

既設鋼製橋脚の耐震補強に関する一手法

小坂 寛巳*、半野 久光**、田嶋 仁志***

*工修 首都高速道路公団 工務部 設計技術課課長 (東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)
 **首都高速道路公団 工務部 設計技術課課長補佐 (東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)
 ***工修 首都高速道路公団 工務部 設計技術課班長 (東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

兵庫県南部沖地震により、鋼製橋脚にも損傷が発生した。首都高速道路公団でも、これらの損傷を踏まえRC橋脚に引き続き鋼製橋脚の補強工事も順次行っていく予定である。公団では、補強工事にあたって、既設鋼製橋脚の補強構造、耐震設計手法の検討を行ってきたが、本稿では、特に既設鋼製橋脚の耐震設計手法の概略を紹介するとともに、補強構造等の概略もあわせて記した。

Key Words : Steel bridge pier , Nonlinear behavior , Numerical analysis

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部沖地震により、鋼製橋脚にも矩形橋脚の補剛板の座屈、円形橋脚の象の足状の座屈等の損傷が発生した。首都高速道路公団でも、これらの損傷を踏まえRC橋脚に引き続き鋼製橋脚の補強工事も順次行っていく予定である。鋼製橋脚の耐震性については、兵庫県南部地震以後行われている建設省土木研究所をはじめとする首都公団、阪神公団、名公社、橋建協、鋼材倶楽部の共同研究等で行われており、それらの実験結果、解析結果等を参考にし、補強方法を検討した。本稿では、首都高速道路公団の鋼製橋脚の補強方法の概略を記す。

2. 鋼製橋脚補強の基本的考え方

鋼製橋脚の補強設計をするにあたっては、鋼製橋脚が有する特徴として、特に以下の2点に対して配慮が必要である。

- (1) 設計外力により、高さ方向に断面変化させている。また、橋脚基部には一般的に車両衝突防止用の中詰めコンクリートが打設してあるため、その断面特性に合わせて、橋脚のどの部分で塑性ヒンジ(制御断面と呼ぶ)とするか、補強範囲がどの範囲になるかを決定する必要がある。
- (2) 鋼製橋脚とフーチングの結合はアンカーボルトを用いた構造となっているため、このアンカー部の終局耐力を越えないことが必要である。

これらの点を考慮し、基本的な補強設計の考えとして、

- ・橋脚の躯体部(制御断面)の耐力はアンカーの耐力を越えないことを原則とする。ここで、特に既設のアンカー部については、フーチングに埋め込まれており、補強構造が難しいため、容易にアンカーの終

局耐力を上げられないことに注意する必要がある。

- ・制御断面はなるべく橋脚基部に近い位置とし、コンクリート充填部(橋脚基部)、もしくは、鋼断面部(コンクリート充填部との境界部、もしくは断面変化部)のいずれかとする。
- ・コンクリート充填部と鋼断面部のいずれを選択するかは、基本的には、耐力の小さい断面とする。

図-1に補強設計概念図を示す。橋脚は断面変化しているために、各断面において抵抗モーメントを設定する。この中で、中埋コンクリートが充填されている場所は、コンクリートの拘束効果により抵抗モーメントも鋼単独の断面より抵抗モーメントは増加する。一方アンカーボルトの耐力を計算し、橋脚の抵抗モーメントと比較する。この抵抗モーメント図をもとに、制御断面の位置、補強範囲、アンカーボルト耐力の照査等を行う。

図-2に鋼橋脚の補強方法の選定イメージを示す。既設鋼橋脚の補強方法は、橋脚柱部とアンカー部の耐力の大小関係に応じて、図中の3ケースに分類できる。ケース1のように、橋脚柱部の鋼断面としての耐力がアンカー部の耐力を上回っている場合には、アンカー部の補強検討を含めて詳細検討が必要となる。ケース2のように、鋼断面の耐力がアンカー部の耐力を上回らない場合には、鋼断面部について変形性能向上を主体として補強を検討することができる。ケース3のように、橋脚柱部にコンクリートを充填しても鋼アンカー部の耐力を上回らないならば、コンクリート充填柱と鋼断面部の補強の選択が可能である。ここではアンカーボルト耐力の影響を考え、基本的にはアンカーへの負担の少ない方(基部換算の最大モーメントおよび終局モーメントの小さい方)を選択するものとする。

