

4章 設計・施工事例

4. 1 コンクリート橋脚等への鋼板巻き立て補強

4. 1. 1 道路橋

(1)概要

平成7年1月17日早朝に阪神・淡路地域を襲った兵庫県南部地震では、従来の地震被害とは比較にならないほどの大きな被害が道路橋を始めとする公共土木施設にも生じた。一方、道路橋の被害を調査したところ、鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋段落し部の規定が改定される以前の昭和39年及び昭和46年の古い耐震基準が適用されて設計された橋脚において、被害が大きかったことも指摘されている¹⁾。このような大きな被害が生じた原因として、今回の地震動がこれまで経験したことのないような大きな影響を構造物に与えたことが指摘されており、顕著な被害を受けた橋では、いずれも設計で想定していた以上の地震力を受けたものと推定されている¹⁾。

今回のような地震に対しても橋梁がその機能を十分維持することができるように、「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」²⁾（以下、復旧仕様）では、橋全体としての耐力と変形性能を向上させてねばり強い構造とすることが推奨されている。このような耐震設計の考え方は、既設橋梁の耐震補強においても同様であり、橋脚躯体の曲げ耐力とじん性の両者の向上が期待できる補強工法を適用する必要がある。ただし、橋脚躯体の曲げ耐力を向上させると、その分だけ基礎構造物へ伝達される地震力も大きくなる。したがって、基礎の耐力を計算し³⁾、これが補強後の橋脚躯体の耐力よりも小さければ、基礎も含めた大規模な補強が必要となる。一方、橋脚の曲げ耐力が不足したままでじん性ばかりを向上させると、大地震時には大きな塑性変形が橋脚に生じ、復旧が困難となるほどの残留変形が生じることもある⁴⁾。このような観点から、許容塑性率の上限値としては8が目安とされており³⁾、過度のじん性に頼ることのないように配慮しなければならない。

復旧仕様では、鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震補強法として、鋼板巻き立て工法や鉄筋コンクリート巻き立て工法が示されている。そこで、本節では、道路橋において用いられている鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震補強法について示すことにする。さらに、兵庫県南部地震により被災した橋脚の復旧ならびに補強事例についても紹介することにする。

(2)補強工法と補強設計の考え方

a)単柱式鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震補強

復旧仕様では、単柱式鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震補強工法として、曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法が紹介されている。曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法とは、図4.1.1-1に示すように、鉄筋コンクリート橋脚躯体を鋼板で巻き立て、その間隙を無収縮モルタルやエポキシ樹脂等で充填するとともに、アンカー筋を通じて鋼板をフーチングに定着させる構造である。本補強工法の主眼は、軸方向鉄筋段落し部を補強するとともに、橋脚の曲げ耐力とじん性の両者の向上を図ることに置いており、アンカー筋によるフーチングへの鋼板の定着、鋼板下端とフーチング上面の間に設ける間隙、鋼板下端に取り付けるはらみだし防止構造等、本構造に固有な特徴を幾つか有している。以下に、それらについて示す。

まず、アンカー筋は、橋脚の曲げ耐力向上を図るとともに、フーチングに伝達される地震力の大きさを制限する役目を担っている。すなわち、アンカー筋の本数及び径を適切に設計することで補強による橋脚躯体の曲げ耐力の増加を制御することができる。また、橋脚基部では、鋼板下端とフーチング上面の間に間隙を設けている。これは、大きな地震力を受けた場合に、鋼板がフーチングと衝突し、鋼板に予期せぬ圧縮力が作用して座屈するとともにフーチングの損傷が生じることも考えられるためである。ただし、この間隙長が過大になると、鋼板による拘束効果が低減するため、この間隙長は5～10cm程度が望ましい³⁾。

さらに、矩形断面の場合には、鋼板下端部においてはらみだし防止構造を設けている。これは、矩形断面橋脚の場合、橋脚基部にある程度の曲率変形が生じると、鋼板下端部がはらみ出すように変形し、鋼板によるコンクリートの拘束効果が十分に発揮されないためである。このはらみだし防止構造としては、鋼板下端部を型鋼により補剛する構造や、コンクリートを円形状に打設してその外周を鋼板で巻き立てた構造⁵⁾等がある。

なお、本工法においては、既設橋脚が所有している耐震性レベルや設計地震力に応じて曲げ耐力に対する補強の必要性が決定される。したがって、鋼板をフーチングへ定着せずとも所要の耐震性が確保できる場合には、アンカー定着のない鋼板巻立て工法が採用される。

耐震補強された鉄筋コンクリート橋脚に対して、地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うためには、補強後の橋脚の水平力-水平変位の関係を適切に評価する必要がある。復旧仕様では、横拘束筋による拘束効果を取り入れたコンクリートの応力-ひずみ関係⁶⁾を用いて、断面の曲げモーメント-曲率関係を計算し、これに基づいて水平荷重-水平変位の関係ならびに地震時保有水平耐力、許容塑性率を算出することとされている。したがって、巻立て鋼板やアンカー筋による補強効果を適切に評価することが重要となる。

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法によって補強された鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験の結果⁷⁾によると、この補強工法により、橋脚の曲げ耐力や剛性が向上し、アンカー筋と鋼板が軸方向鉄筋として機能していること、また、鋼板にはアンカー筋の強度相当の力しか作用しないこと、さらには、鋼板はコンクリートを拘束するための横拘束筋としても機能していることが明らかになっている。こうした実験結果を基に、本工法によって補強された鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平耐力及び許容塑性率の解析において、以下の仮定を行うこととする。

- ①鋼板巻き立て部では、アンカー筋の強度に相当するだけの鋼板が軸方向鉄筋として機能する。この仮想軸方向鉄筋は、図4.1.1-2に示すように、コンクリート最外縁位置にあるとみなす。
- ②鋼板巻き立て部では、鋼板の全断面が帯鉄筋として機能する。この効果は、コンクリートの応力度-ひずみ曲線に反映させる。
- ③間隙部では、図4.1.1-2に示すように、アンカー筋はコンクリート最外縁位置に配置されているものとする。
- ④橋脚が変形した場合に、鋼板とフーチングが接触しない程度に間隙長は小さくすることを前提に、この部分のコンクリートには、鋼板による拘束力が伝達されるものとし、鋼板巻き立て部と同様に拘束効果を考慮する。

また、前述したように、復旧仕様では地震時保有水平耐力及び許容塑性率の解析において、コンクリートの応力度-ひずみ曲線として横拘束筋による拘束効果を考慮できるモデル⁶⁾を用いることが示されている。そこで、仮定②に基づいて横拘束筋の体積比 ρ_s は、次式により算出することができる。

$$\rho_s = \frac{4 A_h}{s \cdot d_h} + \frac{4 t}{d_j} \cdot \frac{f_{yj}}{f_{yh}} \quad (1)$$

ここに、

- A_h : 帯鉄筋1本当たりの断面積(cm^2)
- s : 帯鉄筋の間隔(cm)
- d_h : 帯鉄筋の有効長²⁾(cm)
- d_j : 鋼板の有効長(cm)
- t : 鋼板の厚さ(cm)
- f_{yh} : 帯鉄筋の降伏強度(kgf/cm^2)
- f_{yj} : 鋼板の降伏強度(kgf/cm^2)

式(1)の第1項は、既設橋脚部の帯鉄筋の横拘束筋の体積比であり、第2項は、鋼板を帯鉄筋に換算した場合の横拘束筋の体積比を与えるものである。ここで、鋼板の有効長 d_j は、本工法のように鋼板をジャケット状に巻き立てた構造の場合には、コンクリート断面の辺長をとればよい。

参考文献

- 1)兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査<最終報告書>、1996年1月
- 2)建設省道路局：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、1995年2月
- 3)(社)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年6月
- 4)川島一彦、Gregory A. MacRae、星隈順一、長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用、土木

- 5) 山田淳、宇佐見健太郎、金子昌生：復旧仕様に基づく既設RC橋脚の耐震補強に関する実験検討、第21回日本道路会議論文集、1995年10月
- 6) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No. 520 / V -8、pp. 1-11、1995年8月
- 7) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法とその設計、橋梁と基礎、1996年1月

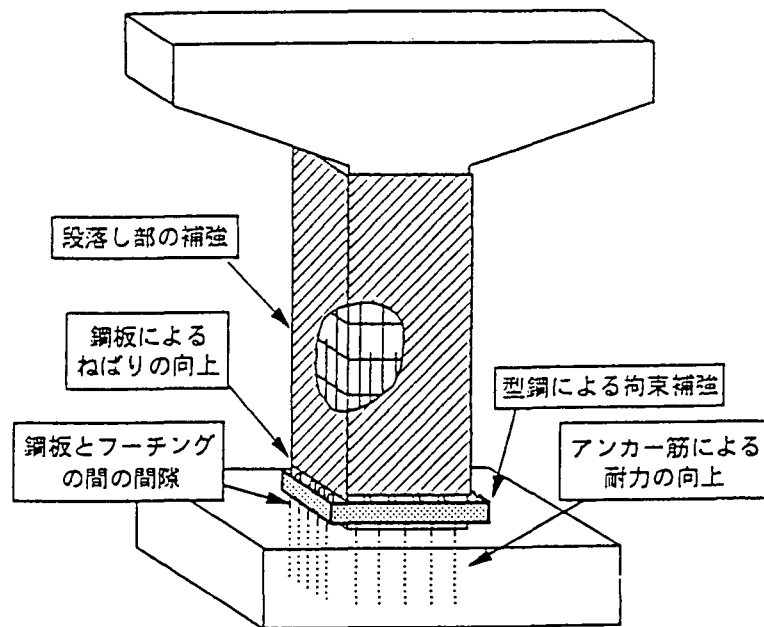


図4.1.1-1 曲げ耐力制御式鋼板巻立てによる耐震補強

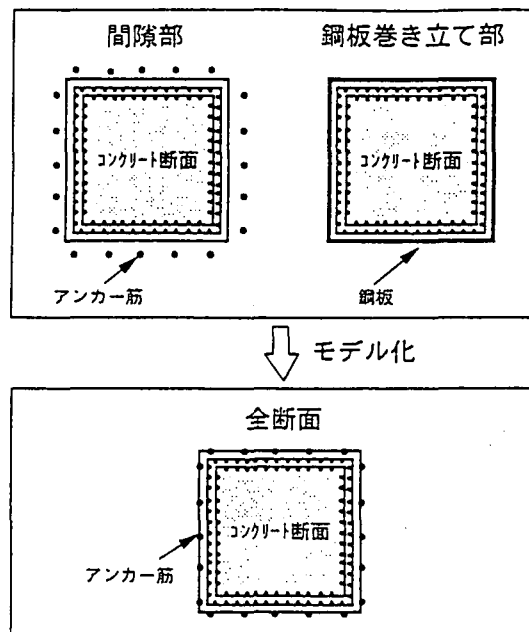


図4.1.1-2 曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強の解析モデル

b) 壁式鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震補強

壁式鉄筋コンクリート橋脚のような橋脚断面の縦横比の大きい橋脚においては、橋脚躯体に巻き立てた鋼板のみでは、橋脚の橋軸方向にある程度の変形が生じた時に長辺部の鋼板がはらみだし、十分なコンクリートの拘束効果が得られない。そのために、図4.1.1-3に示すように鉄筋コンクリート橋脚躯体を削孔し鉄筋やPC鋼棒を用いた中間貫通鋼材を配置し、橋脚幅全体に拘束力を与える必要がある。この中間貫通鋼材は、横拘束筋として考慮し、復旧仕様に示される横拘束筋の拘束効果を取り入れたコンクリートの応力度-ひずみ曲線を用いて、断面の曲げモーメント-曲率関係を計算し、これに基づいて水平荷重-水平変位の関係ならびに地震時保有水平耐力、許容塑性率の算出を行う。

