

多層鋼製ラーメンロッキング橋脚を含む高架橋全体系の動的挙動を考慮した落橋防止システムの設計

前野 裕文*・稲垣 了史**・後藤 芳顯***・水野 清明****・平山 博*****・吉澤 努*****

*工博 名古屋高速道路公社 保全部 (〒462-0844 名古屋市北区清水4-17-30)

**名古屋高速道路公社 建設部 (〒453-0804 名古屋市中村区黄金通7-28-1)

***工博 名古屋工業大学 社会開発工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

****瀧上建設興業 設計課 (〒454-0049 名古屋市中川区清川町2-1)

*****工博 大日本コンサルタント 東京事業部構造計画室 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1)

*****工修 大日本コンサルタント 情報事業部解析技術室 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1)

本論文は、非線形動的解析を実施し橋梁全体系の地震時の挙動を考慮して落橋防止システムの設計を行った具体例を報告するものである。検討橋梁は、鉄道と道路を跨ぐ重要度の高い3径間連続鋼床版箱桁橋であり、下部構造の構造形式および剛性が多様で、特に橋脚上下端部にピボット支承を有する多層鋼製ラーメンロッキング橋脚を含むため、地震時の挙動が複雑な橋梁であると想定された。そのため、橋梁全体系の立体骨組モデルによる弾塑性時刻歴応答解析を実施し、対象橋梁だけでなく隣接橋を含む全体系の地震時の動的挙動を把握した上で、本橋の特徴に応じた設計方針を設定した。下部工で最も重要と想定されたロッキング橋脚では、その動的および静的弾塑性FEM解析を実施して耐震性を詳細に検討した。さらに、ロッキング橋脚の過大な変位を抑える目的で橋脚基部には柱を取り囲む変位制限構造を設置し、フェールセーフ機能として橋脚天端にはPCケーブルによる転倒防止構造を設置した。

Key Words : Bridge Restrainer, Nonlinear Dynamic Analysis, Rocking Pier, Multistory Steel Frame, Seismic Design

1. はじめに

名古屋高速道路公社では、既設橋梁を対象として、大規模地震に対する耐震安全性を確保する目的で、橋脚の耐震補強工事並びに落橋防止システムの新設工事を実施している。また、各研究機関でも落橋防止システムに関する調査研究¹⁾が活発に行われている。しかしながら、本論文で対象とする多層鋼製ラーメンロッキング橋脚を含む高架橋システムに対して耐震性照査および耐震補強を行った事例は、著者らの知る範囲ではこれまでのところ国内で公表されたものはないようである。

ところで、本論文で対象とした橋梁は、鉄道と道路を跨ぐ3径間連続高架橋であり、大規模地震被災後に緊急道路として供用する必要があることから、耐震設計上の重要度が極めて高い橋梁として位置づけられる。さらに、下部構造の構造形式および剛性が多様であり、地震時の挙動が複雑な橋梁であると想定される。

このような橋の重要性和特殊性から、本橋の耐震補強にあたっては道路橋示方書²⁾(以下、道示と記す)や名古屋高速道路公社の耐震設計基準³⁾(以下、設計基準と記す)に準じて橋脚ごとに耐震検討を行うだけでなく、橋梁全体系の動的挙動を十分把握して本橋の特徴に応じ

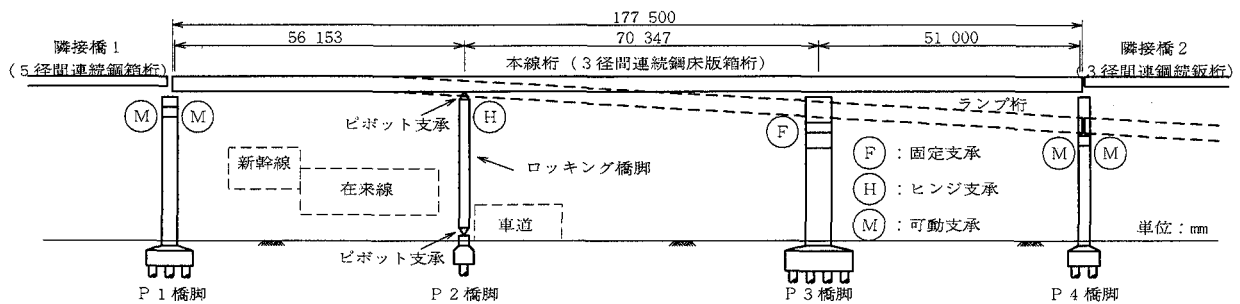
た検討を行う必要がある。

そこで、本論文では、まず橋梁全体系の立体骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析を実施し、橋梁全体系の地震時の動的挙動を把握するとともに、大規模地震時における現橋の破壊メカニズムを推定する。この結果をもとに、下部構造だけでなく支承および落橋防止システムを含む橋梁全体系に対して兵庫県南部地震レベル以上の耐力および変形性能が確保できるように耐震補強設計を行う。