3. 補強設計手順

補強設計手順を図-3に示す。各段階での手順の概略としては以下である。

- ①橋脚柱部各断面の構造寸法および材料強度を利用して抵抗モーメント図を作成し、制御断面を設定する。
- ②制御断面に地震時最大水平耐力および終局水平耐力相当の慣性力が作用しても、柱基部の反力がアンカー部の終局耐力以下であることを確認する。
- ③制御断面の地震時保有水平耐力を簡便法により照査する。
- ④制御断面部の補強は変形性能の確保を目的とした補強を基本とする。
- ⑤補強された制御断面の地震時保有水平耐力をエネルギー一定則に基づいた簡便法により照査する。
- ⑥簡便法により変形性能、耐力不足と判定された場合は、材料非線形性を考慮した動的解析を行い、より詳細に検討を行うものとする。
- ⑦アンカー部の耐力と比較しながら、耐力アップを基本とした補強を行う。
- ⑧アンカー部の終局耐力が、補強された制御断面の地震時最大水平耐力および終局水平耐力以上であることを確認する。ただし、制御断面の補強を必要としない場合は省略する。
- ⑨制御断面以外の橋脚柱部各断面の補強要否を判定する。各断面の耐力が制御断面の耐力以上、あるいは制御断面と同等の変形性能があることを確認する。
- ⑩耐力の向上を基本とした補強あるいは制御断面と同等の変形性能確保の補強を検討する。
- ⑪動的解析による照査を満足しない場合や、アンカー部の耐力が橋脚柱部の耐力を下回る場合には、詳細検討を行う。例えば、次の点を考慮して照査を行う。
 - ・アンカー部等の変形性能の考慮
 - ・アンカー部の補強可能性の検討
 - ・免震対策（免震支承等）による耐震性の検討

