

6. 複合構造橋脚の耐震設計

6.1 まえがき

ライフライン系を形成する高規格幹線道路等の橋脚は、レベル2のような非常に強い地震動に対して人命、社会・経済に大きな影響を与えるような損傷を防止しなければならない。すなわち、ある程度損傷や残留変位が生じて、地震後早期に復旧可能な耐震性能を保有させるか、最悪の場合でも構造物全体系の崩壊が生じないような耐震性能が必要である。第二東名神をはじめ今後の高速道路計画は、深い谷を有する山岳部を通過する傾向にあり、高橋脚の建設が不可欠なものとなってきている。高橋脚を設計する場合、橋脚自重を軽減し、かつ合理的に曲げ剛性を確保するため、一般に中空RC断面が採用されてきた。しかしながら、従来の中空断面RC橋脚には設計施工面で次のような課題が生じている。

- a) 中空断面RC高橋脚はコンクリート部分の内側への拘束が弱いことや、曲げ変形が卓越する場合でも厚さの薄い壁部においてせん断力の影響が大きくなることから、せん断補強や拘束筋による補強を十分に行う必要がある。
- b) 一般に、狭い空間の中に軸方向鉄筋が多段配置され、かつせん断補強筋、中間帯鉄筋が多量に配置されるため、作業性が低下することやコンクリートの充填不足による品質の低下が懸念される。

兵庫県南部地震後の設計入力地震動の見直し、道路橋示方書による地震時保有水平耐力法の導入により、上記の課題はより顕著になってきている。要求されている耐震性能を保有する構造物を経済的にかつ効率よく建設することが現在の社会的要請である。このためには、従来の技術を大きく改善する新工法の導入が不可欠であると考えられる。

本章では、高耐震性能と施工性の向上をめざして開発された鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計について述べる。

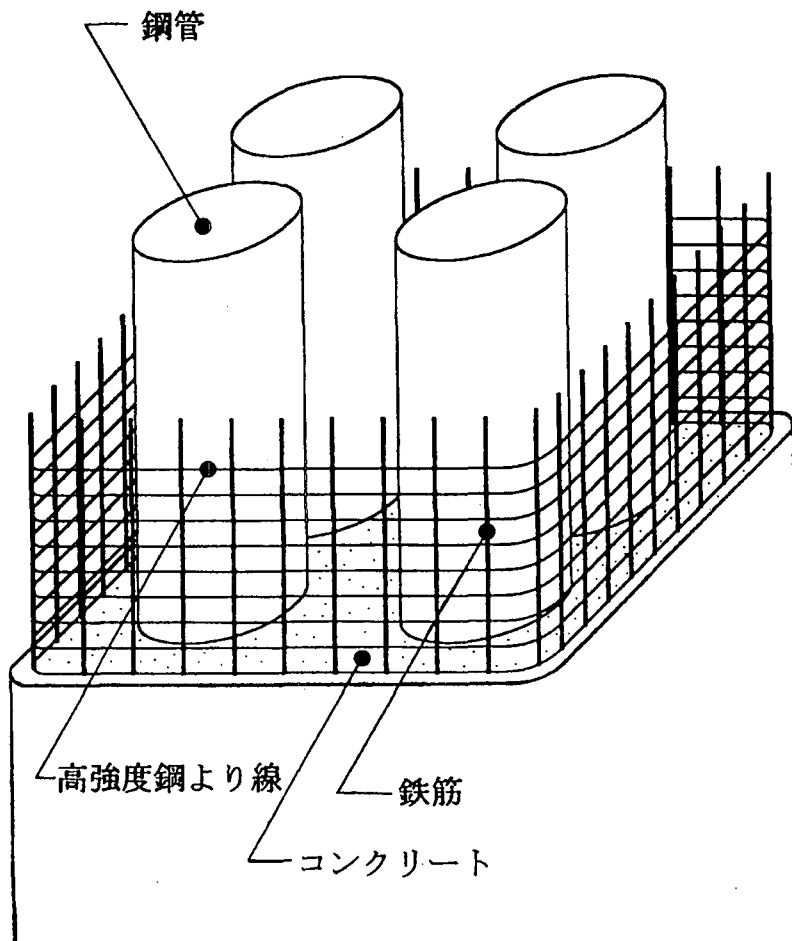
6.2 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の構造特性

鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、鋼管を主体とする鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC構造）である。その構造は、図一1に示す通り、鉄筋コンクリート断面内部に鋼管を配し、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。本構造の特性をまとめると以下の通りである。

