

鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第4報）

Rigid Structure for Joining Steel Girder to RC Pier (Part 4)

佐藤 徹*¹ 清水 功雄*² 鳥越 弘行*³
 Toru SATO Isao SHIMIZU Hiroyuki TORIGOE

Summary

The hybrid rigid-frame bridge, in which a steel girder is rigidly joined to reinforced concrete piers, is an excellent aseismatic structure. This paper presents design examples gathered through dynamic analysis and other means to verify the validity of the seismic design of the bridge under examination.

キーワード：複合構造，ラーメン橋，耐震設計

1. まえがき

橋梁建設技術の合理化の観点から注目されている橋梁構造の一つに、鋼上部工と鉄筋コンクリート橋脚による複合ラーメン橋があり、当社では以前からこの構造形式に関する研究を行ってきた^{1)~4)}。この構造の主な特徴として、軽量で高強度、高じん性の鋼桁を経済的で耐久性に優れるRC橋脚に剛結しラーメン構造とすれば、上部工の断面力の一部が橋脚に分担され、断面の縮小が図れること、支承を減ずることが可能で、初期建設コストのみならずこれらの損傷に起因する維持管理費用が低減されること、必要とあれば地形や周囲の環境にとらわれない架設工法が採用できることなど、従来の橋梁に見られない数々の利点を生ずることが挙げられる。さらに、複合ラーメン橋は以下に示す項目を根拠として、通常の桁橋と比較した場合に落橋または崩壊に対する安全性が高く、耐震性にも優れていると考えられている。

- ①連続桁と比較して不静定次数が高い。
- ②ラーメン構造であるため橋脚の上下端部で断面力を分担し、かつ地震時には上下端部付近に塑性ヒンジが生じるためエネルギー吸収量が増える。
- ③同規模のコンクリート橋と比較して、上部構造の重量が軽量である。

兵庫県南部地震後に改訂された現行の「道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾」によれば、ラーメン橋にも地震時保有

水平耐力法による耐震設計と、地震時の挙動が複雑な橋への動的解析による照査が導入されている。複合ラーメン橋の場合には、建設事例の少ないこともあって、確立された耐震設計手法がなく、現時点では動的解析を含めた設計を行う必要があると考える。

ここでは、複合ラーメン橋の耐震設計手法を確認するために、実際の橋梁を想定した構造物での耐震設計を行い、この構造の耐震設計を行う上での注意点等に関する検討を行ったので、その結果について報告する。

2. 橋梁概要

耐震設計に先立ち、上部工および下部工は参考文献⁶⁾において概略的な部材設計を実施している。設計条件を以下に、構造概要図を図-1に示す。

橋梁形式：3径間連続合成複合ラーメン橋（3主鈹桁）
 舗装：アスファルト舗装 80mm厚
 床版：場所打ち鉄筋コンクリート床版 290mm厚
 桁長：121.0m（支間長：3 @ 40.0m）
 橋脚高：20.0m（ワーキング天端～主桁腹板中心）
 幅員：9.70m（総幅員），8.70m（有効幅員）
 主桁高：2.00m（腹板高）
 主桁間隔：3.85m（2@3.85=7.70m）
 使用鋼材：SM490Y

