

7. 既設鋼製橋脚の耐震補強事例

7.1 耐震補強要領の比較

日本道路協会、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、福岡北九州高速道路公社より、既設鋼製橋脚の耐震補強要領あるいは関連資料の提供を受けて、補強方法の整理を行った。表 7.1.1 および 7.1.2 に各団体の資料名称とその特徴をまとめている。その結果、各団体とも補強工法はコンクリート充填が基本であり、地震時保有水平耐力法により耐震性を評価していることがわかった。ただし、アンカー部が損傷を受けると橋脚よりも補修・補強が困難であるからアンカー部の耐力が橋脚の耐力より劣る場合には、橋脚の耐力は増加させず変形性能のみを増加させる鋼断面補強を行うこととしている。

各団体の要領の具体的な説明は 7.3 節で説明するが、ここでは概略を比較しておく。まずコンクリート充填高さについては、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、福岡北九州高速道路公社は道示〔日本道路協会、1996b〕のコンクリート充填橋脚に準じた評価を行い、鋼断面が降伏しない高さまでコンクリートを充填するとしている。名古屋高速道路公社は土木学会・新技術小委員会〔鋼構造新技術小委員会、1996〕の方法を適用して、柱の部分的な高さまでコンクリート充填された鋼製橋脚の耐震性を評価できるものとしている。次に、鋼断面補強の基本思想は縦補剛材および横補剛材で補剛された補剛板の変形性能と強度を改善することで、すべての団体とも同じである。ただし、既設橋脚が建設された当時の道示Ⅱ・鋼橋編の座屈関連規定に違いがあり、各団体の鋼断面補強方法はこの違いを反映したものになっている。首都高速道路公団では板パネルの座屈パラメータが大きい場合に縦補剛材を追加し、さらに変形性能の改善が必要な場合には縦補剛材の剛度アップや横補剛材の追加を行う。阪神高速道路公団では首都高速道路公団の補強方法の他に、座屈パラメータが制限値以内にある場合の変形性能改善方法として角補強を取り入れている。名古屋高速道路公社では建設時期が比較的新しいため、縦補剛材の剛度アップを基本としている。福岡北九州高速道路公社も比較的新しく、補剛板の変形性能改善法は角補強を基本としている。

耐震性の評価法は各団体とも地震時保有水平耐力法が基本であり、動的解析を併用して照査している。ただし、阪神高速道路公団と福岡北九州高速道路公社は鋼断面補強に対して地震時保有水平耐力法は適用せず、動的解析によるものとしてある。

ここで示した耐震補強要領は補強当時の技術によって考えられたものであり、既設の橋脚に限定して適用されたものである。鋼構造の耐震技術は日進月歩の状況にあり、今後は新たな技術開発の成果を取り入れて新設橋脚も含めた橋梁システム全般の耐震補強法として改訂していくべきものと考えられる。

表 7.1.1.1 鋼製橋脚耐震補強資料の概略 (その1)

| 項目 | 団体名 | 首都高速道路公団 |
|-----------------------------|---|--|
| <p>1. 指針名称</p> <p>2. 特徴</p> | <p>日本道路協会</p> <p>1. 指針名</p> <p>① 道路橋の耐震設計に関する資料 (平成9年3月)</p> <p>② 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 平成9年8月</p> <p>2. 特徴</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 復旧仕様を基本 ・ 地震時保有水平耐力法が中心 ・ 神戸地震波を設計地震力として規定 ・ 動的解析の活用 ・ 液状化・流動化に対する設計法、免震設計の規定の充実 | <p>1. 指針名</p> <p>① 既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領(暫定版), 平成8年8月制定 - 概要版</p> <p>② <参考文献></p> <p>1) 小坂, 他: 既設鋼製橋脚の耐震補強に関する一手法, 土木学会 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997年5月</p> <p>2) 山崎, 半野, 田嶋, 船本: 首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強 (上) - 矩形鋼製橋脚 -, 橋梁と基礎, 1999年6月.</p> <p>3) 山崎, 半野, 田嶋, 船本: 首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強 (下) - 円形鋼製橋脚 -, 橋梁と基礎, 1999年7月.</p> <p>2. 特徴</p> <p>(1) 補強方法</p> <p>制御断面の位置に応じて、コンクリート充填補強 (新道示に準じる) と鋼断面補強に分類。</p> <p>(2) 鋼断面補強の場合</p> <p>A) 矩形断面</p> <p><基本></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 幅厚比パラメータ R_F の改善により、必要な変形性能を確保する ・ 制御断面の幅厚比パラメータの必要条件は、$R_F \leq 0.5$, $R_R \leq 0.6$ とする。 ・ 橋軸方向と橋直方向の幅厚比パラメータの大きい方を制御部の値とする。 ・ $R_R > 0.6$ の場合、弾性座屈防止のための補強構造の併用を上記に合わせて検討。 <p><補強構造></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 変形性能確保には、横補剛材の追加や縦補剛材へのフランジ増設。 ・ 弾性座屈対策には、縦補剛材追加。 <p>B) 円形断面</p> <p><基本></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 無次元径厚比パラメータ R_t の改善により、必要な径厚比パラメータを確保する。 ・ 制御断面の必要条件は、$R_t \leq 0.11$ <p><補強構造></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 鋼管に縦補剛材で補強 ・ 脚本体周りに母材板厚の 1/2 程度の隙間を開けて鋼板を巻立て。 <p>(3) 耐震性能評価法</p> <p>照査法はエネルギー一定則の地震時保有水平耐力照査と 1 自由度系のバイリニア (トリリニア) 形の動的解析。</p> <p>保耐照査は、中埋め部が制御断面の場合は新道示に準じ、鋼断面部が制御断面の場合は次式で検討。</p> $P_a > k_{h,e} \cdot W / \sqrt{2(\mu_a/\alpha) - 1} \quad (\mu_a \text{ は実験式から決定})$ |

表 7.1.2 鋼製橋脚耐震補強資料の概略 (その2)

| 項目 | 団体名 | 名古屋高速道路公社 | 福岡北九州高速道路公社 |
|-----------------------------|---|--|---|
| <p>1. 指針名称</p> <p>2. 特徴</p> | <p>1. 指針名</p> <p>① 鋼製橋脚の耐震補強設計要領 (素案)</p> <p>② (財)阪神高速道路管理技術センターに設置された鋼製橋脚研究会 (主査: 北田俊行 大阪市立大学教授) における研究の一環として行った設計例</p> <p>2. 特徴</p> <p>(1) 補強方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート充填補強が基本 ・鋼単独補強は角補強と寸法制限補強 (縦補剛材補強, 縦補剛材追加) に分類。 ・アンカー一部が最弱点とならないように, アンカー一部の終局曲げモーメントを基準にして補強工法を決定。 <p>(2) 耐震性能評価法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート充填補強は道示に準じた地震時保有水平耐力法を適用。角補強には 1 自由度動解, 寸法制限補強は多自由度動解を適用。 <p>(3) 鋼断面補強の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> ・角補強により変形性能が期待できる範囲 $\lambda \cdot R_F \cdot \sigma_u / \sigma_y \leq 0.02$ $R_F \leq 0.4, R_R \leq 0.4$ ・寸法比制限により変形性能が期待できる範囲上記の R_F, R_R の規定に加えて, 縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_t \leq 0.5$ 縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ | <p>1. 指針名</p> <p>① 名濃道路修正設計 耐震設計マニュアル(案), 平成 7 年 9 月</p> <p>② 既設鋼製橋脚の耐震補強要領(案) 平成 9 年 9 月</p> <p>③ <参考文献></p> <p>森, 岡本, 織田: 名古屋高速道路における鋼製橋脚の補強事例, 第 2 回 耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会・土木施工研究委員会, 平成 10 年 7 月。</p> <p>2. 特徴</p> <p>(1) 補強方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート充填補強が基本 ・鋼単独補強は縦補剛材補強を採用。 ・アンカー一部の耐力が十分でない場合や構造上コンクリート充填が困難な場合に縦補剛材補強を選択。 <p>(2) 耐震性能評価法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・①②とも地震時保有水平耐力法を規定しており, いずれも方法は新技術小委員会方式 (中埋めコンクリートの部分充填、限界ひずみを評価) を準用。 ・②では評価法の適用範囲として補剛板および縦補剛材のパラメータを以下に制限。 $R_R \leq 0.7, \gamma/\gamma^* \geq 1.0$ <p>(3) その他</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アンカー一部は柱の P_0 に対して照査 (さらに、①では柱が常時で決定の場合は上限を設定)。 | <p>1. 指針名</p> <p>① 福岡市高速道路〇号線第〇工区 上・下部工変更設計業務(その 3) 復旧仕様運用基準 平成 7 年 12 月。</p> <p>② 福岡高速道路全線鋼橋脚耐震補強設計業務, 設計概要書, 平成 10 年 3 月</p> <p>2. 特徴</p> <p>(1) 補強方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・補強工法はコンクリート充填が基本で, アンカー一部の耐力が不足する場合は鋼断面補強 (角補強) を適用。 <p>(2) 耐震性能評価法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・照査法は地震時保有水平耐力法 (道示に準拠) が基本であるが, 鋼断面補強には動解を適用。 ・①は「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料が基本。②は道示が基本で「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」も参考。 ・補強の必要性の検討では次のパラメータの範囲内に限り, 簡易法を適用。 $R_F \leq 0.5, R_R \leq 0.5$ |

7.2 補強設計条件

「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」〔日本道路協会，1997〕の鋼製橋脚の耐震補強計算例を参考にして，設計条件を定めた。すなわち，上部工，橋脚高は文献と同じとしたが，橋脚の断面については幅厚比パラメータが大きくなるように変更を加えた。

後に示す上部工形式（単純桁），下部工形式（T型橋脚），地盤種別（Ⅲ種）などの組み合わせは単に例題としての条件である。各団体によって建設年度，建設地点などの条件は相当異なっており，各団体において多数を占める条件とは違うこともある。

適用要領は，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，福岡北九州高速道路公社の4団体のものでした。建設省は，上述の「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」に示される補強になる。