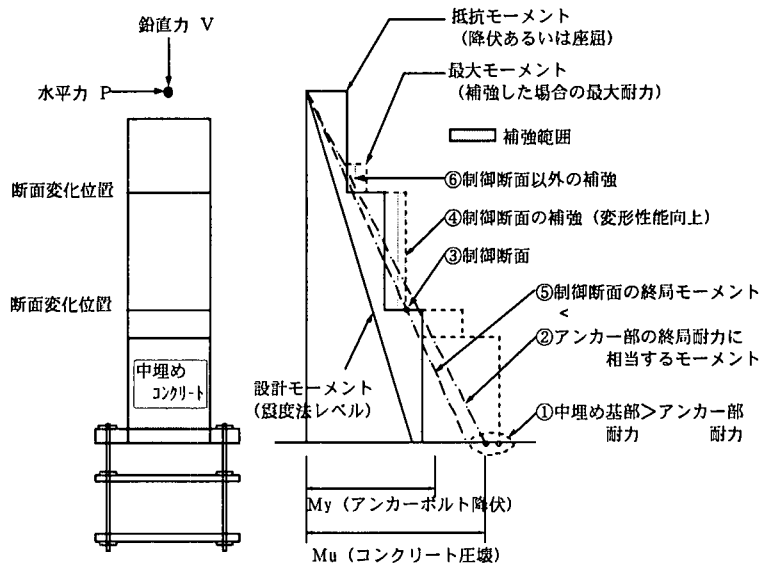


図-1 補強設計概念図（鋼断面の断面変化部を制御断面とする場合）

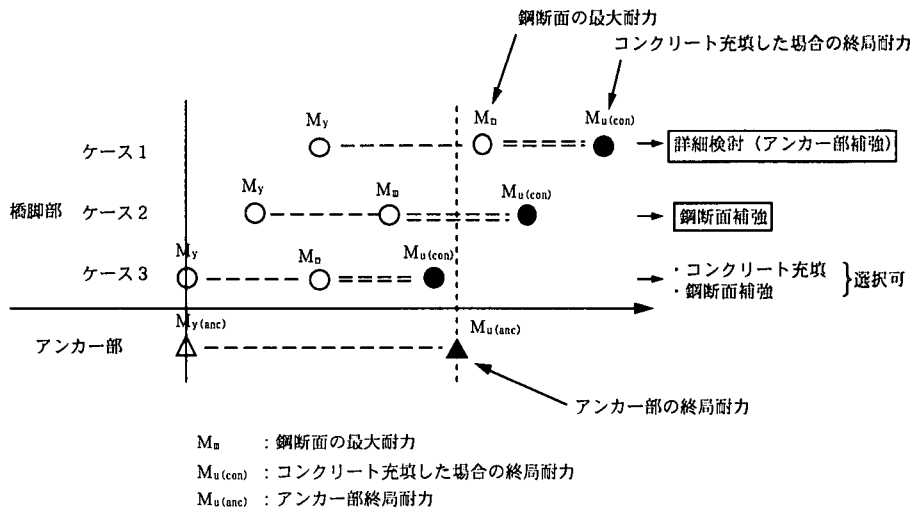


図-2 鋼橋脚の補強方法の選定イメージ

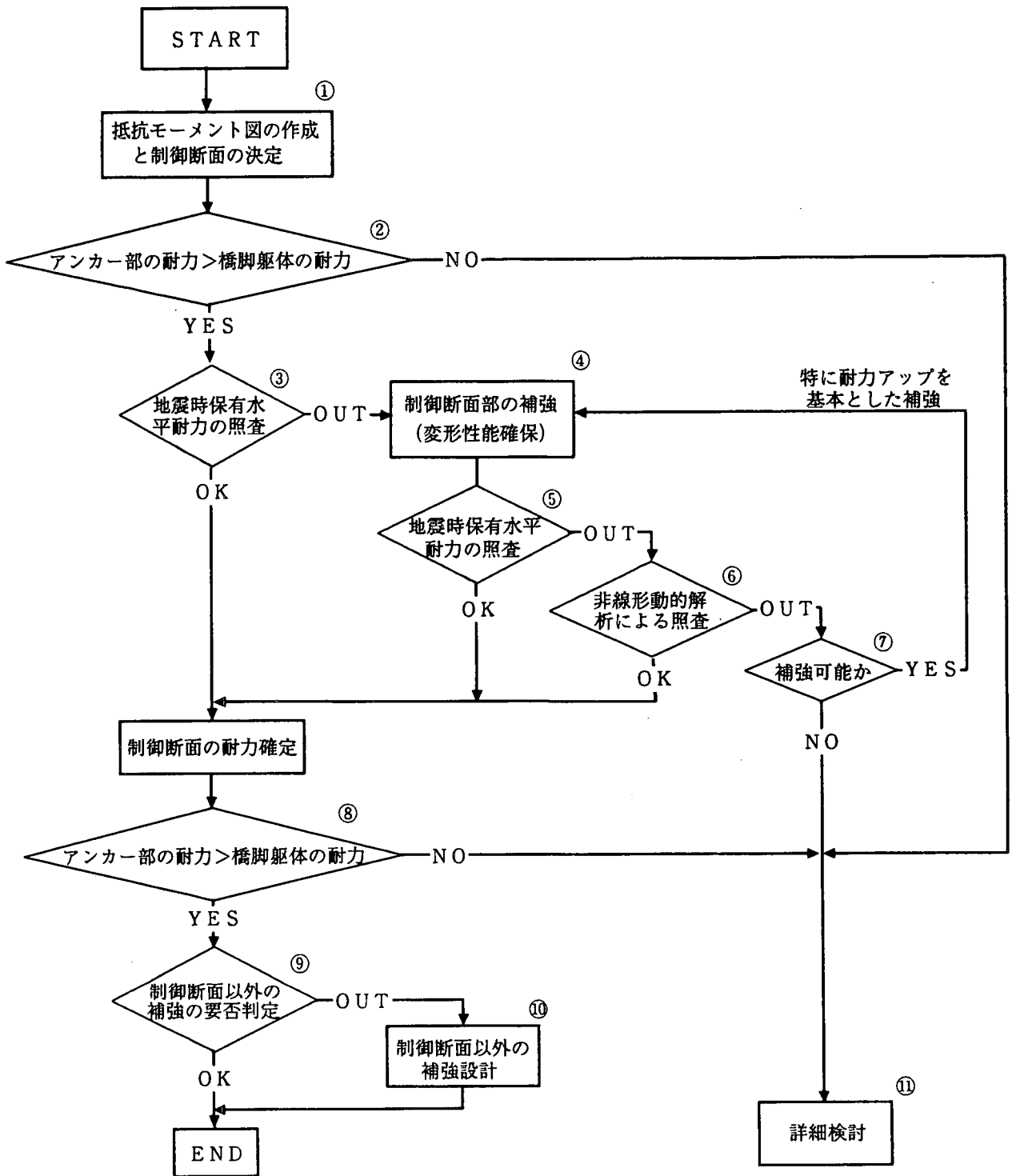


図-3 補強設計手順

4. 制御断面部の補強方法

補強方法は、制御断面の位置に応じて、コンクリート充填補強と鋼断面部補強の2方法に分けられる。コンクリートを充填する補強方法を採用する場合には、道示V10.2に準じるものとしている。