*¹技術本部技術開発部技術開発課

*²技術本部技術開発部長

*³技術本部付参与

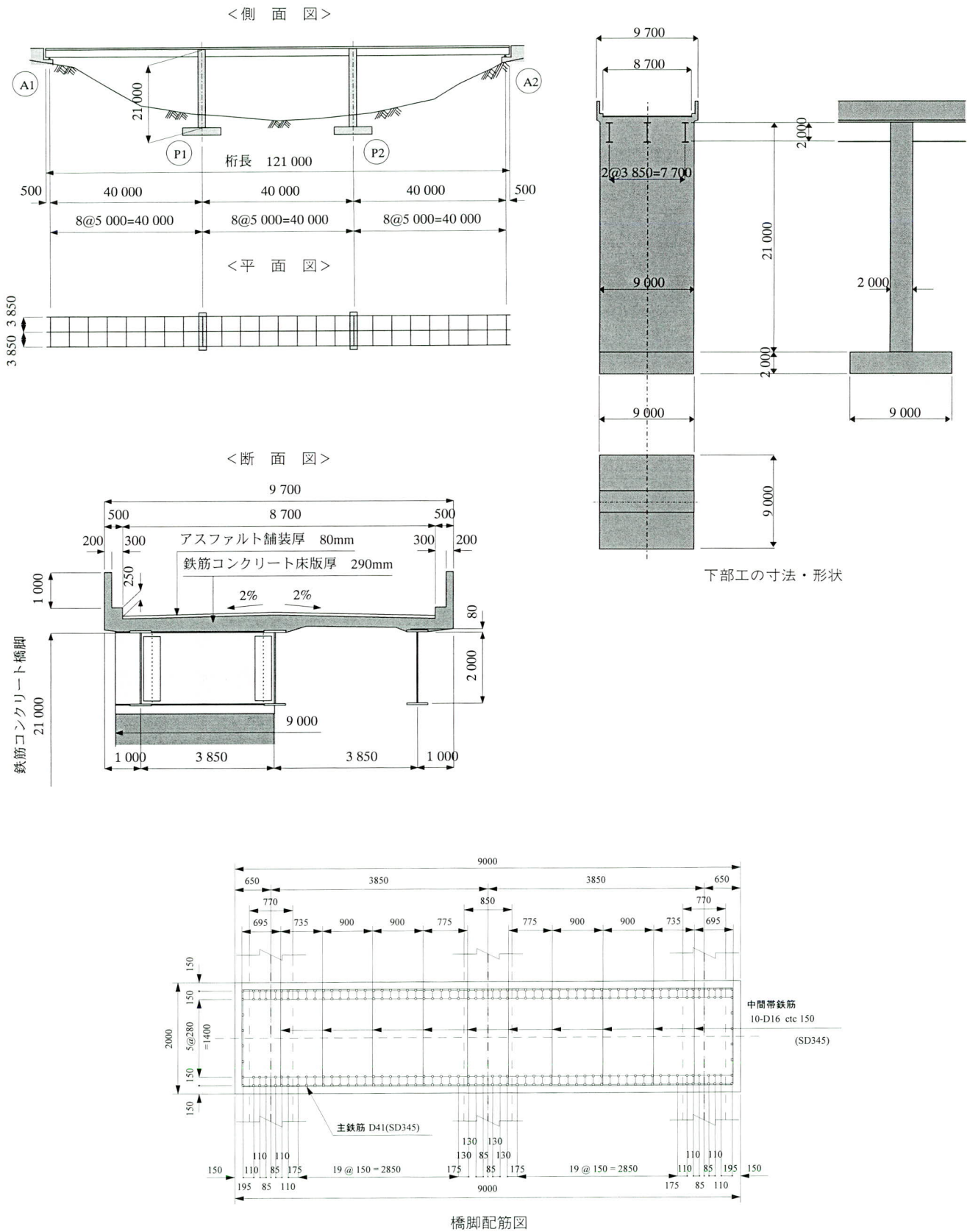


図-1 構造概要図

3. 地震時保有水平耐力法による耐震設計例

耐震設計の流れとしては、まず「震度法による耐震設計」を行う必要があるが、部材設計の段階で既に考慮されているものとして内容は省略する。なお設計例に関しては、「道路橋示方書」とともに「道路橋の耐震設計に関する資料⁷⁾」に準じて計算を行っているので、複合構造であるために注意すべき項目を中心として記述していくこととする。

(1) 部材のモデル化

解析に用いるモデルは、以下のように設定する。

- ①部材設計に用いた骨組モデルを基に、3主桁を1主構の骨組にモデル化する。
- ②下部工は橋脚の上下端において曲げモーメントが大きく、上下端とも塑性ヒンジの発生が想定されるために、塑性ヒンジ長を考慮した節点を設ける。また、複合ラーメン橋の構造特性を検討するため、上部工の塑性ヒンジ化も合わせて考慮する。ただし、上部工の塑性ヒンジ長は主桁腹板高の1/2とする。図-2に橋脚部のモデル化の概念図を示し、骨組構造モデルを図-3に示す。