- a) 高強度鋼より線を連続らせん巻きする効果により、通常帯鉄筋で弱点となる定着フックを省略できるので、せん断補強鋼材として高強度をフルに発揮できる。
- b) 同様に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。
- c) 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。
- d) また鋼管の役割として、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、コンクリートの損傷を抑制する。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を防ぐことができる。

- e) 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。
- f) 一方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てんする。

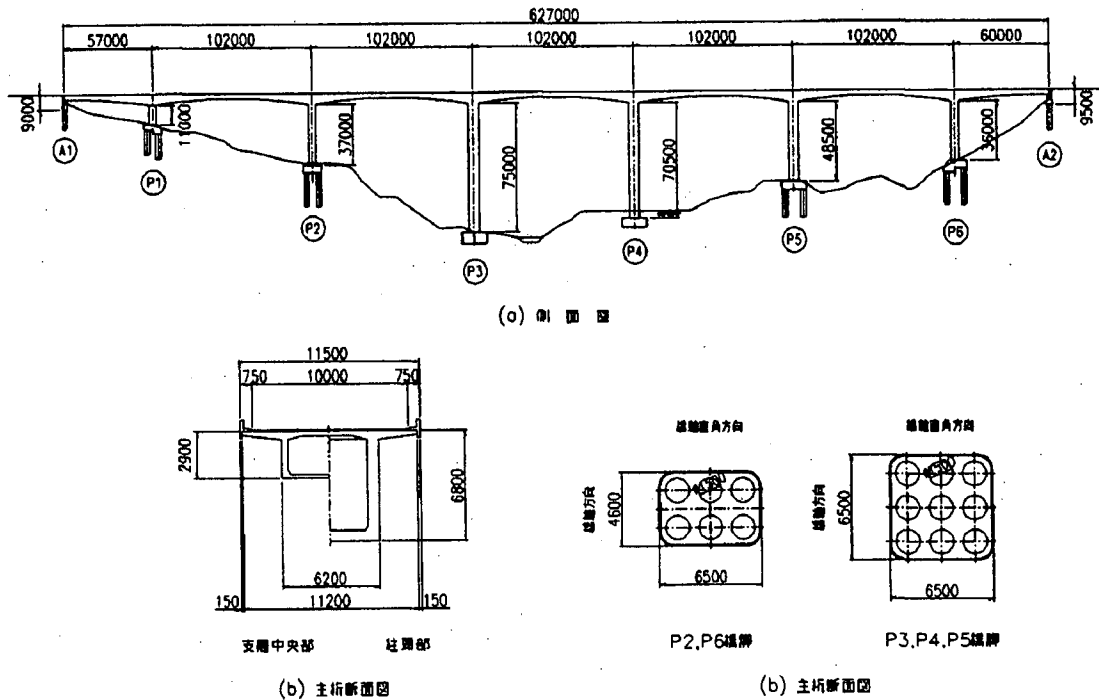
以上のように、RC構造が横拘束筋でじん性を確保するのに対し、本複合構造は高強度鋼より線帯鉄筋と鋼管の相乗効果により、高耐震性を発揮する構造特性を有している。したがって、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計では、この構造特性を考慮した設計法を採用している。



図一1 鋼管・コンクリート複合構造橋脚概念図

6.3 耐震設計例

不等橋脚を有する橋長 627m の比較的大規模な P C 連続ラーメン箱桁橋 (図一2) を対象として、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の大規模地震に対する耐震設計例を示す。



図一2 設計対象橋梁

(1) 設計条件

- 形 式 : P C 7 径間連続ラーメン箱げた橋
- 支 間 割 : 56.0m + 5@102.0m + 59.0m
- 幅 員 : 1.5 + 2@3.5 + 1.5 = 10.0m
- 活 荷 重 : B活荷重
- 橋 脚 : 柱式橋脚(中空断面) P1 橋脚
鋼管・コンクリート複合構造橋脚
P2~P6 橋脚
- 橋 台 : 逆 T 式橋台
- 基 礎 : 直接基礎 P3, P4
深礎杭基礎 A1, A2, P2, P3, P5, P6
- 支 承 : 可動型ゴム支承
- 使用材料 : 表-1 に示す
- 支持条件 : 表-2 に示す

