

不等高を有する複合構造高橋脚橋の耐震設計例

高橋 昭一¹⁾・宮西 洋幸¹⁾・大口 健²⁾・大場 誠道²⁾

¹⁾ 日本道路公団 静岡建設局 富士工事事務所（〒417-0061 静岡県富士市伝法大原 170-1）
²⁾ （株）大林組 土木技術本部 設計第一部（〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2）

1. まえがき

近年、高橋脚の構造として、鋼管・コンクリート複合構造橋脚が採用されつつある。この構造は、鋼管を主体とする鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC構造）であり、鉄筋コンクリート断面内部に鋼管を配置し、帯鉄筋にはらせん巻き高強度鋼より線（PCストランド）を採用している。本構造の耐震性に関する特徴をまとめると以下の通りである^{1), 2)}。

- ①高強度鋼より線を連続らせん巻きする効果により通常の帯鉄筋に用いる定着フックの省略化と、せん断補強鋼材として、全強度の発揮が可能となる。
- ②らせん巻き効果により、効果的にコンクリートを拘束し、じん性が向上する。
- ③内部に配置した鋼管のせん断耐力の付加により部材のせん断耐力が向上する。
- ④鋼管の役割として、せん断ひび割れ発生後、荷重の繰返しに対してひび割れ幅の増大や、コンクリートの損傷を抑制する効果、さらに、かぶりコンクリート損傷後の軸力保持の効果がある。その結果、コンクリートの損傷進行によるせん断破壊や軸保持耐力の低下による崩壊を防ぐことができる。
- ⑤外周のPCストランド帯鉄筋と内部の鋼管でコンクリートを拘束することで、一層のじん性向上が期待できる。
- ⑥鋼管をコンクリート内に配置することにより、鋼管の局部座屈を防止することができる。一般部の鋼管内部は重量軽減のため中空とするが、塑性ヒンジ区間は、鋼管内部にもコンクリートを充填する。

以上のように、RC構造が横拘束筋でじん性を確保するのに対し、本複合構造は高強度鋼より線帯鉄

筋と鋼管の相乗効果により、耐震性の決定要因であるせん断耐力やじん性等の発現メカニズムがRC構造と異なっている。

本稿では、このような特徴を有する鋼管・コンクリート複合構造を用い、図-1に示すような不等高さを有する橋梁に免震支承を用いた場合の耐震設計例について述べる。また、鋼管・コンクリート複合構造橋脚における鋼管板厚変化に対する考え方も示す。

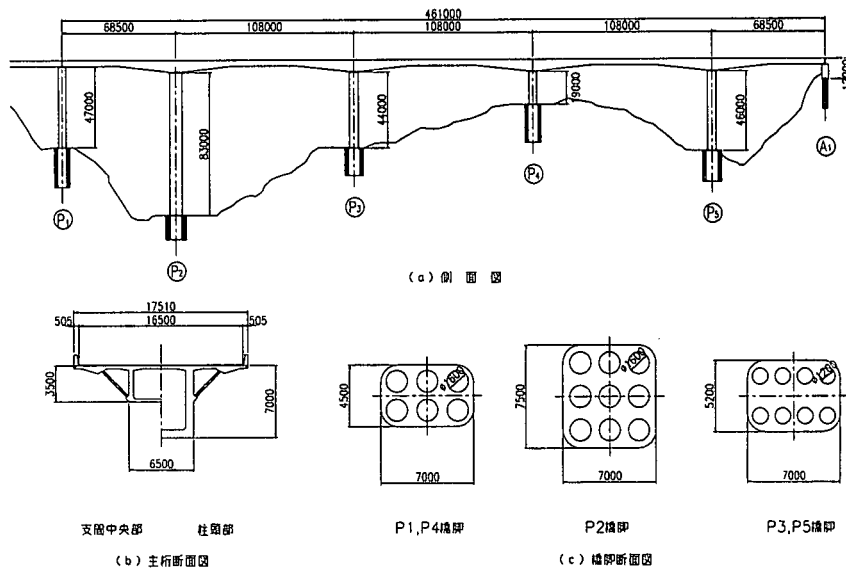
2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁を図-1に示す。設計条件は次の通りである。