中間貫通鋼材を配置するためには、既存コンクリート橋脚躯体を削孔する必要があり、削孔は一般的にコアボーリング等により行う。この際、既存鉄筋を損傷させないよう鉄筋位置の探査等を十分に行う必要がある。そのため鉄筋を損傷させることのないウォータージェットによる方法も用いられている。

また、拘束効果を十分に発揮させるためには、中間貫通鋼材と補強鋼板との定着を確実にする必要がある。

使用する貫通鋼材における施工上の留意点として、

①鉄筋

鉄筋は、鋼板のはらみだしを押さえる効果は大きいですが、その効果を期待するためには確実に定着されなければならない。鉄筋の場合、一般的にフックにより定着させるため鉄筋コンクリート巻立て補強の場合に用いられることが多いが、鋼板巻立て補強では、根巻きコンクリート等が補強鋼板の外側にある場合はコンクリート内の帯鉄筋にフックにより確実に定着させる。実施工において、現場で鋭角フックを加工して確実に定着できる最大鉄筋径はD22程度であり、補強に必要な中間拘束筋体積比にするためには、施工本数が多くなる可能性がある。鉄筋を補強鋼板に直接定着させる場合は、確実に定着できるような方法の検討が必要である。

②PC鋼棒

PC鋼棒は、一般的に補強鋼板位置でナットおよび型鋼等による定着具で定着させるが、防錆のため定着具を保護する必要があり施工が煩雑になる。

また、PC鋼棒にプレストレスを導入して用いることも考えられるが、距離が短い壁厚方向には鋼材の伸びが小さいため緊張管理が難しく、また収縮等によるプレストレスの損失が多くなるのでプレストレスを導入する効果が十分あるかの検討が必要である。

壁式鉄筋コンクリート橋脚の補強に関しては現在研究されているものもあり、文献B21では鋼板巻立て補強の基部に根巻きコンクリートを行い、アラミドロッドを中間貫通材として用いてプレストレスを導入し定着させる工法の研究、文献A37では壁式鉄筋コンクリート橋脚の補強に中間貫通鋼材を用いる方法は、施工上煩雑な点が多いため、断面の縦横比1:3の壁式鉄筋コンクリート橋脚を対象に楕円形の鋼板による補強方法の研究、文献A2では拘束圧を高めるために曲面状にした鋼製セグメントによる補強方法の研究が紹介されている。

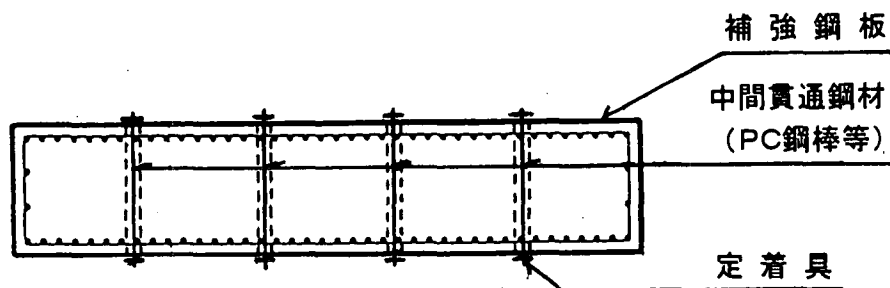


図4.1.1-3 壁式橋脚の補強概要図

(3)設計計算例(鋼板のアンカー定着がある場合)

a)対象橋梁

高速自動車国道での張り出し付き単柱式鉄筋コンクリート橋脚(円形断面)の鋼板巻立て補強工法の事例を紹介する。当該橋梁は、交通量の多い一般道を横架しているPC連続箱桁橋梁であり、交差道路との建築限界や工程等の制約から、現場での作業が比較的短期間で可能な鋼板巻立て工法が採用された。

i)橋梁諸元

上部工形式 : PC連続箱桁

下部工形式 : 張り出し付き単柱式鉄筋コンクリート橋脚(円形断面 $\phi 3.8\text{m}$)

基礎条件 : 場所打ち杭 $\phi 1200$ $L=18.5\text{m}$

地盤種別 : II種地盤

対象橋脚の正面図を図4.1.1-4に示す。

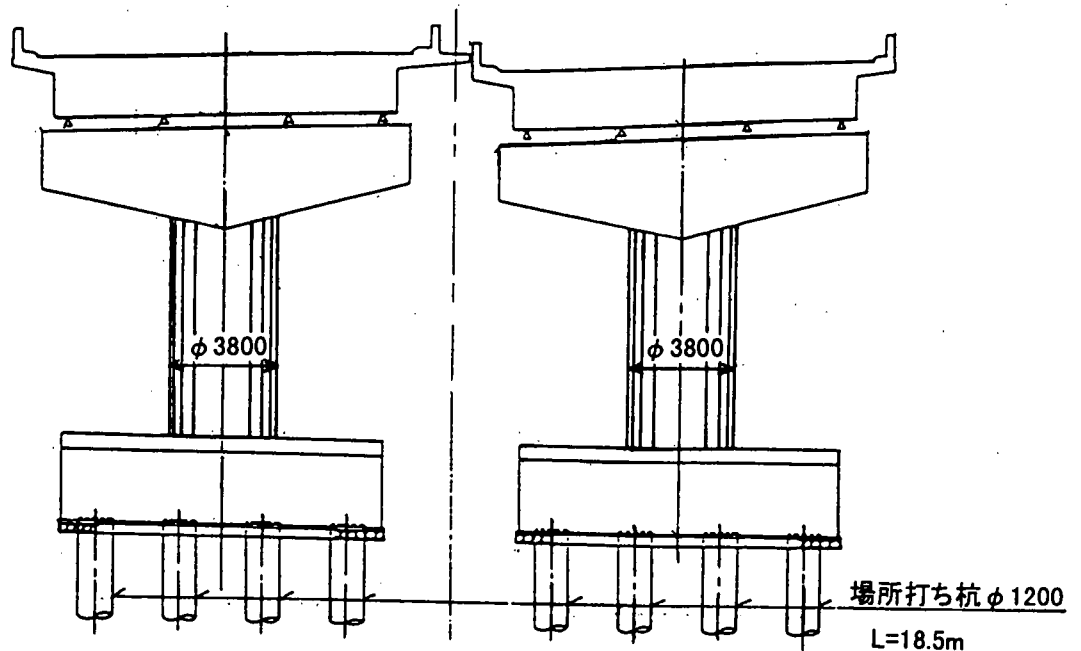


図4.1.1-4 橋脚概要図

ii)使用材料

既設材料

コンクリート

設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$

ヤング係数 : $E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

平均せん断応力度 : $\tau = 4.5 \text{ kgf/cm}^2$

許容付着応力度 : $\tau_{ca} = 18 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋(SD295)

許容引張応力度 : $\sigma_{ca} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$

降伏強度 : $\sigma_{sy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$

ヤング係数 : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

補強材料

補強鋼板(SS400)

降伏強度 : $\sigma_{sy} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋(SD345)

許容引張応力度 : $\sigma_{ca} = 2000 \text{ kgf/cm}^2$

降伏強度 : $\sigma_{sy} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

ヤング係数 : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

b)補強設計の方針

補強設計は、復旧仕様に基づき、既存断面について地震時保有水平耐力の照査を行い、耐力が不足する場合は補強設計を行い補強断面で再度地震時保有水平耐力の照査を行い、耐震性能が確保されていることを確認することとする。なお、補強設計にあたっては、破壊形態が橋脚の躯体下端の曲げ破壊先行型であることを確認し、せん断耐力や段落し部の曲げ耐力が不足する場合には、破壊形態が橋脚躯体下端の曲げ破壊先行型へ移行するように補強することとする。

補強断面の設計にあたっては、以下の仮定で行う。

- ①鋼板は、鉄筋換算を行い、鉄筋コンクリート構造として設計するものとし、既設鉄筋コンクリート橋脚全周に巻き立てることから、コンクリートの拘束効果とせん断耐力の増加が期待できるため、鉄筋コンクリート巻き立ての帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取り扱う。
- ②橋脚下端の曲げ耐力の向上に寄与するのは、既設橋脚に定着された軸方向鉄筋のみであると考え、橋脚下端の曲げ耐力の算定においては、フーチングにアンカー定着した鉄筋のみを考慮する。
- ③許容塑性率 μ は8.0を上限とする。

c)補強設計計算

i)既設橋脚の照査

復旧仕様に従って、地震時保有水平耐力の照査を行う。

P- δ 関係は、

$$\begin{array}{ll} \text{降伏水平耐力 } P_y = 1,016 \text{ (tf)} & \text{降伏変位 } \delta_y = 0.0252 \text{ (m)} \\ \text{終局水平耐力 } P_u = 1,533 \text{ (tf)} & \text{終局変位 } \delta_u = 0.1297 \text{ (m)} \end{array}$$

せん断耐力は、

$$\begin{array}{ll} \text{コンクリートが負担できるせん断耐力 } S_c = 476 \text{ (tf)} \\ \text{斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 } S_s = 423 \text{ (tf)} \\ \text{せん断耐力 } P_s \text{ は、} S_c \text{ と } S_s \text{ の和として } P_s = 476 + 423 = 899 \text{ (tf)} \end{array}$$