表-1 使用材料

部材	コンクリート	鉄筋	鋼管	PC鋼材
A1, A2 橋台	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345	-	-
P1 橋脚	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$		-	-
P2, P6 橋脚	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$		SKK490	SWPR7B ϕ 15.2
P3~P5 橋脚				SWPR7B ϕ 12.7
フーチング	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$		-	-
上部構造	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$		-	SWPR7B ϕ 12.7

表-2 支持条件

	A1, A2 橋台	P2~P6 橋脚	P1 橋脚
橋軸方向	可動	ラーメン固定	可動
橋軸直角方向	固定	ラーメン固定	固定

(2) 解析方法

本構造は模型載荷実験結果から、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明らかとなっている。このため、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-3は、その設計の流れを示したものである。震度法により基本断面を決定し、非線形動的解析で照査するフローを基本とする。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る。

積分法はNewmarkの β 法($\beta=0.25$)とし、収束計算方法としてはNewton法を用い、積分時間間隔を0.002秒としている。

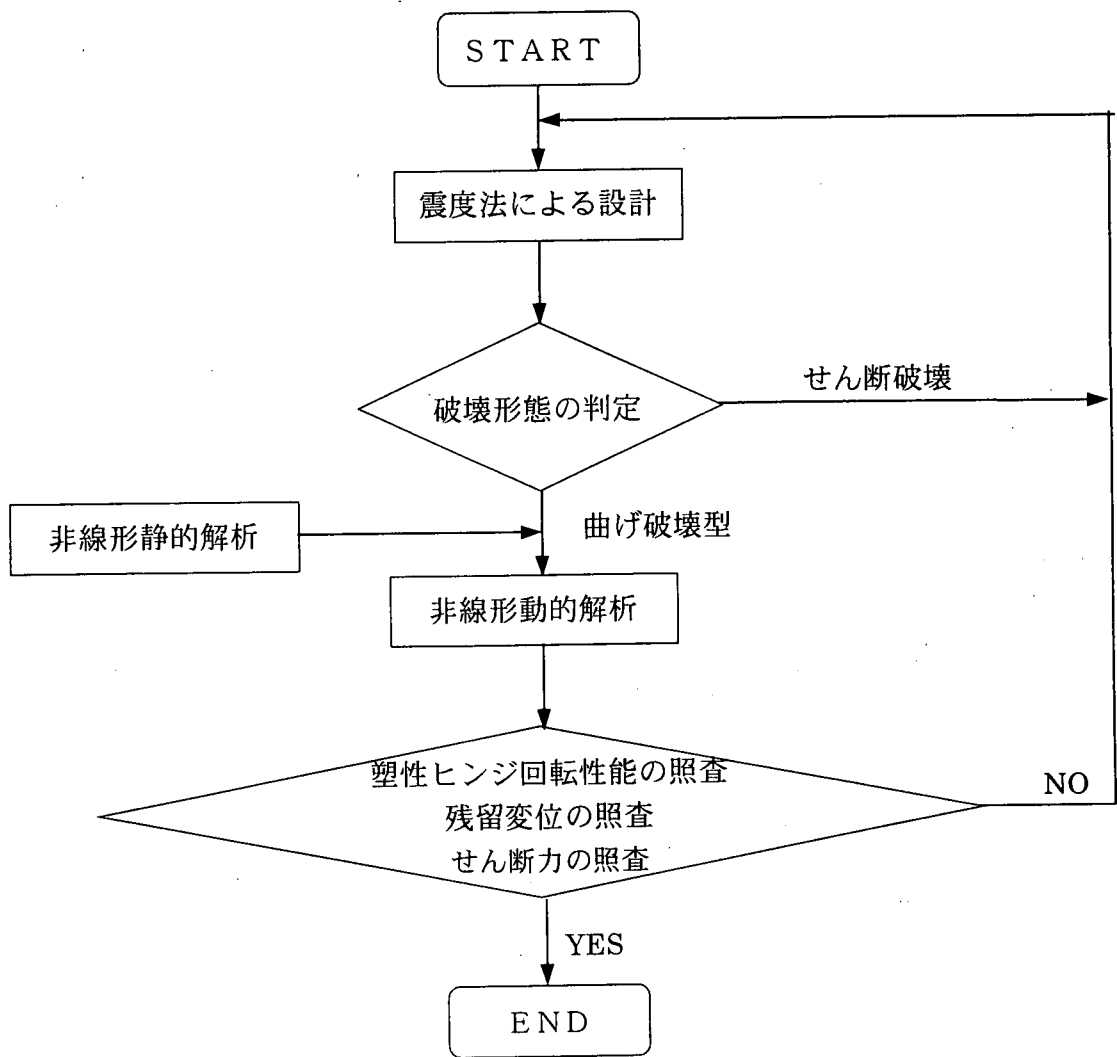


図-3 耐震性照査の流れ

(3) 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て。

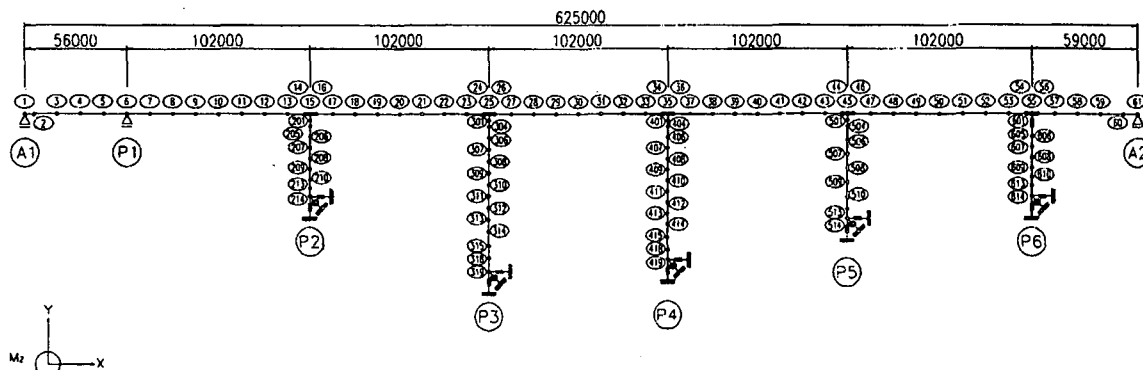


図-4 骨組構造モデル（橋軸方向）

(4) 部材のモデル化

a) 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箇所を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）とした。