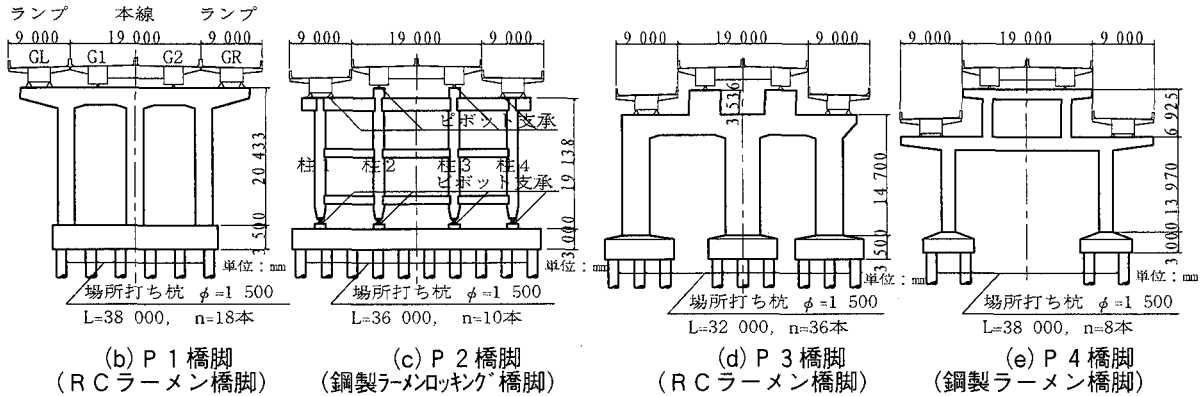
下部構造で最も重要と想定されるロッキング橋脚の耐震性については、FEM解析を実施して詳細に照査する。また、落橋防止システムの設計にあたっては、その設計荷重および設計変位は設計基準と動的解析結果を比較して大きい値を用いるものとする。さらに、桁端部においては、隣接橋梁との周期差が及ぼす影響を調べる目的で隣接橋梁を考慮した動的解析を実施して、落橋防止構造の設計移動量を設定するとともに、隣接橋でのダンパーの設置などについて検討する。

2. 対象橋梁の耐震補強方針

2.1 対象橋梁の概要



(a)側面図



図一 対象橋梁

対象橋梁は図一に示すように、新幹線および在来線の鉄道と道路を跨ぐ高架橋であり、昭和61年に供用が開始された橋梁である。

本橋の上部構造の形式は3径間連続鋼床版箱桁であり、本線(2箱桁)および上下線(各々1箱桁)のランプ橋からなる。下部構造はP1橋脚とP3橋脚がRCラーメン橋脚であり、P2橋脚とP4橋脚が鋼製ラーメン橋脚である。また、支承条件はP3橋脚のみ固定で、P1およびP4橋脚が可動である。P2橋脚は、街路の制約条件から下部工や基礎工の形状寸法を小さくするために天端および基部にピボット支承を有する、軸力だけを伝えるロックング橋脚である。

耐震設計上の地盤種別は、P1橋脚部のみがⅢ種地盤で、それ以外はⅡ種地盤である。

なお、P1、P3およびP4橋脚においては既に、橋軸方向地震に対し復旧仕様に基づく橋脚柱部の耐震補強が実施されている。

2.2 耐震補強設計の基本方針

本橋は、下部構造の構造形式としてRC橋脚と鋼製橋脚の両方が混在し各橋脚の剛性も異なり、支承条件も固定、可動、ヒンジの種々のタイプが採用されていることから、地震時の挙動が複雑な橋梁であると想定される。また、本橋は、架橋位置の重要性から大規模地震が発生した場合でも落橋を確実に防止し、被災後の緊急道路としても供用する必要がある。

この耐震上の目標性能を満足するように本橋で設定した耐震補強設計上の基本方針を、以下に列挙する。

- ① 本橋の大規模地震時における破壊メカニズム、すな

わち損傷が予想される部位およびその順序を明確にした上で補強計画を行う。その際、部材を補強あるいは追加することによって、本体構造物の構造特性および振動特性ができる限り変わらないようにするとともに、工事の施工性も視野に入れる。

- ② 下部構造だけでなく支承および落橋防止システムを含めた橋梁全体系に対して、兵庫県南部地震動レベルに対し余裕を持った耐力および変形性能を確保する。
- ③ ロックング橋脚は橋軸方向に倒れやすい構造形式であり、この橋脚の倒壊がそのまま落橋に繋がると考えられる。そのため、大規模地震時においてもロックング橋脚に橋軸方向の過大な変位や転倒が生じないようなフェールセーフ機能を付与する。
- ④ 落橋防止システムの設計荷重および設計移動量は、本橋の重要性と地震時挙動の複雑さを勘案し、道示あるいは設計基準に規定された値と、橋梁全体系による非線形動的解析から得られる応答値とを比較して、安全側の値を用いることとする。
- ⑤ 本橋と隣接する橋梁は上部構造の形式および規模が異なるため、隣接橋との振動特性の違いを精査し、その影響を考慮して設計する。

3. 全体系動的解析

3.1 解析モデルと解析ケース

解析モデルは3次元骨組モデルとし、橋脚には材料非線形の影響を考慮した非線形要素を用いる。要素の非線形性は、コンクリート部材を剛性低下型の武田モデルとし、鋼部材を断面分割法により求めたM-φ関係を図一

