

地震時における橋梁の衝突挙動に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 26～平 28

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西弘明、今野久志、佐藤孝司、
佐藤京、山澤文雄、角間恒

【要旨】

既往地震における橋梁被害によれば、設計で想定していない部材同士の衝突により大きな損傷が発生している事例、衝突が抵抗側に作用し落橋等の重大な損傷を免れたと考えられる事例が認められている。いずれの事例においても、適切に地震時挙動をシミュレートすることで耐震性能を評価し、対策工の効果を検証することが重要である。とくに、後者の事例による現象を積極的に活用すれば、耐震補強対策工を軽減できる可能性がある。

本研究では、桁橋において衝突挙動が問題となる部材として橋台に着目し、数値解析により構造形式の違いによる下部構造応答特性を、また橋台パラペット・ウィング部供試体を用いた衝突実験により動的な抵抗特性を把握した。さらに、実験結果を踏まえ修正した解析モデルを用いた数値解析により、各種パラメータが下部構造の応答特性に与える影響を把握した。

キーワード：橋台、衝突実験、押し抜きせん断破壊、数値解析的検討

1. はじめに

近年、大きな地震が相次いで発生しており、今後も南海トラフ巨大地震、首都直下型地震などの大きな地震の発生が懸念されている。このような状況下において、耐震性能に劣る橋脚は鉄筋コンクリート巻立てなどで耐震補強が実施されている。ここで、施工制約条件が厳しい河川内の橋脚を耐震補強する場合には、仮締切り・仮栈橋などの仮設構造物に多くの費用を要する場合がある。

既往の地震被害によれば、設計で衝突を想定していない部材が部材同士の衝突によって大きく損傷している事例、および地震動により上部構造と橋台が接触して、パラペットや桁端部、壁高欄などには損傷を生じたが、これによって上部構造の変位が拘束され、橋脚が大きく損傷しなかった事例などが確認されている。いずれの事例においても適切に地震時挙動をシミュレートすることで現有耐震性能を評価し、対策工の効果を検証することが重要であると考えられる。ここで、後者の事例のように両端に橋台を有する既設橋梁で桁遊間が比較的小さい場合、大規模地震時に上部構造が橋台に接触し、上部構造の橋軸方向の変位は橋台により拘束を受ける。このような現象は新設橋梁の設計では一般に考慮されないが、既設橋梁において橋台が安定している場合などには、この橋台による変位拘束効果の耐震補強設計への考慮が期待される。この耐震補強設計が実施できれば部材補強を実施せずとも橋脚の損傷を最小限に留め、橋梁全体として耐震性能を向上できる可能性がある。



(赤点線は押し抜きせん断によるひび割れ位置)

写真-1 桁衝突による橋台損傷事例

本研究では、桁橋において衝突挙動時に変位拘束効果ができる橋台部材に着目し、構造形式の違いによる下部構造応答を把握する目的で、数値解析的検討を実施した。また、橋台パラペット・ウィングの耐荷力の抵抗評価を目的として、衝突実験を実施した。さらに、各種パラメータが下部構造の地震時応答に与える影響を把握するため、実験結果を踏まえ修正した既往解析モデルを用いた数値解析的検討を実施した。

2. 桁端衝突を考慮した下部構造応答特性

2.1 事例調査・分析

既往の地震被害事例より、衝突挙動が問題となる部材を明確化させるため、事例分析を実施した。損傷事例の1つを写真-1に示す。これは新潟県中越地震時の芋川橋にお

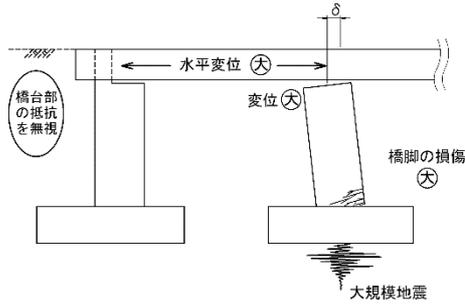


図-1 橋台部の水平抵抗を考慮しない場合

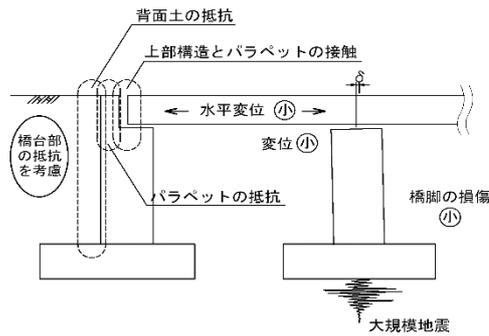


図-2 橋台部の水平抵抗を考慮する場合

いて、上部工が橋台に接触する桁衝突により、桁端部、パラペット、ウイング、壁高欄は損傷したが、上部工の変位が拘束され、橋脚の損傷が軽減された事例である。この事例のように両端に橋台を有する既設橋梁で桁遊間が比較的小さい場合、大規模地震時に上部構造が橋台に接触し、上部構造の橋軸方向の変位は橋台により拘束を受ける。

また、橋台パラペット部が損傷した被害事例を分析することで、橋台パラペット部の損傷形態やモデル化、抵抗特性に関する研究も進んできている。但し、下部構造（橋台、橋脚）応答特性の把握を目的に、橋台ウイング形式をパラメータに着目した解析的検討をしている事例が少ない。さらに、緩衝材による桁衝突時の地震慣性力の低減効果に関する研究²⁾により、桁遊間部に緩衝材を間詰することで橋台、橋脚応答が低減することが明らかとなっている。

ここでは、橋台ウイング形式の違いおよび緩衝材の有無による下部構造（橋台、橋脚）応答特性の把握を目的とした既往解析モデルによる解析的検討を実施した。

2.2 橋台による変位拘束効果を考慮した耐震補強設計概念および既往解析モデル

現行道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾（以下、道示と称する）では図-1 に示すように一般的に地震時保有水平耐力法や動的解析により、上部構造が橋台に接触する場合においても橋台部の抵抗を無視して橋脚の応答を算出してい

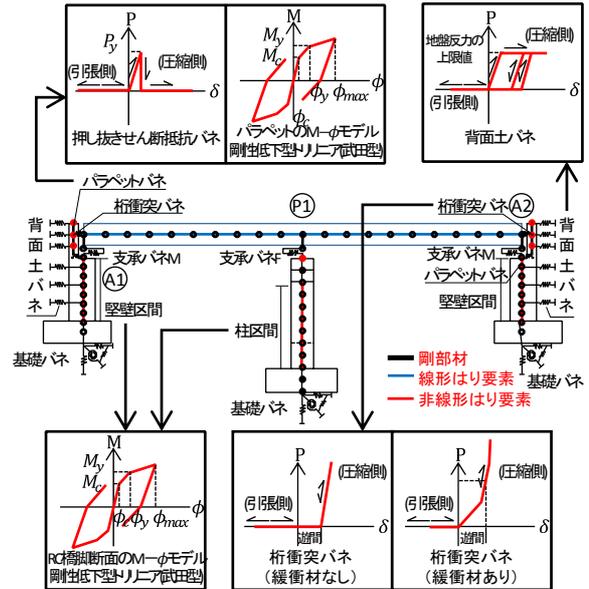


図-3 既往解析モデル

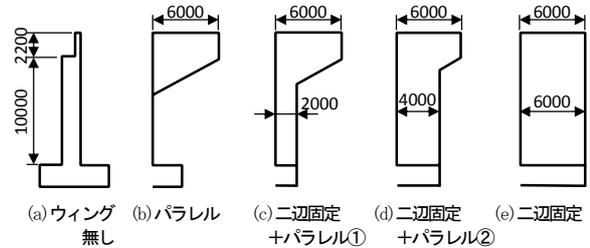


図-4 橋台ウイング形式

る。それに対して、橋台による変位拘束効果を考慮する耐震補強設計は、橋軸方向に対するレベル2地震時の耐震性能照査において、橋台部の水平抵抗を設計に考慮するものである。その手法は、図-2 および図-3 に示すように、上部構造と橋台パラペットの接触と橋台および背面土の水平抵抗を解析モデルに考慮し、橋全体系の動的解析により橋脚および橋台等の耐震性能を照査するものである。

2.3 既往解析モデルによる解析的検討

2.3.1 解析モデル

解析対象橋梁は、昭和55年道示³⁾で設計された2径間連続のコンクリート橋および鋼橋を想定している。また、下部構造は堅壁高さ10mの逆T式橋台、橋台パラペットは高さ2.2m・厚さ0.5m、躯体高10mの壁式橋脚とした。橋台ウイングは図-4に示すように5形式とし、各橋台ウイング形式の各部位（堅壁およびパラペット）耐力および橋台の破壊形態を表-1、表-2に示す。ここで、橋台の破壊形態は各部位の曲げ・せん断・押し抜き耐力を比較し、耐力が最小となるものを選定した。但し、破壊形態を想定した部位以外を線形モデルとした。

表-1 橋台各部位耐力および破壊形態（コンクリート橋）

橋台ウイング形式	堅壁			パラペット			破壊形態
	曲げ耐力(kN)	せん断耐力(kN)	押し抜きせん断耐力(kN)	曲げ耐力(kN)	せん断耐力(kN)	押し抜きせん断耐力(kN)	
(a)ウイング無し	2143	15357	—	1360	2501	—	パラペット曲げ
(b)パラレル	2143	15357	—	41905	—	9350	堅壁曲げ
(c)二辺固定+パラレル①	4724	—	18700	41905	—	9350	堅壁曲げ
(d)二辺固定+パラレル②	9410	—	20400	41905	—	9350	パラペット押し抜き
(e)二辺固定	14680	—	22100	41905	—	9350	パラペット押し抜き