b) コンクリートの応力度-ひずみ曲線

帯鉄筋（P C 鋼より線）による横拘束効果を見込んだコンクリートの応力度-ひずみ曲線は、道示 V 編より求めるとし、横拘束筋（P C 鋼より線）の体積比 ρ_s は以下のように算出した。

$$P_w = \frac{A_{pc} \times \left(\frac{\sigma_{pcy}}{\sigma_{sy}} \right)}{B \times a} \times 100 \quad \text{----- (1)}$$

$$\rho_s = \frac{4A h}{S d} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、

P_w : P C 鋼より線の換算体積比 (%)

A_{pc} : P C 鋼より線の断面積 (mm^2)

σ_{pcy} : P C 鋼より線の降伏点 ($1570\text{N}/\text{mm}^2$)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 ($345\text{N}/\text{mm}^2$)

s : P C 鋼より線の間隔 (mm)

d : P C 鋼より線の有効長 (mm)

B : 橋脚幅 (mm)

ρ_s : P C 鋼より線の体積比 (%)

ここで求めた横拘束筋の体積比 ρ_s を用いてコンクリートの応力度-ひずみ曲線を求めると図-5のようになる。

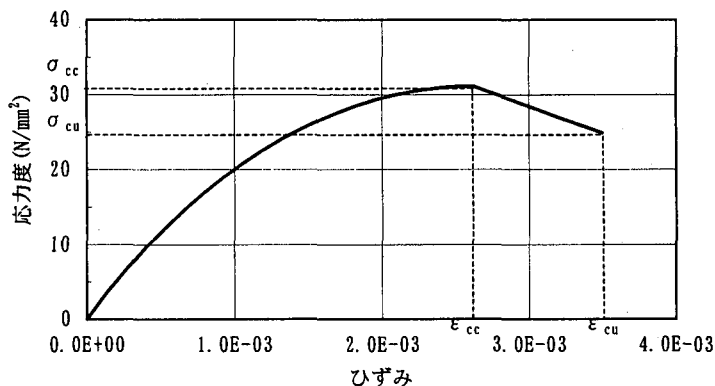


図-5 コンクリートの応力-ひずみ曲線

c) 曲げモーメント-曲率の関係

非線形解析に用いる曲げモーメントと曲率の関係は、コンクリートの有効断面を考慮し、鋼管を鉄筋層に置換してRC梁理論により求めたモーメント-曲率をもとに式(3)による最大モーメントを考慮して本構造のモーメント-曲率関係を決定する。すなわち、曲げひび割れ発生モーメント (M_{RC}^{cr}) と最外縁引張鉄筋降伏モーメント (M_{RC}^y) との交点の延長と最大曲げモーメント (M_{SRC}^u) が交差する点を本構造の設計用降伏点としたトリリニアモデルとする。

$$M_{SRC}^u = \alpha M_{RC}^u \quad (3)$$

ここに、 M_{SRC}^u は鋼管・コンクリート複合構造橋脚断面の終局曲げモーメントであり、 M_{RC}^u はRC梁理論により求めた最大モーメント (到達可能最大モーメント) である。なお、付着を考慮した耐力低減係数 α は実験結果を基に 0.9 と定めている。

