変化するモデルを用いている．各部材の詳細諸元は，表 - 1 に上部構造及び下部構造，表 - 2 に基礎を示している．また，背面土の抵抗については，等価剛性でモデル化した場合，減衰効果の設定が難しくなるため，受動土圧を上限としたバイリニアモデルで表現している．なお，諸元は表 - 3 に示している．

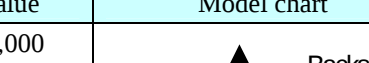
表-1 Superstructure and substructure parameters

Parameters		Elastic modulus	Geometrical moment of inertia	Inertia (yielding)	Area	Shear modulus of rigidity
Sign		E	I_0	I_y	A	G
Unit		KN/m ²	m ⁴	m ⁴	m ⁴	kN/m ²
Superstructure		2.0×10^8	0.109	-----	0.186	7.7×10^7
Parapet	Backside	2.0×10^7	0.110	0.0140	5.25	1.1×10^7
	Frontside			0.0096		
Wall		2.0×10^7	7.000	0.5873	21.0	1.1×10^7

表-2 Foundation parameters (Elastic)

Spring name	Sign	Unit	Spring value	
			Fixed side	Movable side
Vertical Spring	K _V	MN/m	4,052	3,964
Horizontal Spring	K _H	MN/m	1,389	1,047
Rotation Spring	K _R	MN/rad	1,612	1,327

表-3 The upper limit of passive earth pressure with a bilinear model for back soil resistance

Parameters	Sign	Unit	Value	Model chart
Elastic modulus	E ₀	KN/m ²	42,000	
Coefficient of subgrade reaction	K _H	KN/m ³	11,326	
Coefficient of passive earth pressure	K _{EP}	-----	4.527	
Initial inclination	KH = K _H *B*Hi			
Upper bound value	P = 1/2* γ *Hi ² *K _{EP} *B			

*Footnote B: depth(m), Hi: set height of spring(m), γ : unit weight of soil(kN/m^3)

表-4 Kind of earthquake wave used for analysis (Ground type)

Wave Type	Record place	Earthquake name	The maximum acceleration
Type	Itajima Bridge LG	Hyuganada(1968)	362.6 gal
	Itajima Bridge TR		384.9 gal
	Onneto Bridge TR	Hokkaido-toho oki (1994)	364.8 gal
Type	JR Takatori NS	Hyogoken-Nanbu(1995)	686.8 gal
	JR Takatori EW		672.6 gal
	Osaka Gas Fukiai N27W		736.3 gal

(3)接触部モデル

上部構造とパラペットの接合条件は、遊間を保っている場合と接触している場合の2ケースを想定する。ケース1は遊間を保っている場合とし、上部構造がどちらに変位しても自由(図-3(a))とし、ケース2は上部構造とパラペットが接触している場合とし、上部構造がパラペットと反対側に動く場合は自由、パラペット側に動く場合は拘束する(図-3(b))ものとしている。

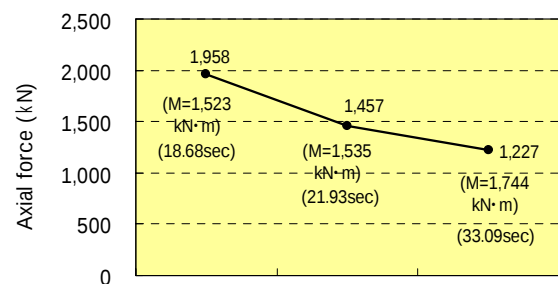
(4)入力地震波

入力地震波は、レベル2地震動とし、道路橋示方書を参考に400gal程度の加速度で繰り返し回数が多いタイプ(プレ-ト境界型)、800galの強い加速度で繰り返し回数が少ないタイプ(直下型)を採用している。具体的には、表-4に示すそれぞれで3波づつであり、波形詳細は文献を参照とする。

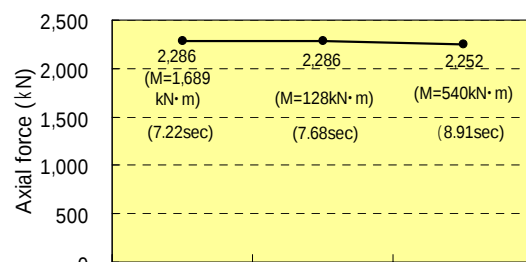
3.1地震波による傾向

(1)上部工(U1)