表-2 橋台各部位耐力および破壊形態（鋼橋）

橋台ウイング形式	堅壁			パラペット			破壊形態
	曲げ耐力(kN)	せん断耐力(kN)	押し抜きせん断耐力(kN)	曲げ耐力(kN)	せん断耐力(kN)	押し抜きせん断耐力(kN)	
(a)ウイング無し	1967	15357	—	742	2501	—	パラペット曲げ
(b)パラレル	1967	15357	—	22857	—	9350	堅壁曲げ
(c)二辺固定+パラレル①	4336	—	18700	22857	—	9350	堅壁曲げ
(d)二辺固定+パラレル②	8639	—	20400	22857	—	9350	堅壁曲げ
(e)二辺固定	13477	—	22100	22857	—	9350	パラペット押し抜き

表-3 解析ケース（コンクリート橋）

ケース名	橋台ウイング形式	支間長(m)	遊間(mm)	入力地震波	緩衝材有無 厚さ(mm)	桁緩衝材初期剛性 (kN/mm)
Co-(a)-1	(a)ウイング無し	10,30,50	40	タイプII	無	—
Co-(b)-1	(b)パラレル					
Co-(c)-1	(c)二辺+パラレル①					
Co-(d)-1	(d)二辺+パラレル②					
Co-(e)-1	(e)二辺固定					
Co-(a)-2	(a)ウイング無し	30	20,40,70,100	タイプII	無	—
Co-(b)-2	(b)パラレル					
Co-(c)-2	(c)二辺+パラレル①					
Co-(d)-2	(d)二辺+パラレル②					
Co-(e)-2	(e)二辺固定					
Co-(a)-3	(a)ウイング無し	10	30	タイプI タイプII	無	—
Co-(b)-3	(b)パラレル					
Co-(c)-3	(c)二辺+パラレル①					
Co-(d)-3	(d)二辺+パラレル②					
Co-(e)-3	(e)二辺固定					
Co-(a)-4	(a)ウイング無し	30	70	タイプII	無 有・30	静的 500 6,000 10,000
Co-(b)-4	(b)パラレル					
Co-(c)-4	(c)二辺+パラレル①					
Co-(d)-4	(d)二辺+パラレル②					
Co-(e)-4	(e)二辺固定					

解析モデルは図-3 に示す橋梁全体系での非線形解析モデルである。考慮した水平抵抗は橋台パラペットの水平抵抗、橋台背面土の水平抵抗、桁の衝突であり、図中に示すようにバネでモデル化した。橋台パラペットバネは過去の被災状況より破壊形態に応じて曲げ破壊型の場合には図

中に示す剛性低下トリリニア型M-φモデルを、せん断破壊型の場合はパラペット基部の押し抜きせん断断面積より算出した押し抜き抵抗バネを設定した。橋台背面土バネは既往の背面土ボーリング実績結果より、設計上安全側を考慮した静的地盤バネ（N=5、φ=30°、C=0kN/m²、

表-4 解析ケース（鋼橋）

ケース名	橋台ウイング形式	支間長(m)	遊間(mm)	入力地震波	緩衝材有無 厚さ(mm)	桁緩衝材初期剛性 (kN/mm)
Me-(a)-1	(a)ウイング無し	30,40,50	50(支間30mのみ) 100	タイプII	無	-
Me-(b)-1	(b)パラレル					
Me-(c)-1	(c)二辺+パラレル①					
Me-(d)-1	(d)二辺+パラレル②					
Me-(e)-1	(e)二辺固定					
Me-(a)-2	(a)ウイング無し	30	50	タイプI タイプII	無	-
Me-(b)-2	(b)パラレル					
Me-(c)-2	(c)二辺+パラレル①					
Me-(d)-2	(d)二辺+パラレル②					
Me-(e)-2	(e)二辺固定					
Me-(a)-3	(a)ウイング無し	50	100	タイプII	無 有・30	静的 500 6,000 10,000
Me-(b)-3	(b)パラレル					
Me-(c)-3	(c)二辺+パラレル①					
Me-(d)-3	(d)二辺+パラレル②					
Me-(e)-3	(e)二辺固定					

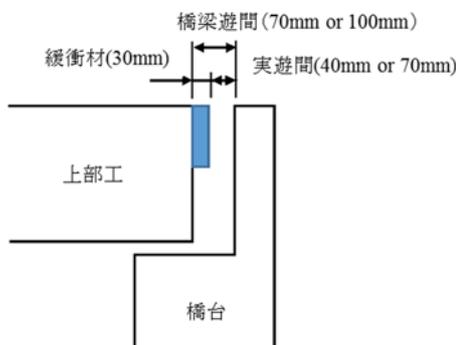


図-5 緩衝材設置位置

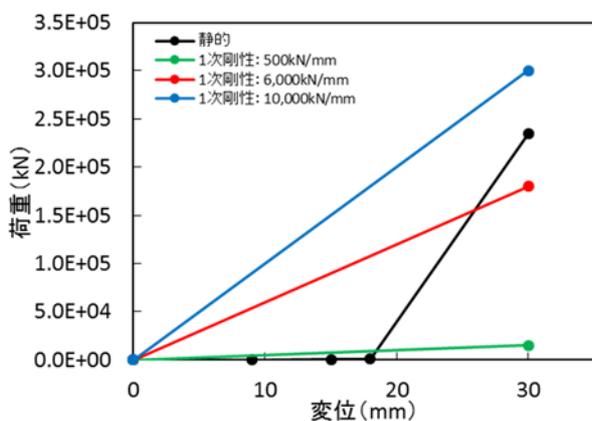


図-6 緩衝材の荷重-変位モデル

$E_0=2800N$)を採用した。桁衝突バネのバネ値は5K (K : 上部構造軸剛性)とし、衝突が生じている間だけ作動するものとした。橋台堅壁基部および橋脚基部の曲げ破壊型モデルは剛性低下トリリニア型M- ϕ モデルとした。基礎バネは底版下面に水平と回転の2自由度に集約したバネとして設定した。支承条件は橋脚上1点固定とした。

2.3.2 解析ケースおよび解析条件

表-3にコンクリート橋における解析ケースを示す。支

表-5 解析条件

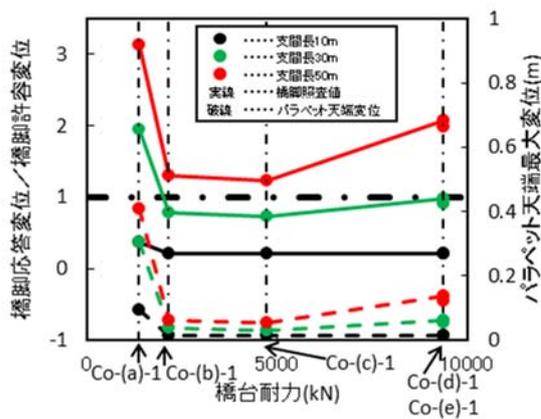
項目	条件
設計方向	橋軸方向
積分手法	Newmark β 法 ($\beta=0.25$)
解析時間間隔	1/10000 秒
減衰考慮方法	Rayleigh 減衰
固有周期計算手法	サブスペース法
使用プログラム	TDAPIII
基礎地盤条件	II種地盤
衝突位置	(コンクリート橋) 桁中心
	(鋼橋) 桁上面

間長は10・30・50mの3ケース、橋梁遊間は20・40・70・100mmの4ケース、入力地震波タイプはI・IIの2ケース、初期剛性が異なる緩衝材を図-5に示すように遊間部に設置した4ケースとした。表-4に鋼橋における解析ケースを示す。支間長は30・40・50mの3ケース、入力地震波はタイプI・IIの2ケース、緩衝材はコンクリート橋と同様に4ケースとした。なお、「静的」はクロロペンゴムの静的荷重試験結果の剛性を使用している。本解析に使用した緩衝材の荷重-変位モデルを図-6に示す。時刻歴応答解析は表-5に示す条件で実施した。

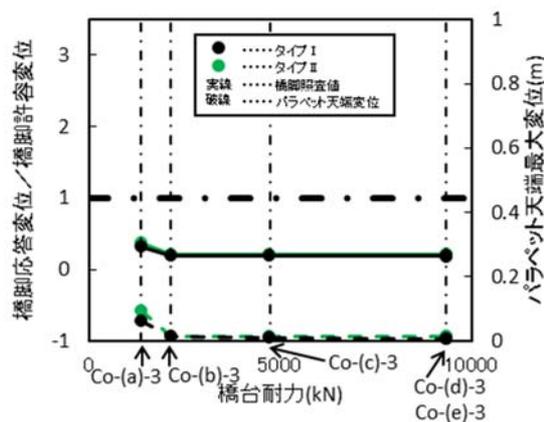
2.3.3 解析結果

(1) 支間長の影響

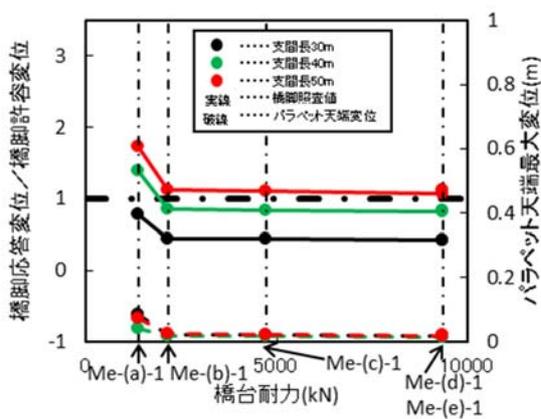
図-7に支間長を変化させた場合の橋脚・橋台応答を示す。(a)はコンクリート橋の場合、(b)は鋼橋の場合を示している。横軸に橋台耐力、縦軸は橋脚照査値およびパラペット天端最大変位である。いずれの上部形式においても、支間が長くなるほど、下部工応答が大きくなる傾向にあるが、これは上部工重量の増加に伴うものである。但し、鋼橋の



