

名古屋高速道路における鋼製橋脚の補強事例

名古屋高速道路公社 保全部 正会員 森 成顕
名古屋高速道路公社 建設部 正会員 岡本真悟
瀧上工業（株） 橋梁技術部 正会員 織田博孝

1. まえがき

名古屋高速道路は約38kmが供用中であり、すべて高架橋となっている。橋脚は1075基あり、この内、380基が鋼製橋脚となっている。名古屋高速道路公社では、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震の被害を受けて、平成7年～9年度にかけて鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工事を、平成9年度に鋼製橋脚の耐震補強工事を実施した。全国でも橋脚の耐震補強工事が行われているが、その一事例として、名古屋高速道路における鋼製橋脚の耐震補強を紹介する。

2. 設計基準の変遷

3章の設計要領案の中でも触れるが、鋼製橋脚の変形性能に大きな影響を及ぼすものは鋼部材の座屈、特に断面を構成する板の座屈（局部座屈）である。したがって、既設鋼製橋脚の適用設計基準における座屈関連規定の違いを知ることは、その変形性能を予備的に知る上で重要である。そこで、座屈関連規定に改訂があった、昭和48年以前、昭和48年、昭和55年、平成8年の道路橋示方書・鋼橋編について概説する。

表-1に道示・鋼橋編の座屈関連規定の変遷を示す。昭和39年の鋼道路橋設計・製作示方書¹⁾はリベット構造に対するものであったが、溶接構造が主流になったことを受けて昭和48年の改訂²⁾が行われた。この改訂では座屈関連条項が大幅に規準化されたので、この示方書の前後では設計に大きな違いがあると思われる。補剛板についてみると、昭和48年の改訂では最小板厚緩和の上限を定め、補剛材の必要剛度を明示した。したがって、昭和48年より前は、かなり薄肉のものが多く、補剛材剛度の不足が考えられる。次の昭和55年の改訂³⁾では、経済設計のため最小板厚の規定は外されたが、溶接残留応力など初期不整の影響を考慮して、補剛板の耐荷力式は強化され現行と同じ式となった。1つの特徴は、補剛板の耐荷力が降伏に達することができる幅厚比パラメータ R_R が0.7から0.5に小さく、すなわち厚肉になったことである。また、限界幅厚比パラメータ以下で、補剛材剛度の算定式も $R_F=0.7$ から $R_F=0.5$ に変わり必要剛度が大きくなった。したがって、昭和48年道示によって設計されたものは、現行道示^{3) 4)}に比べるとやや薄肉で、補剛材剛度は現行の道示に照らし合わせるとやや不足する結果になる。ここで、 R_R は縦補剛材間の板パネルの座屈パラメータで、縦補剛材の剛度が十分であるときに補剛板の強度はこのパラメータで表される。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 \cdot 4n^2}} \quad (1)$$

ここに、 t ：板厚、 n ：補剛板のサブパネル数（縦補剛材本数+1）、 E ：鋼材のヤング係数、 ν ：鋼材のポアソン比、 σ_y ：補剛板降伏応力である。また、 R_F は縦補剛材で補剛された板の座屈パラメータで、補剛板全体が座屈するときの強度を表す（ R_F の具体的な式については道示⁴⁾を参照）。さらに、平成8年の改訂では、地震時にじん性を必要とする部材については $R_R < 0.5$ とすることを求めている。

キーワード：鋼製橋脚、耐震補強、地震時保有水平耐力、中詰めコンクリート部分充填

連絡先：名古屋市中川区清川町2-1 瀧上工業（株）橋梁技術部

TEL 052-351-2269 FAX 052-361-5468

表-1 道示・鋼橋編の座屈関連規定の変遷

改訂年度		昭和39年	昭和48年	昭和55年	平成8年
局部座屈 (板の座屈)	箱形断面 (補剛板)	最小板厚の規定 ($R_R \leq 0.7$ で局部座屈は生じない。応力が小さい場合に緩和規定がある) 補剛材剛度の規定はなし	最小板厚の規定 (緩和規定の上限を1.2倍までとした) 補剛材剛度を規定 ($R_F = 0.7$ として必要剛度を与える)	最小板厚規定は廃止され、基準耐荷力曲線を示す。 ($R_R \leq 0.5$ で許容応力は上限) 補剛材必要剛度は $R_R \leq 0.5$ で $R_F = 0.5$, $R_R > 0.5$ で $R_F = R_R$ と与える	じん性が必要な部材では、 $R_R \leq 0.5$ とする
	円形断面 (鋼管)	規定なし	基準耐荷力曲線を示す。 (およそ $R_R \leq 0.1$ で許容応力は上限となる)	変更なし	じん性が必要な部材では、許容応力が上限となる径厚比とする
全体座屈 (柱の座屈)		柱の基準耐荷力曲線を規定 (圧縮の許容応力の上限は引張の許容応力より小) ラーメン構造の有効座屈長を規定	柱の基準耐荷力曲線を改訂 (許容応力の上限は、引張の許容応力と同じとした) ラーメン構造の有効座屈長を規定	局部座屈(連成座屈)を考慮 有効座屈長の算定に固有値解析を取り入れる	変更なし