地震波別の上部工構造に作用する軸力の最大値をプロットしたものを図-5に示す。図-5は軸力が発生するCase-2の結果であり、1,200~2,300kNの軸圧縮力が作用している。この中で、後述する上部工断面への検討に用いる地震波は、最大軸力を示すタイプが、タイプとする。



a) Type 地震波



b) Type 地震波

図-5 上部工に発生する最大軸力

3. 解析結果と考察

ここでは、2.2 (3)で示したCase-1及びCase-2を比較した形で結果を示し、考察を加える。着目すべき部位は、通常の設計に対し側方移動を考慮した場合、断面力の増加が予測される上部構造(図-4のU1)、橋台壁(固定・可動の基部:図-4のKA1,KA2)及び可動側のパラペット基部(図-4のP2)である。

なお、地震波形については、計6波使用しているため、まず地震波の影響を考察した後、最も影響を与えるケース(タイプ、それぞれ1波づつ)を抽出し、検討項目毎に考察を加えている。

(2) 壁下端(KA1,KA2)

固定側の応答曲げモーメントの最大値をプロットしたものを図-6の(a),(c)に、可動側における同様の結果を図-6の(b),(d)に示す。同図には、Case-1及びCase-2を併記しており、次のことが判る。

Case-1に比べCase-2の応答値が小さくなっており、これは、パラペットによるエネルギー吸収に加え、背面盛土の抵抗及びエネルギー吸収が有効に効くためだと思われる。

Case-1の地震波による傾向と、Case-2の地震波に

よる傾向は同様であり、最大値を示す地震波の波は、Typeが-、Typeが-となっている。

(3) パラペット下端(P2)

ここで示すのは、断面力が変化する可動側のパラペット下端の地震波による応答曲げモーメントの最大値をプロットしたものを、図-7に示す。応答値の大きさは、壁下端より小さくなっているが、Case-1とCase-2の傾向及び地震波による傾向は同じであり、Typeが-、Typeが-がそれぞれ最大となっている。