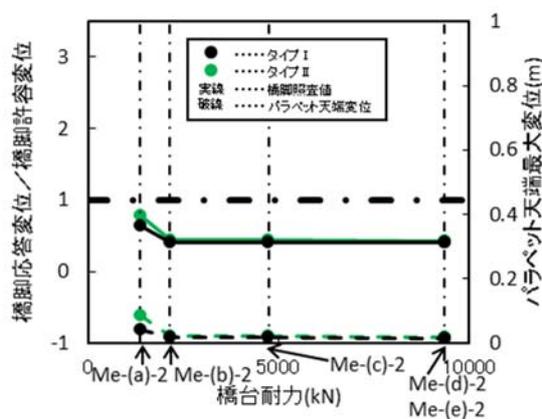
(a)コンクリート橋



(a)コンクリート橋



(b)鋼橋



(b)鋼橋

図-7 橋脚照査値・パラペット天端変位 (支間長の影響)

図-9 橋脚照査値・パラペット天端変位 (入力地震動の影響)

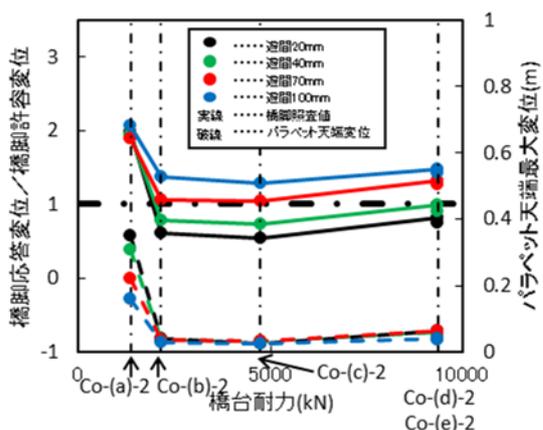


図-8 橋脚照査値・パラペット天端変位 (遊間の影響)

いが、鋼橋においてはウィング有りの場合、ウィング形式別による応答に差は見られない。橋脚照査を満足するのは、コンクリート橋の場合は支間長 10、30m のウィング有りのケース、鋼橋の場合は、支間長 30、40m のウィング有りのケースである。

(2) 遊間量の影響

図-8 に遊間を変化させた場合のコンクリート橋の橋脚・橋台応答について、図-7 と同様に示している。図より、遊間が大きくなるほど、橋台による拘束効果が発揮できなくなり、橋脚応答は大きくなる傾向にあることがわかる。一方、ウィング有りの場合、パラペット天端変位の形式による差はほとんど見られない。これは支間長 30m 程度の上部工重量では、ウィングの存在によりパラペットが破壊まで至っていないためと考えられる。

(3) 入力地震動の影響

図-9 に入力地震動を変化させた場合の橋脚・橋台応答について、図-7 と同様に示している。図より、いずれの上部工形式においても、地震動の違いで顕著な差は生じな

パラペット天端変位は支間の違いによる差が小さい。これは上部工重量が小さく橋脚の破壊に至っていないためと考えられる。また、橋台ウィング形式別で比較すると、コンクリート橋においては形式(b)、(c)の下部工応答が小さ

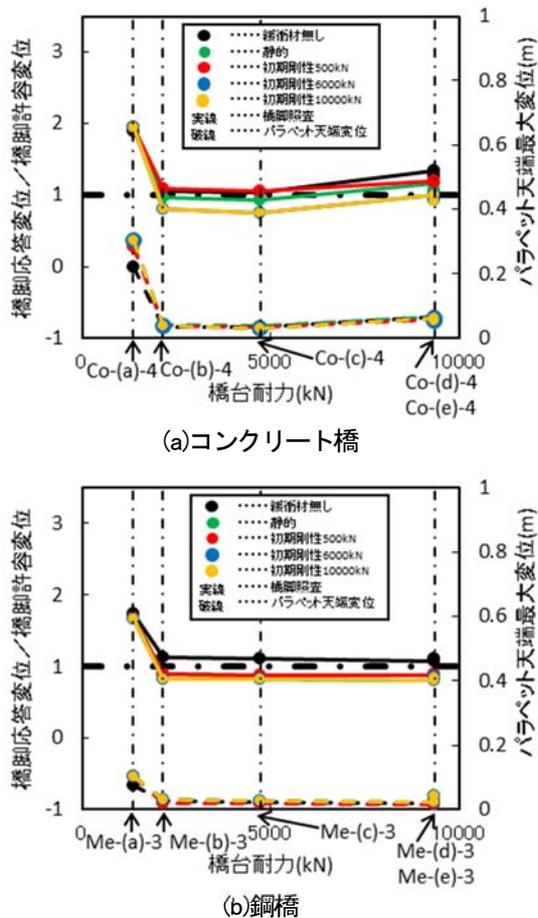


図-10 橋脚照査値・パラペット天端変位 (緩衝材初期剛性の影響)

いが、タイプ I 地震動の応答がタイプ II と比較して若干小さい傾向にある。

(4) 緩衝材の影響

図-10 に緩衝材の初期剛性を変化させた場合の橋脚・橋台応答について、図-7 と同様に示している。なお、比較のため、緩衝材無しの場合も記載している。図より、コンクリート橋の場合、初期剛性 500kN/mm の時は緩衝材無しの時とほぼ同等の応答であり、変化が見られない。しかし、静的、初期剛性 6,000kN/mm、初期剛性 10,000kN/mm と初期剛性が大きくなるに従い、橋脚応答が小さくなった。これは緩衝材の剛性が大きいほど変形が小さいため、拘束効果が大きくなったためと考えられる。本検討ケースにおいて、遊間 70mm に対して緩衝材 30mm を設置しているため、実遊間は 40mm となる。そこで、緩衝材の初期剛性が大きい 10,000kN/mm の時の応答を図-8 の遊間 40mm の場合の応答と比較すると、ほぼ同程度であり、橋脚の耐震性に及ぼす影響は、緩衝材の剛性よりも遊間の影響が大きいと考えられる。鋼橋の場合、緩衝材を設置することで、

ウィング無し以外のウィング形式で橋脚照査結果を満足し、緩衝材設置効果が見られた。また、1 次剛性の違いでは、コンクリート橋ほど応答に大きな差は見られない。

3. 衝突実験による衝突部材の動的抵抗特性

3.1 目的および検討の流れ

図-3 に示した既往解析モデルは既往研究の地震分析や地質調査結果を反映しており、妥当性が確認されている。ここで、桁衝突に伴う橋台破壊形態の 1 つであるパラペット・ウィングの押し抜きせん断破壊に着目した場合、解析モデルにおける押し抜きせん断抵抗バネ剛性は静的載荷実験結果による設定となっている。しかし、実衝突現象を考慮すれば、本来は動的載荷実験による剛性の設定が望ましいといえる。

そこで、桁衝突に伴う橋台破壊形態の 1 つである押し抜きせん断破壊に着目し、衝突力によるパラペットおよびウィングの押し抜きせん断耐力を把握する要素実験として、橋台パラペットおよびウィングを想定した供試体による衝突実験を実施した。また、緩衝材の有無による衝撃力の緩衝効果を把握する目的で緩衝材を設置した場合の衝突実験も実施した。

さらに、衝突実験で得られた押し抜きせん断バネおよび緩衝ゴムの初期剛性を用い、既往解析モデルを修正し、初期剛性の違いによる下部構造の応答感度分析を実施し、その修正解析モデルによる解析結果を踏まえ、塑性化した橋台部位の限界状態の設定を試みた。

3.2 実験概要

3.2.1 実験方法

図-11 に実験装置の概要を示す。実験は、図に示すように載荷フレームに吊り下げられた重錘 (質量 3.38kg および 1,000kg) を所定の高さまで吊り上げ、振り子運動によって供試体に衝突させることにより行った。衝撃力は落下高さを段階的に高く (水平距離を徐々に大きく) して累積荷重として与えた。また、堅壁を想定した供試体基部 (これ以降「堅壁」と略す) とパラペット (またはウィング) を想定した供試体上部 (これ以降「パラペット」と略す) の境界において、押し抜きせん断破壊が発生するように載荷鋼板 (B350 mm×W575 mm×H100 mm) を配置し、重錘による衝撃力が載荷板を介して導入される構造とした。緩衝材有りのケースでは、図-11 (A 部詳細図) に示すように載荷鋼板の重錘衝突面に緩衝材を設置した。