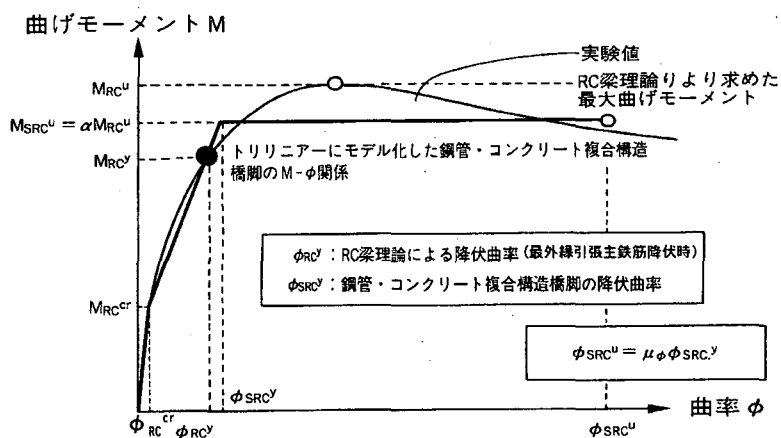


図-6 鋼管・コンクリート複合構造橋脚のモーメント-曲率関係

ここで、一例としてP2橋脚の曲げモーメント-曲率曲線を図-7に示す。

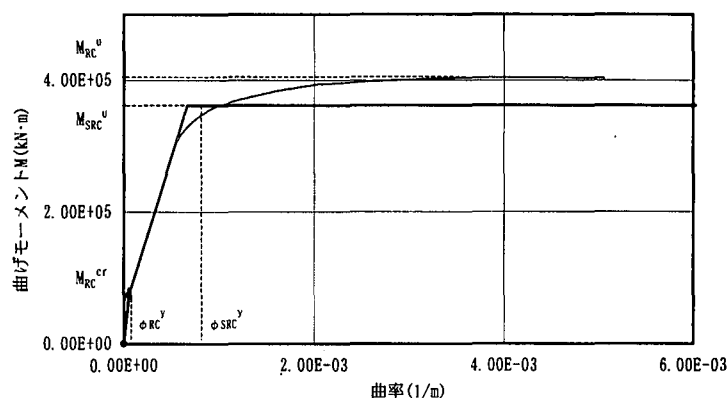


図-7 P2橋脚のモーメント-曲率曲線

d) 非線形回転バネの曲げモーメント-回転角の関係

非線形回転バネの曲げモーメントと回転角の関係は、ひびわれ時および最外縁主鉄筋の降伏時に非線形回転バネにより生じる上部構造の慣性力作用位置の水平変位が道示V9.3に規定されるひびわれ時および初降伏時（最外縁引張鉄筋の降伏時）の水平変位とそれぞれ等しくなるよう調整して求めている。

(5) 減衰

減衰については、上部構造に3%、下部構造に2%、基礎に10%を与え、Rayleigh型の減衰を用いている。

(6) 入力地震動

入力地震動には、道示に基き、タイプI、IIに対して各々3標準波形を用いた。

(7) 初期断面力

設計対象橋梁は、不等橋脚を有する多径間連続ラーメン箱げた橋であり、クリープ等による不静定力が照査結果に与える影響が大きいと考えられるので地震動が作用する前の初期断面力を死荷重(クリープ・乾燥収縮終了時)の断面力を考慮している。

(8) 軸力変動の影響

ラーメン橋の橋軸方向に水平方向の荷重が作用すると橋脚躯体の軸力が変動することにより部材の曲げモーメント-曲率および曲げモーメント-回転角の関係が変化する。本稿では、事前に行った非線形静的解析により軸力変動の影響は、橋脚躯体の安全性評価に与える影響は小さいと考え、これを考慮しないものとしている。