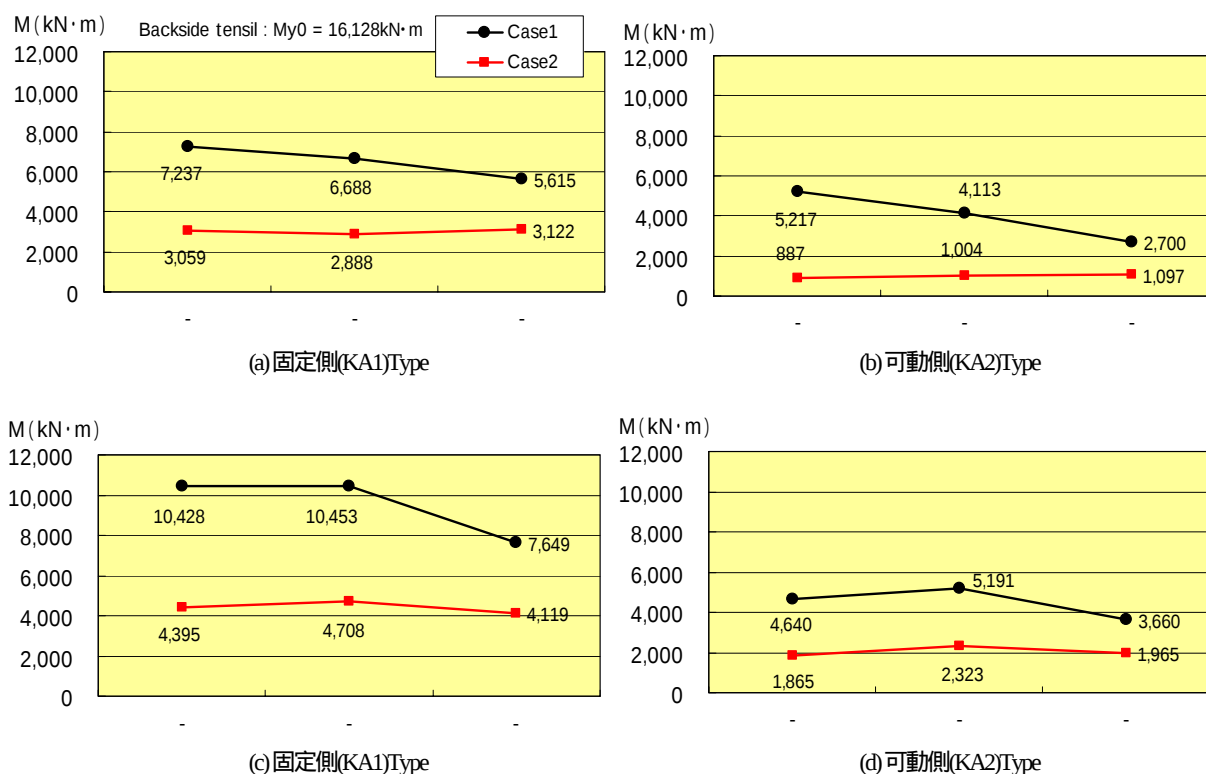


図-6 壁下端（固定・可動側）の応答曲げモーメントの最大値

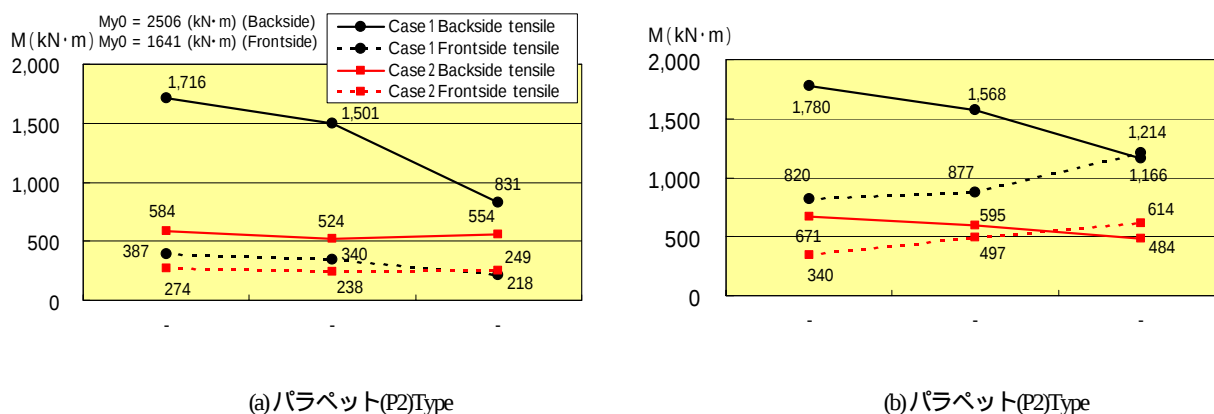


図-7 パラペット下端（可動側）の応答曲げモーメントの最大値

表-5 The loads on the upper construction and stress measurement results for the main girders

Check item		Normal condition	Earthquake condition (This investigation)	
			Type -	Type -
Bend moment (kN・m)	Live load	3,349	—	—
	Dead load	3,514	3,514	3,514
	Inertia force	—	1,523	1,690
	Total	6,863	5,037	5,204
Axial force (kN)	(Compressive)	—	1,958	2,286
Stress (N/mm ²)	Tensile	201	186	198
	Compressive	91	109	107
Allowable stress (N/mm ²)	Tensile	210	315	315
	Compressive	210	315	315

*Footnote the above-mentioned result is U1(図4) part.

3.2 各部位における考察

(1) 上部構造

表 - 5 に上部工に作用する荷重と主桁の応力計算結果を示している。表中には、常時の状態と地震時の状態（今回検討分）の結果を併記している。

同表によれば、地震力による軸力や曲げモーメントの増加は見られるが、応力度計算の結果では軸力が増分する地震時でも許容値内に納まっていることが判る。これは、上部工が常時の状態では活荷重の影響が 50% に及ぶため、地震時の多少の軸力や曲げモーメントの増加は影響しないと考えられる。

以上より、上部構造については、側方移動による影響を考慮しても地震時については問題ないと言える。

(2) 壁基部

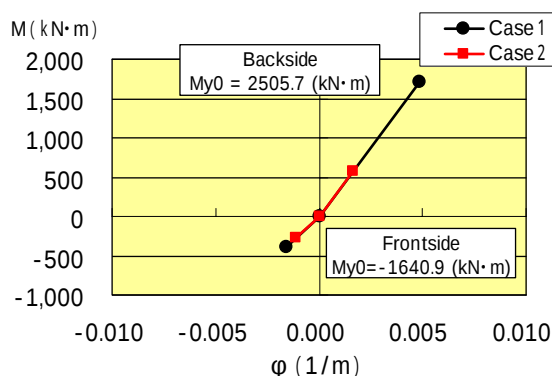
3.1 項で選定した地震波による固定側の曲げモーメントの時刻履歴を図 - 8(a),(c) に、可動側の時刻履歴を同図(b),(d) に示す。これらの図より、以下のことが言える。