(a)緩衝材無しの場合 (b)緩衝材有りの場合

写真-3 緩衝材有無による重錘と載荷板との衝突部の状況

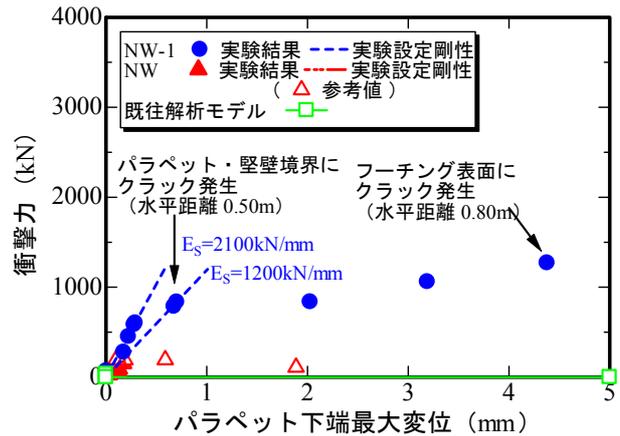
リートの圧縮強度は 26.6N/mm^2 、静弾性係数は $2.17 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ であった。道示IV下部構造編⁴⁾におけるコンクリートの許容押抜きせん断応力度から供試体の押抜きせん断耐力を算出すると、表に示すように $41 \sim 210\text{kN}$ となる。ここで、押抜きせん断耐力の算出に用いた面積はパラペットと堅壁の接触面（これ以降、「パラペット抵抗面」とする。）の面積であり、必ずしも実際のせん断破壊面がパラペット抵抗面と一致するとは限らないがひとつの指標として算出した。

本実験ではウィング有無、ウィング長の違いによる押抜きせん断耐力を把握するため、ウィング長（奥行き）をパラメータとしたケースを基本とした。また、緩衝材の緩衝効果を把握するため、基本ケースに緩衝材を設置したケースも実施した。緩衝材にはクロロブレンゴム（硬度 65 ± 5 ）を使用し、寸法は幅 350mm 、奥行き 50mm 、高さ 100mm とした。なお、重錘水平距離（これ以降、「H」と略す）は重錘を引き上げた際の水平距離であり、水平距離を段階的に大きくして累積荷重として衝撃力を与えたが、実験ケース WL250-1 の $H=0.80\text{m}$ および $H=1.00\text{m}$ においては、それぞれ 2 回ずつ重錘を落下させた。また、衝突速度は重錘落下高さから算出した。

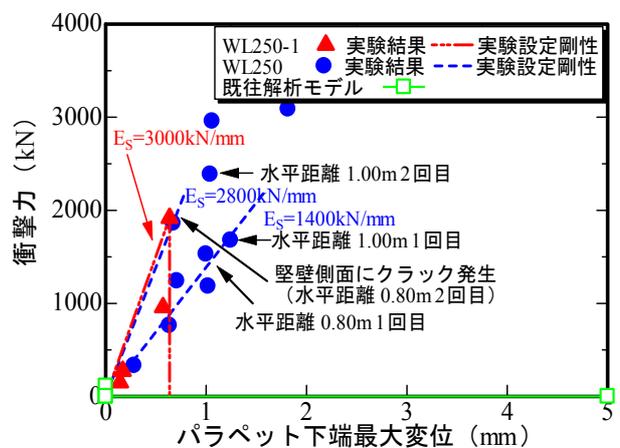
重錘質量 $1,000\text{kg}$ は支間長 16m 程度、重錘質量 338kg は支間長 7m 程度のコンクリート橋（幅員 10m ）上部工にそれぞれ相当する。

3.2.3 計測方法

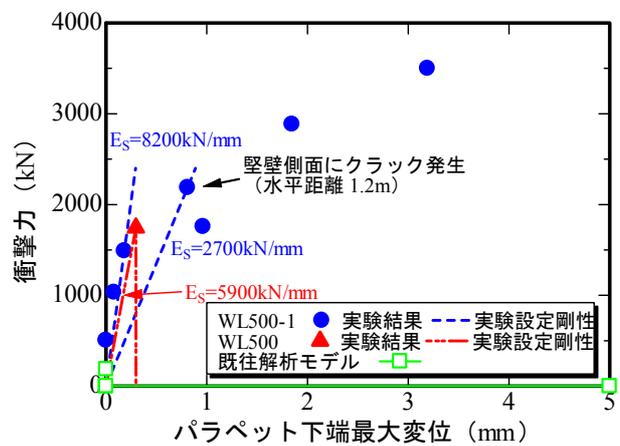
本実験では、重錘の重心位置に設置した加速度計により重錘加速度を測定した。その加速度 a と重錘質量 m の積 ($m \times a$) を衝撃力とした。また、各パラペットの衝突面から見て背面側のパラペット上端および下端に設置したレーザー変位計により、変位量を測定した。また、緩衝材の変形は、重錘、載荷鋼板、不動点に設置したターゲットを高速度カメラ撮影する (1000fps) ことにより測定した。写真-3 には緩衝材有無による重錘と載荷板との衝突部の状況を示す。



(a) ウィング無し



(b) ウィング有り 250mm



(c) ウィング有り 500mm

図-13 衝撃力とパラペット下端変位との関係

3.3 実験結果および考察

3.3.1 衝撃力とパラペット下端変位との関係

図-13 に各ケースにおける衝撃力とパラペット下端最大変位の関係を示す。なお、図中には、解析における設定法を参考に算出した衝撃力-変位関係を併せて示している。押し抜きせん断バネモデルの耐力は、道示におけるコ

ンクリートの圧縮強度の影響を考慮した許容押抜きせん断応力度と抵抗面積との積とし、剛性（バネ定数）は既往研究⁹⁾の静的な押し抜きせん断実験結果を参考に $E=70,000\text{kN/mm}$ と設定した。また、実験ケースNWにおいては、加速度計の出力超過が見られていたため、その計測値については参考値とし白抜きで表示した。

実験ケースNW-1においてはパラペット・堅壁の境界にクラックが発生した $H=0.50\text{m}$ 位置の重錘落下までは、衝撃力の増加に伴いパラペット下端変位は線形的に増加する。その後、 $H=0.60\text{m}$ 位置の重錘落下では衝撃力は $H=0.50\text{m}$ とほぼ同等であったが、パラペット下端変位はそれ以前と比較して大きくなった。その後は衝撃力の増加に伴いパラペット下端変位も増加した。

実験ケースWL250-1においても実験ケースNW-1と同様に堅壁にクラックが発生した $H=0.80\text{m}$ 位置の重錘落下以前には、衝撃力とパラペット変位の関係は線形関係にあるといえる。しかしながら、クラックが発生した重錘落下位置においては、衝撃力とパラペット下端変位の関係はバラツキが大きい。同一水平距離からの重錘落下を繰り返した $H=0.80\text{m}$ および $H=1.00\text{m}$ の1回目、2回目の結果を比較しても衝撃力とパラペット下端変位の関係には明確な傾向は見られなかった。これは、実験ケースNW-1と比較してパラペット抵抗面積が大きいことによる損傷面の摩擦や未破壊部および、鉄筋による抵抗による影響があると考えられる。

実験ケースWL500-1においてもクラック発生以前には前述の2ケースと同様に、衝撃力とパラペット変位の関係は線形関係にあるといえる。しかしながら実験ケースWL250-1で見られたようなクラックが発生した重錘落下位置近傍でのバラツキはあまり見られず、その後は再び衝撃力の増加に伴いパラペット下端変位も増加した。

表-7 に実験結果から求めた各実験ケースにおける初期剛性（= 衝撃力/パラペット下端変位）および押し抜きせん断耐力（= 衝撃力）を示す。ここで本実験における衝撃力はクラックが発生した前後での重錘落下位置におけるそれぞれの衝撃力とした。

本実験条件においては、初期剛性に与える重錘質量の影響は小さく、いずれの実験ケースにおいても初期剛性は同程度であった。いずれの実験ケースにおいても初期剛性は既往の解析モデルと比較して小さくなった。また、押し抜きせん断耐力に与える重錘質量の影響も小さく、いずれも同程度となった。いずれも道示⁴⁾の許容押し抜きせん断応力度から算出した耐力と比較して大きいといえる。これは静的載荷と衝突載荷という実験載荷条件の相違が影響し

表-7 初期剛性および押し抜きせん断力

ケース名	断面寸法 (mm)	抵抗面積 (mm ²)	初期剛性 ($\times 10^3\text{kN/mm}$)	押し抜きせん断耐力 (kN)
NW	350×125	43,750	1.0	(192)
NW-1			1.2~2.1	787~836
WL250	350×375	131,250	3.0	1,917
WL250-1			1.4~2.8	1,530~1,862
WL500	350×625	218,750	5.9	1,742
WL500-1			2.7~8.2	1,758~2,187

※実験ケースNWについては、参考値。

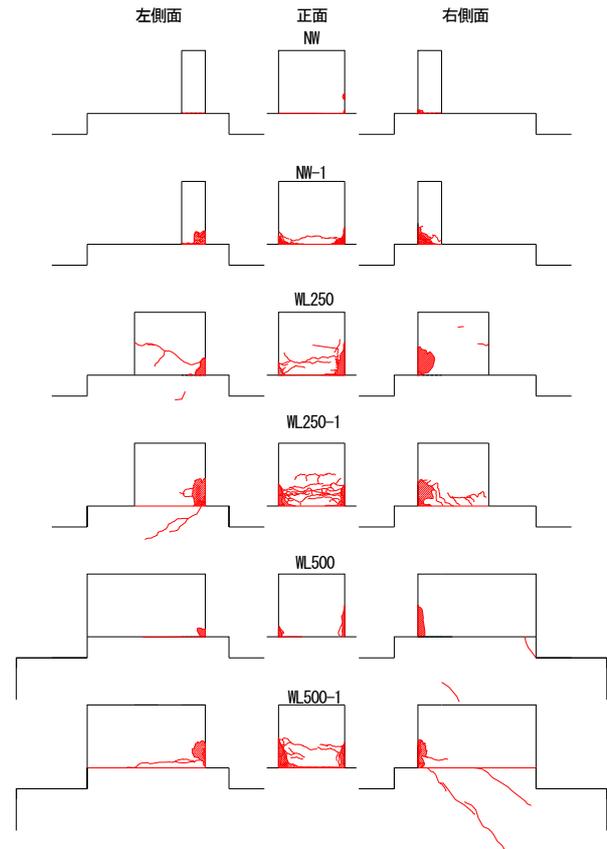


図-14 各実験終了時のパラペット損傷図

ていると考えられる。

3.3.2 パラペット損傷状況

図-14 に各ケースの実験終了時におけるパラペットの損傷図を示す。前面（重錘衝突面）を正面として左右側面を示している。

NWにおいては、パラペットと堅壁の境界面にクラックが発生し、押し抜きせん断破壊が見られる。それ以外にクラックは見られなかった。

NW-1においては、 $H=0.50\text{m}$ 位置からの重錘落下によってまずパラペット・堅壁境界にクラックが発生した。その後、 $H=0.60\text{m}$ 、 $H=0.70\text{m}$ 位置の重錘落下においてそのクラックが進展し、 $H=0.80\text{m}$ 位置の重錘落下において、パラ