制御断面を鋼断面部とする場合には、以下に示す変形性能の向上を期待できる補強方法を採用するのを基本としている。

(1) 矩形断面

(設計基本)

- ・ 幅厚比パラメータ R_F を改善することにより、耐震上必要な変形性能を確保する。
- ・ 橋軸方向と橋軸直角方向の幅厚比パラメータの大きい方を制御部の幅厚比パラメータとする。
- ・ ただし、 R_R が大きい場合には、弾性座屈防止のための補強構造を上記に合わせて併用することを検討する。

(補強構造)

「変形性能の確保」

- 縦リブにフランジを取り付けた構造
- ダイヤフラム間に横リブを入れた構造

「弾性座屈防止」

- 縦リブ間に縦リブを追加する構造

ここで、 R_R 、 R_F は以下である。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

- b : 補剛板の全幅 (cm)
- t : 補剛板の板厚 (cm)
- σ_y : 鋼材の降伏点 (kgf/cm²)
- E : ヤング係数 (kgf/cm²)
- ν : ボアソン比
- k_R : 座屈係数 (= $4n^2$)
- n : 補剛材で区切られるパネル数

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (2)$$

- k_F : 座屈係数

$$k_F = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1 + n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$$

$$k_F = \frac{2(1 + \sqrt{1 + n\gamma_1})}{1 + n\delta_1} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

- γ_1 : 縦方向補剛材の剛比
- δ_1 : 補剛材断面積比
- α : 補剛板の縦横寸法比
- α_0 : 限界縦横寸法比

(2) 円形断面

(設計基本)

- ・ 無次元径厚比パラメータ R_t を改善することにより、耐震上必要な変形性能を確保する。

(補強構造)

- 鋼管を縦リブで補強した構造
- 橋脚本体の周りに、母材板厚の1/2程度の隙間

を開けて鋼板を巻立てた構造

ここで、 R_t は以下である。

$$R_t = \frac{R}{t_c} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (3)$$

R : 鋼管の板厚中心半径

t_c : 鋼管の板厚

各補強工法概念図を図-4に示す。

5. 断面力図の作成

橋脚部およびアンカー部の耐力を計算し断面力図を作成し、各部位の断面力比較を行い制御断面や補強箇所等を検討する。基本的には、以下のように設定している。

5.1 橋脚部

① 中埋めコンクリート充填断面部

抵抗モーメント (M_{cr}) の算出は、道示V10.2コンクリートを充填した鋼製橋脚により算出する。

② 鋼断面部

抵抗モーメント (M_{cr}) の算出は、基本的には道示II 3.2に規定される式を基本とする。すなわち、

$$M_{cr} = (\sigma_{cr} - N/A) \cdot Z \quad (4)$$

σ_y : 降伏応力

Z : 断面定数

N/A : 軸力による応力

σ_{cr} : 補剛板の局部座屈強度で以下とする。

(道示II鋼橋編 3.2.3または12.3を参照)

$$\cdot \text{矩形} \begin{cases} \sigma_{cr} = \sigma_y & (R \leq 0.5) \\ \sigma_{cr} = (1.5 - R) \cdot \sigma_y & (0.5 < R \leq 1.0) \\ \sigma_{cr} = (0.5/R^2) \cdot \sigma_y & (1.0 < R) \end{cases} \quad (5)$$

ただし、 $R = \max(R_R, R_F)$

- ・ 円形については、表-1とする。

制御断面等で用いる最大抵抗モーメント (M_m) は実験結果等により矩形断面においては、 $M_m = 1.35 M_y$ (ここで、 M_y は断面の降伏モーメント)、円形断面においては、 $M_m = 1.40 M_y$ としている。