(2) 部材の曲げモーメントー曲率の関係

RC部材である下部工とともに、鋼上部工の各断面においても、材料の非線形特性を考慮した曲げモーメントー

曲率の関係を求める。特に上部工の曲げモーメントー曲率の関係を算出する際には、以下のように考えるものとする。

- ①断面は床版の有効幅を考慮した合成断面とする。
- ②降伏曲げモーメントおよび曲率は下フランジ外縁に降伏ひずみ ϵ_y ($=\sigma_{sy}/E_s=3,600/2.1\times 10^6=0.00171$)を与えて算出する。
- ③終局曲げモーメントおよび曲率は下フランジ外縁に終局ひずみ ϵ_u ($=0.05$)を与えて算出する。
- ④骨格曲線は引張側、圧縮側対称とし、床版コンクリートのひびわれ発生以降の剛性低下は特に考慮しない。タイプI、タイプIIの地震動に対しては、同一の値を用いる。

(3) 非線形回転パネの曲げモーメントー回転角の関係

部材断面のM- ϕ と同様に、非線形回転パネの曲げモーメントMと回転角 θ の関係についても、上部工、下部工ともに計算する。

(4) 固有周期

固有周期Tの計算にあたっては、表-1に示す部材の減衰定数を用いて固有値解析を行った。固有値解析結果の一覧表を表-2に、振動モード図を図-4に示す。

表-1 各構造要素の減衰定数

	減衰定数
上部工 (鋼)	0.030
下部工 (RC)	0.020
基礎工	0.100

表-2 固有値解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
1	0.986672	1.013508
2	1.025413	0.975217
3	1.517604	0.658933
4	2.724676	0.367016
5	3.319621	0.301239
6	3.982156	0.251120
7	6.450129	0.155036
8	6.688242	0.149516