ペット前面から約 35mm の位置から堅壁上面にクラックが発生した。

WL250 においては、損傷は右側面の剥離から始まり、重錘の水平距離が増加する度、左右側面の剥離が拡大した。H=2.0m の位置の重錘落下において剥離箇所から側面のクラックが発生した。最終的には背面の中央付近、パラペットと堅壁の境界面にクラックが発生した。

WL250-1 においては、実験ケース NW-1 の場合とは異なり H=0.80m 位置の重錘落下において、パラペット先端から 20mm の位置を始点として堅壁側面にクラックが発生し、その後の H=1.00m 位置の重錘落下において新たにパラペット・堅壁境界にクラックの発生と、堅壁側面クラックの進展が見られた。

WL500 においては、側面の剥離が発生している。パラペットと堅壁の境界面のクラックは、前面の左側および左側面の中央付近まで進展した。

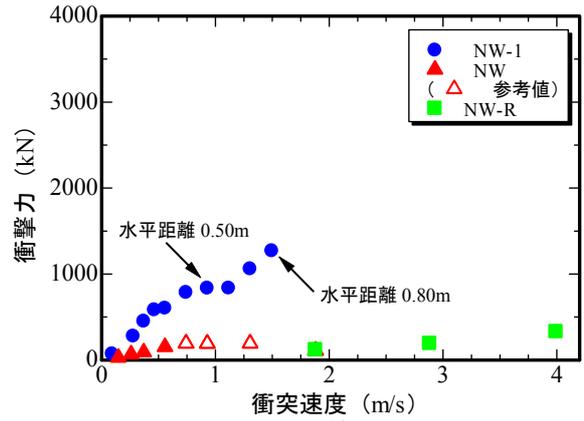
WL500-1 においては、H=1.20m 位置の重錘落下においてパラペット先端から 50mm の位置を始点として堅壁側面にクラックが発生した。その後、H=1.50m 位置の重錘落下において実験ケース WL250 の場合と同様に、新たにパラペット・堅壁境界にクラックが発生するとともに、パラペット先端から 300mm の位置を始点として堅壁側面に 2 本目のクラックが発生した。

3.3.3 衝撃力と衝撃速度との関係

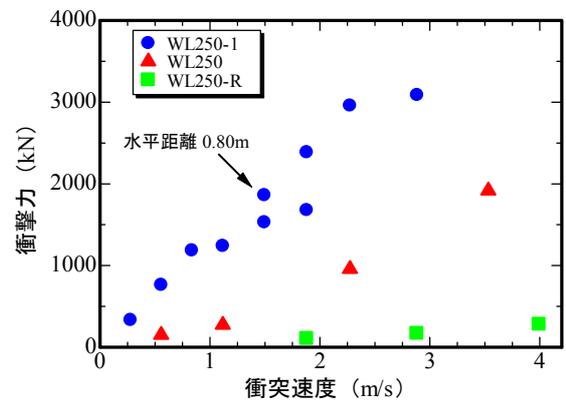
図-15 に各実験ケースにおける衝突速度と衝撃力の関係を緩衝材の結果も含めて示す。

いずれの実験ケースにおいても衝突速度が速くなるほど衝撃力が大きくなっており、本実験の範囲内においては、衝突速度と衝撃力の関係は概ね直線近似が可能である。しかしながら、NW-1 においてのみパラペット・堅壁境界にクラックが発生した H=0.50m 位置の重錘落下以後には、両者の関係は直線関係にあるものの、それまでに比べて衝撃力が若干ではあるが小さくなる傾向にある。これは、重錘衝突時のパラペット損傷により衝突力が吸収されるためだと考えられ、抵抗面積が小さい実験ケース NW-1 ほどその傾向が顕著に現れたが、WL250、WL250-1、WL500-1 においては、前述のようにクラック発生後も損傷面の摩擦や未破壊部および、鉄筋による抵抗による影響が大きいいため、NW-1 のような衝撃力が小さくなる傾向は小さかったと考えられる。

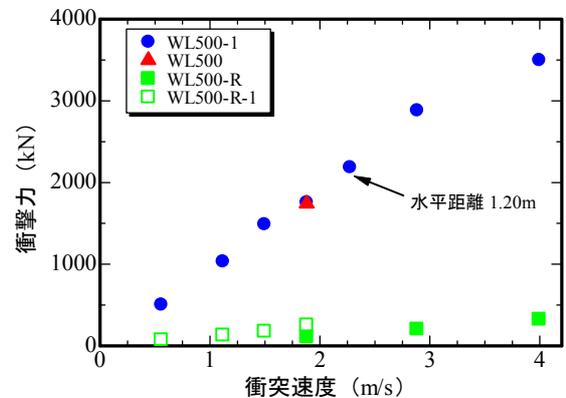
さらに、緩衝材を設置した場合、設置しない場合よりも衝撃力は格段に小さくなっており緩衝効果を確認することができた。



(a) ウィング無し



(b) ウィング有り 250mm



(c) ウィング有り 500mm

図-15 衝撃速度と衝撃力の関係



写真-4 静的試験状況

3.3.4 緩衝材の静的試験

緩衝材の静的圧縮試験により、試験体の荷重-変位関係を求めた。変位速度は10.0mm/minとした。試験状況を写真-4に示す。試験体は、衝撃実験と同材質・同形状の緩衝ゴムを使用した。試験は圧縮力600kNを上限としたが、常温の2回目の载荷については緩衝ゴムのひずみ50%を目標とした。

図-16に緩衝ゴムの圧縮量と圧縮力の関係を示す。図には併せて既往の解析モデルに使用している静的試験結果および動的試験の結果も示した。静的試験は、緩衝ゴムを常温および低温とした状態でを行った。低温時の試験においては、緩衝ゴムを冷凍庫にてゴム内部温度を-25°Cに冷却した後、に载荷を行っているが、時間の経過とともに圧縮量は徐々に増加している。試験開始時の緩衝ゴム内部の温度は、常温時は16.5°C、低温時は-21.5°Cであった。常温時のゴム剛性は、载荷する回数により低下する傾向にあることがわかる。また、緩衝ゴムの圧縮量は、20mmを越えると急激に圧縮量は増加している。低温時には、常温時よりも剛性が高い傾向にある。今回、試験に使用した緩衝ゴムは、既往の解析ケースに対して剛性が高い傾向にあることがわかった。

3.3.5 緩衝材の動的試験

図-17に動的試験における緩衝ゴムの圧縮量と圧縮力の関係を示す。圧縮力および圧縮量は各水平距離での最大値の平均としている。水平距離が大きくなると圧縮力は増加している。圧縮量についても水平距離が大きくなると大きくなる傾向にあるが、WL500-Rのケースについては、水平距離による圧縮量の差がほぼない。また、低温時の試験より、内部温度が低いほど剛性は高く、常温に近づくとつれて圧縮力および圧縮量も常温時の値に近づいている。

図-18に衝突エネルギーと圧縮力の関係を示す。図-17において、WL500-RとWL500-R1を比較すると、重錘質量の違いにより圧縮量は多少異なっている。しかし、図-18においては、ウィングの大きさの同じWL500-RとWL500-R1では、衝突エネルギーと圧縮力はほぼ比例関係となっている。このことより、緩衝ゴムの圧縮力に関しては衝突エネルギーに比例すると推察される。

4. 動的抵抗特性を踏まえた下部構造応答特性

4.1 解析モデル概要

解析対象橋梁には、2章と同様に昭和55年道示³⁾以前で設計された2径間連続のコンクリート橋および鋼橋(支間長30m、遊間70mm)を想定している。下部構造は、堅壁高さ10mの逆T式橋台(高さ2.2m、厚さ0.5mの