名古屋高速道路における鋼製橋脚で最も古いものは昭和48年道示に基づいているが、約半数以上は昭和55年道示に従って設計されたものとなっている。したがって、現行の道示に照らし合わせても極端に薄肉のものはないと考えられる。

3. 既設鋼製橋脚の補強要領(案)

名古屋高速道路では、鋼製橋脚の耐震補強工事を実施するにあたり、設計・施工を円滑に進めるために既設鋼製橋脚の補強要領案⁵⁾を作成したので概要を紹介する。ところで、鋼製橋脚の耐震性に関する調査・研究が精力的に行われるようになったのは最近のことであり、まだ発展途上であると考えられる。したがって、この要領案は完成されたものではなく、今後の適用については多くの改良点が必要になると思われる。

この要領は、第1章-総則、第2章-基本方針、第3章-地震時保有水平耐力法による耐震設計、第4章-地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定方法、第5章-補強設計、第6章-構造詳細、および補強設計例から構成されており、順に概要を示す。

第1章 総則：名古屋高速道路における既設鋼製橋脚の補強設計に適用するとしている。立体や多層ラーメンなど複雑な橋脚に対しては、このまま適用できないので詳細な検討を行うのがよいとしている。

第2章 基本方針：兵庫県南部地震を想定した道示・耐震設計編に定められるタイプⅡの地震動を考慮し、このレベルの地震に対して限定された損傷にとどめ耐力を保持することを目標としている。また、地震後に最低限の機能を保持するため残留変位は小さくなるようにしている。

耐震性の照査は、原則として地震時保有水平耐力法によって行うとし、その方法は土木学会・新技術小委員会の提案法⁶⁾(以下、新技術委員会と略す)を使うものとしている。この理由は、都市高速道路の鋼製橋脚には車両の衝突による損傷を防止するために中詰めコンクリートが路面より2mの高さまで充填されており、この方法は部分充填の効果を適切に評価できると考えられたからである。また、名古屋高速道路では兵庫県南部地震当時、新設の高速名古屋小牧線の実設計を進めていたが、その修正設計に新技術委員会法を使用したことも考慮した。

補強構造は、局部座屈を防止してじん性を向上させるものが必要になる。その方法はまず①コンクリート充填、次に②縦補剛材補強(縦補剛材の剛性アップ)を基本とし、本体(フランジ、ウェブ)への溶接はなるべく避けるものとしている。

第3章 地震時保有水平耐力法による耐震設計：まず、等価水平震度はエネルギー一定則により求めるとしている。次に、適用範囲として座屈関連パラメータの範囲を示している。すなわち、新技術委員会の提案では新設橋脚に対して十分なじん性が得られ望ましい座屈パラメータの制限として、補剛板パネルの幅厚比パラメータ $R_R \leq 0.5$ および縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma' \geq 3.0$ としていた。しかし、既設橋脚ではこの条件を満たすことは困難なことが多いため、断面の終局曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回り、本設計要領案第4章に示す計算法の適用範囲として $R_R \leq 0.7$ および $\gamma/\gamma' \geq 1.0$ を考えた。後で示すように、妥当性は繰り返し載荷実験結果との比較により確かめている。一方、 $R_R > 0.7$ である場合には降伏曲げモーメントに達することはできないと考えるが、柱の上部などで橋脚の地震時保有水平耐力に相当する地震力が作用したときに生じる曲げモーメントがその断面の局部座屈モーメントより小さければ問題はないものとした。そして、耐震性の判定項目としては地震時保有水平耐力および残留変位の2つとした。残留変位 δ_y の算定式は、次の新技術委員会の提案を採用した。

$$\delta_R = \delta_y \left[\tan \left(0.208 \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1.46 \right) + 2.2 \right] \geq 0.0 \quad (2)$$