(9) 橋脚躯体の安全性の判定

安全性の評価は塑性回転角、断面力および橋全体の残留変位により行う。

a) 塑性回転角に対する照査

動的解析により得られた塑性ヒンジ部の非線形回転パネの最大応答回転角が許容回転角以下であることを照査する。なお、安全性の評価に用いる許容回転角 θ_{ua} は次式により算出する。

$$\theta_{ua} = \theta_{src}^y \cdot \mu_{\theta a} \quad (4)$$

ここに、

θ_{ua} : 許容回転角 (rad)

θ_{src}^y : 本構造の設計用降伏時の塑性ヒンジ部の回転角 (rad)

$\mu_{\theta a}$: 許容回転角塑性率

また、許容回転角塑性率は鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル4章4.6.1に基づき、算定する。表-3に一例としてP2橋脚塑性ヒンジ部の許容回転角を示す。

タイプI地震動に対して

$$\mu_{\theta a} = 1 + \{2\beta_p(6.0 - 1)\} / (1 + \gamma_p \cdot \alpha_p)$$

タイプII地震動に対して

$$\mu_{\theta a} = 1 + \{2\beta_p(12.0 - 1)\} / (1 + \gamma_p \cdot \alpha_p)$$

表-3 P2橋脚塑性ヒンジ部の許容回転角

	降伏時の回転角 θ_{src}^y (rad)	許容回転角塑性率 $\mu_{\theta a}$		許容回転角 θ_{ua} (rad)	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
橋軸方向上端	1.455×10^{-3}	6.33	12.72	9.210×10^{-3}	18.51×10^{-3}
橋軸方向下端	1.519×10^{-3}	6.31	12.68	9.580×10^{-3}	19.25×10^{-3}
橋軸直角方向下端	1.748×10^{-3}	6.22	12.48	10.87×10^{-3}	21.81×10^{-3}

b) せん断力に対する照査

応答最大せん断力がせん断耐力以下であることを照査する。設計対象橋梁は極端な不等橋脚を有する連続ラーメン橋であるので、せん断力が集中すると予想される中規模橋脚の代表であるP2橋脚で最も厳しくなり、震度法により決定した帯鉄筋量ではせん断耐力が不足する結果となった。その結果、帯鉄筋(PC鋼より線)を増加し、安全性を確保した。なお、せん断耐力はコンクリート、PC鋼より線および鋼管が負担する分の総和として求める。本構造の耐震設計特長の一つであるPC鋼より線のせん断補強筋への適用についてはPC鋼より線の降伏強度を考慮し、鋼管の負担せん断応力度 τ_t については、実験および解析結果から $\tau_t = 59\text{N/mm}^2$ としている。

c) 残留変位に対する照査

残留変位が許容残留変位以下であることを照査する。ここでの残留変位は、動的解析において地震動が終了した時点での変位とした。また、許容残留変位は橋脚高(橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ)の1/100としている。

d) 塑性化を想定していない部材に対する照査

塑性ヒンジ領域以外の橋脚各部材の応答曲率塑性率(応答曲率を降伏曲率で除したもの)が1以下であり、想定した塑性ヒンジ領域以外で塑性化を生じていないことを確認している。

6.4 耐震設計照査のまとめ

本構造橋脚の耐震設計を行う上での安全性照査項目を表-4に示す。

表-4 安全性照査項目

安全性照査項目	照査値	許容値
塑性回転角	$\theta < \theta_{ua}$ ここに、 θ : 非線形動的解析で得られた塑性ヒンジ部の最大応答回転角 θ_{ua} : 許容回転角塑性率	$\theta'_{ua} = \theta_{SRC^y} \cdot \mu_{\theta a}$ $= \theta_{SRC^y} \cdot [1 + \{2\beta_p(\mu_{\phi a} - 1)\} / (1 + \gamma_p \alpha_p)]$ $\alpha_p = 1 - L_p / h$ $\beta_p = (1 + \alpha_p) / 2$ $\gamma_p = \phi_{RC^{cr}} / \phi_{SRC^y} + (1 - \phi_{RC^{cr}} / \phi_{SRC^y}) \cdot (L_p / L')$ $L' = (1 - M_{RC^{cr}} / M_{SRC^u}) h$ ここに、 $\mu_{\phi a}$: 許容曲率塑性率 $\phi_{RC^{cr}}$: 鋼管を鉄筋とみなして算定した曲げひびわれ発生時の曲率 ϕ_{SRC^y} : 本構造の降伏曲率 L_p : 塑性ヒンジ長 $M_{RC^{cr}}$: 鋼管を鉄筋とみなして算定した曲げひびわれ発生モーメント M_{SRC^u} : 図-5により算定された終局モーメント
せん断力	$P_{mu} < S_u$ ここに、 P_{mu} : 各部材の最大応答せん断力 S_u : 部材各断面のせん断耐力	$S_u = S_c + S_{pc} + S_t$ $S_c = 1000 C_c \cdot C_e C_{pt} \tau_c \cdot b_e \cdot d$ $S_{pc} = A_w \sigma_{pcy} (\sin \theta + \cos \theta) \cdot d / (1000 \cdot 1.15 \cdot a)$ $S_t = \tau_t (\sum A_t / 2)$ S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 S_{pc} : PC鋼より線が負担するせん断耐力 S_t : 鋼管が負担するせん断耐力
残留変位	$\sigma < \sigma_{Ra}$ σ_{Ra} : 許容残留変位	$\sigma_{Ra} = h / 100$ ここに、 h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