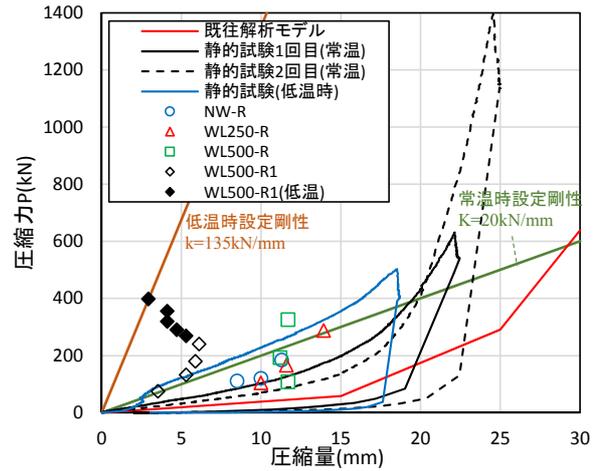


図-16 圧縮量と圧縮力の関係

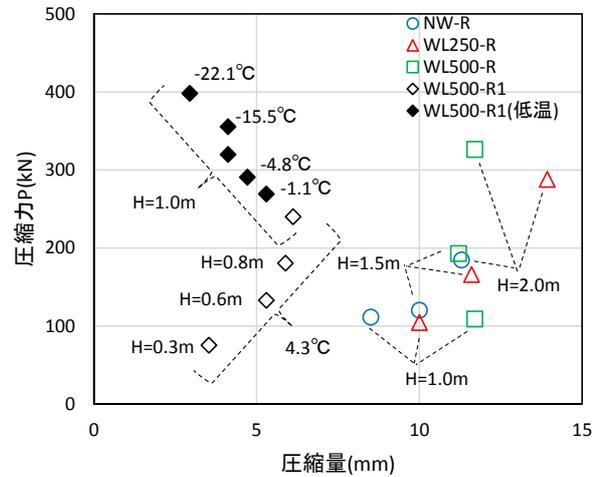


図-17 圧縮量と圧縮力の関係(動的試験)

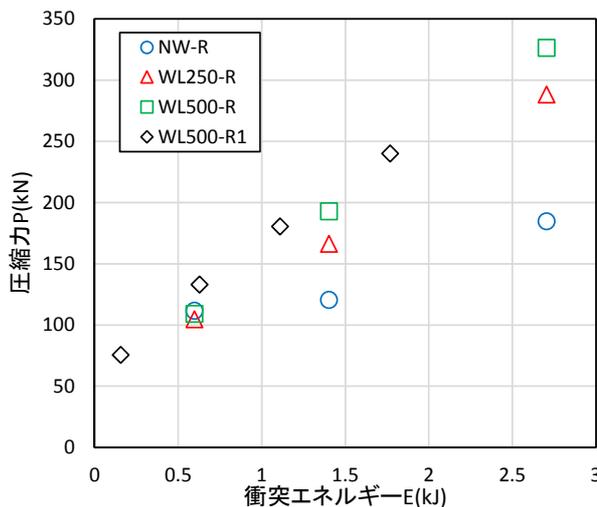


図-18 衝突エネルギーと圧縮力の関係

パラペット) および躯体高10mの壁式橋脚とした。桁衝突による橋台の破壊形態は橋台ウィング形式によって異なるため、図-19に示す橋台ウィング形式を解析ケースに考慮した。ここで破壊形態は、堅壁、パラペット各部位

(a) ウイングなし	(b) パラレル	(c) 二辺固定+ パラレル①	(d) 二辺固定+ パラレル②	(e) 二辺固定
許容押し抜きせん断応力度 ($\tau=0.85\text{N/mm}^2$)				
橋台耐力1,360kN	橋台耐力2,143kN	橋台耐力4,724kN	橋台耐力9,350kN	橋台耐力9,350kN
パラペット曲げ破壊	堅壁曲げ破壊		パラペット押し抜き破壊	
押し抜きせん断応力度 ($\tau=4.00\text{N/mm}^2$)				
橋台耐力1,360kN	橋台耐力2,143kN	橋台耐力4,724kN	橋台耐力9,410kN	橋台耐力14,680kN
パラペット曲げ破壊	堅壁曲げ破壊		堅壁曲げ破壊	

図-19 橋台ウイング形式

表-8 パラペットの押し抜きせん断バネの設定値

許容押し抜きせん断 応力度 $\tau_a(\text{N/mm}^2)$	パラペットの押し抜きせん断バネ剛性 $E_s(\text{kN/mm})$
0.85(道示Ⅳ編)	1,200または8,200(実験結果)
4.00(実験結果)	1,200または8,200(実験結果)

の曲げ、せん断、押し抜き耐力を比較し最小となるものとした。

実験結果を踏まえ、前述の図-3の既往解析モデルの押し抜きせん断抵抗バネ等を修正し、桁端衝突を考慮した橋梁全体系の地震時挙動に関する時刻歴非線形応答解析を実施した。

表-8にパラペットの押し抜きせん断バネの設定値を示す。パラペットの押し抜きせん断剛性は、最も剛性が低い評価となるNW-1の値 ($E_s=1,200\text{kN/mm}$) および最も剛性の高い評価となるWL500-1の値 ($E_s=8,200\text{kN/mm}$) を設定した。また、せん断応力度 τ については、道示に規定される許容押し抜きせん断応力度 ($\tau=0.85\text{N/mm}^2$) と実験での最小値 ($\tau=4.00\text{N/mm}^2$) とした場合について比較した。なお、図-19には、実験値を用いた場合の破壊形態も併せて記載している。

表-9に衝突バネ(緩衝材あり)の設定値を示す。図-16より、常温時の緩衝ゴムの剛性としては重錘質量1,000kgで実施したWL500-R1の最も剛性が低い20kN/mmと低温時の緩衝ゴムの剛性としては、実験で最もゴムの温度が低い状態(表温-7℃、内部-22℃)であった135kN/mmを用いる。なお、上記は実験で用いた緩衝ゴム(350mm×100mm厚さ50mm)1個あたりの剛性である。解析におけるゴム設置面積は「2m²/橋台」と設定し、解析で考慮するゴム設置個数は、実験で用いたゴム形状と整合させ

表-9 衝突バネ(緩衝材あり)の設定値

緩衝材バネ剛性 $K(\text{kN/mm})$
20(実験結果:常温)
135(実験結果:低温)

表-10 解析条件

項目	条件
設計方向	橋軸方向
積分手法	Newmark β 法 ($\beta=0.25$)
解析時間間隔	1/10000秒
減衰考慮方法	Rayleigh 減衰
固有周期計算手法	サブスペース法
使用プログラム	TDAPⅢ
基礎地盤条件	Ⅱ種地盤
衝突位置	(コンクリート橋) 桁中心
	(鋼橋) 桁上面

「57個」とする。なお、表-10に示す解析条件で、道示³⁾のタイプⅡ地震動を入力波とした時刻歴応答解析を実施した。

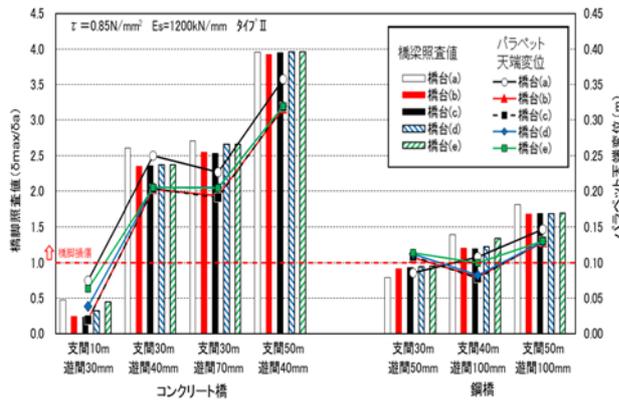
4.2 解析条件および解析ケース

表-11に解析ケース一覧を示す。本解析におけるパラメータは、1)押し抜きせん断耐力、2)パラペットの押し抜きせん断剛性、3)緩衝材、4)緩衝材の温度、5)地盤種別、6)橋梁径間数、の6項目とした。

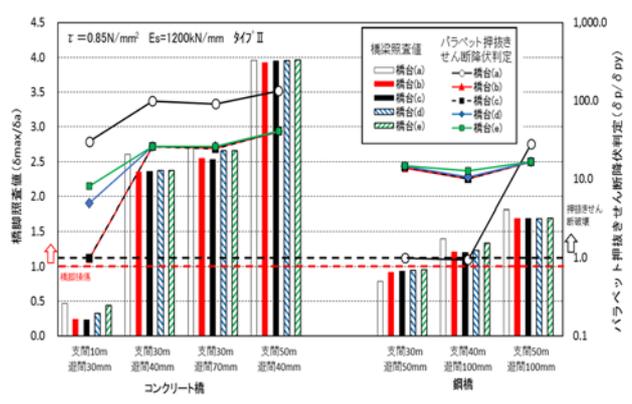
4.3 解析結果

4.3.1 押し抜きせん断耐力の影響

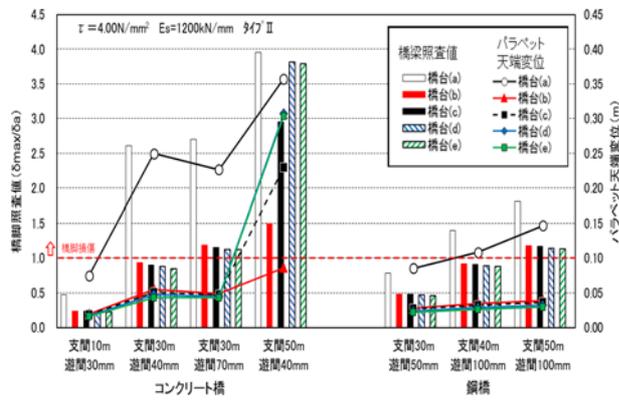
コンクリート橋、鋼橋の各支間長、緩衝材なしのケースで押し抜きせん断耐力の影響を確認した。図-20に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット天端の最大応答変位を示す。図中の棒グラフが橋脚照査値で、折れ線グラフがパラペット天端の最大変位結果である。(a)図より道示耐力 ($\tau=0.85\text{N/mm}^2$) を用いた場合は、橋脚の応答が過大となり橋脚が損傷している。一方、(b)図より実験耐力 ($\tau=4.00\text{N/mm}^2$) を用いた場合は、支間50mより小さい規模の橋ではパラペットのせん断破壊が限定であり、橋脚の損傷が回避できるまで小さくなっている。橋脚照査値およびパラペット天端の最大応答変位は、押し抜きせん断耐力の違いが大きく影響しているのがわかる。実験から得られた耐力はばらつきが大きいものの、少なくとも最小耐力を