ここに、 δ_{\max} ：慣性力の作用位置における橋脚の最大応答変位 (cm) で、橋脚の水平荷重～水平変位曲線における降伏後の2次勾配を考慮して、エネルギー一定則により求める。 δ_y ：降伏変位 (cm) である。一方、道示V耐震設計編⁷⁾におけるコンクリートを充填した鋼製橋脚に対する残留変位算定式は、次式で与えられる。

$$\delta_R = C_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y = 0.3325 (\mu_R - 1) \delta_y = 0.3325 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \delta_y \quad (3)$$

ここに、 C_R ：補正係数 (=0.35)， r ：降伏剛性と2次剛性の比 (=0.05)， μ_R ：応答塑性率 (すなわち、最大応答変位を降伏変位で除した値) である。図-1に新技術委員会と道示の残留変位算定式を図示する。新技術と道示では δ_{\max} と δ_y の求め方がやや異なるが、ここでは同じとして図示した。新技術と道示に大きな違いはないが、新技術はやや大きめ、すなわち安全側の結果を与えていることが分かる。

第4章 地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定方法：新技術小委員会の提案と同じ地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定方法を示している。この方法の特徴は、コンクリート充填断面および鋼中空断面の両方に対してひずみによる破壊条件が示してあるため、コンクリートが部分的に充填され、充填率がいかなる場合であっても地震時保有水平耐力および塑性率が算定可能なことである。ここで、鋼製橋脚はスレンダーでP- Δ 効果を無視できないこともあるため、荷重-変形関係の解析は弾塑性有限変位解析を用いることとしている。解析に用いる鋼とコンクリートの応力-ひずみ曲線を図-2に示す。

破壊の判定は、コンクリート充填部および中空鋼断面部の有効破壊長領域において次式の損傷度を定義し、そのいずれかの値が1.0に達したかどうかによって行う。

$$D_c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{u,c}}, \quad D_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{u,s}} \quad (4a,4b)$$

ここに、 D_c ：コンクリート充填部の損傷度， D_s ：中空鋼断面部の損傷度， ϵ_c ：コンクリート充填部の

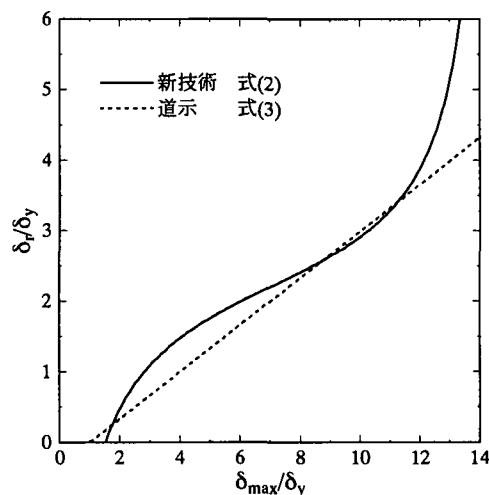
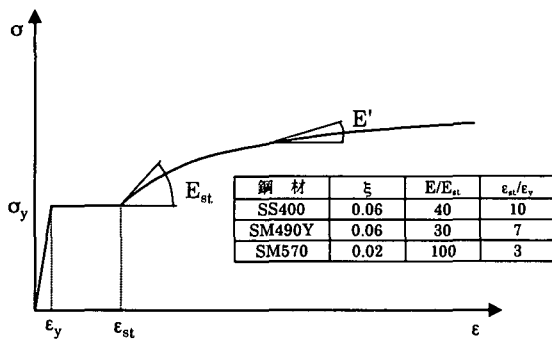
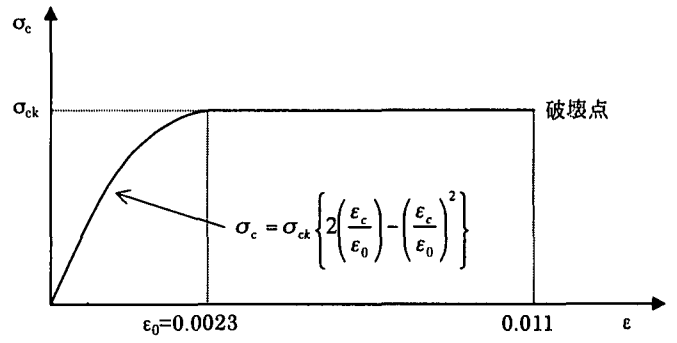