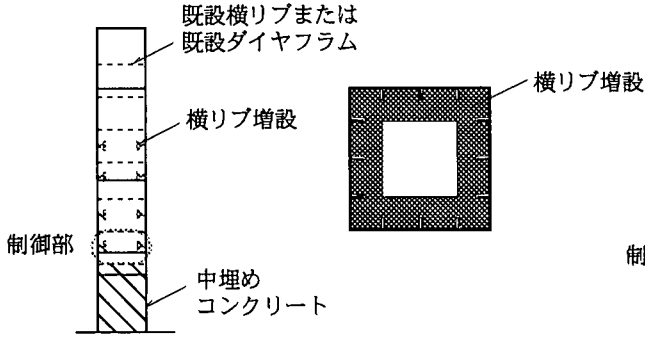
5.2 アンカー部

道示V10.4アンカー部の耐震設計により、アンカー部の耐力を算出する。首都公団の場合、アンカー構造としては杭方式をとっているため、終局耐力の計算にはアンカーボルトを複鉄筋におきかえた、RC断面として計算することとした。

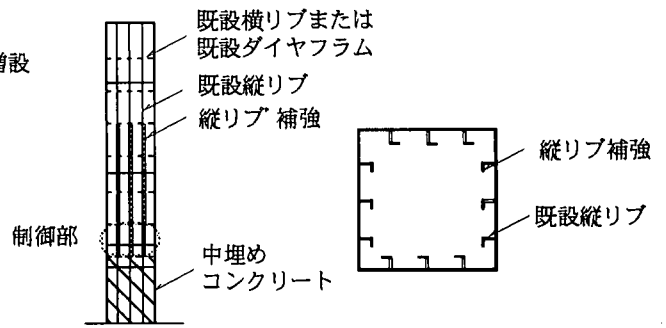
計算に用いる、コンクリートとアンカーボルトの応力-ひずみ関係は式(6)とする。

(1) 矩形橋脚

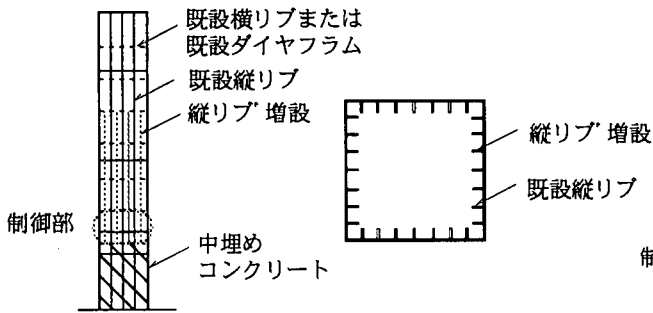
① 横リブ増設工法



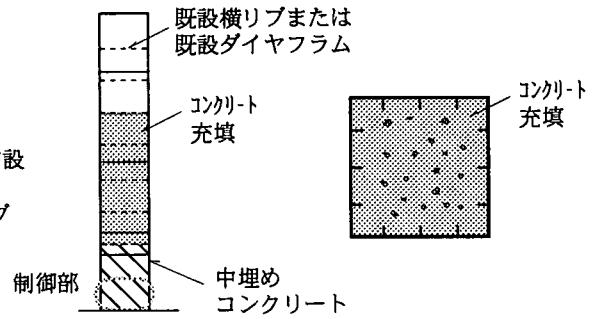
② 縦リブフランジ補強



③ 縦リブ増設工法

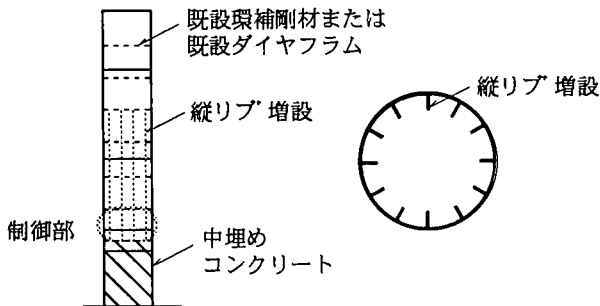


④ コンクリート充填補強



(2) 円形橋脚

① 縦リブ増設工法



② 隙間あけ鋼板巻立て補強工法

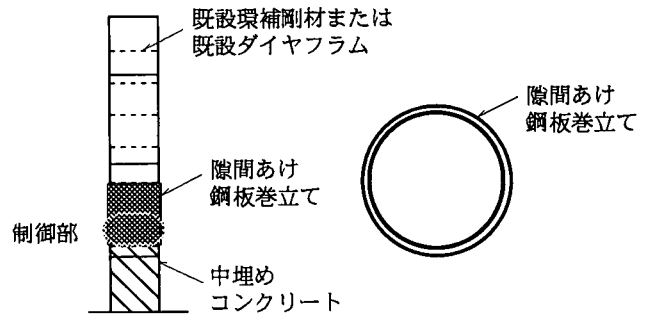


図-4 各補強工法

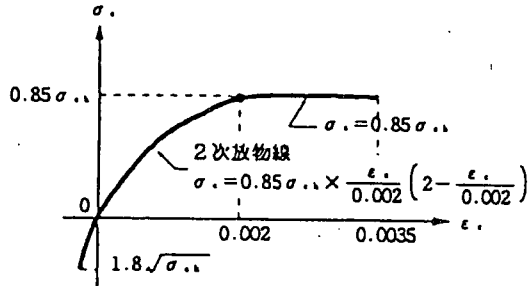
コンクリート

$$\sigma_c = 0.85\sigma_{ck} \times \frac{\epsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\epsilon_c}{0.002}\right) \quad (\epsilon_c < 0.002)$$

$$= 0.85\sigma_{ck} \quad (\epsilon_c \geq 0.002) \quad (6)$$