(1) 一般条件

①上部構造（図 7.2.1 参照）

形式：単純合成 I 桁
 支間長：40.1 m
 幅員：全幅員 23.9 m
 支承条件：固定
 支承種類：支承板支承（鋼製）

②下部構造

橋脚：鋼製張出し式橋脚（T形橋脚），柱矩形断面 2.6m×2.7m

| | | |
|----------|-------------|--|
| 使用材料：橋脚部 | 鋼板 SS400 | $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2 (2400 \text{ kg/cm}^2)$ |
| | SM490Y | $\sigma_y = 353 \text{ N/mm}^2 (3600 \text{ kg/cm}^2)$ |
| | 既設中詰めコンクリート | $\sigma_{ck} = 14.7 \text{ N/mm}^2 (150 \text{ kg/cm}^2)$ |
| アンカー部 | アンカーボルト | $\sigma_{sy an} = 275 \text{ N/mm}^2 (2800 \text{ kg/cm}^2)$ |
| 基礎 | フーチングコンクリート | $\sigma_{ck} = 20.6 \text{ N/mm}^2 (210 \text{ kg/cm}^2)$ |

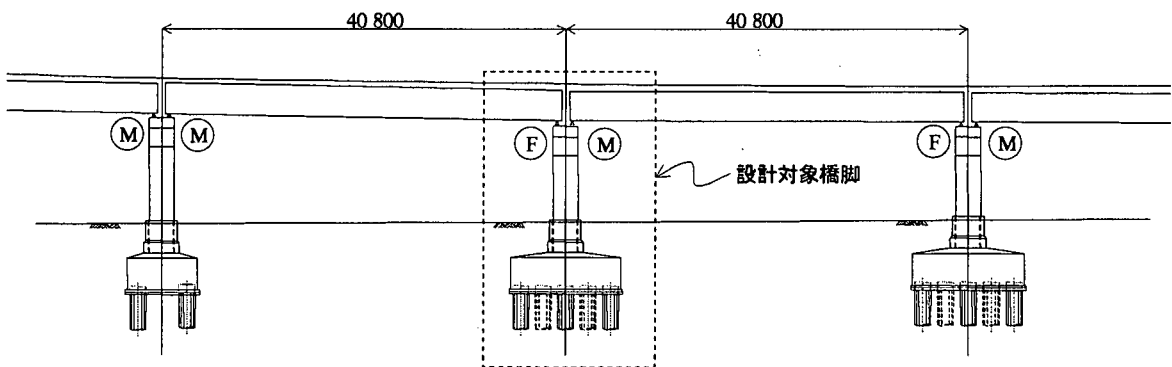


図 7.2.1 設計対象高架橋

③重要度区分，地域区分および地盤種別

重要度の区分：B種の橋

地域区分：A地域

地盤種別：Ⅲ種地盤

(2) 下部構造の荷重条件

①荷重条件

上部構造死荷重反力： $R_D = 10993 \text{ kN}$ (1121 tf)

上部構造の重量： $W_U = 10993 \text{ kN}$ (1121 tf)

橋脚躯体の重量： $W_P = 1412 \text{ kN}$ (144 tf)

はり部 = 36 ton

柱部 = 108 ton (鋼 25 ton, コンクリート 83 ton)

死荷重による偏心モーメントはなし

②上部工慣性力作用位置 (はり天端より)

橋軸方向：200 mm

橋軸直角方向：1500 mm

③既設橋脚の設計震度 $k_h = 0.26$

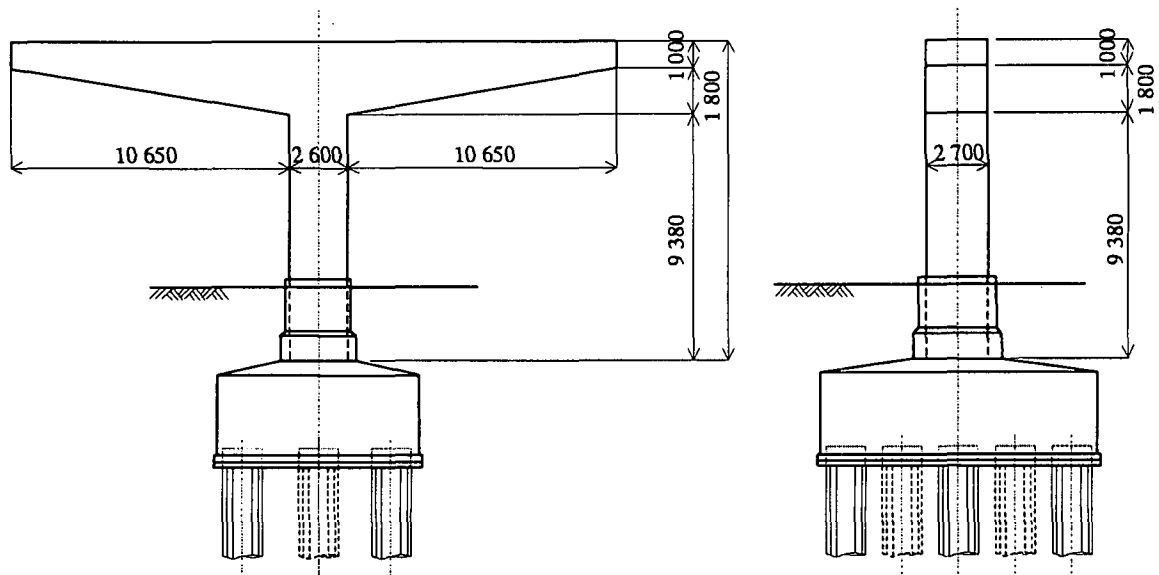


図 7.2.2 設計対象橋脚

(3) 橋脚の断面諸元の整理

表 7.2.1 補剛板の構造諸元 (橋軸直角方向)

| | | | フランジ | | | |
|----------------------------------|-----------------------------|-----------------|---------|---------|---------|---------|
| | | 単位 | ① | ② | ②' | ③ |
| 断面幅 | B | mm | 2 648 | 2 660 | 2 660 | 2 646 |
| 補剛板の板厚 | T | mm | 26 | 20 | 20 | 27 |
| 縦補剛材の幅 | B-リブ [°] | mm | 160 | 160 | 160 | 160 |
| 縦補剛材の板厚 | T-リブ [°] | mm | 15 | 15 | 15 | 15 |
| 鋼の総断面積 | Ag | cm ² | 3 017 | 2 392 | 2 392 | 3 121 |
| 断面 2 次モーメント | I | m ⁴ | 0.3289 | 0.2605 | 0.2605 | 0.3402 |
| 鋼材の降伏応力 | σ_{sy} | MPa | 235 | 235 | 235 | 353 |
| ヤング係数 | E | MPa | 206 000 | 206 000 | 206 000 | 206 000 |
| 軸力 | N | kN | 11 591 | 11 484 | 11 464 | 11 386 |
| 軸応力 | σ_{sN} | MPa | 38.4 | 48.0 | 47.9 | 36.5 |
| 軸力比 | $\sigma_{sN} / \sigma_{sy}$ | — | 0.163 | 0.204 | 0.204 | 0.103 |
| 柱の細長比 [°] パラメータ | λ | — | 0.282 | 0.282 | 0.282 | 0.345 |
| 補剛板全体の幅厚比 [°] パラメータ | R _F | — | 0.477 | 0.436 | 0.436 | 0.590 |
| 縦補剛材間板パネルの幅厚比 [°] パラメータ | R _R | — | 0.453 | 0.591 | 0.591 | 0.534 |
| 縦補剛材剛比／最適剛比 | γ/γ^* | — | 0.894 | 1.900 | 1.900 | 0.802 |
| 縦補剛材剛比／必要剛比 | γ/γ_{req} | — | 1.100 | 1.900 | 1.900 | 0.802 |

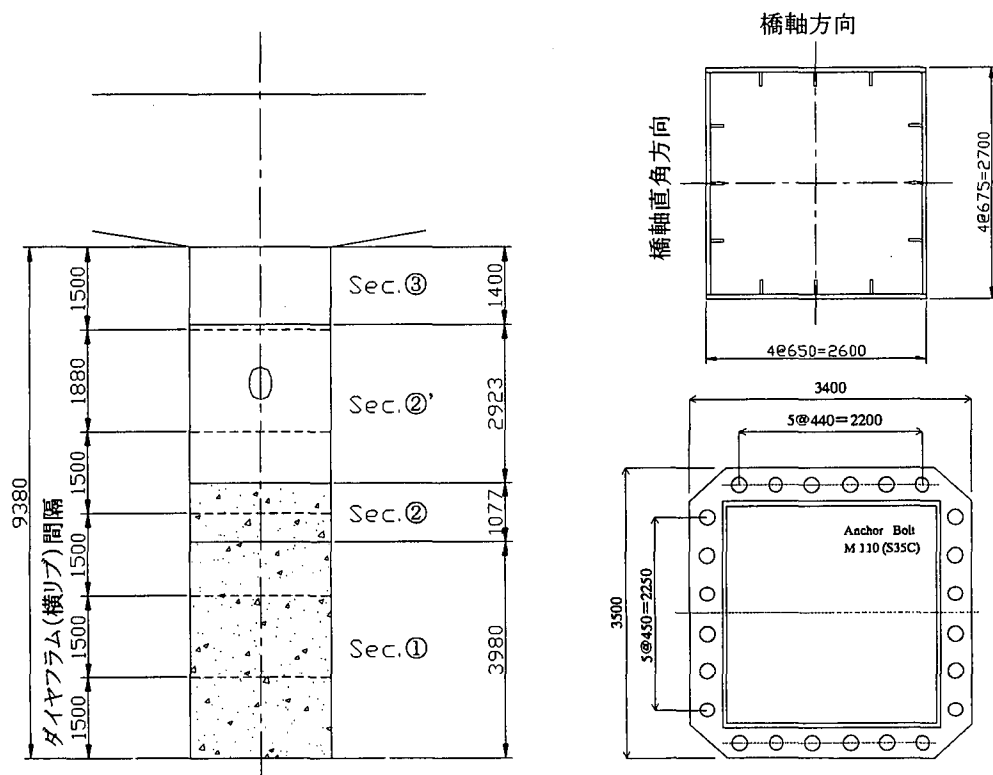


図 7.2.3 橋脚構造諸元

7.3 各団体の補強設計要領による試設計

7.3.1 首都高速道路公団

(1) 基本的な考え方

首都高速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震補強設計における基本的な考え方は次のとおりである。