図-1 残留変位算定式の比較



(a) 鋼材



(b) コンクリート

図-2 応力-ひずみ曲線

有効破壊長 L_e 領域における、コンクリート最縁端に生ずる平均圧縮ひずみ、 ϵ_s ：中空鋼断面部の有効破壊長 L_e 領域における、フランジに生ずる平均圧縮ひずみ、 $\epsilon_{u,c}$ ：コンクリートの限界ひずみ、 $\epsilon_{u,s}$ ：中空鋼断面フランジの限界ひずみである。なお、有効破壊長の長さは、コンクリート充填部においてはフランジ幅の0.7倍、中空鋼断面部においてはフランジ幅の0.7倍と横方向補剛材間隔の小さい方としている。

限界ひずみは、コンクリート充填部ではコンクリートの圧縮ひずみによって決まるとし、その値は $\epsilon_{u,c} = 11\%$ としている。中空鋼断面部では補剛板の座屈によって決まるとし、補剛板の柱モデルに基づく縦補剛材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を用いて限界ひずみが算定される。これは、縦補剛材の剛度が所要剛度以上ある多リブ補剛板では、縦補剛材間の板パネルが座屈しても縦補剛材はまだ健全で、補剛板の余剰耐力および変形性能は主に柱としての縦補剛材に支配されるからである。以下に補剛板の限界ひずみ算定式を示す。

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = 20.0 \quad (\bar{\lambda}_s \leq 0.2) \quad (5a)$$

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 11.9 \leq 20.0 \quad (\bar{\lambda}_s > 0.2) \quad (5b)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (6)$$

$$Q = \frac{1}{2R_R} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R} \right] \leq 1.0 \quad (7)$$

$$\beta = 133R_R + 0.868 \quad (8)$$

ここに、 $\bar{\lambda}_s$ ：補剛板の柱モデルにおける細長比パラメータ、 Q ：補剛板の強度の無次元量、 r_s ：1本の縦補剛材と隣接板パネルよりなるT形断面（そのフランジ総幅＝縦補剛材間隔）の板パネルに平行な主軸回りの断面2次半径、 ϵ_y ：フランジ補剛板の降伏ひずみである。

この限界ひずみの設定が重要であるが、妥当性の検証例として6者共同研究⁸⁾で行われた実験結果との比較を図-3に示す。この実験例は幅厚比パラメータが $R_R = 0.65$ と比較的大きく、補剛材剛比が $\gamma/\gamma_{req} = 0.55$ とかなり小さい場合であるが、解析結果と実験結果はよく一致している。ただし、実験結

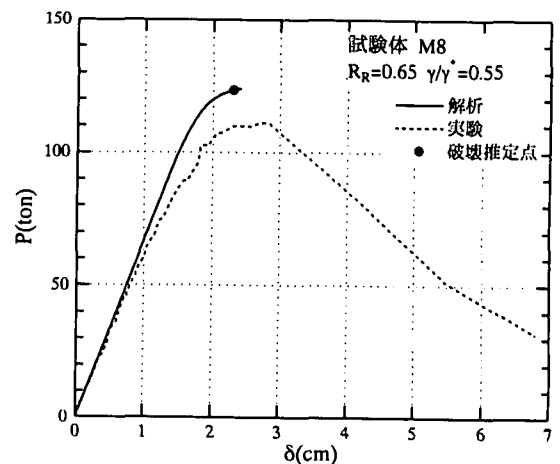


図-3 実験と解析の比較

果は、アンカー部の回転が原因と考えられるが、弾性範囲においても計算値よりも変位が大きいいため、変位を補正して示している。図-3の結果から、先に述べたように既設鋼製橋脚への適用範囲として座屈パラメータの制限を緩和することは可能と思われる。ただし、この計算法の適用範囲であることと、耐震照査を満足するか否かは別の問題であることを付け加えておく。

アンカー部の終局曲げモーメントは道示V・耐震設計編と同じ方法で求めるとしている。ただし、既設橋脚に対してはアンカー部を直ちに補強することは困難であるので、もしも満足できない場合には、橋脚それぞれの条件を考慮して別途検討を行うものとした。

第5章 補強設計：まず、使用する鋼材と中詰めコンクリートの強度について定めている。次に補強の単位は横補剛材（ダイヤフラム、横リブ）間としている。これは、縦補剛材補強の場合は横補剛材で囲まれた補剛板に対する補強であること、中詰めコンクリート充填の場合は横補剛材にずれを拘束する効果を期待しているためである。

補強方法は、矩形断面の場合、第1に中詰めコンクリート充填、次に縦補剛材補強（縦補剛材剛度アップ）を標準としている。円形断面においては中詰めコンクリート充填を標準としている。