破壊形態の判定として、終局水平耐力 P_u と比較し、

$$P_u > P_s$$

従って、せん断破壊が先行するため、地震時保有水平耐力 P 及び許容塑性率 μ は、

$$\begin{array}{ll} \text{地震時保有水平耐力 } P = P_s = 899 \text{ (tf)} \\ \text{許容塑性率 } \mu = 1.0 \end{array}$$

となる。

計算により、等価固有周期 $T_{eq} = 0.565$ (sec) となり、これから設計水平震度の標準値 k_{hc0} は1.75、地域別補正係数 $C_s = 1.0$ とすれば、

$$\text{照査用震度 } k_{hc} = C_s \times k_{hc0} = 1.75 \times 1.0 = 1.75$$

等価水平震度 k_{he} は、

$$\text{等価水平震度 } k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2 \times \mu - 1}} = 1.75$$

また、等価重量 $W = 3,563$ (tf) となるため、これに等価水平震度 k_{he} を乗じて

$$P = W \times k_{he} = 3,563 \times 1.75 = 6,235 \text{ (tf)}$$

安全性の照査は、

$$P = 6,235 \text{ (tf)} > P_s = 899 \text{ (tf)}$$

となり、既設断面は補強が必要である。

ii)補強橋脚の照査

補強は、図4.1.1-5に示すように、板厚 $t = 12\text{mm}$ SS400の鋼板を用いて、橋脚躯体との隙間を30mm確保して巻き立てる。この隙間には、無収縮モルタルを充填する。鋼板基部にはD32のアンカー鉄筋(SD345)を300mm間隔で配置する。

なお、橋脚基部には鋼板およびアンカー定着部の防錆のために根巻きコンクリート($t = 250\text{mm}$)を施工するが設計計算には考慮しない。

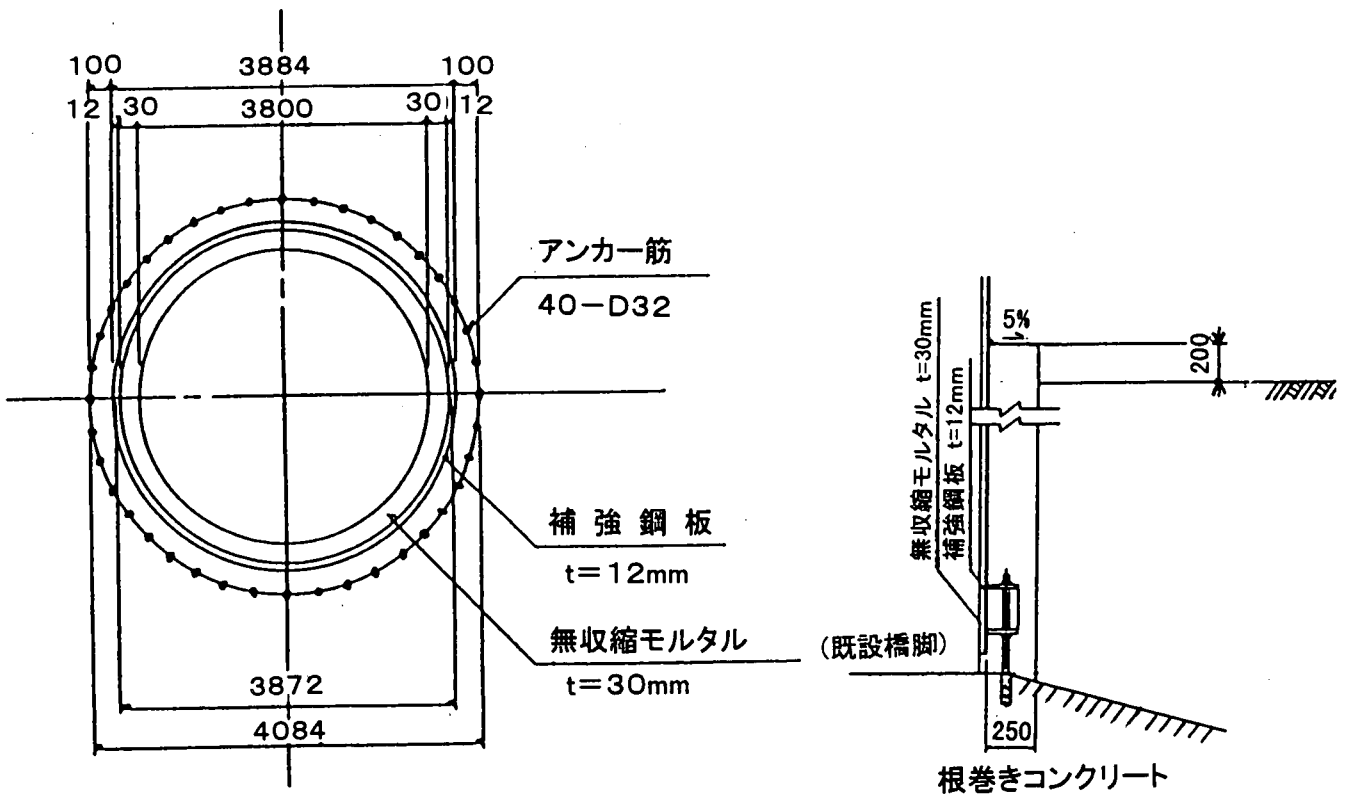


図4.4.4-5 補強概要図

復旧仕様に従って、補強後の地震時保有水平耐力の照査を行う。

P-δ関係は、

降伏水平耐力 $P_y = 1,070$ (tf) 降伏変位 $\delta_y = 0.0224$ (m)
 終局水平耐力 $P_u = 1,750$ (tf) 終局変位 $\delta_u = 0.2536$ (m)

せん断耐力は、

コンクリートが負担できるせん断耐力 $S_c = 480$ (tf)
 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 $S_s = 2,010$ (tf)
 せん断耐力 P_s は、 S_c と S_s の和として $P_s = 480 + 2,010 = 2,490$ (tf)

破壊形態の判定として、終局水平耐力 P_u と比較し、

$$P_u < P_s$$

従って、曲げ破壊が先行するため、地震時保有水平耐力 P_e 及び許容塑性率 μ は、

$$\text{地震時保有水平耐力 } P_e = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} = 1,070 + \frac{1,750 - 1,070}{1.5} = 1,523 \text{ (tf)}$$

$$\text{許容塑性率 } \mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{25.36 - 2.24}{1.5 \times 2.24} = 7.88$$

となる。

計算により、等価固有周期 $T_{eq} = 0.520$ (sec) となり、これから設計水平震度の標準値 $k_{h,eq}$ は 1.75、地域別補正係数 $C_r = 1.0$ とすれば、

$$\text{照査用震度 } k_{h,c} = C_r \times k_{h,eq} = 1.75 \times 1.0 = 1.75$$

等価水平震度 $k_{h,e}$ は、

$$\text{等価水平震度 } k_{h,e} = \frac{k_{h,c}}{\sqrt{2 \times \mu - 1}} = \frac{1.75}{\sqrt{2 \times 7.88 - 1}} = 0.46$$

また、等価重量 $W = 3,293$ (tf) となるため、これに等価水平震度 $k_{h,e}$ を乗じて

$$P = W \times k_{h,e} = 3,293 \times 0.46 = 1,515 \text{ (tf)}$$

安全性の照査は、

$$P = 1,515 \text{ (tf)} < P_e = 1,523 \text{ (tf)}$$

となり、所要の耐震性能が確保された。

(4)設計計算例（鋼板のアンカ一定着がない場合）

a)対象橋脚

都市高速道路での単柱式鉄筋コンクリート橋脚の鋼板巻立て補強事例を紹介する。一般国道の中央分離帯内にT型橋脚で建設された標準的な都市高速道路での事例である。中央分離帯内の橋脚のように街路の建築限界との離隔に余裕がない場合は、鋼板巻立て工法が採用される。現地は高速道路、国道ともに交通量が多く、施工にあたってはまとまった延長を同時施工し路線全体の工程短縮を図るなど、国道の車線規制にともなう影響を少なくするための交通影響への対策等に十分な配慮が必要であった。

主な構造概要は以下のとおりである。

- ・橋格 : 1等橋、TL-20
- ・しゅん功 : 昭和44年度
- ・形式 : PC単純合成桁橋
- ・基礎 : ケーソン基礎
- ・地盤種別 : II種地盤

また、橋脚については以下のとおりである（図4.1.1-6）。

- ・コンクリート設計基準強度 : 270 kgf/cm³
- ・使用鉄筋 : SD30
- ・上部工死荷重反力 : 780 tf

b)補強設計の方針

補強設計は復旧仕様にに基づき、既存断面について地震時保有水平耐力の照査を行い、耐力不足であれば鋼板巻立て後の補強断面で再度地震時保有水平耐力照査を行い、耐震性能が確保されていることを確認する。設計水平震度は等価固有周期に応じた標準震度を図4.1.1-7から求め、地域別補正係数を乗じた震度として設定するが、許容塑性率に応じた等価水平震度に換算したうえで地震時外力を算定し、耐力照査を実施する。標準設計水平震度は、関東地震での東京周辺の地震動に加えて兵庫県南部地震のような内陸直下型地震による地震動を考慮している。