全てのケースにおいて、橋台背面土の抵抗があるため、背面側が引張となるような曲げモーメントが卓越している。側方移動を考慮し、上部構造の衝突が発生するケース 2 においてのみ、主要動が終了した時刻から前面側が引張となる曲げモーメントが卓越してくる。（曲げモーメントの発生方向が反転している。）

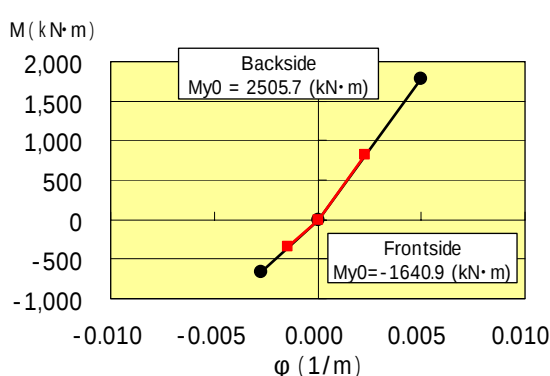
ケース 1 とケース 2 を比較すると、応答値自体はケース 2 が小さくなっている。これは、上部工荷重の作用による曲げモーメントが反対になることと、背面土などによるエネルギー吸収のためだと考えられる。

(3) 可動側パラペット基部

可動側のパラペット基部は、ケース 2 における上部構造の衝突時にのみ断面力が増加する。図 - 9 は、履歴曲線(M - φ)を示したものであり、抵抗の無い前面側への応答が大きく、背面側への応答は上部構造からの荷重を受けているが背面抵抗があるため小さくなっている。応答値の最大は、どのケースをみても降伏曲げモーメントより小さいため、側方移動の影響は小さいと言える。この原因は、常時の設計において土圧により設計されており、地震時の荷重増分の方が小さいためだと考えられる。