- ・橋脚の耐力がアンカー部の終局耐力を越えないことを原則とする。
- ・制御断面は、出来るだけ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、または断面変化部)とする。
- ・コンクリート充填部と鋼断面部のいずれを制御断面とするかは、基本的に作用力と耐力の差が小さい方とする。

(2) 補強範囲の選定

図 7.3.1 の補強設計の概念図に示すように、設計に際しては橋脚の断面変化に応じて抵抗モーメントを設定する。この場合、コンクリート充填部は合成断面として抵抗モーメントを算出する。この抵抗モーメント図から制御断面の位置、補強範囲、およびアンカー部の照査等を行う。

鋼製橋脚の補強方法は、橋脚(鋼断面部およびコンクリート充填部)とアンカー部の終局耐力の大小関係に応じて図 7.3.2 に示すように6ケースに分類できる。各ケースにおける補強の考え方は以下のとおりである。

- ・ケース 1,2: 橋脚の耐力がアンカー部の耐力を上回っているので、アンカー部の補強も含めて詳細検討を行う。
- ・ケース 3 : 鋼断面の耐力がアンカー部の耐力を下回るので、鋼断面補強を基本とする。
- ・ケース 4: 中詰め部の耐力がアンカー部の耐力を下回るので、コンクリート充填補強を基本とする。
- ・ケース 5,6: 鋼断面・中詰め部の耐力がともにアンカー部の耐力を下回っているので、どちらの補強方法も採り得るが、鋼断面補強を基本とする。

補強方法の選定にあたっては、補強による橋脚耐力の上昇が極力小さい補強を選定することが望ましい。しかし、コンクリート充填補強を行った場合には、制御断面は必然的に柱基部になり、地震時に橋脚基部が塑性変形した場合、アンカー部もある程度の損傷を受けることが考えられる。したがって、鋼断面を制御断面とする補強が可能である場合は、アンカー部の損傷の軽減を考え、極力鋼断面補強を採用する。

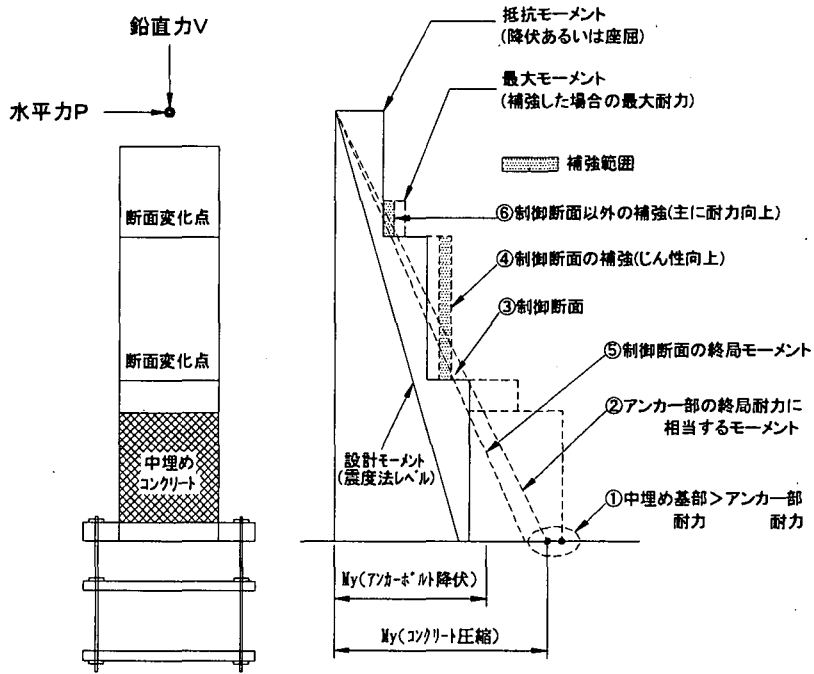


図 7.3.1 補強設計概念図（鋼断面の断面変化部を制御断面とする場合）

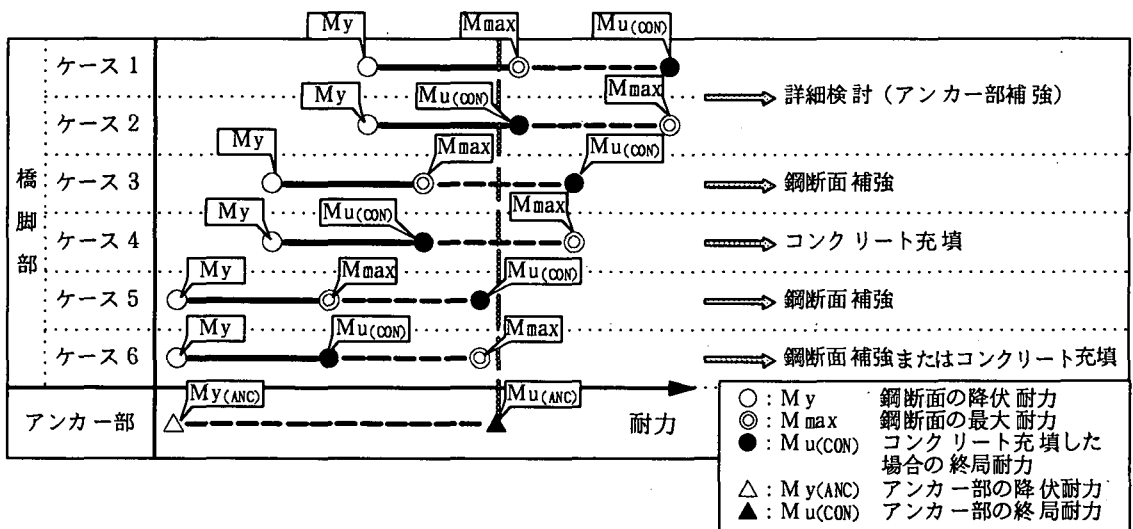
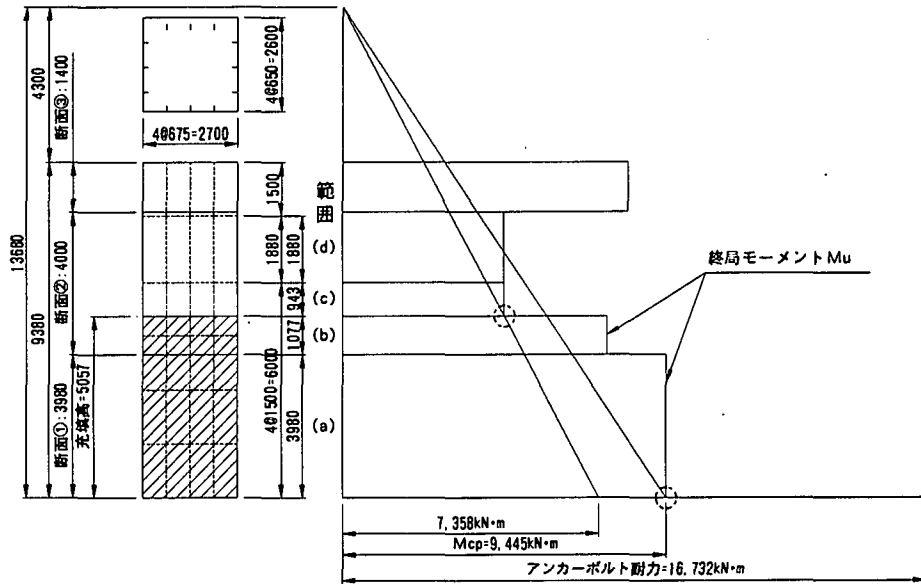


図 7.3.2 鋼橋脚の補強方法の選定イメージ

i) 補強前

既設充填コンクリートの直上部(鋼断面)が最も耐力の低い部位である。 $R_R=0.59 < 0.6$ であり、 R_R 改善の限界である。更に $R_F=0.44$ であり、設計要領(案)の $R_F \leq 0.5$ となっている。



| 区間 | 断面位置 基部より の距離 (m) | 幅厚比 <R R> [R F] | 降伏・座屈 モーメント Mcr kN・m (tf・m) | 終局 モーメント Mu kN・m (tf・m) | 制御 モーメント Mcp kN・m (tf・m) | 抵抗 モーメント MR kN・m (tf・m) | 備考 |
|-----|----------------------------|-----------------------|--------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------|
| (d) | 6.000 | <0.59> [0.54] | 33,705 (3,437) | 45,503 (4,640) | 40,511 (4,131) | 33,705 (3,437) | <要・耐力補強> |
| (c) | 5.057 | <0.59> [0.44]* | 33,686 (3,435) | 45,483 (4,638) | 45,483 (4,638) | 33,686 (3,435) | 制御断面 |
| (b) | 3.980 | | 54,819 (5,590) | 78,188 (7,973) | 51,161 (5,217) | 78,188 (7,973) | |
| (a) | 0.000 | | 67,107 (6,843) | 92,624 (9,445) | 72,157 (7,358) | 92,624 (9,445) | |

図 7.3.3 補強前の終局曲げモーメント

表 7.3.1 補強前の地震時保有水平耐力照査

| 項目 | | 内容・数値 | 備考 |
|------------------------|-------------------------|---|--------------------------------------|
| 耐力 kN (tf) | 降伏 P _y | 3,907 (398.4) | |
| | 終局 P _u | 5,275 (537.9) | |
| | 許容 P _a | 4,728 (482.1) | |
| 変形性能 mm | 降伏 δ _y | 15.6 | |
| | 終局 δ _u | — | (*)R _R ≤ 0.59 として、計算した |
| | 許容塑性率 μ _a | 3.86 (*) | |
| 等価水平震度 K _{he} | 0.647 | $= \frac{K_{hc}}{\sqrt{2\mu_a / \alpha - 1}}$ (a=1.21) | |
| 制御断面(損傷部位) | 既充填直上 | | |
| 補強方法 | 原断面 | | |
| 安全性 照査 | 判定基準 | K _{he} ・W ≤ P _a | |
| | 判定 | 7,569 > 4,728 (771.9 > 482.1) | |
| 復旧性 照査 | 判定基準 | | |
| | 判定 | | |