なお、本橋脚は後述するようにせん断破壊先行型である。そこでまず、せん断補強兼じん性補強を目的として、鋼板をフーチングに定着させない鋼板巻立て工法について検討を行った。その結果、鋼板をフーチングに定着させて曲げ耐力の向上を図らずとも所要の耐震性が確保された。以下に示す計算例は、このような考え方に基づいて設計した事例である。

c)補強設計計算

i)既設橋脚の照査

復旧仕様に従って求めたコンクリートの応力-ひずみ曲線、柱のP-δ曲線はそれぞれ、図4.1.1-8、図4.1.1-9である。せん断耐力P_sはコンクリートの負担する耐力S_cと斜引張鉄筋の負担する耐力S_sの和として、

$$P_s = S_c + S_s = 251 + 263 = 514 \text{ tf}$$

よって、図4.1.1-9から終局水平耐力P_u = 624 tf であるから、

$$P_u > P_s$$

すなわちせん断破壊先行型と判定される。

地震時保有水平耐力P_aと許容塑性率μは、

$$P_a = P_s$$

$$\mu = 1.0$$

計算により等価固有周期 T_{eq} は 0.51sec となり、図 4.1.1-7 から設計水平震度の標準値 k_{hc0} は

$$k_{hc0} = 1.75$$

また地域別補正係数を 1 (すなわち、 $k_{hc} = k_{hc0}$) とすれば等価設計水平震度 k_{he} は、

$$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu - 1} = 1.75$$

である。地震時の作用外力は、橋脚の支持する上部工死荷重 W_u と橋脚躯体重量 W_p および係数 C_p から得られる等価重量に等価水平震度 k_{he} を乗じて、

$$k_{he} (W_u + C_p \cdot W_p) = 1,957 \text{ tf}$$

以上から、

$$P_a < k_{he} (W_u + C_p \cdot W_p)$$

となり、既存断面は耐震性能が満足されていないから補強が必要である。

ii) 補強橋脚での照査

補強鋼材は S S 400、板厚 9 mm を橋脚躯体との空隙を 3 mm 確保して巻き立てる。鋼板の分割数は施工性から断面内には 8 分割とし、高さ方向は 1 パネル最大 3 m 程度とする。補強前と同様の手順で求めた $P-\delta$ 曲線が図 4.1.1-10 である。補強鋼板を斜引張鉄筋に換算してせん断耐力を計算した結果、

$$P_s = 1697 \text{ tf} > P_u = 700 \text{ tf}$$

すなわち、曲げ破壊先行型となる。図 4.1.1-10 から地震時保有水平耐力と許容塑性率は、

$$\mu = 5.5$$

$$P_a = 637 \text{ tf}$$

一方、等価水平震度の計算は、

$$T_{eq} = 0.45 \text{ sec}$$

$$k_{hc0} = 1.75$$

$$k_{he} = 0.55$$

したがって、

$$k_{he} (W_u + C_p \cdot W_p) = 525 \text{ tf} < P_a$$

となり、所要の耐震性能が確保された。

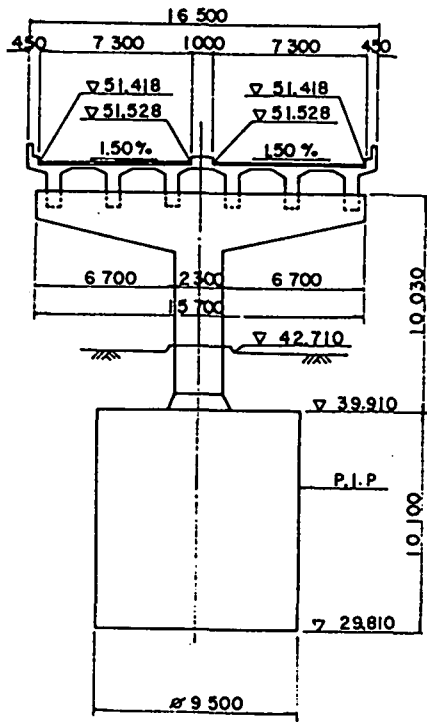
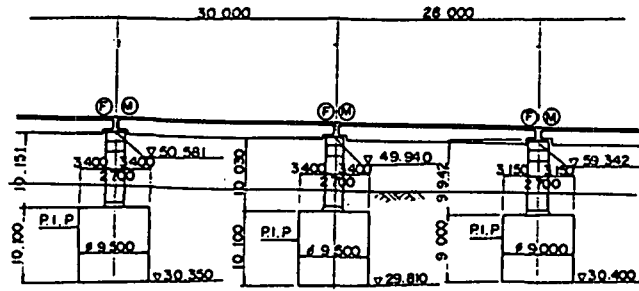


图 4.1.1-6 桥脚概要图

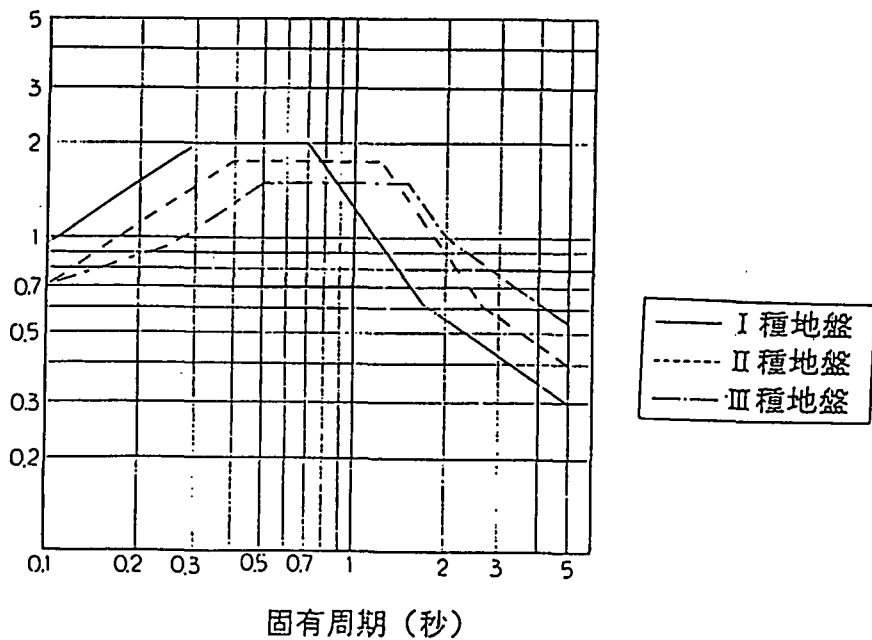


图 4.1.1-7 標準設計水平震度

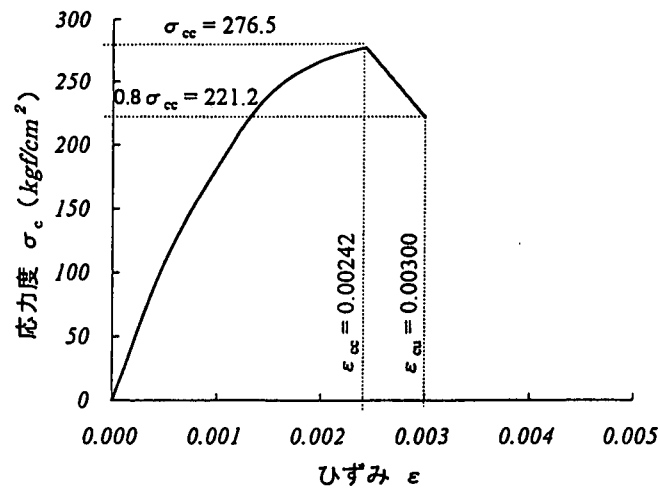


図4. 1. 1-8 コンクリートの応力度—ひずみ曲線

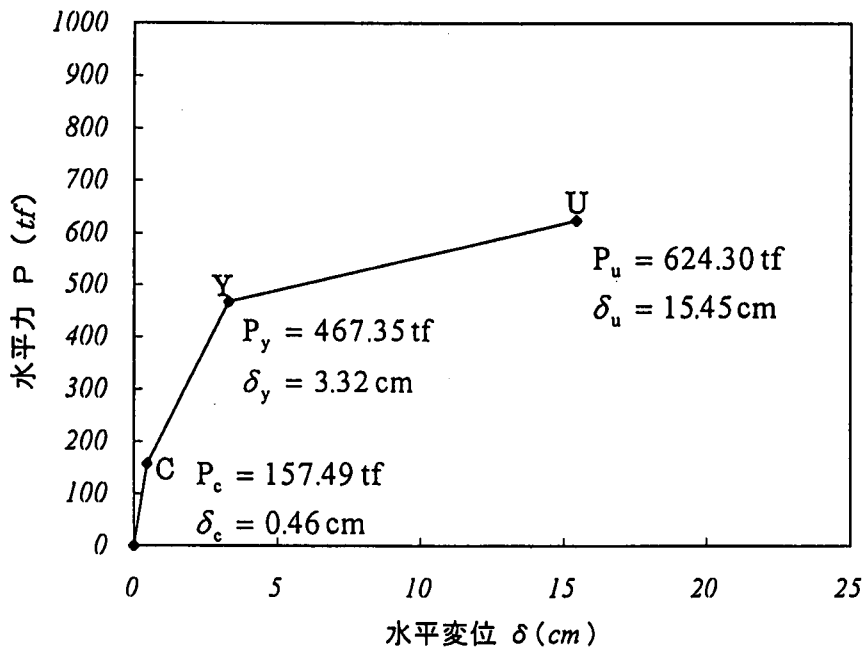


図4. 1. 1-9 P- δ 曲線(補強前)

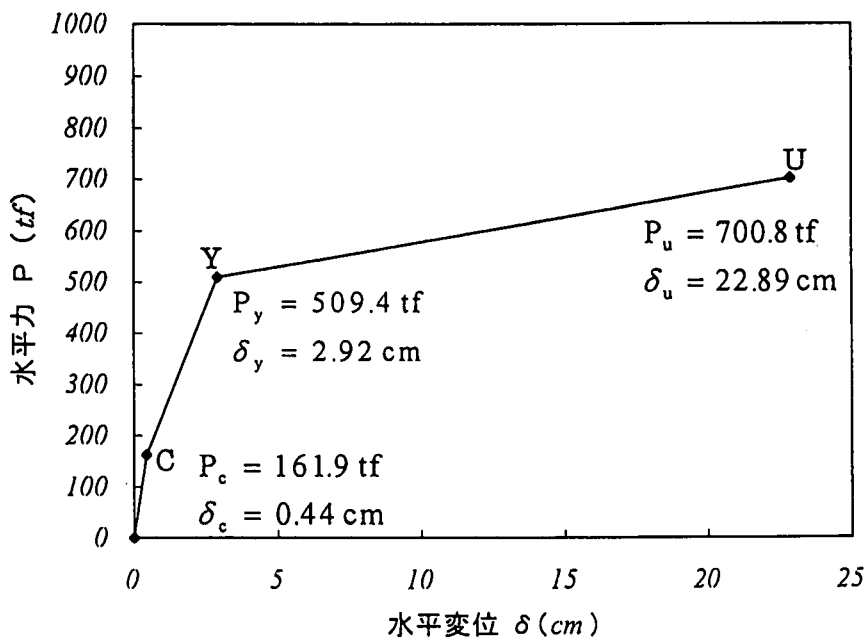


図4. 1. 1-10 P- δ 曲線(補強後)

(5)被災した鉄筋コンクリート橋脚の復旧事例

a) 復旧の基本方針

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、阪神高速道路も3号神戸線、5号湾岸線を中心に甚大な被害を被った。阪神高速道路公団では震災直後に構造物の応急調査を実施し、その結果を「道路震災対策便覧（震災復旧編）」による構造物別被災度の判定区分に対応させて、大きな損傷（判定区分As、A）、中規模の損傷（判定区分B）、小規模の損傷（判定区分C）、軽微な損傷または損傷なし（判定区分D）の5段階に分類した。神戸線および湾岸線の被災度の判定結果を表4.1.1-1に示すが、このうち神戸線のRC橋脚の約半数が被災度Cランク以上であった。