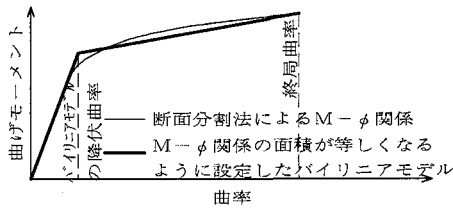


図-2 鋼部材のM-φ関係のモデル化

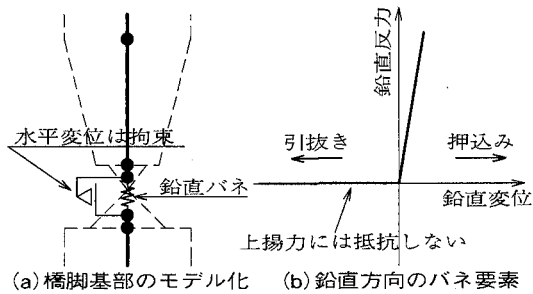


図-3 P 2橋脚基部のモデル化 (上揚力無抵抗モデル)

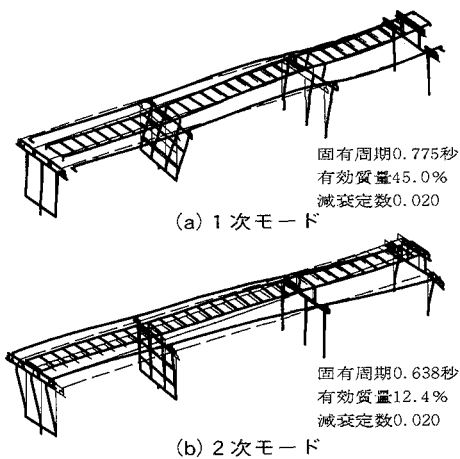


図-4 固有振動モード図

2に示すようなバイリニアモデルで近似する。支承部の固定/可動条件は、ロッキング橋脚基部のピボット支承を除き、大規模地震時においても変化しないものとする。

ロッキング橋脚基部の支承条件については、大規模地震時における本橋の破壊メカニズムを推定するためにヒンジのままモデル化したケースと、橋軸直角方向地震時の上揚力によってピボット支承が損傷することを想定して上揚力無抵抗モデルとしたケースとの2ケースとする。上揚力無抵抗モデルにおける橋脚基部の支承のモデル化は、浮上りを考慮するために図-3に示すような引抜き側の変位に抵抗しない鉛直方向の非対称バネを設置する。ここで、支承の水平方向の変位は6.3に後述するP 2橋脚基部の変位制限構造により拘束されるものとする。

また、隣接橋との固有振動特性の違いが本橋に及ぼす影響を調査する目的で、隣接橋も含めてモデル化した解析も実施しており、これについては7.にて後述する。

入力地震動は、本橋で支配的なタイプⅡ地震動とし、日本道路協会が規定しているⅡ種地盤用の標準波3波⁵⁾を用い、応答値は3波平均値により評価する。また、地震

表-1 動的最大応答値

主桁の最大応答値		最大加速度 (m/sec ²)	最大変位 (m)
橋軸方向	P 1 位置	12.0	0.368
	P 2 位置	11.0	0.366
	P 3 位置	9.7	0.362
	P 4 位置	10.9	0.363
橋軸直角方向	P 1 位置	13.0	0.242
	P 2 位置	23.7	0.210
	P 3 位置	14.7	0.078
	P 4 位置	26.0	0.213

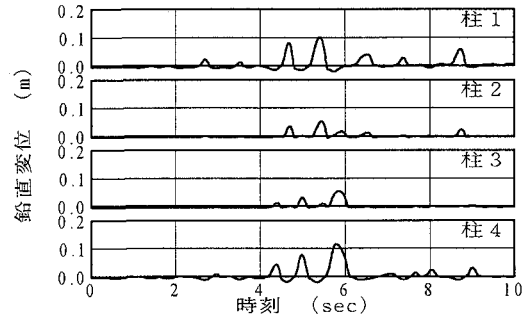


図-5 P 2橋脚基部の鉛直方向変位波形 (地震動11-11-1)

動の入力方向は橋軸方向および橋軸直角方向とする。

3.2 固有振動特性

本橋の主要な固有振動モードを図-4に示す。低次の振動モードは上部構造の橋軸方向および橋軸直角方向の並進モードであり、これらの有効質量が50%以下であることから、下部構造の固有振動モードが橋梁全体系の振動に及ぼす影響は小さくないものと考えられる。これは、上部構造が鋼床版箱桁のため比較的軽量であることと、P 1橋脚やP 3橋脚が高さ20m程度の背の高いラーメン橋脚であり重量が比較的大きいことによるものと推察される。固有周期は1次の主桁橋軸方向並進の振動モードで0.775秒であり、特に長周期の構造物ではないと言える。

3.3 動的解析結果

動的解析より得られた主な最大応答値を表-1に示す。上部構造の応答値は、橋軸方向地震に対しては主桁の最大加速度が10~12m/s²程度、最大変位が約37cmである。一方、橋軸直角方向地震に対しては主桁の最大加速度が13~26m/s²程度、最大変位が約8cm~24cmであり、各橋脚位置ごとの値にばらつきが見られる。これは、各橋脚の剛性が異なることに起因しているものと考えられる。

ロッキング橋脚基部を上揚力無抵抗モデルとしたケースにおけるピボット支承部の変位波形図を図-5に示す。ロッキング橋脚基部のアップリフト量は、外側の柱1および柱4で大きいものの、最大でも10cm程度である。また、上揚力抵抗モデルと上揚力無抵抗モデルの橋梁全体の応答値を比較した結果、両モデルで顕著な差異が見られなかったことから、大規模地震によってピボット支承が損傷し浮き上がった場合でも、これが橋梁全体系の地震時挙動に悪影響を及ぼさないと考えられる。