アンカーボルト

完全弾塑性モデル (終局ひずみ $\epsilon_{sa} = 0.03$)



ここに、

- σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (kgf/cm²)
- σ_c : コンクリート応力度 (kgf/cm²)
- ϵ_c : コンクリートのひずみ

図-5 (a) コンクリート応力度～ひずみ曲線

(kgf/cm²)

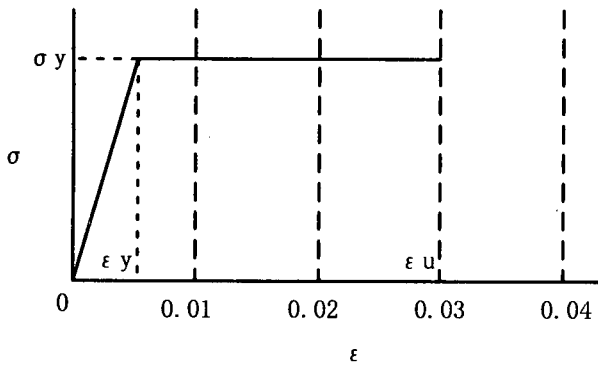


図-5 (b) アンカーボルトの応力度～ひずみ曲線

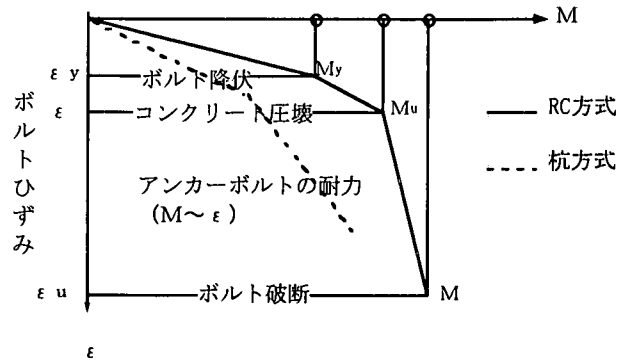


図-5 (c) アンカーボルトの耐力～ひずみ曲線の概念図

上記のモデルを用い基本的にはアンカー部の終局曲げモーメント M_u は、既設橋脚の場合アンカー部の補強の施工上の困難さを考慮し、終局ひずみの限界値を新設設計時よりはややゆるめて、圧縮側コンクリートひずみが 0.0035 に達する時、もしくは、引張ボルトのひずみが 0.03 に達する時としている。(一般的にはコンクリートひずみの方で決まっている。)

6. 地震時保有水平耐力の照査

6.1 照査法

照査は設計上の簡便化を図る上で、エネルギー一定則による地震時保有水平耐力法により行うことを基本としたが、以下のようなケースにおいては、非線形動的解析による照査も行うこととした。

例えば、

- ・補強しても、地震時保有水平耐力照査でOUTになる場合
- ・橋脚部の地震時保有水平耐力照査においてOKとなる場合でも、アンカー部の終局耐力を越え照査がOUTとなる場合
- ・構造系が複雑な場合である。