表4.1.1-1 神戸線および湾岸線の被災度判定結果

判定区分			As	A	B	C	D	合計
3号 神戸線	橋脚	鋼	3(2%)	8(5%)	12(7%)	112(69%)	28(17%)	163(100%)
		RC	64(7%)	78(8%)	102(11%)	225(24%)	474(50%)	943(100%)
	支承	-(-)	371(18%)	274(13%)	383(18%)	1,090(51%)	2,118(100%)	
	上部構造		26(2%)	67(5%)	243(19%)	215(16%)	753(58%)	1,304(100%)
5号 湾岸線	橋脚	鋼	0(0%)	0(0%)	13(9%)	21(15%)	109(76%)	143(100%)
		RC	0(0%)	0(0%)	1(0%)	22(11%)	179(89%)	202(100%)
	支承	-(-)	30(5%)	72(12%)	196(34%)	286(49%)	584(100%)	
	上部構造		1(0%)	0(0%)	8(2%)	28(6%)	425(92%)	462(100%)
小計	橋脚	鋼	3(1%)	8(3%)	25(8%)	133(43%)	137(45%)	306(100%)
		RC	64(6%)	78(7%)	103(9%)	247(22%)	653(57%)	1,145(100%)
	支承	-(-)	401(15%)	346(13%)	579(21%)	1,376(51%)	2,702(100%)	
	上部構造		27(2%)	67(4%)	251(14%)	243(14%)	1,178(67%)	1,766(100%)

この神戸線の復旧に当たっては、基本的には建設省の「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」（平成7年2月、以下復旧仕様という）に準拠し、耐震性の向上を図っている。

RC橋脚の復旧方法は、前述の被災度がAsおよびAランクの橋脚については再構築、B、C、Dランクの橋脚については補修・補強を原則としているが、被災度が小さくても橋脚の残留変位が大きいものについては再構築とした。また、RC橋脚の復旧設計においては、再構築および補修・補強橋脚のいずれも次の3段階の地震レベルに対して設計、照査を実施した。

- ①レベル1：平成2年版道路橋示方書—以下平成2年道示という—V耐震設計編に基づいた震度法による許容応力度設計で、当初設計において設計水平震度が0.20であったものが、平成2年道示では0.25となる（Ⅱ種地盤）。
- ②レベル2：平成2年道示V耐震設計編に基づく地震時保有水平耐力照査で、照査用震度はⅡ種地盤の場合0.85となる。
- ③レベル3-1：復旧仕様で示された応答スペクトルによる地震時保有水平耐力照査で、照査方法は平成2年道示に従うが、コンクリートの応力-ひずみ曲線および照査用震度は復旧仕様に従う。
- ④レベル3-2：今回の地震において最大加速度が観測された地点の地震記録を用いた非線形動的解析による照査。

b) 再構築橋脚

再構築橋脚は、既設のコンクリート橋脚を柱基部の主鉄筋を除き撤去し、復旧仕様に合致するようRC構造で再構築するものである。上記の検討レベル1および2を満足する標準的な部材断面を図4.1.1-11に示す。矩形断面では、部材寸法が現況3.2mから再構築後3.8mと0.6m増加する結果となった。

次に、この断面に対してレベル3-1の照査を実施する。復旧仕様では、コンクリートの応力-ひずみ関係に横方向拘束効果を取り入れているが、同仕様を満足するためには、D22mmの帯鉄筋を12.5cm（中間帯鉄筋は断面に4本必要）間隔とする必要がある（図4.1.1-11参照）。

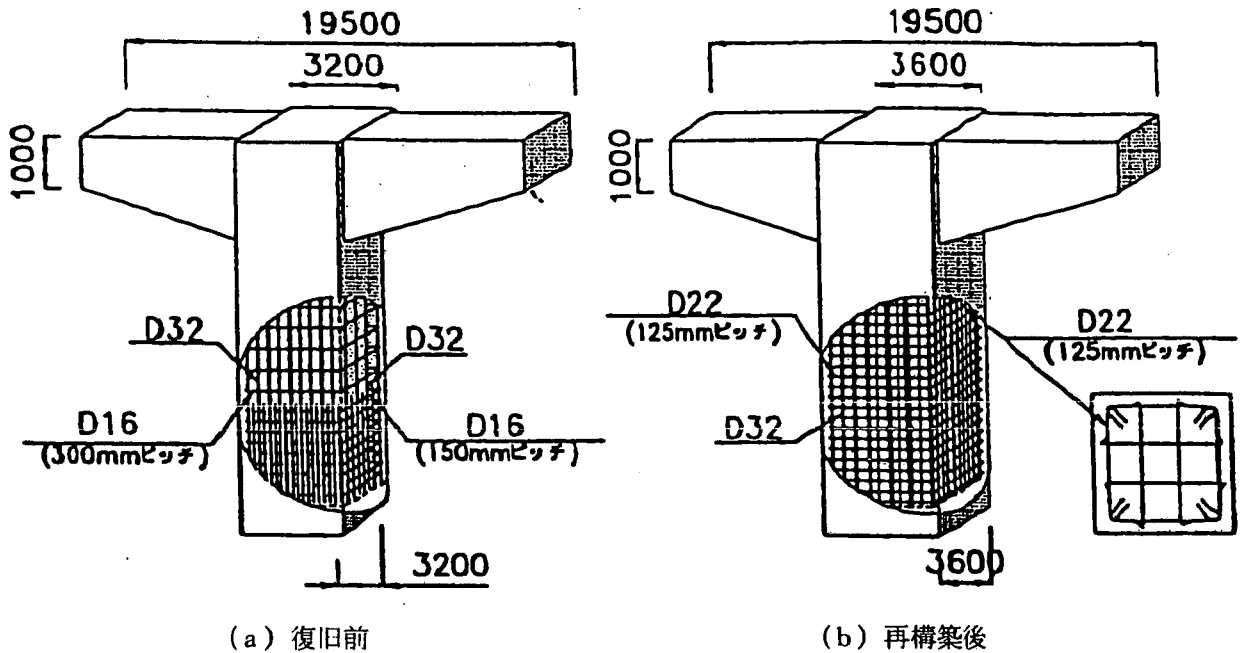


図4.1.1-11 RC橋脚再構築による形状変化

このようにして決定された橋脚形状に対して、レベル3-2の非線形動的解析を実施した。入力地震波は神戸海洋気象台NS成分（最大加速度818gal）を用い、解析条件は以下のように設定した。

- ① 解析モデルは橋脚部分のみを取り出し、質量は水平方向成分のみの集中質量として与えた。また、フーチングおよび梁は剛体要素とし、杭基礎はバネ要素としてモデル化した（図4.1.1-12参照）。
- ② 橋脚躯体の復元力特性は、コンクリートのひび割れ発生、鉄筋降伏による剛性低下を考慮して武田モデルによった。また、部材断面の曲げモーメント-曲率関係は復旧仕様によった。
- ③ 減衰常数は、橋脚躯体を2%、基礎・地盤系を20%とした。
- ④ 数値積分にはNewmarkの β 法（ $\beta=0.25$ ）を用い、計算時間の刻みは0.001secとした。

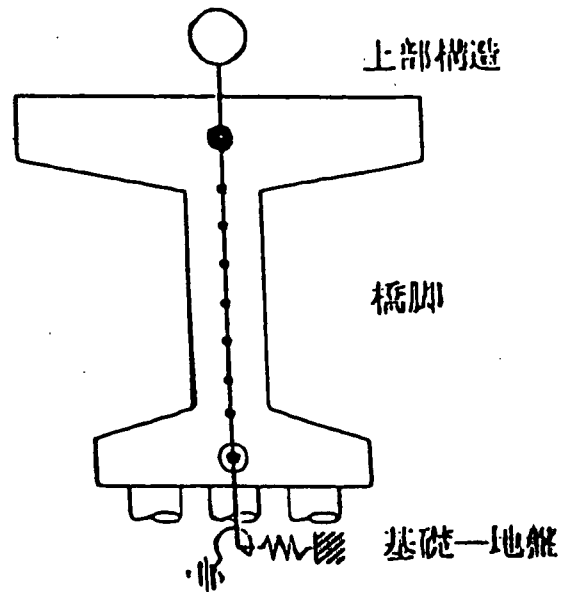


図4.1.1-12 動的応答解析モデル

解析結果を表4.1.1-2に示すが、これから以下のことが言える。

- ① 橋脚天端の応答加速度の大きさは、ほぼ入力加速度に等しい。
- ② 橋脚天端の変位は、復旧仕様に基づいて算出される許容塑性変位より小さい応答を示している。
- ③ 橋脚基部の応答曲げモーメントの最大値を天端の水平力に換算した換算水平力および応答せん断力の最大値は、復旧仕様に基づいて算出される値を下回っている。

以上のように、再構築橋脚ではレベル1およびレベル2で断面形状を、レベル3-1で帯鉄筋量を決定の上、レベル3-2の手法で照査している。

表4.1.1-2 動的応答解析結果

			再構築	鋼板RC併用補強	
動的解析	橋脚天端	応答加速度 (gal)	860	875	
		応答変位 (cm)	16.7 (1.17)	17.5 (1.47)	
	橋脚基部	曲げモーメント応答に対応する換算水平力 (tf)	535 (1.11)	602 (1.07)	
		せん断応答に対応する水平力 (tf)	936 (2.90)	949 (2.25)	
静的解析	保有水平耐力	曲げ破壊に対する換算水平力 (tf)	591	645	
		せん断破壊に対する換算水平力 (tf)	2,715	2,139	
	P-δ関係	降伏時	水平力 (tf)	461	504
			変位 (cm)	2.0	3.4
		終局時	水平力 (tf)	657	716
			変位 (cm)	28.1 (19.6)	36.8 (25.7)

注) () : ・保有水平耐力/最大応答値, 許容塑性変位/最大応答値
 ・許容塑性変位

再構築橋脚は、一般的に主鉄筋については既設の主筋に継ぎ筋をし、さらに復旧仕様に対応する増筋を後施工アンカー方式で設置し、柱の曲げ耐力を上げるとともに、せん断補強筋や帯鉄筋を配置し、橋脚のじん性を増している。一方、既設の橋脚はPC梁が多く採用されていたが、再構築の梁は、工期の短縮、桁下の平面街路の交通への影響の低減を図るために鋼製梁とした。すなわち、再構築橋脚は、柱がRC構造、梁が鋼製の複合橋脚となる。その一般図を図4.1.1-13に、また鋼とコンクリートの結合部の構造を図4.1.1-14に示す。