第6章 構造詳細：縦補剛材の補強は、T形の補強材を取り付けた構造を標準とし、既設縦補剛材への取付方法および必要に応じて倒れ防止材を取り付けることを示している。

中詰めコンクリート充填については、空気孔の孔明と水抜き管の取付について示している。

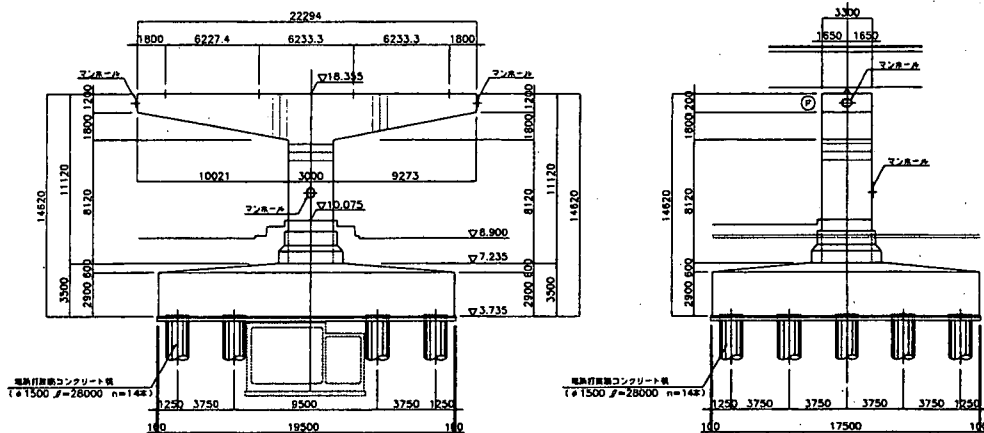


図-4 鋼製橋脚の例

4. 耐震補強事例

表-2 設計条件

地盤種別		II種	
上部工反力		R_d	1771.8 ton
橋脚自重		W_p	110.7 ton
上部工慣性重量	橋軸方向	W_L	4458.7 ton
	直角方向	W_T	1771.8 ton
偏心モーメント（直角方向）		M_0	625.9 tm
慣性力作用位置 （梁天端より）	橋軸方向	h_L	0.00 m
	直角方向	h_T	2.80 m
中詰めコンクリート高さ（有効高）			2.90 m

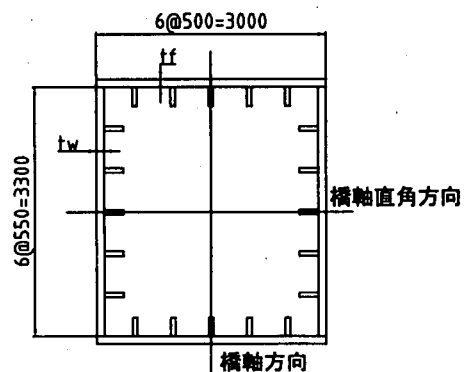


図-5 柱の断面寸法

4.1 設計条件

図-4に橋脚の一般図を示す。また、表-2に耐震補強の設計条件をまとめている。この橋脚は、上部工に3径間連続桁を上載するもので、橋軸方向の支承条件は固定である。表に示す中詰めコンクリート高さは、鋼断面との合成作用により柱下端よりコンクリートが充填された範囲の最上のダイヤフラム（横補剛材）までを有効な高さとしている。柱の断面は、図-5に示すような寸法および縦補剛材の配置であり、その板厚および材質の構成は表-3に示す。また、中詰め

表-3 柱断面の諸元

断面番号	断面長	フランジ厚 t_f	ウェブ厚 t_w	縦補剛材	横補剛材間隔	材質
SEC-1 (基部)	3,000mm	38 mm	38 mm	200*19	1450mm	SM520
SEC-2	3,620mm	28 mm	28 mm	200*19	1740mm	SM490Y
SEC-3 (隅角部)	1,500mm	33 mm	33 mm	270*27	1740mm	SM520

コンクリートの強度はコアを採取して実測した結果、 $\sigma_{ck} = 170\text{kgf/cm}^2$ として計算した。

4. 2 地震時保有水平耐力照査および補強設計

(1) 補強前照査

表-4は柱断面の座屈パラメータと式(5)で計算される限界ひずみを示している。ただし、SEC-1では中詰めコンクリートが充填されているので、限界ひずみは1.1%となっている。図-6は橋軸方向について弾塑性有限変位解析により求められた水平荷重～水平変位曲線と水平変位～各部の損傷度(式(4))の解析結果を示している。中詰めコンクリート直上の中空鋼断面(SEC-2)で補剛材剛度が十分でなく、じん性が不足しているため、この断面で破壊していることがわかる。