表一 橋脚の耐力照査

(a) RC橋脚の塑性ヒンジ回転角

橋軸方向解析		最大 回転角 (rad)	終局 回転角 (rad)
P 1 橋脚 基部	左柱	0.0065	0.0214
	中柱	0.0063	0.0233
	右柱	0.0065	0.0214
P 3 橋脚 基部	左柱	0.0135	0.0191
	中柱	0.0132	0.0263
	右柱	0.0141	0.0196

(b) ラーメン橋脚の応答変位

橋軸直角方向解析	最大 変位 (m)	終局 変位 (m)
P 1 橋脚	0.309	0.656
P 3 橋脚	0.092	0.548
P 4 橋脚	0.160	0.530

表一 支承の耐力照査

			部位	最大 反力 (kN)	破断 耐力 (kN)	比率	
橋軸 方向	P 3 橋脚 天 端	G 1 桁	セットボ ルト引抜	10780	731	14.7	
		G 2 桁		8666	731	11.9	
橋軸 直角 方向	P 1 橋脚 天 端	G 1 桁	センター	2714	745	3.6	
		G 2 桁	ブロック	2625	745	3.5	
	P 2 橋脚 天 端	G 1 桁	ソルプレート	5213	5186	1.0	
		G 2 桁	溶接部	5128	5186	1.0	
	P 2 橋脚 柱基部	柱	柱 1	リング	4179	3009	1.4
			柱 2	球面部	8375	5846	1.4
			柱 3	支 圧	8413	5846	1.4
			柱 4	リング	4174	3009	1.4
	P 3 橋脚 天 端	G 1 桁	セットボ ルト引抜	7088	731	9.7	
		G 2 桁		7523	731	10.3	
	P 4 橋脚 天 端	G 1 桁	センター	1454	402	3.6	
		G 2 桁	ブロック	1452	402	3.6	

4. 耐震性照査および耐震補強設計方針

4.1 耐震性照査

前章の動的解析結果をもとに本橋の耐震性を照査する。

橋脚の耐震照査結果を表一に示す。まず、橋軸方向地震に対しては、RC橋脚であるP 1橋脚とP 3橋脚の基部に生じる塑性ヒンジの回転角とともに終局回転角を下回っていることが表一(a)よりわかる。また、鋼製橋脚であるP 4橋脚の応答は弾性範囲であり、P 2ロックン橋脚は橋軸方向には上下端部がヒンジ構造であるため地震時の断面力がほとんど生じない。次に、橋軸直角方向地震に対しては、表一(b)に示したようにP 2橋脚を除くラーメン橋脚の応答変位はいずれも、Pushover解析によって算出した終局変位を下回っている。以上より、P 2橋脚以外の3橋脚は大規模地震に対しても崩壊しないことが確認される。なお、P 2橋脚の橋軸直角方向地震に対する耐震性は、5.において詳細なFEM解析を行って検証する。

支承の耐震照査結果を表一に示す。この表より、支承部に生ずる最大水平反力は大半の部位で計算上の最大耐力(道示I編²⁾に規定する鋼材の引張強さに相当する

耐力)を超過しており、大規模地震時に支承は損傷する可能性が高いと言える。

4.2 破壊メカニズムの推定

本橋では、橋脚が十分な耐震性を有していることから、大規模地震時の破壊形態は支承の損傷によって支配されるものと考えられる。そこで、支承の損傷によって導かれる現橋の破壊メカニズムを以下のように推定する。

橋軸方向については、P 3橋脚の固定支承の損傷に伴い上部構造の変位が過大になる恐れがある。

橋軸直角方向については、表一に示した支承部の最大耐力に対する最大発生水平反力の比率をもとに破壊順序を推定すると、まずP 3橋脚上の支承が損傷し、その後P 1橋脚とP 4橋脚上の支承がほぼ同時に損傷し、続いてP 2橋脚基部の支承が損傷することによって、構造系が不安定になるものと推察される。

4.3 耐震補強設計方針

RC橋脚については、現状の補強で十分な耐震安全性を有することが動的解析によって示されたため、柱部の補強を行う必要はないが、P 3橋脚では梁部のせん断耐力が橋軸直角方向の保有水平耐力に対して不足するため、鋼板巻立て補強を行うものとする。

支承については、大規模地震で損傷することが予測され、それが構造系の不安定化と落橋を招く恐れがあることから、支承部の固定/可動条件を地震時にも保持することが必要であることが分かった。支承の損傷防止と支承の固定条件を変えない方法としては、支承の補強・取り替え・ダンパーなどの追加等が考えられるが、供用下における橋脚天端部のジャッキアップ工事や補強工事等が非常に困難なことから、支承の耐力不足を補完する目的で変位制限構造を設置することとする。

5. ロックン橋脚のFEM解析による耐震性照査

P 2ロックン橋脚は、橋軸直角方向に対しては固定脚であるため地震時には相応の断面力が発生する。そこで、ロックン橋脚躯体の耐震性についてFEM解析を行って照査する。

解析モデルはP 2橋脚単体とし、まず橋軸直角方向に地震動を作用させて動的FEM解析を実施し、柱-梁の挙動を検討する。解析モデルの有限要素としては曲げ変形他にせん断変形を考慮したTimoshenko梁要素を用いる。幾何学的非線形の影響はCo-rotational Methodを用いて考慮する。材料非線形性は直応力とともにせん断応力を考慮したJ2流れ則に従い、硬化則としてはバイリニア型の移動硬化則を用いる。また、塑性領域の数値解析は塑性領域理論を用いて行う⁶⁾。