6.5 高耐震機能橋脚の開発

(1) キャパシティデザインの導入と今後の橋脚設計の方向

兵庫県南部地震以降、同規模・同程度の大地震に対して橋梁が致命的な被害を受けないという社会的要請のもとで、現在耐震設計が進められつつある。この時重要なことは、構造系がどのような地震力の程度によって破壊に至るか明確にすることである。さらに兵庫県南部地震以上の地震力に対する安全性はどうか、どのようにフェイルセーフ機能を持たせるのかという課題も生じる。このような課題に対しては、損傷を受ける部材位置を確定し、その部位に十分なじん性とせん断耐力を付与することがこれからの耐震設計では必要である。構造系が複雑になればなるほど破壊に対するコントロールが一層必要になる。このような設計法の一例が免震設計である。免震支承により破壊する部位を特定し、そこに十分な耐震性能をもたせる設計となっている。

耐震設計では、まず設計上想定するじん性的なモードが確実に生じるようにしておかなければならない。部材間あるいは同一部材内でも曲げ破壊とせん断破壊のように破壊モード間で耐力に階層化（ヒエラルキー）を設けておく必要がある。このような設計法はキャパシティデザインと呼ばれ、海外で広く取りいれられている。

今後橋脚の耐震設計にキャパシティデザインや要求性能に基づいて構造設計を行う照査型性能設計が導入されていくとき、塑性ヒンジの発生部位のコントロール、必要なじん性の確保および塑性変形後の機能回復として少残留変位が重要となる。

(2) 高耐震機能橋脚

現在のRC橋脚は十分な帯鉄筋を配置することにより、塑性ヒンジ部の耐震安全性を確保する構造となっているが、塑性ヒンジの発生位置を確定したり、積極的に残留変位を小さくする機能を有していない。

今後の新しい橋脚構造の方向としては、兵庫県南部地震を越えるような巨大地震に対しても、塑性ヒンジ発生位置を特定し、そこに十分なじん性をもたせるフェイルセーフ機能を持たせること、同時に大地震後の復旧のため大変形後の残留変位を小さくできる機能を持たせることが重要である。その結果巨大地震に対しても経済的な橋梁設計が可能になるものと期待される。

鋼管・コンクリート複合構造橋脚を利用した高耐震機能橋脚の例として、次のような構造が考えられる。(図-5.8参照)

- a) 橋脚基部の鋼管を確実にアンボンドにすることにより、その部分に塑性ヒンジを発生させる。
- b) アンボンドになった鋼管の弾性変形により、大変形後残留変位が戻る。