許容塑性率の推定

R_R = 0.6 であり、十分な断面では
ないが計算した。

$$R_F = 0.44$$

$$R_R = 0.59$$

$$\text{MAX}(R_F, R_R) = R_R = 0.59$$

$$\delta_m / \delta_y = 266$$

$$P_m / P_y = 1.35$$

$$k_s / k_1 = -0.1157$$

$$\mu_a = 3.86$$

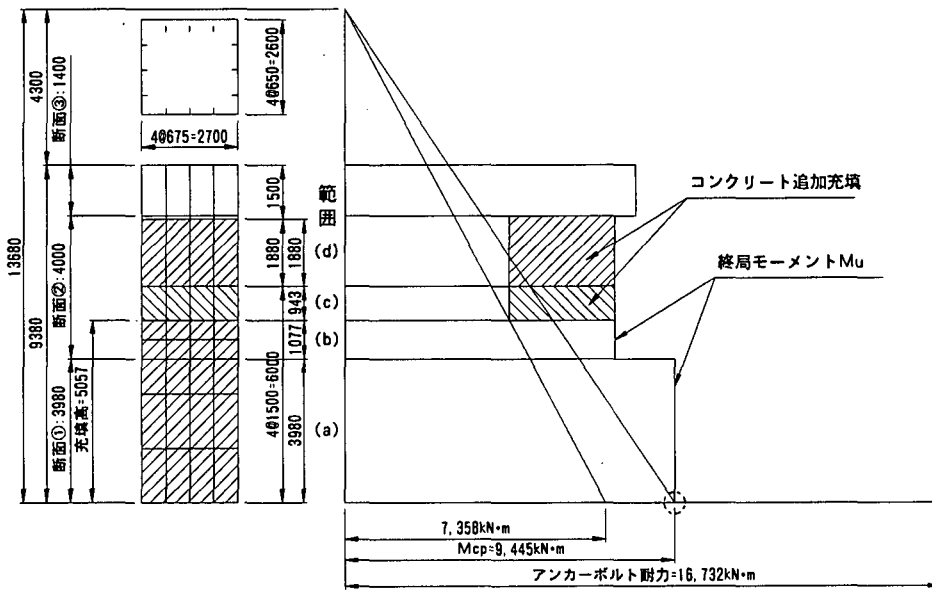
(*) コンクリートを横補剛材と見な
した場合で、参考値

ii)補強案

補強方法の選定にあたって、アンカー部耐力>中詰基部耐力>鋼断面耐力の順の既設断面強度関係であることから、制御断面を既設充填コンクリート直上部の鋼断面とし、照査することとする。既設充填コンクリートから上方直近のダイヤフラムは新しくコンクリートを追加充填し、その上部パネル(d)を制御断面とする。この制御断面では、 R_R 改善と R_F の改善を目的とする縦補剛材増設（既設縦補剛材間に新しくたて補剛材を追加増設）を行う。この増設縦補剛材は、既設縦補剛材と同寸法とする。

この補強案では、 $R_R=0.30$, $R_F=0.42$ となり、 $M_y=4,524 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_u=6,108 \text{ kN}\cdot\text{m}$ であり、基部の終局耐力より決まるこの断面位置の制御モーメント $M_{cp}=5303 \text{ kN}\cdot\text{m}$ との関係から、制御断面となり得ない。つまり、図 7.3.2 に示すとおり選定となり、本断面は当初目標とした鋼断面を制御断面とする補強案とすることができない。

したがって、パネル(d)もコンクリートを追加充填する補強案を選定することとなる(ケース4)。



| 区間 | 断面位置 基部より の距離 (m) | 幅厚比 (R_R) [R_F] | 降伏・座屈 モーメント M_{cr} $\text{kN}\cdot\text{m}$ (tf·m) | 終局 モーメント M_u $\text{kN}\cdot\text{m}$ (tf·m) | 制御 モーメント M_{cp} $\text{kN}\cdot\text{m}$ (tf·m) | 抵抗 モーメント M_R $\text{kN}\cdot\text{m}$ (tf·m) | 備考 |
|-----|----------------------------|-------------------------------|---|---|--|---|----------------|
| (d) | 6.000 | | ↓{(b)に同じ} | ↓{(b)に同じ} | 45,503 (4,640) | ↓{(b)に同じ} | コンクリート 追加充填 |
| (c) | 5.057 | | ↓{(b)に同じ} | ↓{(b)に同じ} | 58,389 (5,954) | ↓{(b)に同じ} | コンクリート 追加充填 |
| (b) | 3.980 | | 54,819 (5,590) | 78,188 (7,973) | 65,675 (6,697) | 78,188 (7,973) | |
| (a) | 0.000 | | 67,107 (6,843) | 92,624 (9,445) | 92,624 (9,445) | 92,624 (9,445) | 制御断面 |

図 7.3.4 補強後の終局曲げモーメント

表 7.3.2 補強後の地震時保有水平耐力照査

| 項目 | | 内容・数値 | 備考 |
|------------------|------------------|----------------------------------|---|
| 耐力 kN (tf) | 降伏 P_y | 4.906 (500.3) | 復旧仕様 コンクリート充 填橋脚の設計法 による |
| | 終局 P_u | 6.771 (690.5) | |
| | 許容 P_a | 5.986 (610.5) | |
| 変形性能 mm | 降伏 δ_y | 54.5 | " |
| | 終局 δ_u | 712.5 | |
| | 許容塑性率 μ_a | 9.06 → 8.00 | |
| 等価水平震度 K_{he} | | 0.48 | $= \frac{K_{hc}}{\sqrt{2}\mu_a/\alpha - 1}$ ($\alpha=1.5$) |
| 制御断面(損傷部位) | | 基部 | 耐力補強: コンクリート充填 |
| 補強方法 | | コンクリート充填 | |
| 安全性 照査 | 判定基準 | $K_{he} \cdot W \leq P_a$ | |
| | 判定 | 5.616 < 5.986 (572.6 < 610.5) | |
| 復旧性 照査 | 判定基準 | | |
| | 判定 | | |

7.3.2 阪神高速道路公団

(1) 基本的な考え方

まず、補強工法は次の3点に配慮して選定する。

- ①「コンクリート充填方式」を基本補強工法とする。
- ②橋脚の最弱点（制御断面）は定着部（アンカー部）としない。
- ③補強工法は定着部の終局曲げモーメントを基準にして決定する。

補強工法として「鋼単独補強方式」もあるが、施工性および経済性において「コンクリート充填方式」が優れるため、これを基本としている。ただし、阪神高速ではアンカー部の設計に従来RC方式を採用しており、アンカー部耐力が不足することも考えられる。アンカー部が損傷することは好ましくないため、表 7.3.3 に示す終局曲げモーメントの比較によりコンクリート充填方式以外の補強方法について検討することとしている。

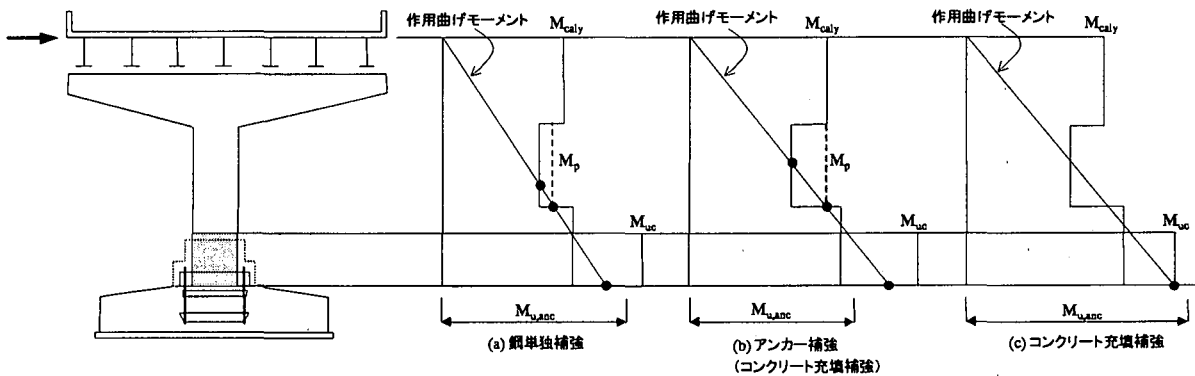
表 7.3.3 耐震補強工法（阪神高速道路公団）

| 耐荷力の比較 | 補強工法 |
|-----------------------------------|---|
| ① $M_{uc} \leq M_{u,anc}$ | コンクリート充填補強を実施する。 |
| ② $M_{u,anc} \leq M_p^*$ | 定着部を補強して、コンクリート充填補強を実施する。ただし、定着部の補強が大がかりな補強となる場合は、小規模補強のうえ鋼単独補強を実施する。 |
| ③ $M_{uc} < M_{u,anc} \leq M_p^*$ | 鋼単独補強を実施する。 |

M_{uc} : 中詰めコンクリート部の終局曲げモーメント

$M_{u,anc}$: アンカー部の終局曲げモーメント

M_p^* : 鋼単独部が全塑性曲げモーメントに達するときアンカー部に作用する曲げモーメント



M_{caly} : 局部座屈および軸力を考慮した曲げモーメント,
 M_{uc} : 中詰めコンクリートを考慮した終局曲げモーメント,
 M_p^* : 制御断面の M_p から決まる基部の曲げモーメント

M_p : 制御断面の全塑性曲げモーメント
 $M_{u,anc}$: アンカー部の耐力

図 7.3.5 基本補強工法選択概念図

鋼断面を制御断面とする鋼単独補強は、パラメータ制限の照査を満足すれば角補強を選択し、パラメータ制限を満足しない場合は縦補剛材補強あるいは縦補剛材の追加を行う。補剛材補強に対する照査は道示を補足するものとして、中詰めコンクリートを考慮した多質点系の動的解析を行

うものとしている。

(2) 設計結果

この例題ではアンカー部耐力が十分にあるという条件であるため表 7.3.5(c)に該当し、「コンクリート充填補強」が基本的を選定される。この場合は、道示耐震設計編 10.2[日本道路協会, 1996b]の「コンクリートを充填した鋼製橋脚」に従った計算となる。