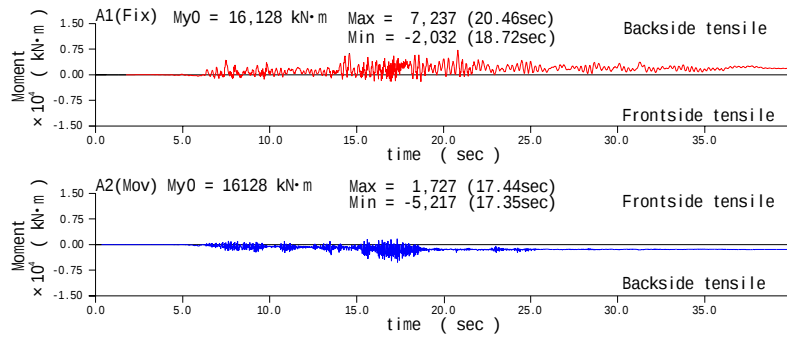


(a) パラペット(P2) Type I-

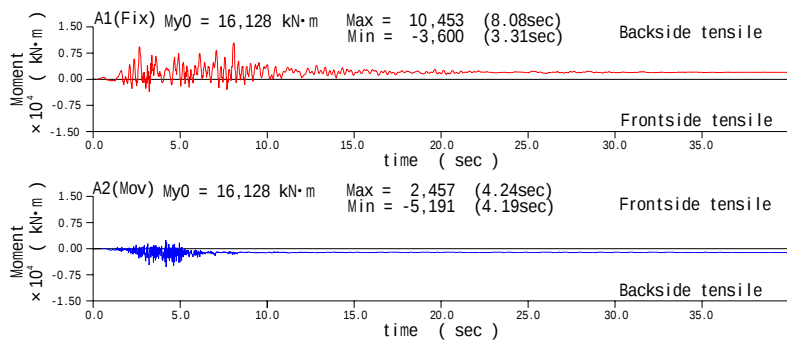


(b) パラペット(P2) Type II-

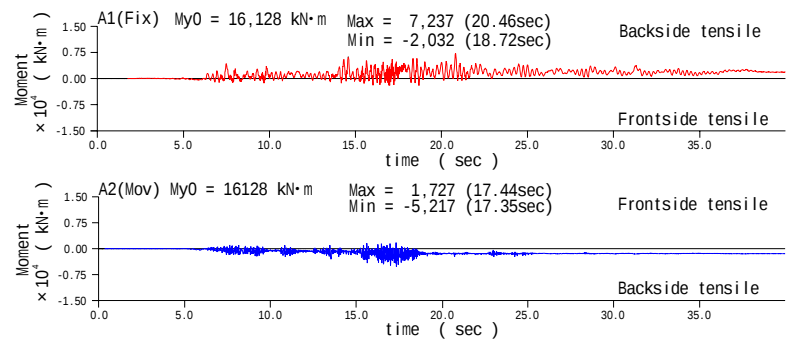
図9 パラペット（可動側）の応答曲げモーメントの履歴曲線(M-φ)



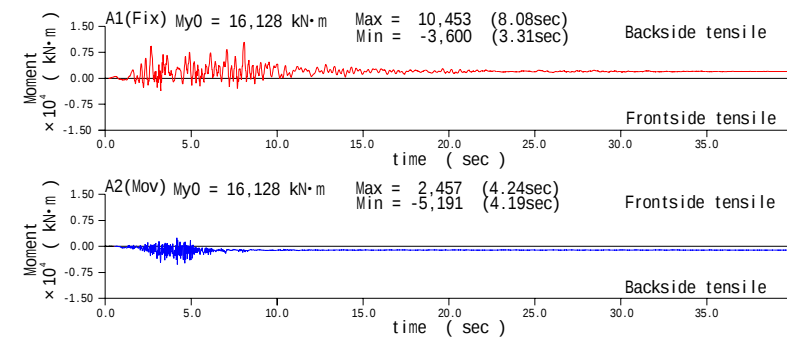
(a) Case-1 (Type I-)



(b) Case-1 (Type II-)



(c) Case-2 (Type I-)



(d) Case-2 (Type II-)

図-8 壁下端（固定・可動側）の時刻曲げモーメントの分布

4．結論

側方移動を生じ、上部構造とパラペットが接触した橋梁における耐震性について解析的研究を行った結果、上部構造、パラペット、壁部（固定・可動）など影響が大きいと思われた部材は、本解析の条件下では、逆に耐震性が向上することが判明した。また、本研究では触れていないが、壁下端の断面力が減少することから、弾性とした基礎工に対しても問題ないと思われる。これらは、可動側橋台への応答値の分散と橋台背面土のエネルギー吸収が主な理由と考えられる。

本研究の目的は、側方移動を生じ上部構造とパラペットが接触した橋梁における耐震性の向上を確認することであり、その目的は達せられた。しかし、本研究は限られた条件下での研究成果であり、研究の初期段階であるため、ここでの研究結果の妥当性を確認するため及び適用範囲を定量的に定めるために、種々の課題に対し研究を積み重ねる必要がある。その課題と思われる事項を以下に示す。

橋梁の規模や種類

橋台背面土からの地震力の入力及び橋台と背面土の相互作用の影響

初期の橋台及び杭基礎の変位、上部構造への軸力増

加の影響

地震拳動中の土圧の影響

部材の非線形性の影響

謝辞：本論文をまとめるに当たり、協力いただいた株式会社オリエンタルコンサルタンツ九州支社の、中山元氏、尾上好央氏、中山宏氏、野村昌孝氏、東亜佐美氏に、この場を借りて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Specifications for Highway Bridges Part Substructures, March 2002, pp187-188
- 2) Specifications for Highway Bridges Part ~ , March 2002
- 3) Specifications for Highway Bridges Part Seismic Design, March 2002

(2007.06.29 受付)

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF BRIDGE CONSIDERING LATERAL MOVEMENT

Masuji YAMADA, Yoshi MAEDA, Hdetoshi OCHAI and Norikazu IWAGAMI

In this study, the stress and deformation of superstructure and abutment under lateral movement is examined and adequate analytic model of these states are considered in the dynamic analysis of the whole bridge system. The improvement of the bridge's seismic performance is inspected based on the analytic results.

In this case, the input seismic wave is set as a level 2 earthquake, and two types were used. Type I (plate boundary type) has numerous repetitions at an acceleration of about 400 gal, while Type II (In land direct strike type) has fewer repetitions, but a stronger acceleration at 800 gal.