動的FEM解析から、柱の上横梁との接合部、中層梁および下層梁の柱との接合部付近が塑性化することが分か

る。部材の終局状態を規定する限界ひずみは、静的なPushover解析では規定されているが、繰り返し履歴を受けける場合については十分に解明されているとは言い難い。そこで、ここでは静的なPushover解析で規定されている限界ひずみ値を準用する。この結果、柱部の最大応答軸ひずみは宇佐美らが提案した円形断面を有する鋼製橋脚の限界ひずみ⁷⁾以下となるが、梁部では中層梁の柱接合部で最大応答軸ひずみが土木学会の矩形断面を有する鋼製橋脚の限界ひずみ⁸⁾を上回っている。しかしながら、この限界ひずみは主に柱の照査に対して設定されたものであり、常時に圧縮軸力が作用しない梁に対しては過小評価となる可能性がある。

そこで、柱-梁接合部における部材の変形性能を詳細に検討する目的で、繰り返し载荷による弾塑性FEM解析を実施する。

解析対象部位は塑性ひずみの最も大きい中層梁と外側柱(柱4)の接合部とし、解析プログラムにはABAQUSを用いる。有限要素には4節点シェル要素を、材料構成則には三曲面モデルを用いる⁹⁾。また、材料非線形の外に幾何学的非線形の影響および局部座屈の影響も考慮する。荷重条件は、柱部に上部構造の重量と橋脚の自重に相当する軸力を作用させた状態で、梁部に鉛直変位を強制変位として与えるものとする。強制変位の値は、柱-梁接合部が降伏する変位を基準変位 δy とし、上向きを正として $\delta = +1\delta y, -1\delta y, +1.5\delta y, -1.5\delta y, +2\delta y$ の順で交番载荷する。

FEM解析より得られた繰り返し载荷の履歴曲線と柱-梁接合部の変形図を図-6に示す。なお、荷重条件は $-1.5\delta y$ の強制変位時である。

梁の柱近傍の変形はせん断変形が支配的であり、先の動的FEM解析と同じ変位レベルではフランジのひずみはより小さい値となる。また、3.で実施した橋梁全体系による動的解析で得られた変位レベル($\delta = 27.3\text{mm}$)では $1.5\delta y$ ($=29.6\text{mm}$)を下回っており、部材は耐荷力が低下する領域には至っていない。

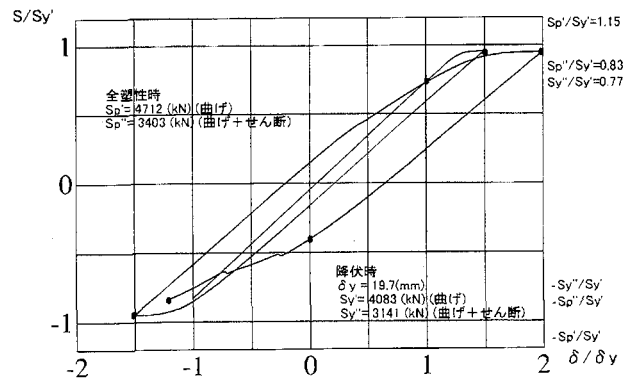
これらから、大規模地震時における部材の変形は終局状態に達していないと考えられるため、ロッキング橋脚躯体の耐震補強は行わないこととする。