表-6には解析結果に基づいて照査した結果をまとめている。地震時保有水平耐力および残留変位とも満足しない結果となっている。

(2) 補強設計および補強後照査

補強前照査において、図は示さないが終局耐力時の作用曲げモーメントと断面の曲げ耐力の関係から補強範囲を仮定し、最終的に図-7に示すような補強とその範囲を定めた。追加充填コンクリートは有効な高さが大きくなるようにマンホール直下のダイアフラムまでとし(有効高4.64m)、その区画の曲げ耐力とじん性を増加させた。マンホールがある高さの区画については、曲げ耐力は余り増加しないが、じん性を増加させることができる縦補剛材補強とした。

縦補剛材補強は図-8に示すようなT型の補強材を既設の縦補剛材にボルトにより取り付けるものである。この補強により、補剛材剛度すなわちパラメータ $\bar{\lambda}_s$ を改善し、限界ひずみを大きくすることができる。表-5に補強後の限界ひずみを示している。

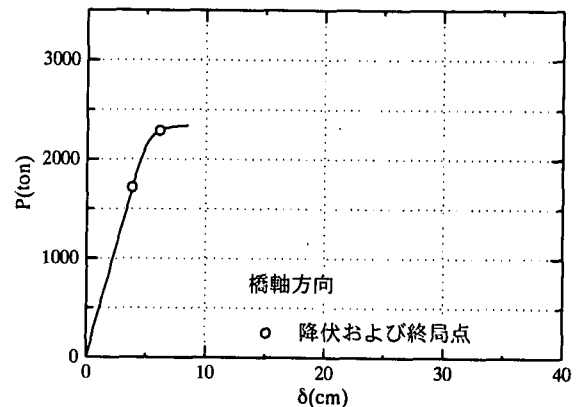
図-9は補強後の解析結果を示している。破壊点は補強前が中詰めコンクリート直上の中空鋼断面(SEC

表-4 座屈パラメータおよび限界ひずみ(補強前)

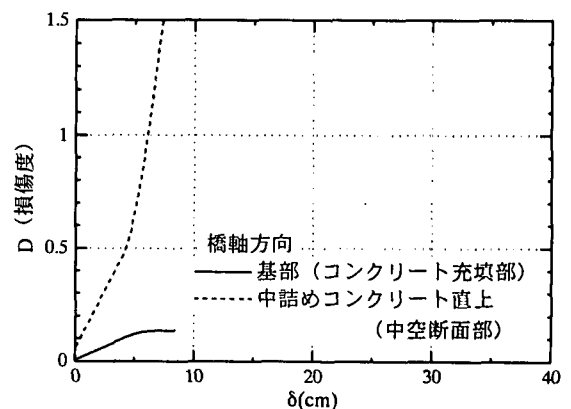
断面番号		R_R	γ/γ^*	λ_R	ϵ_{li}
SEC-1	橋軸	0.279	0.507	0.373	1.1% (コンクリート)
	直角	0.315	0.590	0.385	1.1% (コンクリート)
SEC-2	橋軸	0.382	0.830	0.422	0.336%
	直角	0.428	0.958	0.439	0.326%
SEC-3	橋軸	0.323	1.549	0.278	0.626%
	直角	0.363	1.811	0.284	0.593%

表-5 座屈パラメータおよび限界ひずみ(補強後)

断面番号		R_R	γ/γ^*	λ_R	ϵ_{li}
SEC-1	橋軸	0.279	0.507	0.373	1.1% (コンクリート)
	直角	0.315	0.590	0.385	1.1% (コンクリート)
SEC-2	橋軸	0.382	0.830	0.422	1.1% (コンクリート)
	直角	0.428	0.958	0.439	1.1% (コンクリート)
SEC-2'	橋軸	0.382	8.145	0.157	3.429%(20 ϵ_v)
	直角	0.428	9.591	0.161	3.429%(20 ϵ_v)
SEC-3	橋軸	0.323	1.549	0.278	0.626%
	直角	0.363	1.811	0.284	0.593%