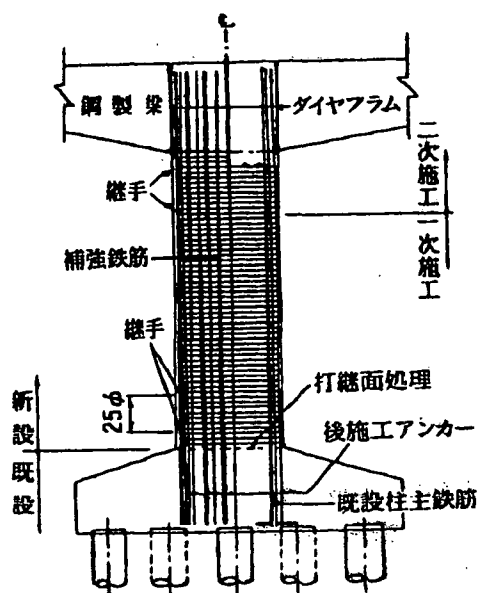


図4.1.1-13 RC橋脚再構築構造

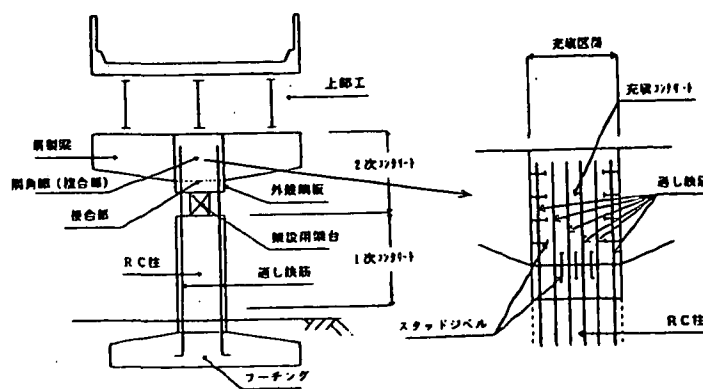


図4.1.1-14 結合部の構造

結合部は、RC柱の主鉄筋を鋼製梁下フランジを貫通させ、隅角部内の充填コンクリートに定着させることにより、鉄筋コンクリート方式として設計する。また隅角部とRC柱の接合部は、応力急変を緩和し、コンクリートの圧壊を防止する目的で鋼製梁断面を50cm程度下げるものとする。

この工法は、首都高速道路公団で急速施工のために研究されていたものであるが、実用化されたのは神戸線の再構築が始めてである。そこで、阪神高速道路公団では1/5模型実験を実施し、構造の信頼性を確認している¹⁾。さらに、柱と梁の接合部の施工性についても実物大の模型を作成して検討を行った。

図4. 1. 1-15に再構築橋脚の施工手順を、写真4. 1. 1-1に完成写真を示す。

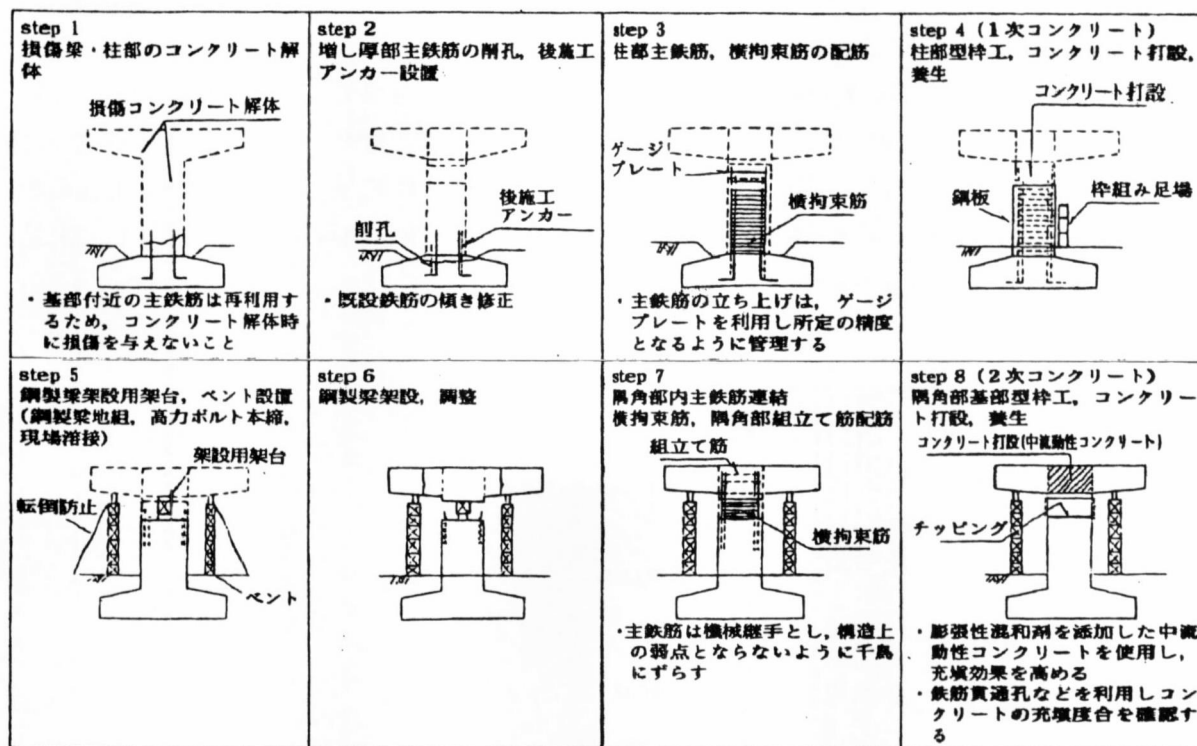


図4. 1. 1-15 再構築橋脚施工手順



写真4. 1. 1-1 再構築橋脚完成写真

c) 補修・補強橋脚

比較的損傷が軽微であった橋脚は、損傷部を補修した後、基本的に鋼板-コンクリート巻立て併用法により補強した^{A8), A9)}。すなわち、前述のレベル1を満足するためにRC巻立て補強を行うが、レベル2あるいはレベル3を満足するのに十分な帯鉄筋および中間帯鉄筋の配置が困難であることから、外側に鋼板を巻立てるものであ

る。したがって、この工法における鋼板は、橋脚のじん性およびせん断耐力の向上を目的としているので、フーチングに定着させない構造としている。補強の一般図を図4.1.1-16に示すが、この場合鋼板は帯鉄筋と見なして設計している。また、新設のRC巻立て厚さは、既存脚柱のかぶりコンクリートをはつらないことを前提として、その表面より30cm確保することを原則としている。

旧部材は損傷ランクに応じて、表4.1.1-3によりその有効性を評価するものとする。その時の損傷ランクは局部的な損傷であっても、脚柱全体が同程度の損傷ランクとして評価する。曲げに対する設計では、旧部材内の鉄筋は、多段配置の場合でもすべて同程度の被災とする。またRC巻立て部の主鉄筋は一段配置を標準とし、段落しは行わないものとする。せん断に抵抗する横方向鋼材は、健全である旧部材内最外縁帯鉄筋、巻立て部に配置した鋼材（帯鉄筋、鋼板）のみを有効とする。

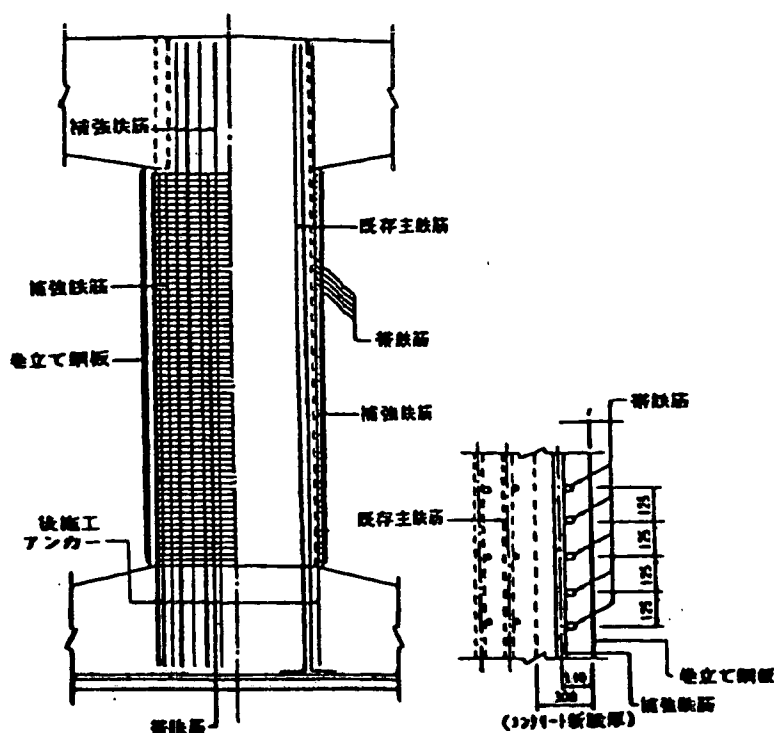


図4.1.1-16 併用工法によるRC橋脚の補強

表4.1.1-3 損傷レベルと旧部材の材料特性

損傷レベル		B	C	D	
応力度照査	コンクリート	鉄筋のヤング係数	$2/3 E_s$	$2/3 E_s$	E_s
		圧縮応力度の許容値	$0.8 \sigma_{ca}$	σ_{ca}	σ_{ca}
		せん断応力度の許容値	$0.7 \tau_{al}$	τ_{al}	τ_{al}
地震時 保有水平耐力照査	降伏時	鉄筋のヤング係数	$2/3 E_s$	$2/3 E_s$	E_s
		コンクリートの圧縮強度	σ_{ck}	σ_{ck}	σ_{ck}
	終局時	鉄筋のヤング係数	E_s	E_s	E_s
		コンクリートの圧縮強度	σ_{ck}	σ_{ck}	σ_{ck}
		コンクリートの分担せん断応力度	$0.7 \tau_c$	τ_c	τ_c

ここで、 E_s : 旧部材の鉄筋のヤング係数 (2.1×10^6 kgf/cm²)