図 7.3.6 に示すように、補強必要な sec.2 の断面変化位置が最上部ダイヤフラム位置よりわずかに上であるため、コンクリート充填高さは梁直下までとした。

地震時保有水平耐力法による橋軸直角方向の補強後の計算結果は下表のとおりである。なお、耐力の計算には追加コンクリート充填による軸力の増加を考慮している。

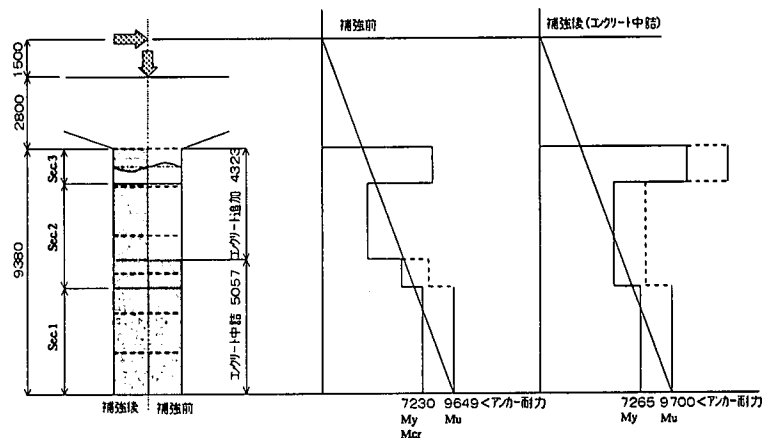


図 7.3.6 補強設計結果 (阪神高速道路公団)

表 7.3.4 保有水平耐力照査結果

| 3種地盤 | | タイプⅠ地震 | タイプⅡ地震 |
|----------|--------------------------|---------------------|---------------------|
| 降伏水平耐力 | $P_y(\text{kN})$ | 5208 | 5208 |
| 終局水平耐力 | $P_u(\text{kN})$ | 6954 | 6954 |
| 安全係数 | α | 3.0 | 1.5 |
| 保有水平耐力 | $P_a(\text{kN})$ | 5790 | 6372 |
| 降伏水平変位 | $\delta_y(\text{cm})$ | 5.98 | 5.98 |
| 終局水平変位 | $\delta_u(\text{cm})$ | 63.37 | 63.37 |
| 許容塑性率 | μ_a | 3.78 | 6.05 |
| 設計水平震度 | k_{hc} | 1.00 | 1.50 |
| 等価設計水平震度 | k_{he} | 0.40 | 0.45 |
| 等価重量 | $W=W_u+W_p/2$ | 11935 | 11935 |
| | $W \cdot k_{he}$ | $4774 < P_a$ | $5371 < P_a$ |
| 残留変位 | $\delta_R(\text{cm})$ | $3.2 < \delta_{Ra}$ | $6.8 < \delta_{Ra}$ |
| 許容残留変位 | $\delta_{Ra}(\text{cm})$ | 13.7 | 13.7 |

7.3 名古屋高速道路公社

(1) 基本的な考え方

実際の補強事例および考え方は文献〔森ら, 1998〕に報告されている。ここでは概略を述べることにする。まず、補強工法の選択は、

第1：中詰めコンクリートの追加充填 第2：縦補剛材補強（剛度の増加）

としている。コンクリート充填を優先するのは施工が容易で経済的あるとともに補強効果が縦補剛材補強よりも大きいからである。しかし、コンクリート充填補強とすると補強前に終局決定断面が中詰めコンクリート上の鋼断面であっても、補強後にはほとんど終局決定断面が柱の基部に移る。このときアンカー部の耐力が橋脚の耐力より不足する場合は第2の縦補剛材補強を選択することになる。あるいは、点検用マンホールがあるなどコンクリート充填が難しい箇所に対しては縦補剛材補強を選ぶ。アンカー部の耐力が不足する場合は動的解析による照査、あるいは反力分散ゴム支承・免震支承への取換えによる当該橋脚に作用する地震力低減などの詳細検討を行うものとしている。

コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の耐震性を橋脚全体として評価するため、地震時保有水平耐力の計算法としては土木学会・新技術小委員会〔鋼構造新技術小委員会, 1996〕の方法を準用している。アンカー部の耐力は道示〔日本道路協会, 1996〕に従って評価するものとしている。

(2) 設計結果

補強前：中詰めコンクリートの充填高は 5.057m であるが、ダイヤフラムで囲まれたコンクリートのみ有効であり、高さ 4.5m として計算する。図 7.3.7(a)の抵抗曲げモーメントからも明らかに破壊断面は中詰めコンクリート直上の中空断面であり、この断面の限界（破壊）ひずみは、0.21%と評価された。しかし、変形性能が十分ではなく表 7.3.5 に示すように補強前の地震時保有水平耐力照査は満足せず、補強必要と判定された。

補強後：補強方法の選択はコンクリート充填で、その範囲は曲げモーメント図（図 7.3.7）から

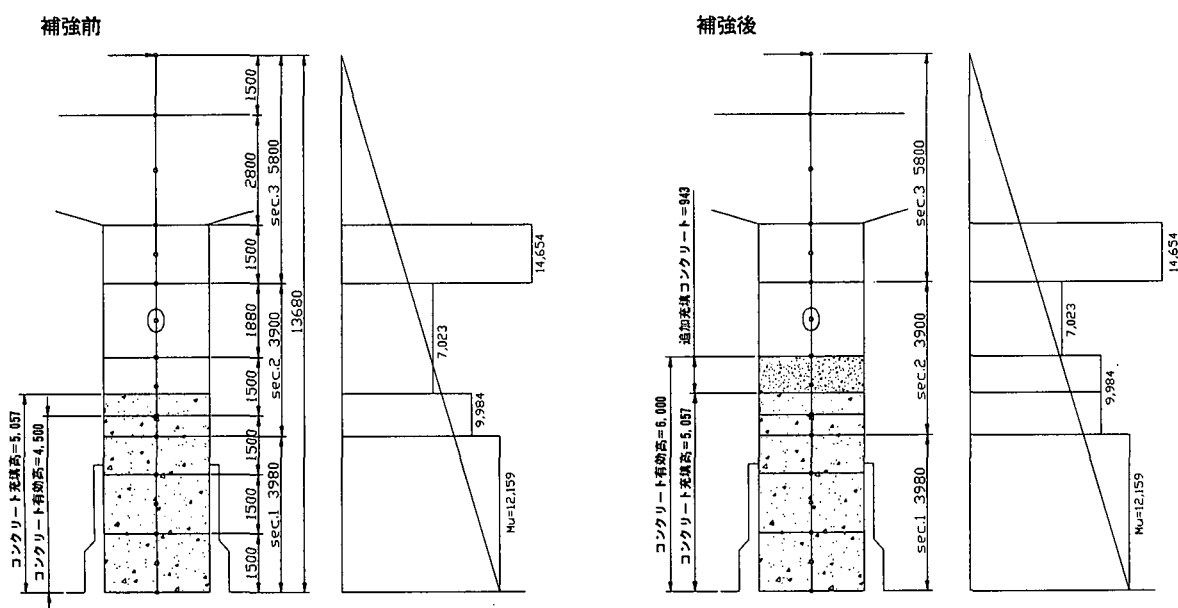


図 7.3.7 補強工法（名古屋高速道路公社）

定める。その結果、マンホール下のダイヤフラムまでコンクリートを追加充填することとし、その時コンクリートの有効高さは6.0mとなる。コンクリート充填断面の限界ひずみは1.1%と評価される。計算の結果、中詰めコンクリート直上の中空断面よりもコンクリート充填された基部が先に限界ひずみに達し、終局耐力が向上した。一方、図7.3.8(b)に示すように中空断面部の発生ひずみは限界ひずみの10%しかなく降伏以内に留まっている。終局変位は補強前に比べ格段に大きくなり、地震時保有水平耐力照査は満足された。また、残留変位も橋脚高さの1/100以下に収まった。

表 7.3.5 地震時保有水平耐力照査のまとめ (名古屋高速道路公社)

| | | 橋軸方向 | | 橋軸直角方向 | | 備考 |
|------------|------------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| | | 補強前 | 補強後 | 補強前 | 補強後 | |
| 固有周期 (sec) | T | 0.59 | 0.57 | 0.71 | 0.69 | |
| 設計水平震度 | k_{hc0} | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | |
| 耐力 (kN) | 降伏 P_y | 4 191 | 4 191 | 3 715 | 3 715 | |
| | 終局 P_u | 6 689 | 8 503 | 5 539 | 7 397 | |
| | 許容 P_a | 5 857 | 7 066 | 4 931 | 6 169 | $\alpha = 1.5$ |
| 変位 (mm) | 降伏 δ_y | 31.6 | 29.9 | 40.9 | 38.8 | |
| | 終局 δ_u | 57.4 | 324.6 | 67.7 | 455.9 | |
| 許容塑性率 | μ_a | 1.54 | 7.57 | 1.44 | 8.17 | $\alpha = 1.5$ |
| 等価水平震度 | k_{he} | 1.04 | 0.40 | 1.10 | 0.38→0.40 | |
| 等価重量 (t) | W | 1 193 | | 1 193 | | $W_U+0.5W_P$ |
| 等価水平力 (kN) | $k_{he} \cdot W$ | 12 143 > P_a | 4 667 < P_a | 12 820 > P_a | 4 680 < P_a | |
| 残留変位 (mm) | δ_r | 省略 | 65.7 | 省略 | 97.8 | |
| 許容残留変位 | δ_a | | 123.8 | | 136.8 | |