表-1 局部座屈強度

(kgf/cm²)

SS400	SM490	SM490Y	SM570
SM400	STK490	SM520	SMA570W
SMA400W		SMA490W	
STK400			
$2400 : \frac{R}{\alpha t} \leq 50$	$3200 : \frac{R}{\alpha t} \leq 40$	$3600 : \frac{R}{\alpha t} \leq 35$	$4600 : \frac{R}{\alpha t} \leq 25$
$2400 - 7.31 \left(\frac{R}{\alpha t} - 50\right)$	$3200 - 10.37 \left(\frac{R}{\alpha t} - 40\right)$	$3600 - 11.39 \left(\frac{R}{\alpha t} - 35\right)$	$4600 - 14.11 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$
$: 50 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$: 40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$: 35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$: 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

注) ここで α は一率 $\alpha = 1.16$ とする。

6. 2 中埋め基部を制御断面とする場合の地震時 保有水平耐力照査

道示V10.2コンクリートを充填した鋼製橋脚により行うこととした。

6. 3 鋼断面部を制御断面とする場合の地震時 保有水平耐力照査

実験結果等により、基本的には、矩形断面においては幅厚比パラメータ R_F と、円形においては、無次元径厚比パラメータ R_t と相関をもつ橋脚の変形性能を定め、エネルギー一定則による地震時保有水平耐力照査を行うこととした。

6. 4 非線形動的解析による照査

各断面に対する復元力モデルは以下としている。

(1)コンクリートを充填した鋼製橋脚

道示V10.2で示されている材料非線形性を考慮した多質点系のモデルを用いることとした。

(2)コンクリートを充填しない鋼製橋脚

制御断面をヒンジ部とした、1質点1自由度系の簡易モデルとした。モデル化にあたっての復元力モデルは実験結果に基づいた。

7. 制御断面以外の部位の照査、補強方法

制御断面以外の部位の照査は、制御断面の最大モーメント時に対して、各断面の抵抗モーメントが下回ることを基本とした照査を行うこととした。すなわち、

制御断面以外の各断面の抵抗モーメント $M_{cr} \geq$ 制御断面の最大モーメント M_{mc} が作用した場合の各断面位置での作用モーメント M_{ui} (7)

補強方法としては、原則としては、式(7)を満たすように、各断面において、断面の剛性を高めるか、制御断面と同程度の変形性能を有する断面となるような施工としている。

8. 橋脚の補強構造

橋脚の補強構造として、矩形橋脚の横リブ補強と縦リブ補強の概略を記す。

首都高速道路のような都市内に位置している高架橋は、狭隘な位置に橋脚が設置されている場合が多い。そのため、建築限界の制約から橋脚外側に補強する空間的余裕が少なく、橋脚内側での補強方法を検討することにした。また、補強構造は、橋脚内側での施工を考慮して人力で扱えるような部材の組み合わせとなるよう配慮した。これは、狭い作業環境や搬入口のマンホール形状（一般に600mm×400mm）等を配慮した結果であり、必要に応じて部材を分割するよう配慮した。

横リブ補強構造は、図-6に示すように既設のダイヤフラム間または既設の横リブ間に補強用の横リブを1段設置するものであり、現場溶接で本体に取り付ける構造とした。ただし、分割した補強材は高力ボルトで連結する構造とした。

縦リブ補強の構造は、図-7に示すように、既設の縦リブ先端に補強用のフランジを現場溶接で取り付ける構造とした。これは、補強による耐力の増加を最小限に抑え、かつ縦リブ剛度を最大限に改善するためである。また、フランジの偏心により、縦リブの横倒れが心配されるため、その防止対策として、縦リブの中間部に小さな補強リブを設置することにした。