σ_{ck} : 旧部材のコンクリートの設計基準強度

τ_{al} : 旧部材のコンクリートの許容せん断応力度

τ_c : 旧部材のコンクリートが負担できるせん断応力度

レベル1および2を満足する標準的な部材断面を図4.1.1-17に示すが、部材寸法が0.6m増加する。さらにレベル3-1の照査の結果、12.5cm間隔で配置したD25mm帯鉄筋、および6mm厚の部材軸方向に連続した鋼板が必要と

なる。また、レベル3-2の動的解析の結果を表4.1.1-2に再構築橋脚と併せて載せているが、傾向は再構築橋脚と同じである。

施工に当たっては、既設コンクリートのひび割れ部に樹脂を注入した後、既設コンクリートの表面の目荒らしを行う。この段階で、既設コンクリートに浮き、はく離がある場合はそれらを除去するとともに、座屈、破断あるいは降伏した鉄筋は取り替える。次に、後施工アンカーにより補強鉄筋を立て込む。補強鉄筋には既存の主鉄筋と同種、同径のものを用い、その配置間隔は20~30cmを標準としている。その後、帯鉄筋を設置し、鋼板を取り付け、コンクリートを充填する。鋼板と充填コンクリートとの一体化は、スタッドジベルによっている。充填コンクリートには、中流動コンクリートを使用した。

写真4.1.1-2に完成写真を示す。

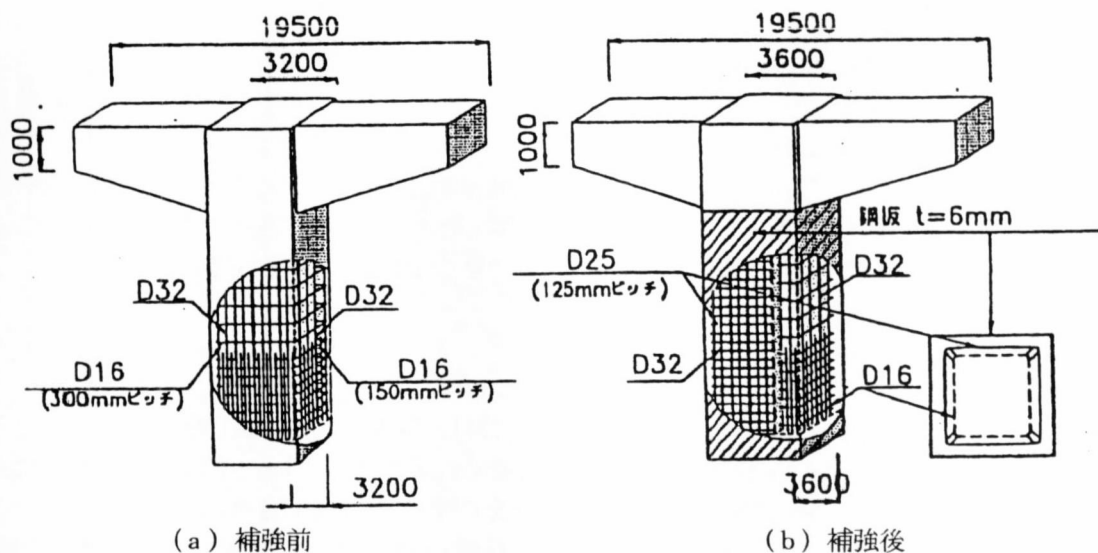


図4.1.1-17 RC橋脚補強による形状変化

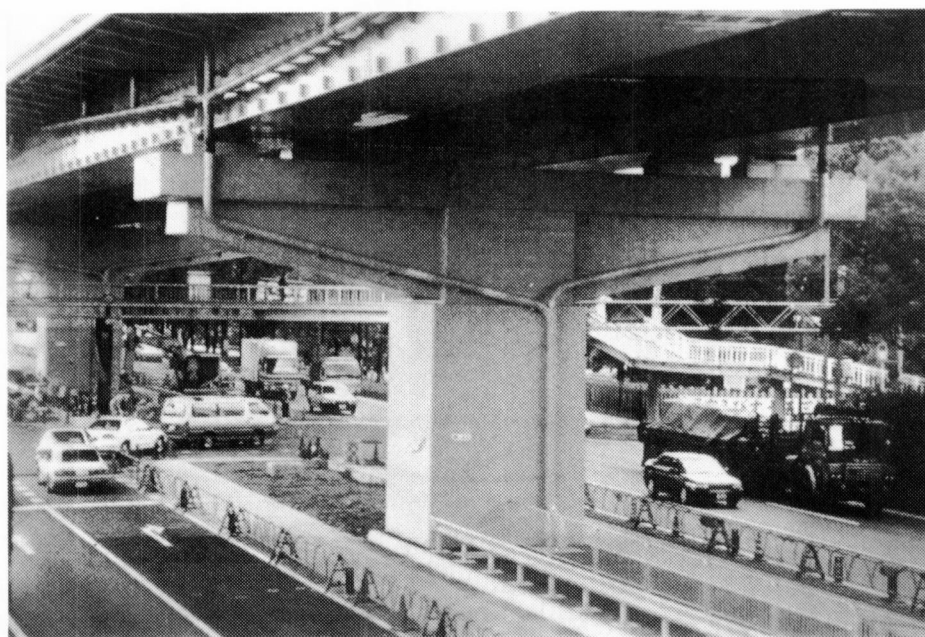


写真4.1.1-2 併用工法によるRC橋脚補強の完成写真

〔参考文献〕

- 1) 中島, 鈴木, 堀江: 鋼製梁とRC柱を組み合わせた複合橋脚(1/5供試体)の静的荷重試験, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集 pp233-238, 1995. 11

4. 1. 2 鉄道橋

鉄道では、「特定鉄道施設に係わる耐震補強に関する省令」（運輸省令第16号（平成8年3月18日））に基づいて耐震補強が行われている。具体的な適用については、別途告示により対象線区（運輸省告示第151号）、補強の方法（対象構造物）および目標年度（運輸省告示第152号）が定められている。その概要を以下に示す。

耐震補強の対象線区

- ① 下記の地域内にある新幹線
- ② 下記の地域内にあって1時間あたりの片道列車運行回数が10回以上の在来線区
 - ・ 東京圏（茨城県、埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県）
 - ・ 東海圏（岐阜県、静岡県、愛知県、三重県）
 - ・ 近畿・山陽圏（滋賀県、京都府、大阪府、兵庫県、奈良県、岡山県）

対象構造物および方法

- ① RCラーメン高架橋柱およびRCラーメン橋台柱
- ② 開削トンネル（RC中柱）
- ③ 橋梁、高架橋（落橋防止工）
 - ・ 耐震診断の結果により、せん断力に対する安全度（せん断耐力をせん断力で除したもの）が曲げモーメントに対する安全度（曲げ耐力を曲げモーメントで除したもの）より小さなものについて、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より大きくなるように補強する。

耐震補強の目標年度

- ① 新幹線：平成10年度まで
- ② 在来線：平成12年度まで

鉄道における当面の補強目標の基本は、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないことである。これは、兵庫県南部地震の鉄道構造物の被害の特徴として、高架橋の柱等のコンクリート構造物がせん断破壊を起こして崩壊に至ったことから、構造物の崩壊を避けることを目標としてその可能性のあるものに対して耐震補強が行われることとなったものである。なお、ラーメン橋脚・橋台以外の橋脚等については上記の補強対象にはなっていないが、その方法等について検討されている。

(1) 工法の概要

鉄道で採用されているRCラーメン高架橋柱およびRCラーメン橋台柱の耐震補強工法は、兵庫県南部地震で被災した構造物の復旧工法として採用された工法が基本になっている（写真4.1.2-1）。この工法は、図4.1.2-1に示すように柱の外側全面に鋼板を巻き、柱と鋼板の間にモルタル等を充填するもので、鋼板は基礎・梁へ定着させていない。

被災したこれらの高架橋RC柱の復旧には、鋼板を全て溶接で取り付ける工法が用いられており、その後の補強工事でも溶接での取り付けが一般的になっている。しかし、経済性を考慮して施工性を改善する目的で、一部、水平方向の溶接の省略、機械継ぎ手あるいはボルト継ぎ手も採用されている。したがって、鉄道で採用されている鋼板巻き補強工法の主な相違点は、鋼板の継ぎ手構造の差にある。以下に、その概要を紹介する。なお、これらの工法は、交番載荷試験によりその補強効果を確認した上で採用されている。

a) 標準的な鋼板巻き補強

被災した高架橋RC柱の復旧に用いられた現在最も一般的な工法で、以下のような特徴がある。

- ① 鋼板は柱く体の全範囲（フーチングまたは地中梁天端からハンチまたは梁下端まで）に巻き立てる。
- ② 鋼板は補強が必要なブロックの全ての柱に対して巻き立てる。③ 基礎および梁へは定着しない。
- ④ 鋼板の厚さは6mmが一般的であるが、柱断面幅の大きな柱にはそれ以上の板厚の鋼板が用いる。
- ⑤ 鋼板にはスタッドボルト等のモルタルとの付着を取るための措置は講じていない。
- ⑥ 鋼板は図4.1.2-2(a)のようにコの字型に加工した鋼板を溶接するのが基本であるが、図4.1.2-2(b)のようにL型に加工した鋼板の角部を溶接する工法も採用されている。

b) 水平方向継ぎ手を非溶接とする鋼板巻き補強

柱の上下端に近い箇所を除き鋼板の水平方向の溶接を省略するものである。ただし、充填材の漏れに対する配慮、防錆等が問題になるため、あまり積極的には用いられていない。その他は標準工法と同様である。

c) ボルト接合を用いた鋼板巻き補強

施工の簡略化を目的に鉛直方向の鋼板の接合を高力ボルト接合で行なう工法で、図 4.1.2-3 に示す方法である。その他は標準工法と同様である。

d) かみ合わせ継ぎ手を用いた鋼板巻き補強

施工の簡略化を目的に、鉛直方向の鋼板の接合を溶接の代わりに図 4.1.2-4 に示すかみ合わせ継ぎ手を用いる工法である。その他は標準工法と同様である。

(2)補強設計の考え方

上記の鋼板巻き工法は、以下に述べるように、せん断耐力の向上によりせん断破壊先行型の破壊形式を解消し、じん性の増加を期待する工法である。この時、基礎への影響を考慮し、曲げ耐力の増加は期待していない。したがって、曲げ補強を行なわなくても所要の耐震性能を確保できる場合に用いている。