6. 落橋防止システムの設計

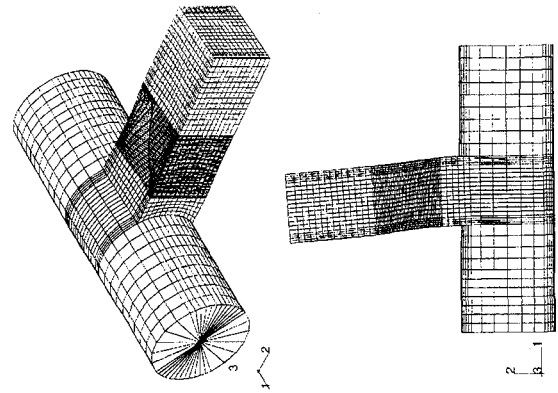
6.1 落橋防止システムの設計方針

本橋の落橋防止システムは、変位制限構造、段差防止構造、けたかかり長、および落橋防止構造からなるものとし、その設置概要図を図-7に示す。

変位制限構造の要求性能は、可動支承部では支承損傷後速やかに作動し上・下部構造間の相対変位を抑制することであり、固定支承部では損傷した支承に代って上部



(a) 鉛直荷重-鉛直変位曲線



繰り返し载荷, STEP=5, $\delta / \delta y = -1.5, \times 10$

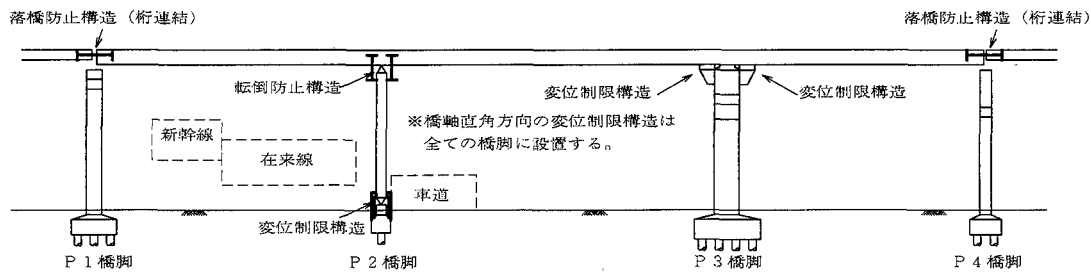
(b) 強制変位 $-1.5\delta y$ 時の変形図

図-6 P2橋脚のFEM解析結果

構造の慣性力を支持することであると考える。しかし、可動支承部に変位制限構造を設置した場合、支承が損傷した後、その橋脚には設計で想定していた以上の上部構造の慣性力が作用することになり、橋脚が損傷する恐れがある。そこで、支承部の固定/可動の条件が支承破壊後も保持できるように変位制限構造を設置することとし、橋軸方向の変位制限構造はP3固定橋脚のみに、橋軸直角方向は全ての橋脚に設置することとする。

以上述べたように、変位制限構造には大規模地震時に支承に代って水平反力を支持する機能を持たせる必要がある。そのため、変位制限構造の設計荷重としては、橋梁全体系による非線形動的解析から得られた支承部の最大水平反力に、本橋の重要性を考慮して15%割増した値を用いることとする。なお、4.1で述べた動的解析による橋脚の耐震性照査結果から、上部構造の全慣性力をP3固定橋脚のみで負担してもP3橋脚は十分な耐震性を確保していることがわかる。

P2ロッキング橋脚は天端および基部にピボット支承を有し不安定となりやすい構造であることから、過大な変位や転倒を抑える目的で、橋脚天端と基部双方に変位制限構造を設置する。さらに、不測の事態に備え、地震終了後に橋脚と上部構造が分離して橋脚が橋軸方向に倒れるのを防止するフェールセーフ機能として転倒防止構



図一七 落橋防止システムの概念図

造を設置する。

かけ違い部における落橋防止システムは、隣接橋との振動性状の違いによる影響を考慮して設計する必要がある、これについては7.にて後述する。

6.2 固定橋脚の変位制限構造の設計

固定支承部であるP3橋脚の変位制限構造の概要図を、図一8に示す。変位制限構造は主桁から鋼製の突起構造を設け、沓が破損した場合に橋軸方向に対してはP2側またはP4側のいずれかの突起構造がP3橋脚に衝突することによって変位を抑制し、橋軸直角方向に対してはP3橋脚のP2側とP4側に設置した鋼製ブラケットに突起構造が衝突して変位を制限する構造とする。

主桁に設置する変位制限構造は、衝突抵抗する突起構造部、この突起構造部からの力を主桁本体に伝達する桁下格子構造部と、この桁下格子構造部から主桁ウェブへ力を確実に滑らかに伝達するための桁内格子構造部とからなる。桁内格子構造部は、主桁の横リブまたは縦リブ位置においては補強する形で桁構造を構成し、その他は新たに設ける構造とする。また、桁下格子構造部と突起構造部は溶接による接合とし、衝突力が設計値より大きな場合には桁下格子構造部が弾性挙動下のままで突起構造部のみが塑性変形して抵抗する構造とする。そのため、桁下格子構造部にはSM490Y材を、突起構造部にはSM400材を用いることとする。

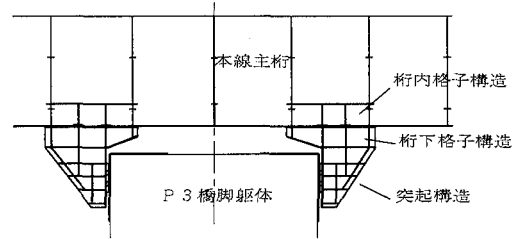
この変位制限構造と主桁本体構造の耐震安全性を検証する目的で、主桁と変位制限構造を立体シェル要素にモデル化したFEM解析を実施し、最弱点部が突起構造部に発生することと、主桁本体構造の応力度が弾性範囲内に収まっていること確認している。

6.3 ロッキング橋脚の落橋防止システムの設計

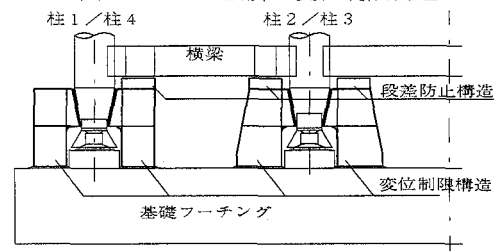
P2ロッキング橋脚基部の落橋防止システムの概要図を図一9に示す。

橋脚基部の変位制限構造は、図一9に示すようにフーチング天端から鋼製の突起箱構造を立ち上げて橋脚柱基部を囲むような構造とし、橋脚の過大な変位を防ぐために橋脚の横梁に対する段差防止を兼用した構造とする。

動的解析結果より、橋脚基部の支承には橋軸直角方向地震時に上揚力が発生する。しかし、上揚力無抵抗モデルによる動的解析結果との比較をもとに、以下の理由から上揚力に抵抗するための補強は行わないこととする。