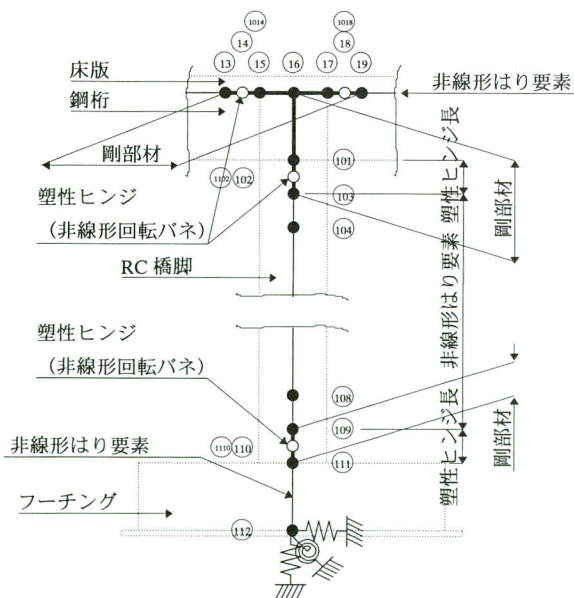


図-2 橋脚部のモデル図

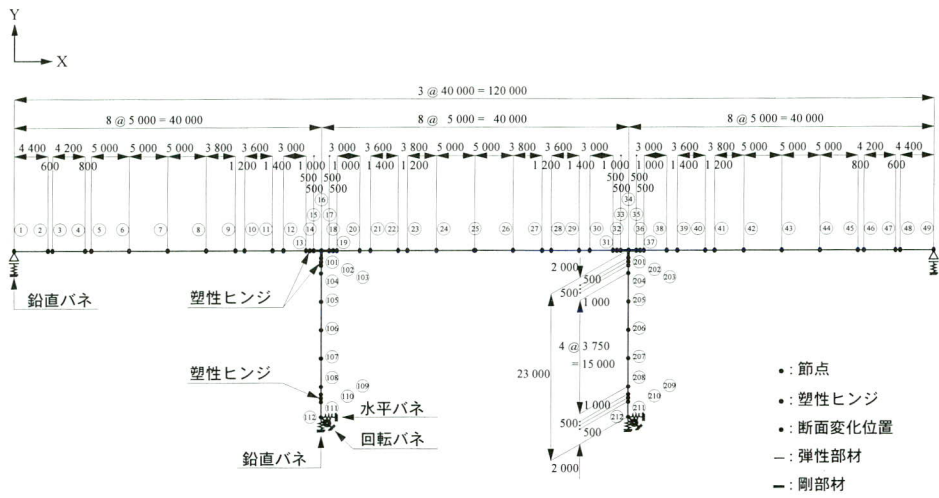


図-3 耐震設計に用いる骨組構造モデル

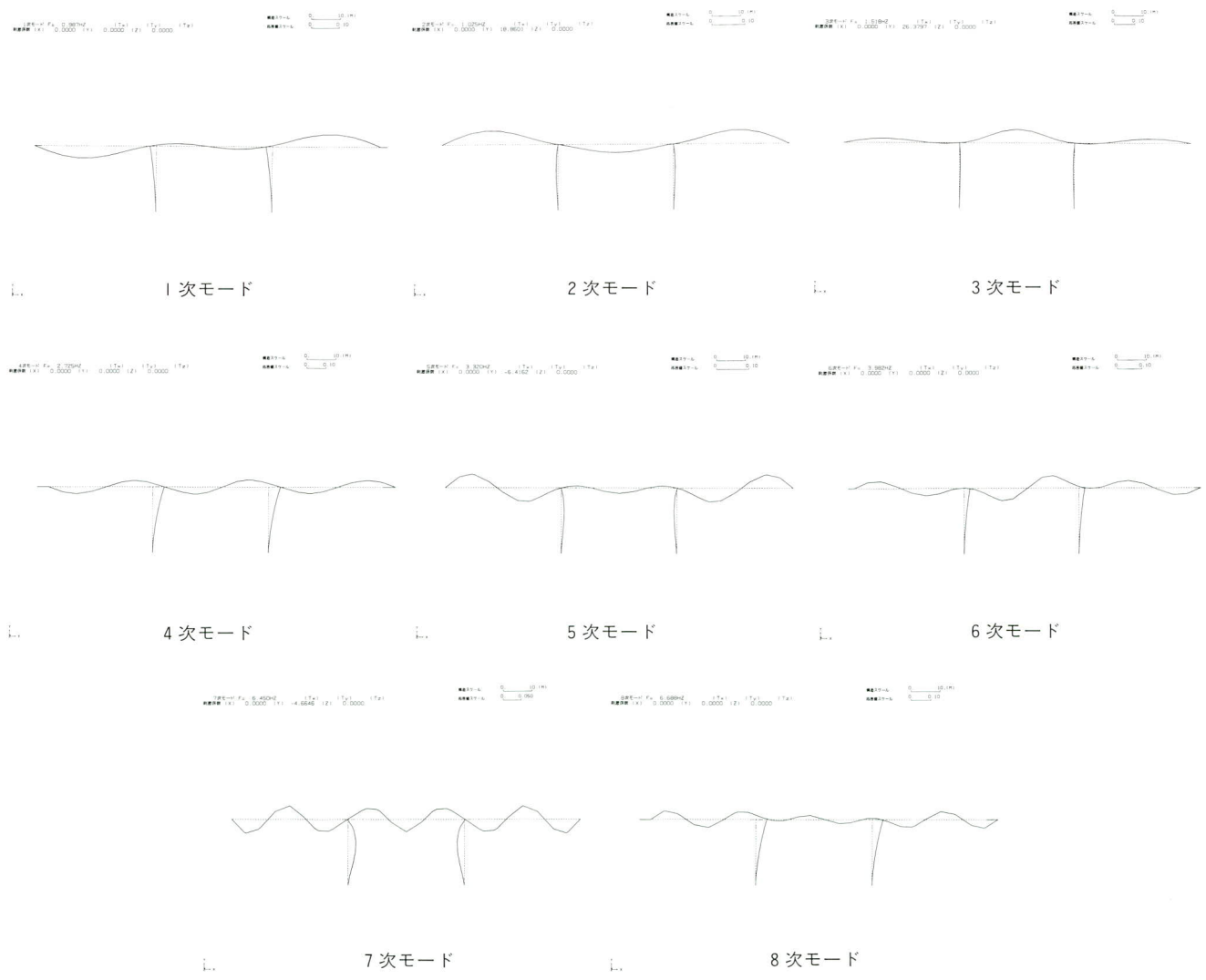


図-4 振動モード図

(5) 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

固有周期Tに対する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値 k_{ho} は、タイプI、タイプIIそれぞれの値を求める。