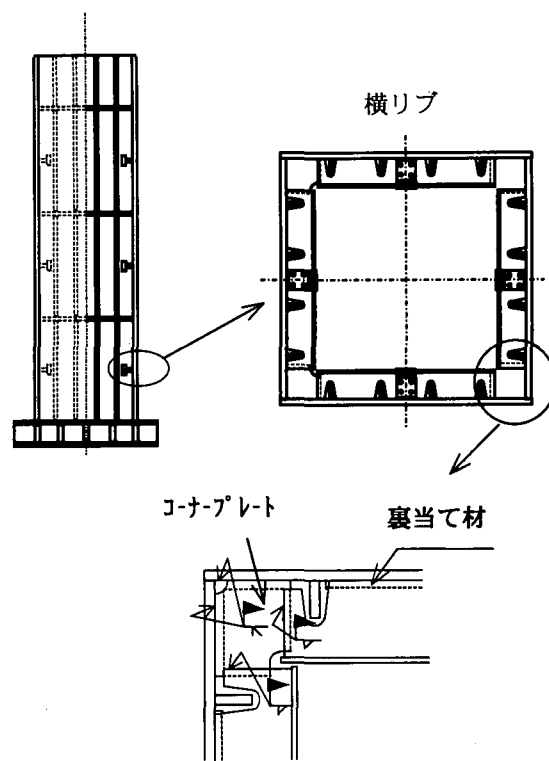


図-6 横リブ補強の構造詳細

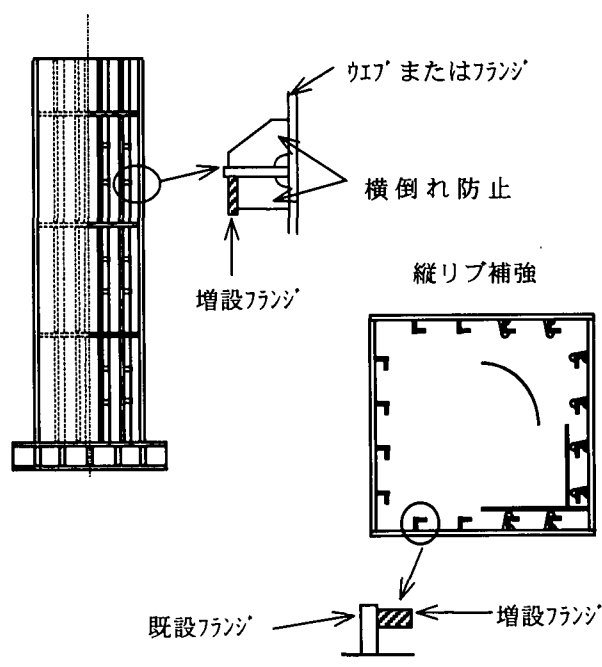


図-7 縦リブ補強の構造詳細

9. まとめ

鋼製橋脚の耐震設計方法として、特に首都高速道路において急がれている既設橋脚の補強設計方法を中心に記した。鋼製橋脚の場合、コンクリート充填部、鋼断面部、アンカー部という構造、耐力、変形性能がそれぞれ異なる断面を有するため、各断面の特性を踏まえた橋脚全体のバランスのとれた補強設計が必要と考えられる。それらの点に配慮した今回の補強設計方法を紹介したが、鋼製橋脚の地震時の耐震性に関しては今後も解決すべき点多いと考えられ、公団においても順次検討していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraji H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，NO. 525/I-33，pp. 69-82，1995年10月。
- 3) 西川和廣，山本悟司，名取 暢，寺尾圭史，安波博道，寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42A，pp. 975~986，1996年3月
- 4) 西川和廣，山本悟司，上仙 靖，安波博道，名取暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 583~590，1996年1月
- 5) 上仙 靖，西川和廣，村越 潤，高橋 実，橋本修身：円形断面鋼製橋脚の隙間あけ鋼管巻立て補強に関する実験的検討，土木学会第51回年次学術講演概要集，1996年9月
- 6) 田嶋仁志，熊谷洋司，柄川伸一，岡本 隆：矩形鋼製橋脚の繰り返し載荷実験，土木学会第51回年次学術講演概要集，1996年9月
- 7) 末田 明，橋本修身，水谷慎吾，小林洋一，安波博道，中川知和，西川和廣：繰り返し荷重を受ける箱断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究，土木学会第51回年次学術講演概要集，1996年9月
(1997年3月31日受付)

RETROFITTING METHOD FOR EXISTING STEEL PIERS TOKYO, JAPAN, 14-15 MAY, 1997

Hiromi KOSAKA, Hisamitsu HANNO and Hitoshi TAJIMA

Some steel piers have been damaged during the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, in January 1995. Based on observations on those piers, the Metropolitan Expressway public Corporation intends to execute retrofitting works on existing steel piers.

In this paper, the authors introduce some retrofitting methods, in particular for the case of existing steel piers, and seismic design methods to improve the seismic properties of such piers.