図一八 P3橋脚の変位制限構造



図一九 P2橋脚基部の変位制限構造

- ① 上揚力抵抗モデルと無抵抗モデルの解析から得られた応答値に顕著な差が見られず、上揚力無抵抗とした場合でも他の橋脚に悪影響を及ぼすことがない。
- ② 上揚力にあえて抵抗しない方が基礎フーチングへの作用力を低減できる。
- ③ アップリフト量は10cm程度(図一3参照)であり、柱基部の変位制限構造でピボット支承の逸脱を防止することができる。

橋脚天端には、橋軸直角方向の変位制限構造と、フェールセーフ機能を備えた転倒防止構造を設置する。この転倒防止構造は主桁と橋脚をPCケーブルにより連結する構造とし、ケーブル本数は構造バランス上および敷設目的から1主桁当り4本とする。転倒防止構造の落橋防止システムとしての位置づけは落橋防止構造に相当するため、設計荷重としては橋脚死荷重の1.5倍の値とする。ただし、PCケーブルは地震時の変形状態から4本のうち2本しか効かないと考えられ、さらに不均等荷重として100%考慮するものとする。また、PCケーブルは大規模地震時においても作動しないようにするために、その設計移動量は動的解析結果をもとに80mmと設定する。

7. かけ違い部の落橋防止システム

7.1 落橋防止システムの概要

かけ違い部の落橋防止システムは、けたかかり長、既設の耐震連結装置および新設の落橋防止構造(PCケー

プルタイプ)によって構成することとする。

けたかかり長は両かけ違い部ともに現状で満足しているため、沓座拡幅等の補強を行う必要がない。

既設の耐震連結装置は、メガネタイプで緩衝機能を有していないことから、ジョイントプロテクターと位置づけて撤去しないこととする。

新設の落橋防止構造は、本設計で想定している地震動レベルでは作動せず、想定外の極めて大きな大規模地震に対して作動するものとする。そのため、落橋防止構造の設計地震力は道路橋示方書に準じて死荷重反力の1.5倍の値とし、ケーブルの設計移動量は大規模地震時のかけ違い部における上部構造の相対変位量以上の値に設定することとする。その相対変位量は動的解析によって算出するものとし、これについては7.3で述べる。

7.2 本橋と隣接橋の固有周期差による影響

固有振動解析結果によれば、本橋の固有周期が0.78秒であるのに対して、P1橋脚側の隣接橋1は0.85秒であり、P4橋脚側の隣接橋2は1.02秒である。そのため、この隣接橋との固有周期の違いが本橋に及ぼす影響を調査する目的で、隣接橋も含んだモデルを用いて非線形時刻歴応答解析を実施する。

解析モデルは3.で用いたモデルを基本とし、隣接橋のモデルを追加する。地震動の入力方向は橋軸方向とする。本橋と隣接橋のかけ違い部は、互いの桁端部を図-10に示す非線形バネで接続することによって、桁衝突と既設の耐震連結装置の影響を考慮する。ただし、新設の落橋防止ケーブルについては、本設計で対象としている地震動レベルでは力が作用しないためモデル化しないものとする。

動的解析より得られたかけ違い部における主桁の橋軸方向の変位図を図-11に示す。この図より、以下のことがわかる。

- ① P1橋脚側では、本橋と隣接橋1の固有周期差が小さく、かけ違い桁同士が同位相で振動するため、既設の耐震連結装置は作動するが桁衝突は発生しない。また、桁の変位も落橋に至るような増幅は見られない(図-9(a)参照)。
- ② P4橋脚側では、本橋と隣接橋2の固有周期比が1.3であり、かけ違い桁同士が衝突する(図-9(b)参照)。隣接橋2の固定橋脚であるP6橋脚は鋼製橋脚で剛性が低いため、桁衝突により隣接桁の変位が増幅され、桁かかり長を超えて隣接橋2が落橋する恐れがある。

7.3 P4橋脚側の桁衝突対策

P4橋脚側の隣接橋2の変位を抑制する方法としては、隣接橋2を支持している固定橋脚の剛性増加が最も有効な手段であるが、基礎工を含めた補強工事は困難である。

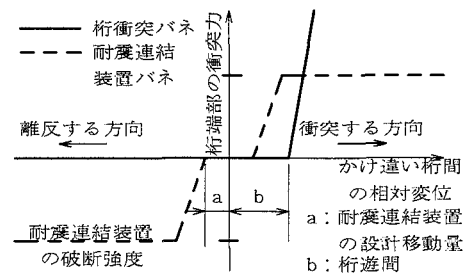


図-10 かけ違い部における桁衝突と耐震連結装置のバネモデル

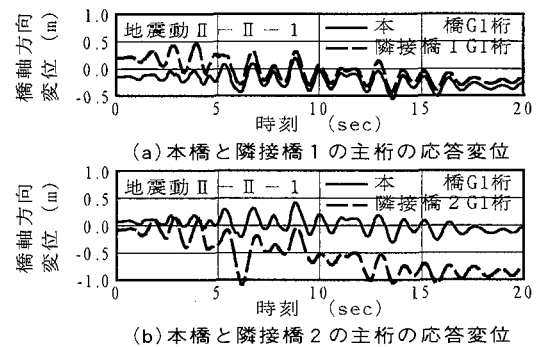


図-11 かけ違い部の主桁応答変位

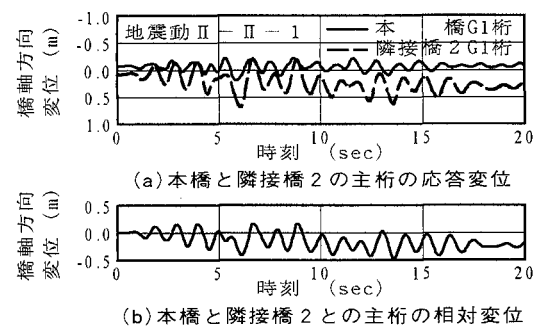


図-12 P4橋脚天端の主桁応答変位(ダンパー設置)