今後このような構造の実用化に向けた研究を進める必要がある。

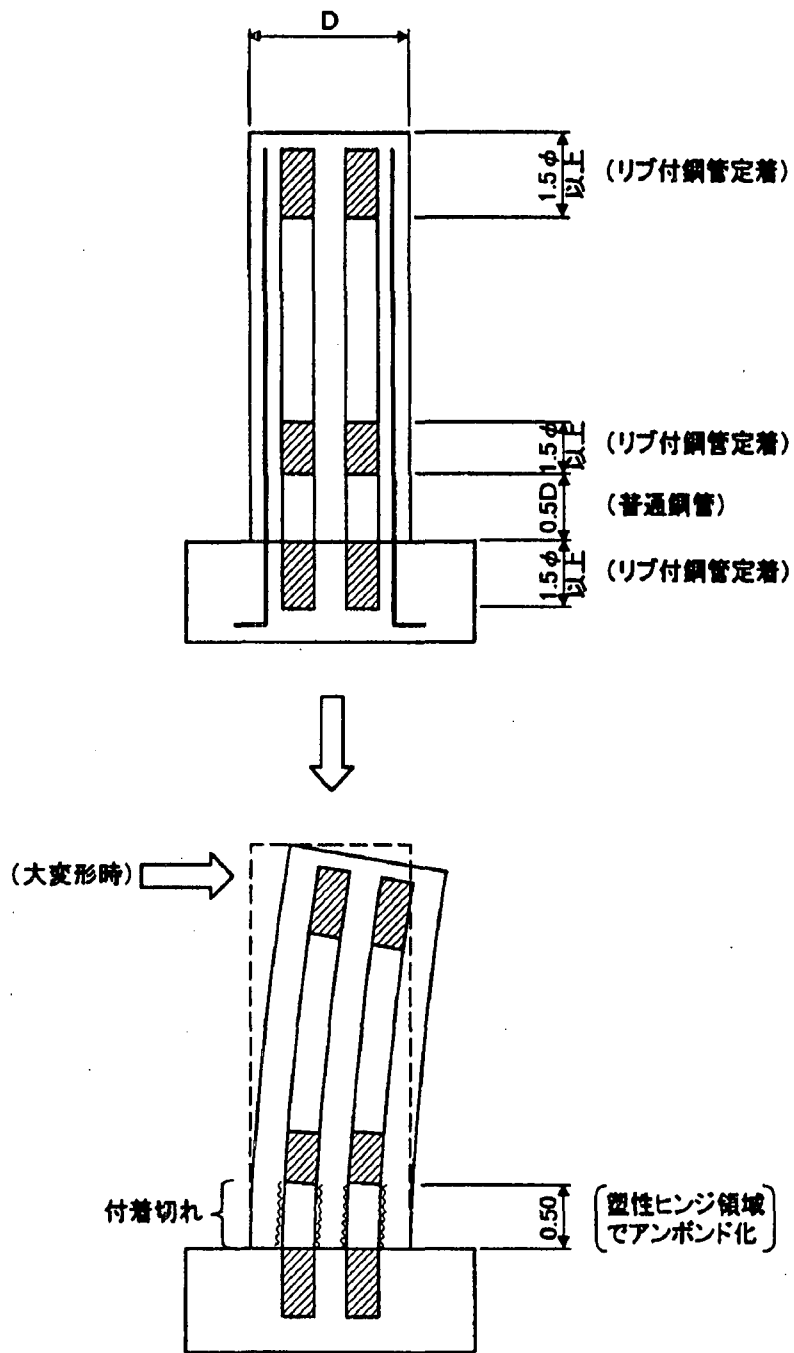


図-8 鋼管・コンクリート複合構造を用いた高耐震橋脚の例

6.6 まとめ

鉄筋よりも高いパフォーマンスを有する材料を用いた場合、その特性を反映した設計法を適用することによって、要求性能の確保とコスト低減が図れるものと考えられる。本複合構造においても従来のRC設計法適用しただけでは効果を発揮することができないため、鋼管や高強度鋼より線の特徴を生かした設計法を積極的に取り入れている。具体的には、じん性評価やせん断耐力式に本構造の性能を実験および解析結果に基き積極的に取り入れたことなどが挙げられる。

(執筆者：家村浩和、加藤敏明)

[参考文献]

- 1) 渡辺将之、今泉安雄、若間広志、大内一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の靱性試験
コンクリート工学年次論文報告集 1997年6月、pp939-944
- 2) 福原、黒正：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験
研究－はりの曲げ試験－、日本建築学会論文報告集 No.320 1982年10月、pp12-20
- 3) 六車、渡辺：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究－その1せん断ひびわれ
の発生とせん断補強筋の補強効果－、日本建築学会論文報告集 No.332
1983年10月、pp57-65
- 4) 田中浩一、今泉安雄、渡辺将之、大内一：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、pp933-938
- 5) 田中浩一、大内一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚に関するせん断挙動の解析、
土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部 1998年
- 6) 家村浩和、加藤敏明、高橋良和、前堀伸平：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に
関する載荷実験、第10回日本地震工学シンポジウム、1998年11月
- 7) 加藤敏明、家村浩和：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の三次元有限要素解析、第2回鋼
構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、1998年11月
- 8) 日本道路公団技術部：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