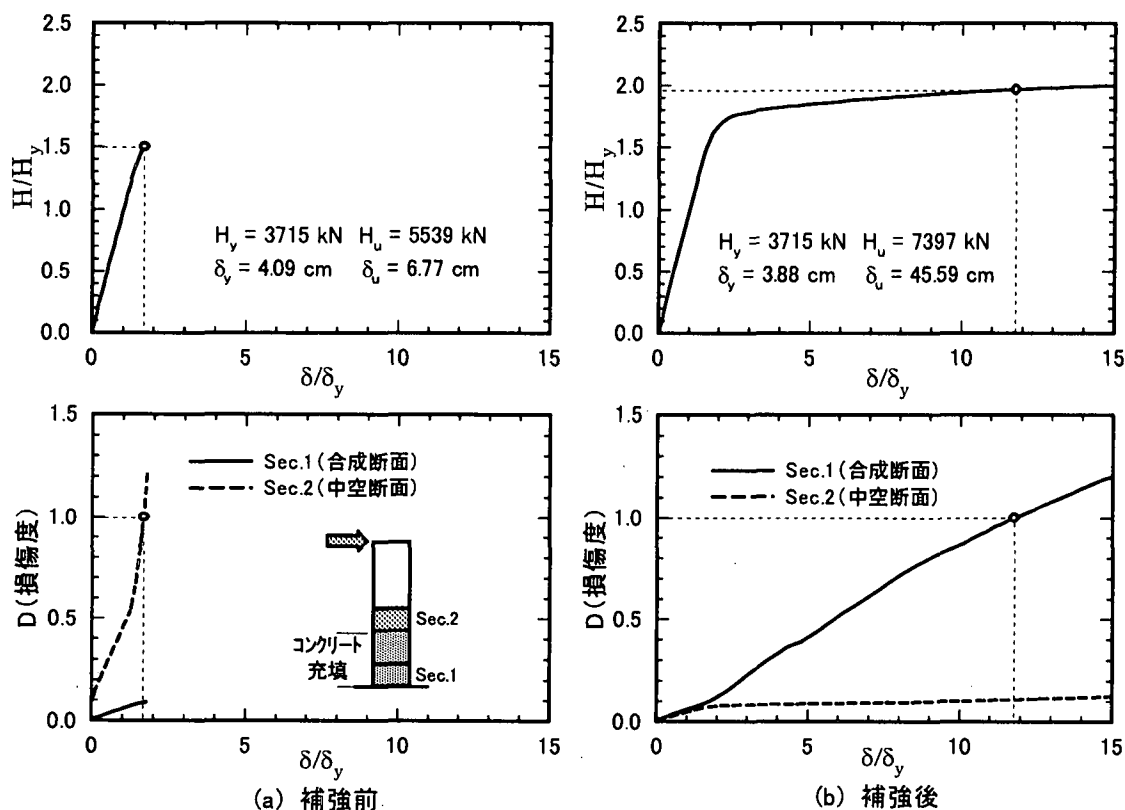


図 7.3.8 橋軸直角方向の荷重-変位および損傷度-変位曲線

7.3.4 福岡北九州高速道路公社

(1) 基本的な考え方

福岡北九州高速道路公社における既設鋼製橋脚の耐震補強設計の考え方は、基本的に「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」[日本道路協会, 1997]に準拠しており、設計の概略は図 7.3.9 のフローに示される。この参考資料に示されているように、補強工法の基本はコンクリート充填であり、その高さは終局時に鋼単独の断面が降伏しない所までとしている（フローの左側のルート）。ただし、アンカー部の耐力が不足する場合はコンクリートを充填せず、角補強などの鋼断面補強を検討するものとしている（フローの中央のルート）。フローの網掛け部AとBは耐震補強設計を行う上で上記の参考資料に追加した考え方であり、以下にその内容を述べる。

① 網掛けAの部分

鋼単独部に塑性ヒンジ点が位置する橋脚であっても、平成8年・道示Ⅱ, 3.2.4 (3) 解説 [日本道路協会, 1996a] に示されているじん性向上のために必要な座屈パラメータの条件を満足し、かつ実験式などで耐力が十分であると判断される場合は補強不要と見なした。

② 網掛けBの部分

(アンカー部耐力) < (補強後の橋脚部耐力) となる橋脚は、非線形動的解析によりアンカー部が保有耐力レベルの地震に対して十分耐力を有していることを確認した上で補強することとした。

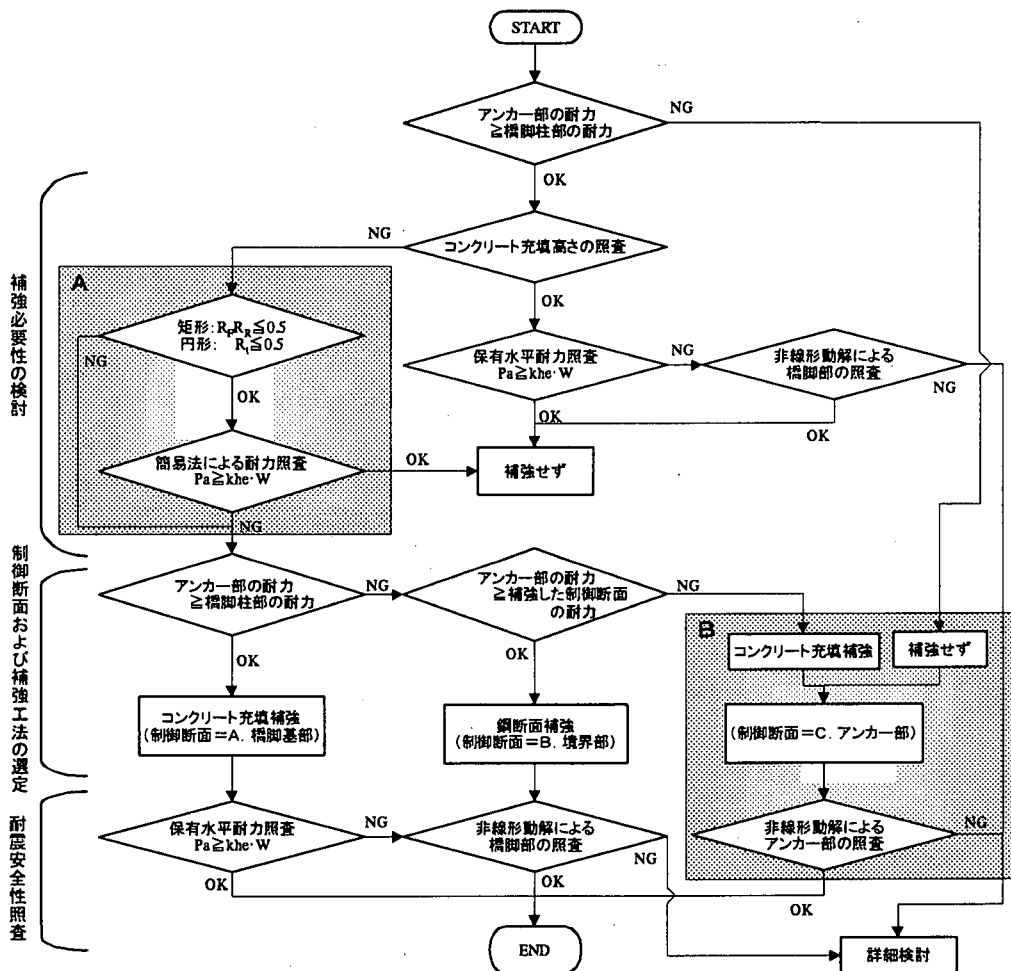


図 7.3.9 福岡北九州高速道路公社補強設計フロー

(2) 設計結果

補強前において鋼単独部の座屈パラメータが大きいため補強必要と判断される。しかし、図 7.3.10(a)に示すようにアンカー部の耐力が大きいため補強工法はコンクリート充填が選択できる。コンクリート充填高さは断面の曲げ耐力から隅角部下の所まででよいが、梁までわずかであるので梁直下まで充填することとした。補強後の抵抗曲げモーメントは図 7.3.10(b)に示される。

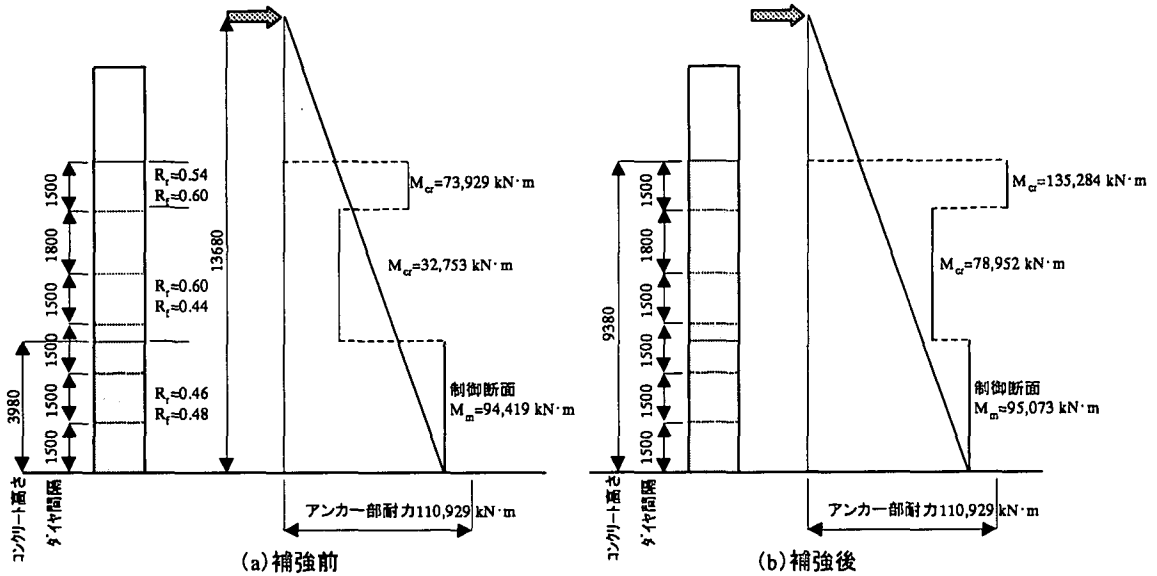


図 7.3.10 補強前後の抵抗曲げモーメント（橋軸直角方向）

解析は道示のコンクリート充填鋼製橋脚の保有水平耐力計算方法に従って行い、その結果は表 7.3.6 に示す。

表 7.3.6 解析結果

| | | 橋軸方向 | 橋軸直角方向 | 備考 |
|------------|------------------|---------------|---------------|----------------|
| | | 補強後 | 補強後 | |
| 固有周期 (sec) | T | 0.62 | 0.75 | |
| 設計水平震度 | k_{hco} | 1.5 | 1.5 | |
| 耐力 (kN) | 降伏 P_y | 5,507 | 4,869 | |
| | 終局 P_u | 7,941 | 6,949 | |
| | 許容 P_a | 7,130 | 6,256 | $\alpha = 1.5$ |
| 変位 (mm) | 降伏 δ_y | 45.6 | 58.0 | |
| | 終局 δ_u | 595.4 | 778.6 | |
| 許容塑性率 | μ_a | 6.99 | 7.22 | $\alpha = 1.5$ |
| 等価水平震度 | k_{he} | 0.42 | 0.41 | |
| 等価重量 (t) | W | 12,030 | 12,030 | $W_U + 0.5W_P$ |
| 等価水平力 (kN) | $k_{he} \cdot W$ | $5,053 < P_a$ | $4,932 < P_a$ | OK |
| 応答塑性率 | μ_{max} | 4.793 | 5.987 | |
| 残留変位 (mm) | δ_r | 65.7 | 97.8 | OK |
| 許容残留変位 | δ_a | 123.8 | 136.8 | |