そのため、固定橋脚はそのままとし、他の可動橋脚にダンパーを設置し水平力の分散により固定橋脚の水平移動量を減少させる方法を採用し、その効果を動的解析によって検証する。ダンパーは高減衰ゴムによる積層ゴム支承とし、可動橋脚でRC製の比較的剛性が高いP5橋脚の天端に設置するものとする。

ダンパーを設置したケースの動的解析結果より、P4橋脚天端における上部構造の橋軸方向変位波形を図-12に示す。図-11(b)と図-12(a)の比較から、ダンパーを設置することによって、P4橋脚天端における主桁の最大応答変位は60cm程度に低減され、かけ違い橋脚からの落橋の可能性が低くなることがわかる。また、図-12(b)に示す本橋と隣接橋2との主桁の相対変位および他2波の相対変位の平均より、P4橋脚に新設する落橋防止ケーブルの設計移動量は35cmと設定する。

P5橋脚の支承条件はダンパーの設置によって可動から弾性固定に変更となり、上部構造の慣性力が作用するため橋脚基部が塑性変形するが、塑性ヒンジの最大回転角は終局回転角を下回っており、P5橋脚は十分な耐震

安全性を有している。

本解析によりダンパーの有効性が確認されたため、現在ダンパーの詳細な形状や設置方法について検討を進めているところである。

8. おわりに

本論文では、地震時の挙動が複雑で重要度の高い既設橋梁を対象に、橋梁全体系の立体骨組モデルによる弾塑性時刻歴応答解析を実施し、対象橋梁だけでなく隣接橋を含む全体系の地震時の動的挙動を把握した上で、本橋の特徴に応じた設計方針を設定して、落橋防止システムの設計を行った具体例について報告した。本設計における特徴をまとめると、以下の通りである。

- ① 大規模地震時における本橋の破壊メカニズム、すなわち損傷が予想される部位およびその順序を明確にした上で補強計画を行った。
- ② 下部構造だけでなく支承および落橋防止システムを含む橋梁全体系に対して、兵庫県南部地震動レベル以上の耐力および変形性能が確保できるように設計した。
- ③ ロッキング橋脚の耐震性照査は、せん断変形を考慮したはり要素による全体系の動的解析およびシェル要素による柱-梁接合部の静的繰り返し弾塑性FEM解析によって行った。
- ④ 変位制限構造は、支承の固定/可動条件を支承破壊後にも保持できるように設置し、その設計荷重としては橋梁全体系による非線形動的解析から得られた最大応答値を基本に用いた。
- ⑤ ロッキング橋脚の過大な変位を抑える目的で、橋脚基部には柱を取り囲む変位制限構造を、橋脚天端には

PCケーブルによるフェールセーフ機能を有する転倒防止構造を設置した。

- ⑥ かけ違い部の落橋防止システムは、隣接橋も含めた全体系による非線形動的解析を行い、隣接橋との振動特性の違いによる影響も考慮して設計を行った。

最後に、本論文が今後この種の問題を検討するための参考資料となれば幸いである。

参考文献

- 1) 例えば、土木学会関西支部：緩衝型落橋防止システムに関する調査研究，2001.7.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ～Ⅴ編，1996.12.
- 3) 名古屋高速道路公社：既設橋の落橋防止システムの設計要領(案)，1999.4.
- 4) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995.2.
- 5) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 6) Li, X.S and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformation, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.
- 7) Gao, S., Usami, T. and Ge, H.: Ductility of Steel Short Cylinders in Compression And Bending, J. Engrg. Mecha, ASCE, Vol.124, No.2, pp.176-183, Feb. 1998.
- 8) 土木学会鋼構造物新技術小委員会：最終報告書（耐震設計研究）5. 2破壊基準, pp. 64-67, 1996.5.
- 9) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集 No.591/I-43, pp. 189-206, 1998.

(2001年12月7日受付)

DESIGN OF BRIDGE RESTRAINER SYSTEM CONSIDERING OVERALL SEISMIC BEHAVIOR OF AN ELEVATED HIGHWAY BRIDGE WITH ROCKING PIER

Hirofumi MAENO, Satoshi INAGAKI, Yoshiaki GOTO, Kiyooki MIZUNO,
Hiroshi HIRAYAMA and Tsutomu YOSHIZAWA

The design of bridge restrainer system is investigated for a three-span steel box girder bridge with steel deck considering its overall behavior. The seismic design of this bridge is of special importance because it overpasses numbers of railway lines. The bridge system is considered to exhibit a complicated dynamic behavior because the superstructure is supported by piers with different stiffness and strength including a three-story frame-type steel rocking pier. Therefore, the materially nonlinear dynamic analysis using beam elements is carried out to examine the overall seismic behavior of the elevated highway system. In addition, the geometrically and materially nonlinear FEM analysis with beam element and shell element is conducted specifically on the steel-rocking pier in order to ensure its stability and ductility. Based on the nonlinear analysis results so obtained, we propose a seismic retrofitting design for the elevated highway bridge system.