- 形式：PC5 径間連続桁橋
- 支間割：68.5m+3@108.0m+68.5m
- 幅員：16.5m
- 活荷重：B活荷重
- 橋脚：鋼管・コンクリート複合構造橋脚
P1～P5 橋脚
- 橋台：逆T式橋台 A1 橋台
- 基礎：深礎杭基礎 P1～P5, A1
- 支承：免震ゴム支承
- 使用材料：表-1に示す

表-1 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋	鋼 管	P C鋼材
橋脚	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	SD345	SKK490	SWPR7B $\phi 15.2$
橋台	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$		—	—
フーチング			—	—
上部構造	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$		—	SWPR7B $\phi 15.2$



図－1 解析対象橋梁

3. 解析方法と解析モデル

(1) 解析方法

本構造の耐震設計は、橋の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動（レベル1地震動）に対しては、震度法により設計を行う。ただし、高次モードの影響を把握するため、応答スペクトル法による照査も実施した。また、橋の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動（レベル2地震動）に対しては、動的解析を実施した。特に、本構造は、非線形領域では、曲げ耐力が鋼管とコンクリートの付着挙動の影響により、鉄筋コンクリート構造とは異なった挙動を示すことが示されている¹⁾。そのため、一般に非線形領域の応答となる大規模地震を考慮した地震動に対しては、本構造の構造特性を合理的に設計に反映させることが可能な非線形トリリニアモデルを取り入れた動的解析により設計を行った。図－2に、今回実施した設計の流れを示す。動的解析では、橋脚部材の非線形性を直接履歴モデルに取り込める非線形時刻歴応答解析法を用いた。積分法はNewmarkの β 法（ $\beta=0.25$ ）とし、積分時間間隔を0.002秒とした。

(2) 解析モデル

解析モデルは橋軸方向、橋軸直角方向とも橋全体系の平面骨組みモデルとした。図－3にモデル図を示す。

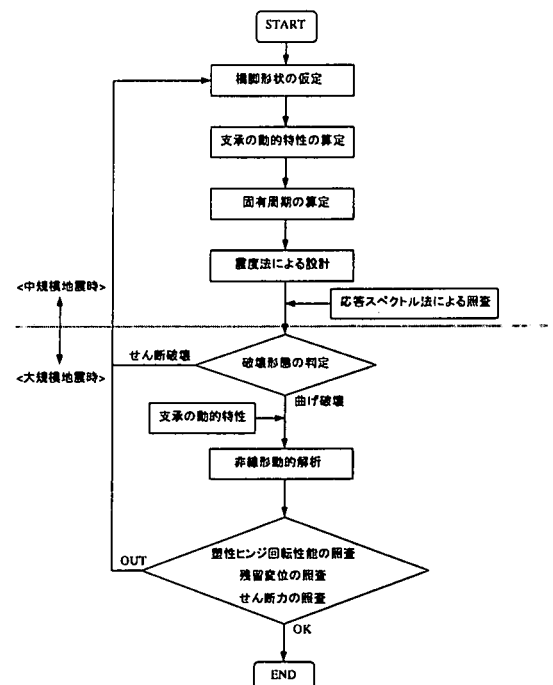
(a) 部材のモデル化

上部構造は線形梁要素とし、下部構造は塑性ヒンジが発生すると想定される橋脚基部は、非線形回転バネ

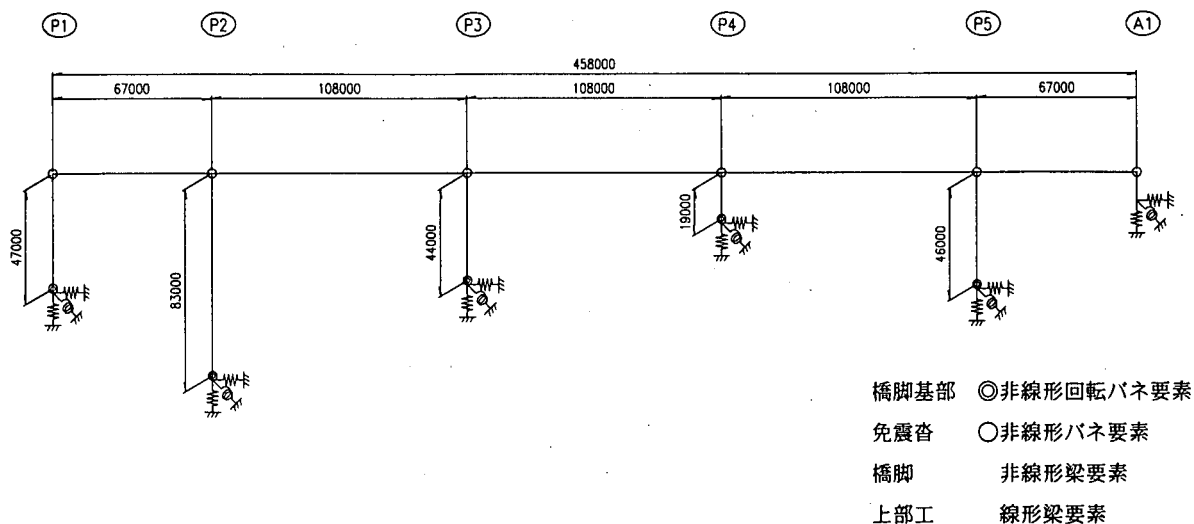
要素とし、その他を非線形梁要素としてモデル化した。これらの要素の復元力モデルは、剛性低下型トリリニアモデル（武田型 $\beta=4$ ）とした。また、免震査は、パイリニア型の非線形バネ要素としてモデル化した。