①タイプI

$$k_{hco} = 0.85 \text{ (II種地盤、} 0.18 \leq T = 1.014 \leq 1.6 \text{)}$$

$$k_{hco} = c_z k_{hco} = 1.0 \times 0.85 = 0.85$$

②タイプII

$$k_{hco} = 1.75 \text{ (II種地盤、} 0.4 \leq T = 1.014 \leq 1.2 \text{)}$$

$$k_{hco} = c_z k_{hco} = 1.0 \times 1.75 = 1.75$$

(6) 安全性の判定

安全性の照査はタイプI、タイプIIの地震動に対してそれぞれ行うが、ここではタイプIにおける計算内容のみを示し、タイプIIの結果は最後に一覧表に示す。

1) 水平震度と慣性力作用位置における水平変位

ここでは図-5に示すように、骨組構造モデルに水平震度 k_h を作用させて、これを漸増させる荷重増分法による非線形解析を用い、上部構造および橋脚軀体に作用させる水平震度と上部構造の慣性力が作用する位置における水平変位の関係を求める。

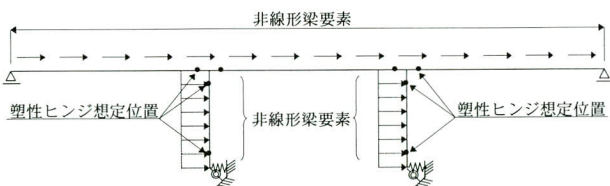


図-5 骨組構造モデルへの水平震度の載荷状況

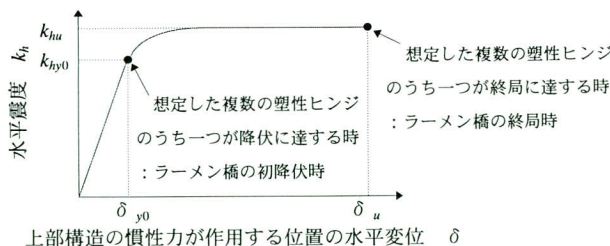


図-6 水平震度と水平変位の関係

なお、この解析では死荷重による断面力（クリープ、乾燥収縮は無視）は初期断面力として与える。

2) 解析結果

上部構造および橋脚軀体に作用させる水平震度と、上部工の慣性力が作用する位置における水平変位との関係を算出した結果を以下に示す。

表-3 PI橋脚上端部における水平震度-変位の関係

	水平震度 kh	水平変位 δ (m)	備考
①	0.11	0.0206	P1橋脚上端部ひびわれ
②	0.13	0.0251	P1橋脚下端部ひびわれ
③	0.16	0.0296	P2橋脚下端部ひびわれ
④	0.26	0.0536	P2橋脚上端部ひびわれ
⑤	0.68	0.158	P1橋脚下端部降伏
⑥	0.70	0.167	鋼桁中間支間P2側交番部降伏 P2橋脚下端部降伏
⑦	0.77	0.215	P1橋脚上端部降伏
⑧	0.80	0.285	P2橋脚上端部降伏
⑨	0.80	0.444	P1橋脚下端部終局

上部工慣性力作用位置の水平変位 (節点16)