(a) 荷重-変位曲線



(b) 変位-損傷度曲線

図-6 補強前の解析結果

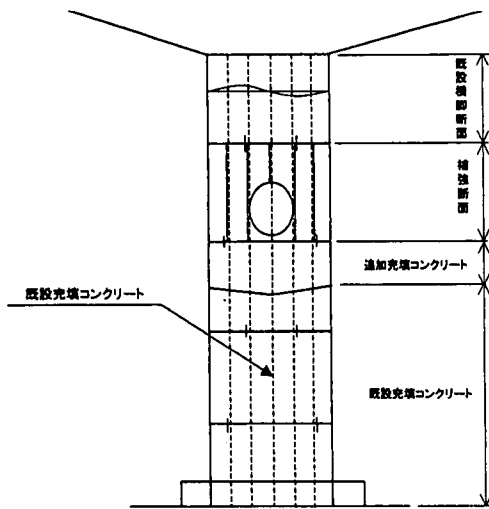


図-7 補強範囲

2)であったのに対し、補強後は中詰めコンクリートが充填された柱の基部断面 (SEC-1) に移動しており、図-6 に比べて終局変位が大幅に改善されていることがわかる。

照査結果は表-6 に示すが、地震時保有水平耐力および残留変位とも満足する結果となっている。

4.3 施工

縦補剛材補強と中詰めコンクリート充填を組み合わせた補強の場合、図-10 に示すような手順で施工を行った。以下、施工の概要を説明する。

①足場設置：分離帯上の柱の面には維持管理用のマンホールが設けられており、ここを補強部材の取込などに利用するため、マンホールの高さまでの足場を設置した。

②塗装はく離：補強材を高力ボルト摩擦接合により取り付けることと、次に述べる電動ドリルのマグネットによる吸着のために、塗装をケレンによりはく離した。ケレンの程度は2種ケレンとした。

③野書・孔明：補強部材取付用の高力ボルト孔を間隔が400mm程度で並ぶ縦補剛材に明けなければならないが、大きなドリルは使えない。しかし、マグネットにより鋼板に吸着して反力をとることができる小型の電動ドリル (商品名：アトラ) があるので、これを利用した。

④補強部材取込・取付：補強部材1個はおよそ100~200kgもあり人力では持ち上げることはできない。しかし、足場から滑らしながらマンホールへ挿入すると同時に、橋脚内に設置したチェーンブロックで吊り上げることで、比較的容易に取込・取付ができた。

⑤HTB本締：一般に行われているように、トルク法により締め付け力を管理した。

⑥塗装：橋脚内面であるので、変性エポキシ塗料 (膜厚120 μ m) を2回、合計240 μ m塗った。

⑦コンクリート打継面チッピング：中詰めコンクリートの打継ぎ面にはチッピングを施し、水抜き管の継ぎ足しを行った。

⑧中詰めコンクリート打設：大部分の橋脚では、中詰めコンクリートはマンホールからポンプ車により打

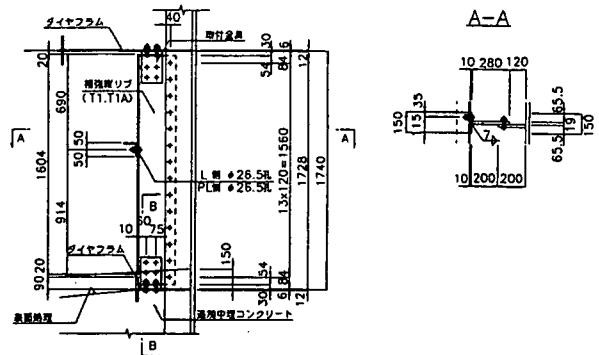
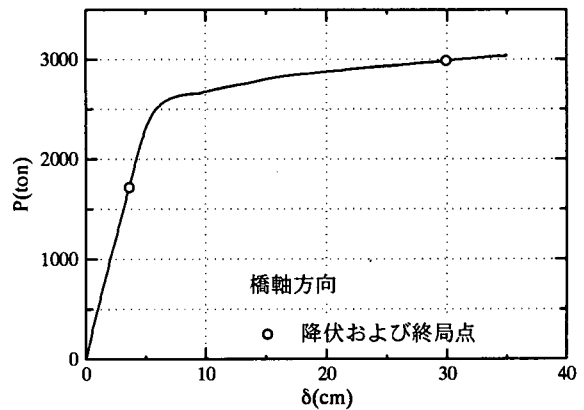
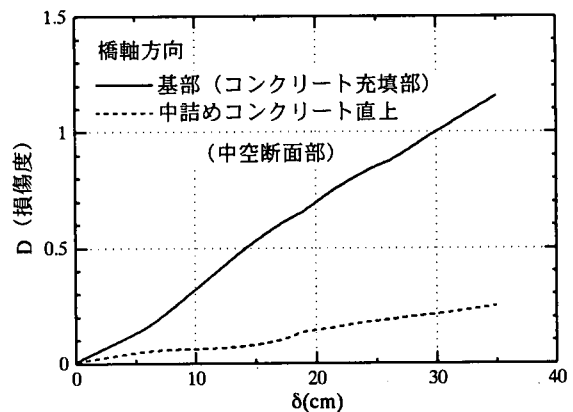