(b) 免震支承の動的特性

免震支承の動的特性は、各免震支承の設計変位から求められる慣性力と橋梁に作用する地震力による慣性力が等しくなるように、免震装置の設計変位を繰り返し計算によって求めた。



図－2 耐震性照査の流れ



図－3 解析モデル

4. 高橋脚の影響

(1) レベル1地震動

P2橋脚の橋脚高は83mであることから、高次モードの影響が予想された。そのため、レベル1地震動に対する設計では震度法による設計に加え、動的解析（応答スペクトル法）による照査も行った。

両者の比較の一例として、橋脚天端に作用する上部構造の慣性力を表－2に示す。P2橋脚に着目すると、応答スペクトル法による結果は震度法による結果と比べて2.5倍となった。P2橋脚以外では、震度法による結果が安全側である。

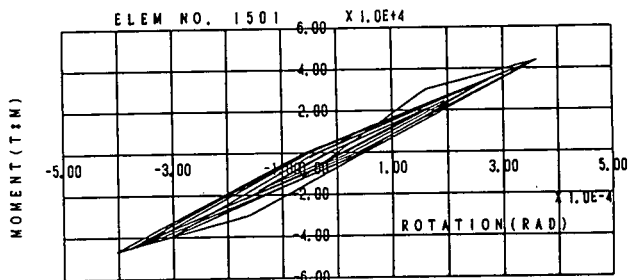
表－2 上部構造慣性力

	死荷重反力	慣性力	
		震度法	応答
P1	800	115	117
P2	5230	82	204
P3	5360	604	370
P4	5360	1076	686
P5	5230	522	310
A1	800	196	128

(2) レベル2地震動

レベル2地震動に対する設計では、事前に上部構造に生じる変位による付加モーメントの影響に留意した。結果としては、最も高いP2橋脚においても、付加モーメントによる曲げモーメントの増分は約4%増であった。また、図－4に示すようにP2橋脚は降伏まで十分に余裕があることから、付加モーメントによる解析結果への影響は小さいと判断される。これらにより、上部構造の水平変位による影響

を無視した解析により、レベル2地震動に対する設計を行った。



図－4 P2橋脚塑性ヒンジ部M-θ履歴

5. 免震支承の効果

表－3に反力分散支承と免震支承の場合の橋脚下端部における断面力を示す。いずれの橋脚に対しても免震支承の応答値は反力分散支承を用いた場合よりも小さくなっている。これは、免震支承のエネルギー吸収効果と考えられる。

表－3 反力分散支承と免震支承の比較

		橋脚下端部断面力		支承の変位 (cm)
		モーメント (tf·m)	せん断力 (tf)	
P1	反力分散支承	26500	790	35.4
	免震支承	22000	686	28.1
P2	反力分散支承	68000	1450	49.3
	免震支承	49900	1360	37.6
P3	反力分散支承	56800	1590	38.0
	免震支承	40600	1080	27.0
P4	反力分散支承	40500	2200	11.8
	免震支承	28800	1500	7.8
P5	反力分散支承	55400	1520	39.8
	免震支承	40300	1040	29.0