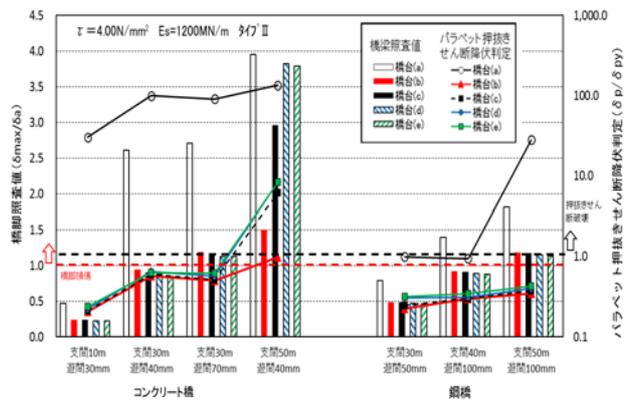
(a) $\tau=0.85\text{N/mm}^2$ (道示)、 $E_s=1,200\text{kN/mm}^2$



(a) $\tau=0.85\text{N/mm}^2$ (道示)、 $E_s=1,200\text{kN/mm}^2$



(b) $\tau=4.00\text{N/mm}^2$ 、 $E_s=1,200\text{kN/mm}^2$



(b) $\tau=4.00\text{N/mm}^2$ 、 $E_s=1,200\text{kN/mm}^2$

図-20 橋脚照査値とパラペット天端変位 (押抜きせん断耐力の影響)

図-21 橋脚照査値とパラペット押抜きせん断降伏判定結果 (押抜きせん断耐力の影響)

用いることは安全側の評価につながることから、以降の桁衝突解析には実験耐力 ($\tau=4.00\text{N/mm}^2$) を用いるものとする。

図-21 に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット押抜きせん断降伏判定結果 (δ_p/δ_{py}) を示す。道示耐力を用いた場合 (a) 図) にはほとんどのケースで押抜きせん断破壊に至っているが、実験耐力を用いた場合 (b) 図) には破壊に至らないことがわかる。ただし、橋梁規模が大きい支間 50m のケースでは、実験耐力においても押抜きせん断破壊が生じる結果となる。ウイングのない橋台(a)では、ほとんどのケースで押抜きせん断破壊が生じており、実験耐力を用いても橋脚の損傷を回避できない。

4.3.2 パラペットの押し抜きせん断剛性の影響

コンクリート橋、鋼橋それぞれ1橋 (支間長 30m および 50m) を対象として、緩衝材なし、実験耐力 ($\tau=4.00\text{N/mm}^2$) を用いたケースに対してパラペットの押し抜きせん断剛性 E_s の影響を確認した。

図-22 に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット天端の最大応答変位を示す。解析結果に大差はみられないこ

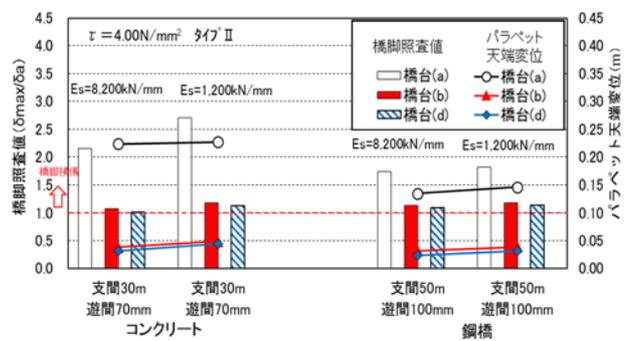


図-22 橋脚照査値とパラペット天端変位 (パラペット押し抜きせん断剛性 E_s の影響)

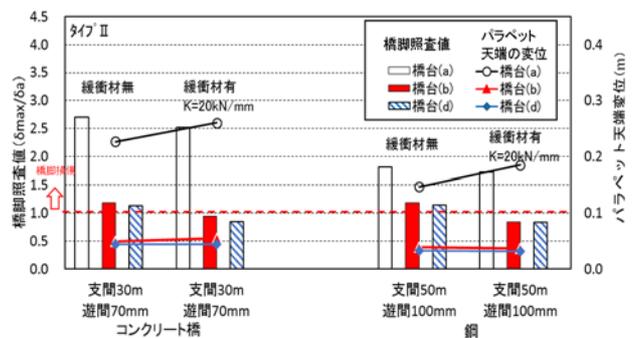


図-23 橋脚照査値とパラペット天端変位 (緩衝材有無の影響)

とから、せん断剛性の違いが各応答値に与える影響は小さいといえる。コンクリート橋、鋼橋ともに $E_s=1,200\text{kN/mm}$ の方が橋脚の応答変位が大きく安全側の評価となることから、以降の桁衝突解析は $E_s=1,200\text{kN/mm}$ (実験剛性の最小値) を用いるものとする。

4.3.3 緩衝材の影響

4.3.2 と同様なケースに対して緩衝材有無の影響を確認した。図-23 に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット天端の最大応答変位を示す。橋梁モデルの中で橋脚の損傷が中規模程度のものであれば、緩衝材を設置することで、損傷が回避できる結果となった。また、コンクリート橋と鋼橋を比較すると、上部構造重量が軽い鋼橋の方が、緩衝材の設置効果が高いことがわかる。本検討では緩衝ゴム設置面積を「 $2\text{m}^2/\text{橋台}$ 」と設定しているが、この条件下では、橋脚照査値の超過が2割程度である橋については、緩衝材を設置することにより補強が回避できることが確認できた。

4.3.4 緩衝材の温度の影響

4.3.2 と同様なケースに対して緩衝材の温度の影響を確認した。図-24 に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット天端の最大応答変位を示す。両者を比較すると、どの部位の応答も大差はなく、緩衝材の剛性が解析結果に与える影響は小さいといえる。したがって、寒冷地においても緩衝材の効果には問題はないことが確認できた。

4.3.5 地盤種別の影響

以上の解析は、II種地盤を対象としていた。ここでは、地盤の違いが地震時応答に与える影響を把握する目的として、I種地盤とIII種地盤に対しても解析を行った。解析で異なる点は、基礎バネの剛性と入力地震動である。図-25 に橋脚照査値 (δ_{\max}/δ_a) およびパラペット天端の最大応答変位の関係を示す。地盤が軟らかいほど、パラペット天端の応答変位や堅壁基部の曲げ曲率が大きい傾向にあった。

4.3.6 橋梁径間数の影響

$\tau=4.00\text{N/mm}^2$, $E_s=1,200\text{kN/mm}$ の値を用いて解析を実施したケースのうち、橋脚の照査を満足していないコンクリート橋 (2径間、支間50m、遊間40mm) と鋼橋 (2径間、支間50m、遊間100mm) に対して、橋梁径間数 (図-26) の影響を確認した。その結果を図-27 に示す。なお、橋台ウィング形式は、前述の図-4 と同様とする。

(1) コンクリート橋

橋台形式(a)のウィング無しの場合、支間数の増加に伴い固定橋脚の応答変位が減少しているが、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊が回避できていない。

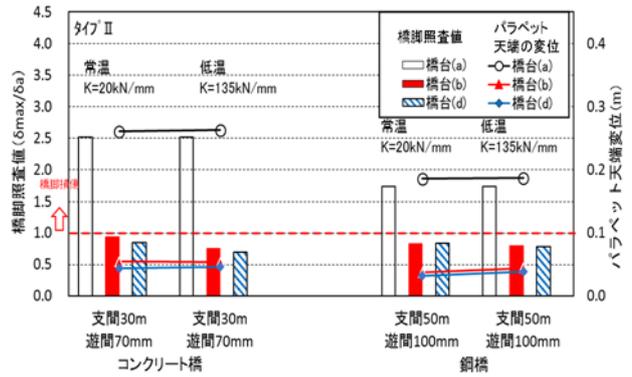


図-24 橋脚照査値とパラペット天端変位 (緩衝材の温度の影響)

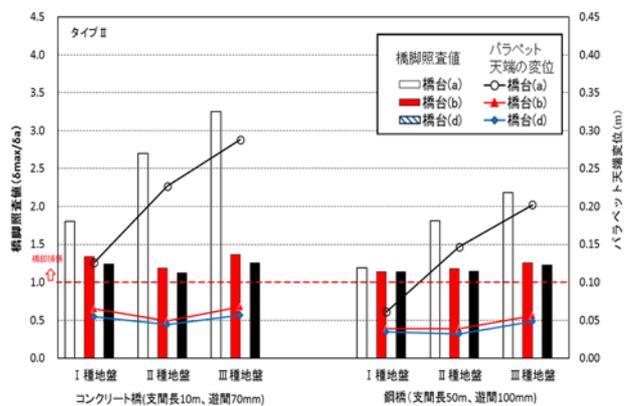


図-25 橋脚照査値とパラペット天端変位 (地盤種別の影響)