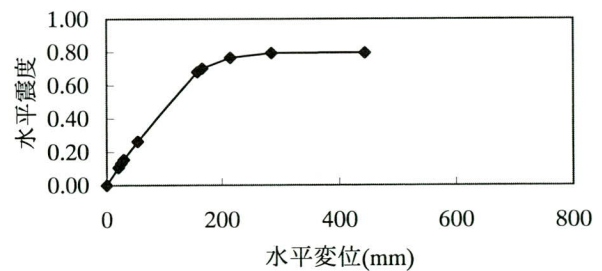


図-7 PI橋脚上端部における水平震度-変位関係図

3) 地震時保有水平耐力の照査

橋脚の許容塑性率 μ_a を求めると以下ようになる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} = 1 + \frac{0.453 - 0.138}{2.4 \times 0.138} = 1.951$$

次に、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度を求める。地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} は3.1(4)で求めた値より $k_{hc} = 0.85$ であり、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 k_{he} は以下ようになる。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{0.85}{\sqrt{2 \times 1.951 - 1}} = 0.499 \rightarrow 0.50$$

等価水平震度と終局時の水平震度を比較することにより、地震時保有水平耐力を照査する。

$$k_{ge} = 0.50 < k_{hu} = 0.61$$

4) 残留変位の照査

橋脚の残留変位の照査を行う。

橋脚の応答塑性率 μ_R は次式により算出される。

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc}}{k_{hu}} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{0.85}{0.61} \right)^2 + 1 \right\} = 1.471$$

したがって、残留変位 δ_R は次のとおりとなる。

$$\delta_R = C_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta$$

$$= 0.6 \times (1.471 - 1) \times (1 - 0) \times 0.138 = 0.039 \text{ (m)} < \delta_a$$

橋脚の許容残留変位 $\delta_a = h/100 = 20.5/100 = 0.205 \text{ (m)}$

表-4 安全性の判定結果一覧表

		タイプ I	タイプ II
等価水平震度	k_{he}	0.54	0.70
終局水平震度	k_{hu}	0.80	0.80
判定		$k_{he} \leq k_{hu}$	$k_{he} \leq k_{hu}$
残留変位 δ	$\delta_R \text{ (m)}$	0.006	0.179
許容残留変位	$\delta_{Ra} \text{ (m)}$	0.205	0.205
判定		$\delta_R \leq \delta_{Ra}$	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$

4. 動的解析による耐震設計例

(1) 解析法

耐震設計の照査を行うための動的解析は、材料の非線形性を考慮した時刻歴応答解析を採用する。積分法は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) とし、非線形解析であることから収束性を考慮して積分時間を細かくとることとし、ここでは0.002秒とする。

(2) 部材のモデル化

1) RC橋脚

動的解析でのコンクリート要素には、コンクリートのひびわれ、初降伏および終局状態を考慮したトリリニア型骨格曲線を有す「武田モデル」を用いる。

2) 鋼上部工

上部工の鋼部材は、完全弾塑性として「バイリニア」モデルとする。

3) 塑性ヒンジ

非線形回転バネ要素である塑性ヒンジ部は、橋脚・上部工それぞれの材料特性に合わせたモデル化とし、橋脚は「武田モデル」、上部工は「バイリニア」とする。

(3) 入力地震動

入力地震動は「道路橋示方書 V. 耐震設計編」に規定されるタイプIIの地震動で、入力波は平成7年兵庫県南部地震で得られた記録の中から、II種地盤のデータを用いる。地震波形を図-8に示す。

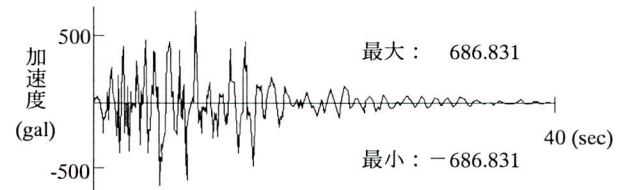


図-8 入力地震波

(4) 解析結果

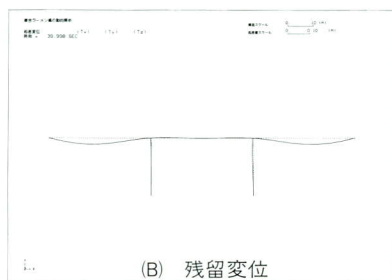
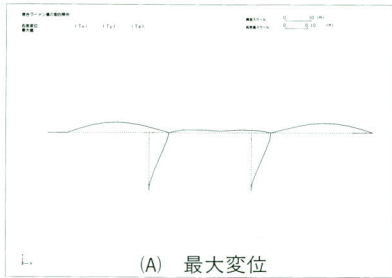
動的解析による入力地震動に対して発生した応答値の一覧を表-5に、また変位、断面力、代表的な節点での時刻歴応答波形および履歴を次ページの図-9に示し、安全性の判定結果は表-6に示す。