図-8 補強材



(a) 荷重-変位曲線



(b) 変位-損傷度曲線

図-9 補強後の解析結果

表-6 照査結果一覧

	照査 Step	補強前		補強後	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
保有水平耐力	照査方向	中詰め直上	中詰め直上	基部	基部
	破壊位置				
	初期変位 δ_0 (cm)	-	0.37	-	0.33
	降伏変位 δ_v (cm)	3.88	7.18	3.58	6.68
	終局変位 δ_u (cm)	6.15	9.68	29.88	66.73
	降伏耐力 P_y (ton)	1719.5	1238.2	1719.5	1238.2
	終局耐力 P_u (ton)	2291.7	1477.4	2989.6	2030.9
	固有周期 T_{eq} (sec)	0.64	0.64	0.62	0.62
	許容塑性率 μ_a	1.39	1.25	5.90	7.31
	等価水平震度 k_{he}	1.31	1.43	0.53	0.47
	等価重量 W_{eq} (ton)	4546.6	1859.8	4566.3	1879.5
	$k_{he} \times W_{eq}$	5956.0	2667.0	2429.3	890.9
	保有水平耐力 P_a (ton)	2101.0	1397.7	2566.2	1766.7
判定		OUT	OUT	OK	OK
変位	残留変位 δ_r (cm)	8.51	14.88	7.89	13.89
	許容変位 δ_a (cm)	11.12	13.92	11.12	13.92
	判定		OK	OUT	OK

設した。一部の橋脚では、補強設計上かなり高い所までの充填が必要になったので、マンホールを溶接により塞ぎ、新たにコンクリート打設用の孔を明けて行った。この孔は打設終了後、溶接により閉じた。

橋脚1'基当たりの施工に要した日数は、およそ以下のものであった。高力ボルト摩擦接合面のケレンに1日、孔明箇所マーキングと孔明に1日半、補強部材取付に1日、中詰めコンクリート打継ぎ面チッピングと排水管取付に半日、コンクリート充填に半日、塗装は2回塗りインターバルを含んで2日、合計約6日半で完了した。

都市内の工事であるが、多くの作業は橋脚内部となるので交通規制は比較的短期間で済んだ。

5. あとがき

この論文では、鋼製橋脚の耐震補強の一事例を紹介した。ここで、コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法としては土木学会・鋼構造新技術小委員会の指針案⁶⁾を採用した。補強工事は比較的簡単な構造で、短期間に施工できた。今回は変状の無い橋脚に対する補強であったが、震災後の補修・補強方法を検討する場合に幾らか参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋設計・製作示方書・解説，昭和39年6月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書同解説Ⅱ鋼橋編，昭和48年2月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書同解説Ⅱ鋼橋編，昭和55年2月。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書同解説Ⅱ鋼橋編，平成8年12月。
- 5) 名古屋高速道路公社保全部：既設鋼製橋脚の補強要領（案），平成9年9月。
- 6) 土木学会・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，平成8年7月。
- 7) 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。
- 8) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・（社）鋼材倶楽部・（社）日本橋梁建設協会：道路橋鋼製橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅲ）－鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験－，共同研究報告書，第180号，1997年4月。

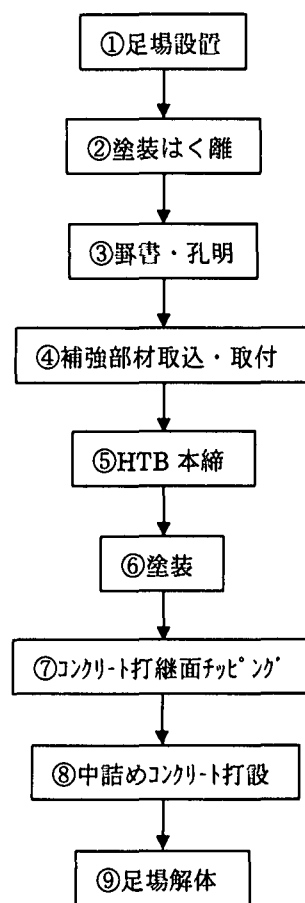


図-10 施工手順