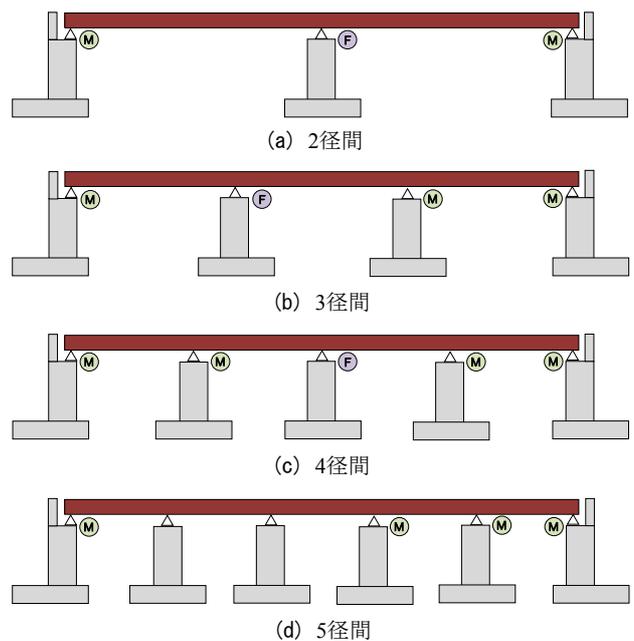
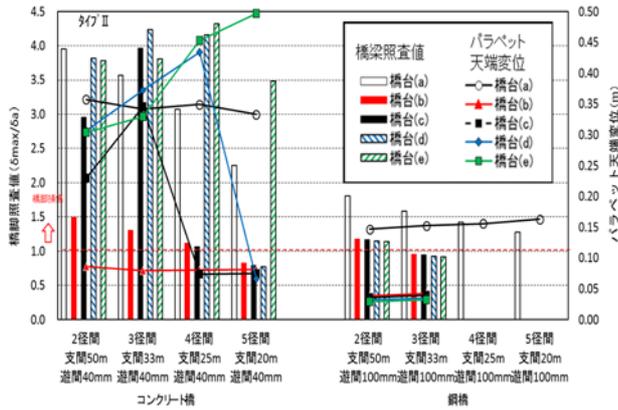
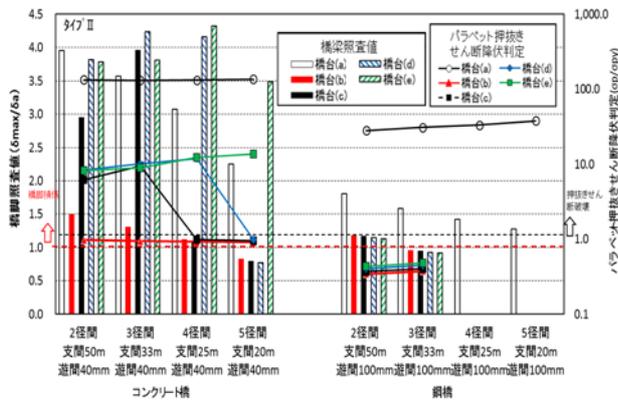


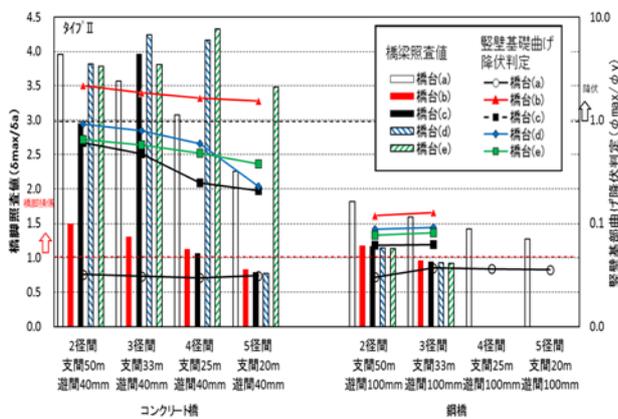
図-26 検討した橋梁径間数



(a) 橋梁照査値とパラペット天端変位



(b) 橋梁照査値とパラペット押抜きせん断降伏結果



(c) 橋梁照査値と堅壁基部曲げ降伏結果

図-27 橋梁径間数の影響

橋台形式(b)の平行とした場合、支間数の増加に伴い固定橋脚の応答変位が減少し、5径間では橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊が回避できる。ただし、径間数を増やしても、いずれの検討ケースにも、堅壁基部の曲げ破壊が生じている。

橋台形式(c)の二辺固定+平行①の場合、支間数を3

径間としても固定橋脚の応答変位が減少していない。これは、3径間の検討ケースにパラペットの押抜きせん断破壊が生じ、橋台の抵抗力が減少した原因と考えられる。4径間ではパラペットの押抜きせん断破壊を回避でき、橋脚の応答変位が減少したが、橋脚の損傷が回避できるレベルになっていない。5径間では固定橋脚の応答変位が急激に減少し、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊や堅壁曲げ破壊が回避できた。

橋台形式(d)の二辺固定+平行②の場合、3径間、4径間の検討結果は、橋台形式(c)の3径間と同じ傾向になっているが、5径間では固定橋脚の応答変位が急激に減少し、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊や堅壁曲げ破壊が回避できた。

橋台形式(e)の二辺固定の場合、支間数を増加しても、固定橋脚の応答変位が減少せず、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊が回避できていない。これは、2径間から5径間のすべての検討ケースに、橋台のパラペット押抜きせん断破壊が生じ、橋台の抵抗力が減少した原因と推察される。

(2) 鋼橋

橋台形式(a)では、支間数の増加に伴い、固定橋脚の応答変位が減少しているが、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊が回避できていない。

橋台形式(b)~(e)では、3径間としたすべての結果は、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊や堅壁曲げ破壊が回避できた。これは、鋼橋の上部工重量がコンクリート橋より軽く、橋台に与える衝突力が小さいためと推察される。

5. まとめ

本研究では、桁橋において衝突挙動時に変位拘束効果ができる橋台部材に着目し、構造形式の違いによる下部構造応答を把握する目的で、数値解析的検討を実施した。また、橋台パラペット・ウィングの耐荷力の抵抗評価を目的として、衝突実験を実施した。さらに、実験結果を踏まえ修正した既往解析モデルを用いた数値解析的検討を実施した。本研究の範囲内で得られた知見を以下に示す。

桁端衝突を考慮した下部構造応答特性：

- (1) ウィング有、堅壁曲げ破壊型の橋台形式において、桁衝突による拘束効果が発揮され、耐震性照査を満足するケースが多い。
- (2) 遊間量・緩衝材特性も挙動に大きく影響する。

衝突実験による衝突部材の動的抵抗特性：

- (1) 衝撃力作用時のパラペット初期剛性に与える重錘質

量の影響は小さい。また、衝突実験結果より得られた初期剛性は既往解析モデルと比較して小さくなる。

- (2) 衝撃力作用時の押抜きせん断耐力は、道示の許容押抜きせん断応力度から算出した耐力と比較して大きくなる。
- (3) 衝突速度と衝撃力の関係は線形関係にあるが、パラペット抵抗面積が小さい場合、押抜きせん断クラック発生後の衝撃力は小さくなる。

動的抵抗特性を踏まえた下部構造応答特性：

- (1) 衝突実験結果より設定した押抜きせん断応力度を解析モデルに反映することで、破壊形態が変化し、橋脚の応答が小さくなる。
- (2) パラペットの押抜きせん断剛性の違いが、橋脚やパラペットの変位応答に与える影響は少ない。
- (3) 橋脚照査値の超過がある範囲内であれば、緩衝材設置の効果により、橋脚補強を回避できる。また、橋脚・橋台応答への緩衝材剛性の影響は少なく、厳冬期を想定した低温環境下においても期待できる。
- (4) 地盤種別では、地盤が軟らかいほど、パラペット天端の応答変位や堅壁基部の曲げ曲率が大きい。
- (5) 橋台形式によっては、径間数が多い場合、橋脚の損傷および橋台のパラペット押抜きせん断破壊や堅壁曲げ破壊が回避できる。

参考文献

- 1) たとえば、田崎賢治、幸左賢二、新井伸博、阿部弘典：桁衝突解析における橋台部の抵抗特性とモデル化に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集、Vol.59、pp.323-324、2004.9
- 2) 田崎賢治、幸左賢二、阿部弘典、新井伸博：橋の桁端部に間詰め材を充填する地震慣性力の低減効果、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.2、pp.1171-1176、2004.7
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2012
- 4) 日本道路協会 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、pp.156-157、2012.3
- 5) 西城能利雄、岡田慎哉、西弘明：地震時の桁衝突に伴う橋梁下部工応答特性の解析的検討、土木学会年次学術講演会講演概要集、Vol.70、pp.225-226、2015.9

A STUDY ON COLLISION BEHAVIOR OF BRIDGE AT EARTHQUAKE

Research Period : FY2014-2016

Research Team : Structures Research Team

Author : NISHI Hiroaki

KONNO Hisashi

SATO Koji

SATO Takashi

YAMASAWA Fumio

KAKUMA Ko

Abstract : In reports of earthquake damage, there have been cases in which bridge members for which collision was not assumed in the design collided with each other and underwent severe damage. In other cases, the force of the collision acted on the resistance side of the bridge member, which prevented the bridge from suffering severe damage, including collapse. In either case, it is important to assess the current aseismic capacity of bridges and to investigate the effectiveness of aseismic measures by appropriately simulating the bridge behaviors during an earthquake. If the mechanism found in the latter cases were taken advantage of, it would be possible to reduce the extent of aseismic reinforcement works.

In this study, we focused on the abutment, which is a bridge member that has the problem of collision behaviors, and we conducted a numerical analysis to understand how response of the substructure differed depending on the difference in the structural type. To assess the collision-resistance of the parapet wing of the abutment, a collision experiment was done. The authors attempted to modify the existing analysis model based on the experiment results, conducted a numerical analysis using the modified model, and set the limit state of the abutment parts in the plastic state.

Key words : abutment, collision test, punching shear failure, numerical analysis study