表-5 動的解析結果による最大応答値

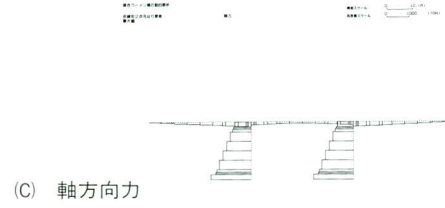
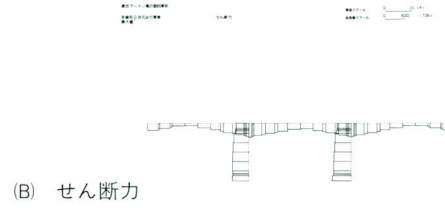
			タイプ II
入力地震動の最大加速度		gal	686.8
最大応答加速度 (P1上端部)	a_{max}	gal	435.6
最大応答変位 (P1上端部)	δ_{max}	cm	9.076
残留変位 (P1上端部)	δ_R	cm	0.397
最大回転角 (P1上端塑性ヒンジ)	θ_{max}	rad	0.00179
最大回転角 (P1下端塑性ヒンジ)	θ_{max}	rad	0.00230

表-6 安全性の判定結果

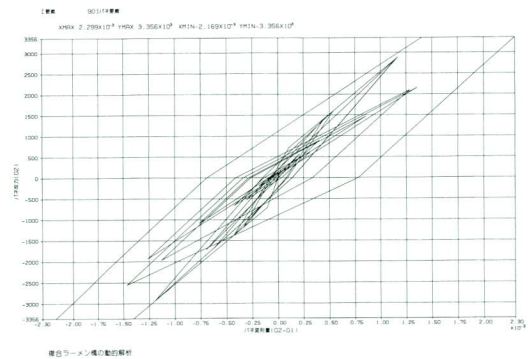
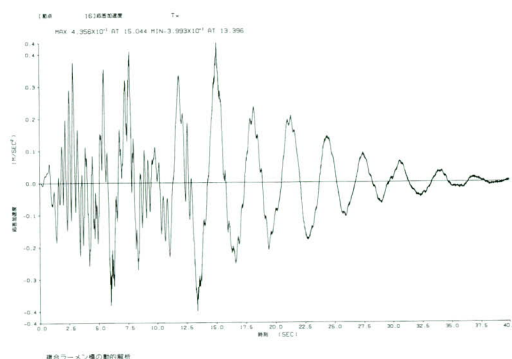
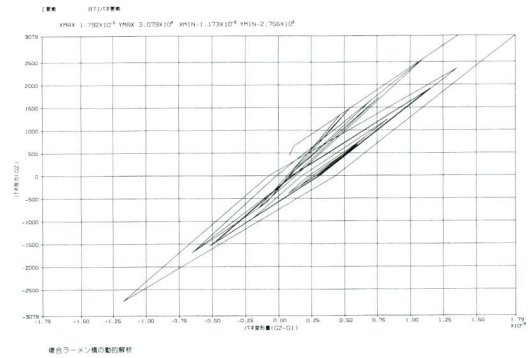
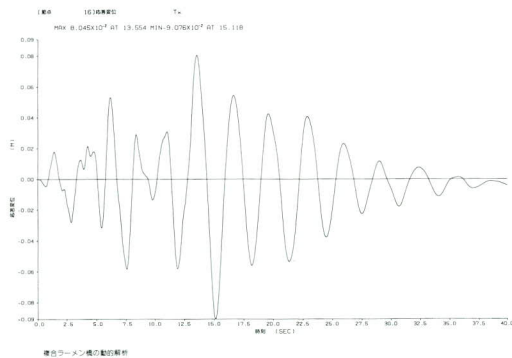
				タイプ II
塑性ヒンジ回転角	脚上部	最大応答値	θ_{max} rad	0.00179
		許容回転角	θ_{pa} rad	0.02371
		判定		$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$
	脚下部	最大応答値	θ_{max} rad	0.00230
		許容回転角	θ_{pa} rad	0.02193
		判定		$\theta_{max} \leq \theta_{pa}$
橋脚上端残留変位	最大残留変位	δ_R cm	0.397	
	許容残留変位	δ_{Ra} cm	20.50	
	判定		$\delta_R \leq \delta_{Ra}$	