7.4 まとめ

7.4.1 設計結果のまとめ

表 7.4.1 に、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、福岡北九州高速道路公社の要領案による設計結果をまとめている。当然のことであるが、4者とも補強前に塑性ヒンジとなる箇所は中詰めコンクリート上部の中空鋼断面であり、照査を満足しないため補強が必要と判定された。首都高速道路公団と名古屋高速道路公社は保有水平耐力照査により照査されたが、阪神高速道路公団と福岡北九州高速道路公社では曲げモーメント図による曲げ耐力照査により補強必要と判断した。

補強工法はアンカー部の耐力が十分にあるという条件であったので、いずれもコンクリート充填工法が選択された。コンクリート充填高さは終局時に中空鋼断面部の降伏を設計上、許すかどうかで違ってくるが、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、福岡北九州高速道路公社はほぼ柱全体を充填し、名古屋高速道路公社は他の3者よりやや低い充填高となった。

補強後の塑性ヒンジはコンクリートが充填されている基部に移動し、4者とも地震時保有水平耐力照査は満足された。

補強前の照査、補強方法の選択、補強後の照査の基本的な考え方は4者とも共通である。ただし、計算法の違いによって表中の値に違いが見られるので補足しておく。首都高速道路公団は復旧仕様〔日本道路協会、1995〕の手法であり、阪神高速道路公団および福岡北九州高速道路公社は道示〔日本道路協会、1996〕の方法を用いている。したがって、許容塑性率の違いは復旧仕様と道示の違いによって生じている。耐力と変形は同じ応力-ひずみ関係を用いているので本来は同じになるはずであるが、使用プログラムによって多少の違いが生じたと思われる。名古屋高速道路公社は土木学会新技術小委員会の方法を準用している

今回の試設計では示せなかったが、鋼断面補強構造の参考例を図 7.4.1～7.4.3 に示す。

7.4.2 今後の課題

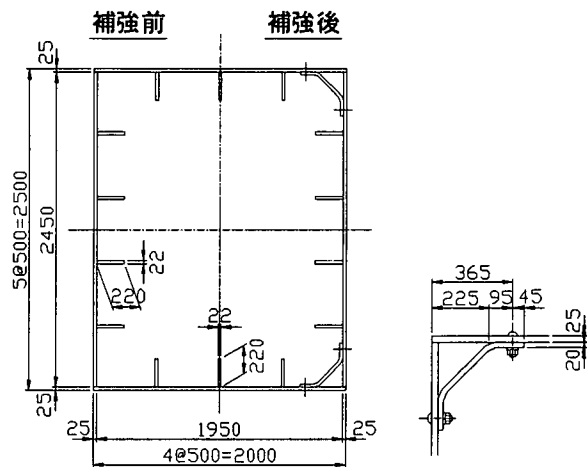
今回の耐震補強事例の調査から、新設橋脚に対して望まれる点を例示する。

どの団体の耐震補強要領においても、アンカー部を補強することには制約が多く工事規模が大きくなることから、できるだけアンカー部の補強を避ける方法が検討されている。したがって、既に道示に取り入れられていることであるが、新設橋脚においてはアンカー部の耐力に余裕を持たせておく必要がある。

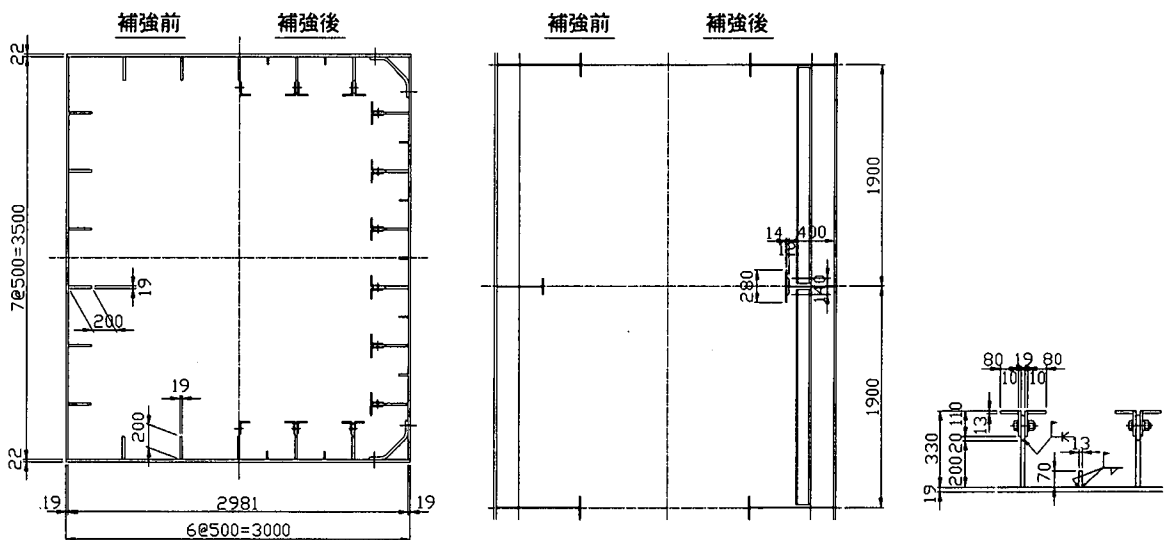
既設橋脚の補強として採用されたコンクリート充填は極めて容易であったので、鋼製橋脚はある意味では補強し易い構造であったと思われる。今後、新設橋脚あるいは橋梁システム全体に対しても補修・補強がし易い構造を予め考えておくのが望ましい。当然のことながら、基準に示された地震動に対して破壊しないように、または限定された損傷以内となるように設計するのであるから、想定地震動の範囲内では補強、大きな補修は必要ないかもしれない。しかし、阪神淡路大地震の経験として絶対に安全とは言うべきではないので、補修・補強のための技術開発（工法や現実の挙動をより忠実に再現する解析法など）を進めておかななくてはならない。

表 7.4.1 補強設計結果の比較

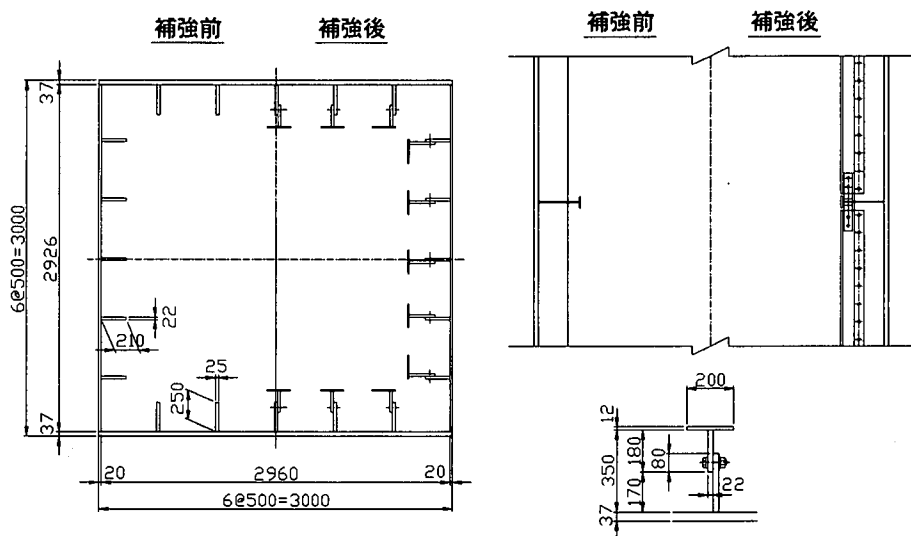
| | | 首都高速道路公団 | | 阪神高速道路公団 | | 名古屋高速道路公社 | | 福岡北九州高速道路公社 | |
|----------|--------------------|---|---|---|--------------------------------|------------------------|------------------------------------|------------------------|---|
| | | 補強前 | 補強後 | 補強前 | 補強後 | 補強前 | 補強後 | 補強前 | 補強後 |
| 耐力 | 降伏 P_y (kN) | 3 907 | 4 906 | | 5 208 | 3 715 | 3 715 | | 4 869 |
| | 終局 P_u (kN) | 5 275 | 6 771 | | 6 954 | 5 538 | 7 309 | | 6 950 |
| | 保有耐力 (許容) | 4 728 | 5 986 | | 6 372 | 4 931 | 6 169 | | 6 256 |
| 変形 | 降伏 δ_y (mm) | 15.6 | 54.5 | | 59.8 | 40.9 | 38.8 | | 58.0 |
| | 終局 δ_u (mm) | | 712.5 | | 633.7 | 67.7 | 455.9 | | 778.6 |
| | 許容塑性率 μ_a | 5.23 | 9.06→8.00 | | 6.05 | 1.44 | 8.17 | | 7.22 |
| 震度 | 等価震度 k_{he} | 0.65 | 0.48 | | 0.45 | 1.10 | 0.40 | | 0.41 |
| | | ($\text{Max}(R_{RR}, R_F) = 0.59$ として計算) | | | | | | | |
| 損傷箇所 | | 充填コンクリート直上 | 基部 | | 基部 | 充填コンクリート直上 | 基部 | | 基部 |
| 補強方法 | | | コンクリート追加充填 | | 梁下までコンクリート追加充填 | | マホー下方的ダイヤフラムまでコンクリート追加充填 | | 梁下までコンクリート追加充填 |
| 安全性 | 判定基準 | $k_{he} \cdot W < P_a$ | | $k_{he} \cdot W < P_a$ | | $k_{he} \cdot W < P_a$ | | $k_{he} \cdot W < P_a$ | |
| | 判定結果 | $5\ 832 > P_a$ × | $5\ 616 < P_a$ ○ | | $5\ 371 < P_a$ ○ | $12\ 820 > P_a$ × | $4\ 680 < P_a$ ○ | | $4\ 932 < P_a$ ○ |
| 復旧性 | 判定基準 | | 耐力と変形は復旧仕様コンクリート充填橋脚の設計法による。 k_{he} : 左式で $\alpha = 1.5$ $\sigma_{ck} = 150\text{kg/cm}^2$ | | 残留変位 $< h/100$ | 省略 | 残留変位 $< h/100$ | | 残留変位 $< h/100$ |
| | 判定結果 | | | | $68\text{ mm} < 137\text{ mm}$ | | $98.7\text{ mm} < 136.8\text{ mm}$ | | $96.2\text{ mm} < 136.8\text{ mm}$ |
| その他の特記事項 | | | | アンカー一部の耐力がある場合は、コンクリート高さを照査し、これを満足しない場合は直ちに補強後の計算に入る。したがって、補強前の計算はない。 | | | 土木学会・新技術小委員会の方法を準用。 | | アンカー一部の耐力がある場合、コンクリート高さが不足し、簡易法の適用もできない場合は直ちに補強後の計算に入る。したがって、補強前の計算はない。 |