6. 鋼管板厚変化に対する照査

過去の震災例や実験的検討から段落し部での耐震性が劣ることが示されている。しかしながら、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の場合、断面内部に配置したせん断耐力の高い鋼管の存在により外側鉄筋の曲げ降伏以降も耐力低下の急変が少なく、安定した破壊性状を示すことが分かっている。そこで、本設計例では、鋼管・コンクリート複合構造のせん断耐力特性を考慮しつつ段落し部での安全性を確保するため、段落し部での耐震安全性照査は以下に示す手法により確認した。

①動的解析により段落し部の応答曲率が降伏曲率以下であり、塑性化しない。

②1つの段落し位置での軸方向鋼材量の低減率は1/3以下とする。

③段落し部での曲げ損傷の可能性を評価する損傷形態判別係数 S が1.1以上とし、かつ、耐震安全性率 F_y^T も1.2以上とする³⁾。

$$S = F_y^T / F_y^B$$

ここに、

$$F_y^T = M_y^T / M^T$$

$$F_y^B = M_y^B / M^B$$

F_y^T 、 F_y^B ：段落し位置および橋脚基部における耐震安全性率

M_y^T 、 M_y^B ：段落し位置および橋脚基部における断面の降伏モーメント

M^T 、 M^B ：設計地震力を作用させた時に段落しおよび橋脚基部に生じる曲げモーメント

なお、段落し位置は設計段落し位置より断面高さ＋主鉄筋の定着長分だけ伸ばすこととして安全性を向上させた。

以下に、P2橋脚の段落し位置（橋脚下端から30m）での②、③の照査結果を示す。

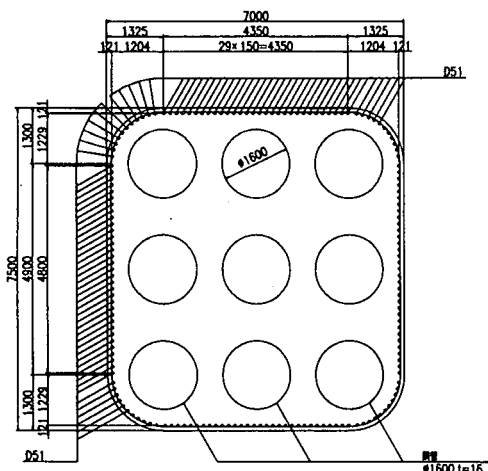


図-5 P2橋脚断面図（段落し位置）

橋軸方向

板厚変化前の軸方向鋼材量

$$A_s = 80 \times D51 + 9 \times \phi 1600 \quad (t=22\text{mm}) \\ = 6284\text{cm}^2$$

板厚変化後の軸方向鋼材量

$$A_s = 80 \times D51 + 9 \times \phi 1600 \quad (t=16\text{mm}) \\ = 5106\text{cm}^2$$

$$\text{低減率} = (6284 - 5106) / 6284 = 0.19 < 1/3$$

$$F_y^T = M_y^T / M^T = 122200 / 89206 = 1.37 \geq 1.2$$

$$F_y^B = M_y^B / M^B = 139700 / 139700 = 1.00$$

$$S = F_y^T / F_y^B = 1.37 / 1.00 = 1.37 \geq 1.1$$

橋軸直角方向

板厚変化前の軸方向鋼材量

$$A_s = 90 \times D51 + 9 \times \phi 1600 \quad (t=22\text{mm}) \\ = 6486\text{cm}^2$$

板厚変化後の軸方向鋼材量

$$A_s = 90 \times D51 + 9 \times \phi 1600 \quad (t=16\text{mm}) \\ = 5309\text{cm}^2$$

$$\text{低減率} = (6486 - 5309) / 6486 = 0.18 < 1/3$$

$$F_y^T = M_y^T / M^T = 113600 / 84234 = 1.35 \geq 1.2$$

$$F_y^B = M_y^B / M^B = 128800 / 128800 = 1.00$$

$$S = F_y^T / F_y^B = 1.35 / 1.00 = 1.35 \geq 1.1$$

7. あとがき

本稿では、鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の耐震設計例および鋼管板厚変化に対する照査について述べた。今後、この設計例が同構造の設計の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 田中、大内：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第5部、1995年
- 2) 田中、今泉、渡辺、大内：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型のせん断試験、コンクリート工学年次論文報告集、1997年6月
- 3) 川島、星隈、運上：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用、土木学会論文集 No. 525、1995年10月
- 4) 日本道路公団：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル、平成10年8月
- 5) (社)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) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成4年12月