(1) 最大変位および残留変位



(2) 最大断面力



(3) 応答変位および応答加速度

(4) 塑性ヒンジの応答履歴

図-9 動的解析結果

5. まとめ

複合ラーメン橋の耐震設計を実施した結果得られた、耐震設計の手法および評価を以下にまとめる。

- ①地震時保有水平耐力法による耐震設計の結果、ここでは内容を記載していないが、震度法により設計した断面では耐力が不足するという結果が生じた。そこで橋脚断面の変更を行ったところ、鋼上部工の中央径間正負交番部断面が橋脚に先んじて降伏する場合が生じ、上部工の断面変更も必要となった。ラーメン構造形式では、常時と耐震設計時の荷重状態で断面力分布が大きく異なるため、上部工の耐力照査は入念に行う必要がある、解析上は剛結部近傍に塑性ヒンジを設けるより、むしろ交番部付近の挙動に注意した方が有効であると思われる。一般に塑性ヒンジは地震後の点検や補修が容易である橋脚基部に生じさせるべきで、橋脚頭部や上部工に生じさせるのは望ましくないとの考え方があるが、また一方では鋼上部工が部分的に降伏に至った場合でも、橋梁の崩壊に結びつくことは考え難いとの見解もある。ラーメン橋に関しては、上部工の降伏を許容するか否かについては今後も議論の必要はあると思われるが、少なくとも交番部付近においては、設計当初から急激な断面変化を行わない板厚構成に配慮しておくことが望ましい。
- ②鋼桁とRC橋脚の接合部に損傷が生じる場合、破壊形態はせん断破壊となり、脆性的な破壊が生じ易いとされる。地震による過去の被災事例を見ると、ラーメン構造の柱梁接合部の被害は多くがせん断破壊であり、そのため接合部のせん断耐力を確保することが設計的に重要となる⁸⁾。したがって、接合部は応力部材として過大評価しない拘束鋼板によりコンクリートを取り囲むことが合理的で、コンクリートと鋼それぞれのせん断耐力の照査を行うことで、接合部の耐力を評価できると考えている。

6. あとがき

複合ラーメン橋を実橋に適用する際に必要となる耐震設計を、当社で所有するアプリケーション（汎用三次元動解析プログラム「TDAPIII」、(株)アーク情報システム）を用いて実施した⁹⁾。

橋脚の設計に関しては、モデル実験による共同研究と同様に、埼玉大学の町田篤彦教授に多くのサジェスションを戴きました。ここに紙上を借りて深謝いたします。

<参考文献>

- 1) 鳥越，清水：鋼RC複合多径間ラーメン橋の提案，宮地技報 No.5, pp.3-15, 1989
- 2) 清水，鳥越：鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第1報），宮地技報 No.10, pp.106-111, 1994
- 3) 清水，鳥越：鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第2報），宮地技報 No.11, pp.37-44, 1995
- 4) 佐藤，清水，鳥越：鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第3報），宮地技報 No.13, pp.21-26, 1997
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成8年12月
- 6) 宮地鐵工所：複合ラーメン橋・設計資料(案)，Vol.1 設計法編，別冊付録－接合部設計例，平成10年5月
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成10年1月
- 8) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi著，川島 監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998年4月
- 9) 宮地鐵工所：複合ラーメン橋・設計資料(案)，Vol.2 耐震設計編，平成10年7月

1998.10.31 受付