(a) 角補強

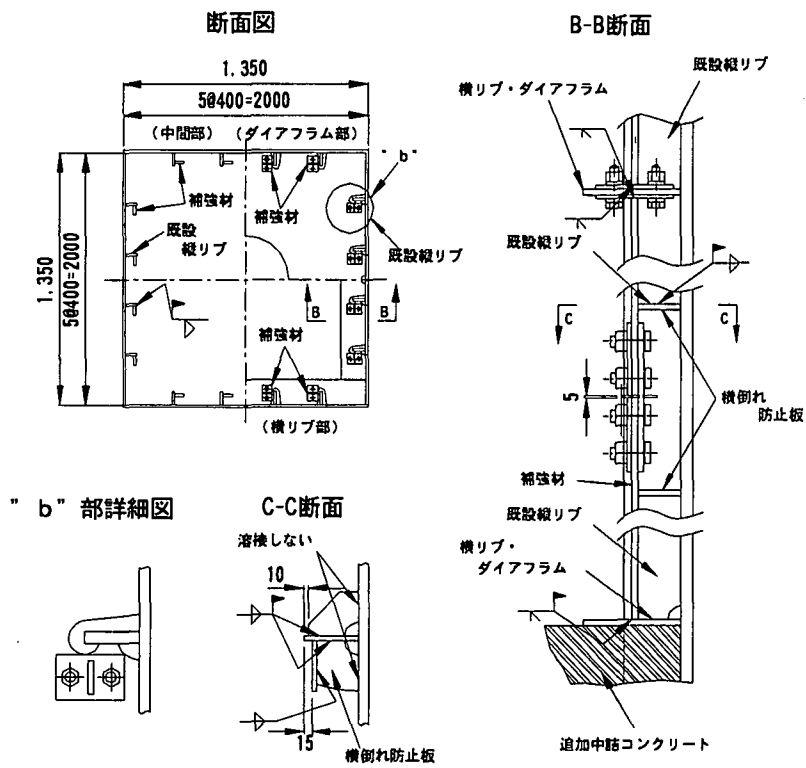


(b) 縦・横補剛材補強

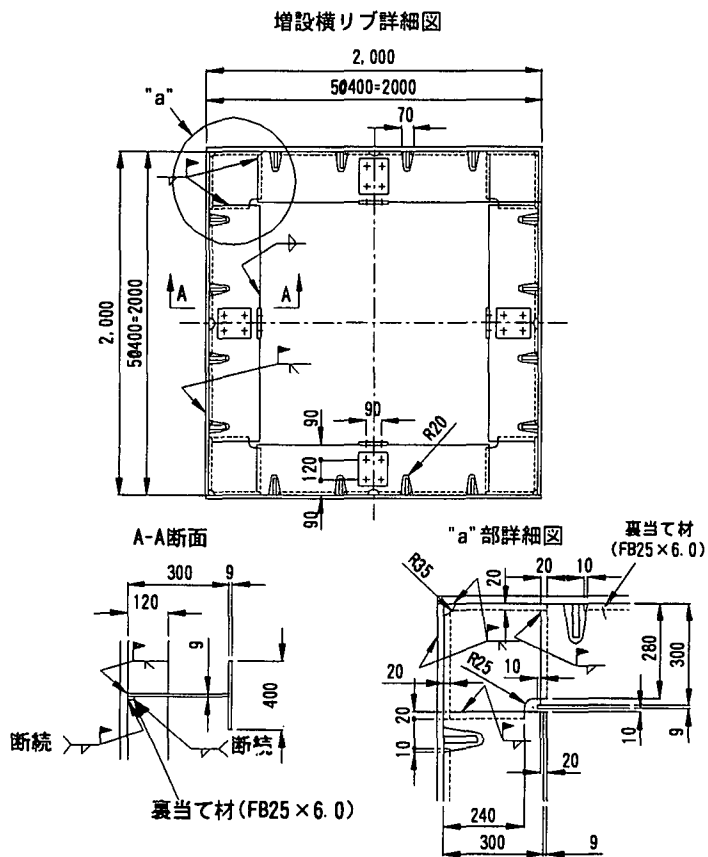


(c) 縦補剛材補強

図 7.4.1 鋼断面補強の参考例 (箱形断面-その1)

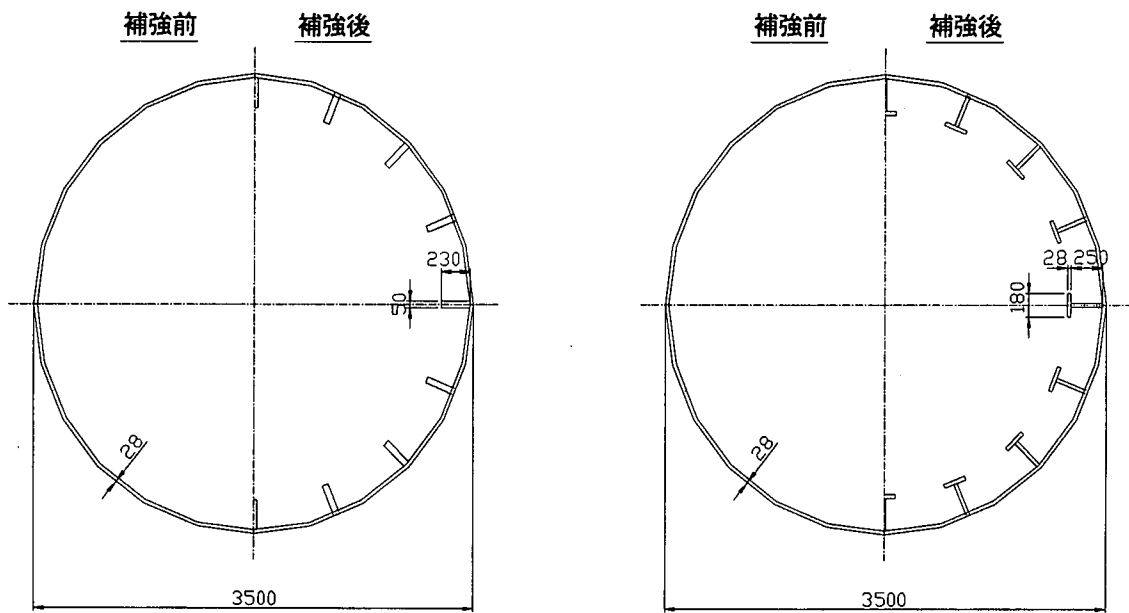


(a) 縦補剛材補強

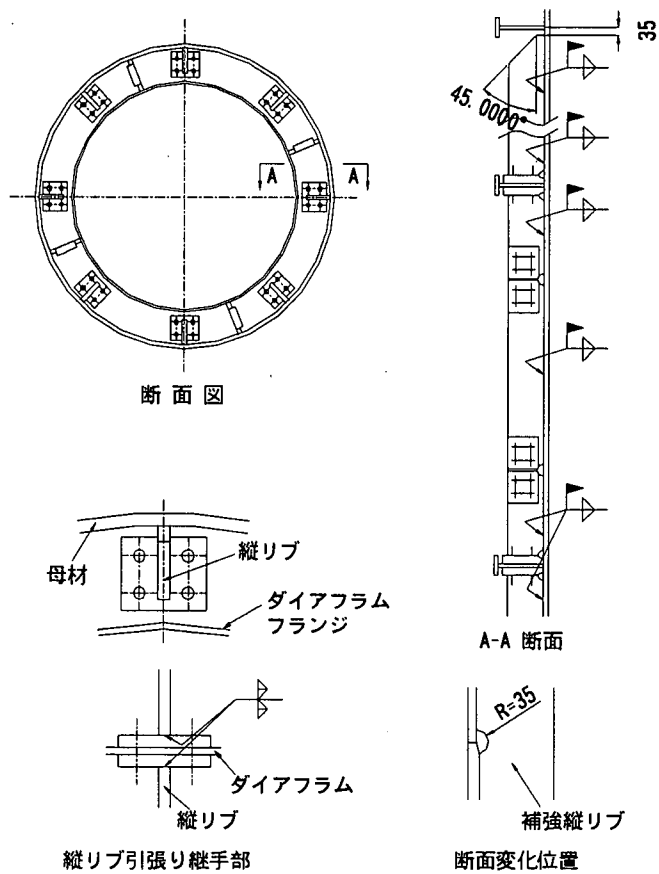


(b) 横補剛材増設

図 7.4.2 鋼断面補強の参考例 (箱形断面-その2)



(a) 縦補剛材増設



(b) 縦・横補剛材増設

図 7.4.3 鋼断面補強の参考例（円形断面）

参考文献

- [鋼構造新技術小委員会, 1996] 土木学会鋼構造新技術委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [森ら, 1998] 森成顕, 岡本真悟, 織田博孝：名古屋高速道路における鋼製橋脚の補強事例, 第2回 耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, pp.13-20, 土木学会・土木施工研究委員会, 1998.7.
- [日本道路協会, 1995] 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）, 1995.6.
- [日本道路協会, 1996a] 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1996.12.
- [日本道路協会, 1996b] 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- [日本道路協会, 1997] 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8.
- [山崎ら, 1999a] 山崎和夫, 半野久光, 田嶋仁志, 船本浩二：首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強（上）－矩形鋼製橋脚－, pp.33-38, 橋梁と基礎, Vol.33, No.6, 1999.6.
- [山崎ら, 1999b] 山崎和夫, 半野久光, 田嶋仁志, 船本浩二：首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強（下）－円形鋼製橋脚－, pp.24-27, 橋梁と基礎, Vol.33, No.7, 1999.7.