①せん断耐力の向上により、せん断破壊先行型の破壊形式を解消する。

補強の対象になっている RC ラーメン高架橋柱および RC ラーメン橋台柱は、せん断破壊先行型の柱である。これは、図 4.1.2-5 に示すように、兵庫県南部地震で崩壊した RC 柱は全てせん断破壊先行型であったことから、当面の補強対象としてせん断破壊先行型の RC 高架橋柱が優先して補強工事が行われているためである。

②変形性能の向上を期待する。

構造物の耐震性能を向上させるためには、耐力を増加させる方法、変形性能を増加させる方法およびその両者を増加させる方法が考えられる。しかし、このうち耐力を増加させる方法を採用すると、柱は強くなるが相対的に基礎が弱くなるという問題が生じることになる。そこで、この工法は、できる限り耐力を増加させずに変形性能を増加させることを目指している。鋼板を梁や基礎に定着していないのはこのためである。

③全ての柱にかつ柱の全面に鋼板を巻くことにより、構造系全体の耐震性能の向上を目指す。

同一のブロックの一部の柱あるいは柱の一部に鋼板を巻くと、鋼板を巻いた柱あるいは巻いた部分に力が集中するようになり、構造系全体の耐震性能上のバランスが崩れることになる。このようなことから、この工法では、全ての柱にかつ柱の全面に鋼板を巻いている。

鉄道で採用されている鋼板巻き工法の補強効果に関しては、耐力補強を目標にしたものではないため、変形性能がどの程度増加するかが問題になる。その場合、変形性能は補強鋼板の板厚によって左右される。したがって、板厚の選定が補強効果を論じる場合に問題になる。

各工法とも、その実施にあたり交番載荷試験によりその耐震性能（変形性能等）が確認されている。兵庫県南部地震後に行われたこれらの交番載荷試験の結果から、柱断面幅の最大寸法 1,000 mm 程度までの一般的な RC ラーメン高架橋柱に 6mm の鋼板を巻き立てた場合、少なくとも 10 程度以上のじん性率を確保できることが明らかになっている (A34)A50)。

補強に必要な耐震性能の評価方法に関して明確に定めた設計基準類はないが、非線形応答スペクトル（所要降伏強度スペクトル）を用いて耐震性の評価を行なうことができる。非線形スペクトルとは、構造物の非線形領域での挙動を知るために、構造物の固有周期をパラメータとして 1 自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、その最大応答値を構造物の降伏周期の関数として表示したものを総称して言う。その中でも、応答塑性率 μ 毎に、構造物の固有周期と所要降伏震度（塑性率が μ になるために必要な降伏震度）との関係を示したものを「所要降伏震度スペクトル」と言う。表 4.1.2-1 に、「鉄道施設耐震構造検討小委員会報告書（中間整理）」²⁾に記載されている兵庫県南部地震で得られた地震波形を用いて被災した山陽新幹線の RC ラーメン高架橋柱について行なった耐震性能（じん性）の評価例を示す。評価は、以下の手順で行う。

①対象とする RC ラーメン高架橋柱の降伏震度 (Kh(2)) を求める。

②対象とする RC ラーメン高架橋柱の固有周期を求める。

③交番載荷試験の結果から鋼板巻き立て補強を行ったの柱のじん性率を 10 とし、図 4.1.2-6 から降伏震度 (Kh(1)) を求め、①で求めた降伏震度 (Kh(2)) と比較する。

④ Kh(2) が Kh(1) であれば、評価に用いた地震波に対して必要な耐震性能を有していると判断する。

なお、所要降伏震度スペクトルは、文献 1) にその後検討されたものが記載されている。

(3)補強事例

前に述べたように、現在鉄道で行われている鋼板巻き工法の基本的な補強の考え方はどれも同じであり、その相違点は鋼板の継ぎ手構造の差にある。

標準的工法は、民鉄および東海道新幹線、山陽新幹線の耐震補強に積極的に採用されている。ただし、鋼板の巻き立て方に差がある。即ち、一般には図 4.1.2-2(a)のようにコの字型に巻き立てるが、山陽新幹線で震災復旧以降に行われている耐震補強では図 4.1.2-2(b)のようにL字型の巻き立て構造が採用されている。

水平方向溶接を省略する工法は、山陽新幹線の一部の高架橋に採用されている。

また、鋼板巻きボルト接合および鋼板巻きかみ合わせ継手は、東北・上越新幹線で主に採用されている。以下にこの補強工法の具体的な実施例を示す。

(a) 鋼板の厚さ

柱断面幅の最大寸法 1,000 mmまでの高架橋柱には6 mmの板厚のものが用いられているが、1,000mmを超え1,500 mm以上の柱では9 mmの板厚のものが、さらに大きな柱には12mmの鋼板も採用されている。

(b) 充填するモルタルの種類

圧縮強度 $\sigma_{28}=50\text{kgf/cm}^2$ 程度の無収縮モルタルを用いることを基本としている。

(c) 鋼板と充填したモルタルとの定着

鋼板には、スタッドボルト等のモルタルとの付着を取るための措置は講じていない。

(d) 鋼板の溶接

鋼板は、コの字型の鋼板を用いる場合には、開先き加工した上で裏当て金を用いて溶接している。また、L型に加工した鋼板を用いる場合には、角部を開先加工した上でL型钢を裏当て金に用いて溶接を行っている。

(e) 地中部の施工

地中部の鋼板には、防水工を施す、鋼板を覆う根巻きコンクリートを施工する、鋼板の腐食代を考慮して2~3mm程度以上厚くする等の方法が用いられている。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、平成8年3月
- 2) 鉄道施設耐震構造検討委員会：兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査（中間整理）、1995年8月

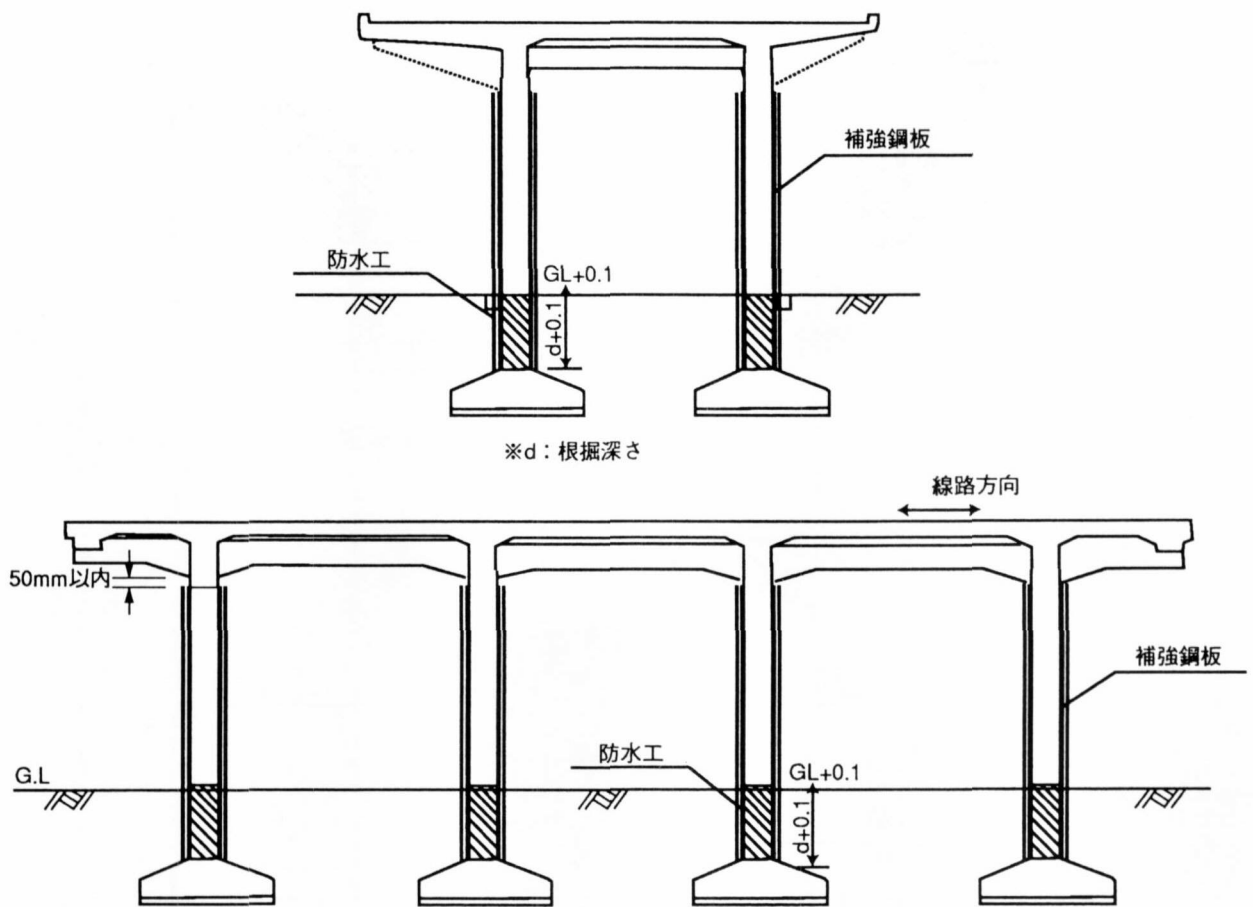
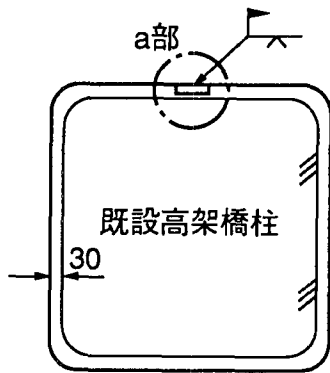


図 4.1.2-1 鉄道高架橋RC柱の鋼板巻き補強工法概要

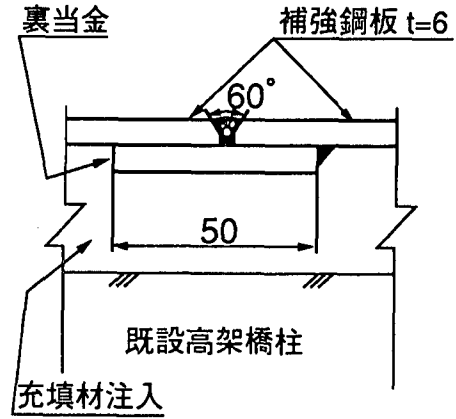


写真 4.1.2-1 鋼板巻き補強後の鉄道高架橋

柱標準断面

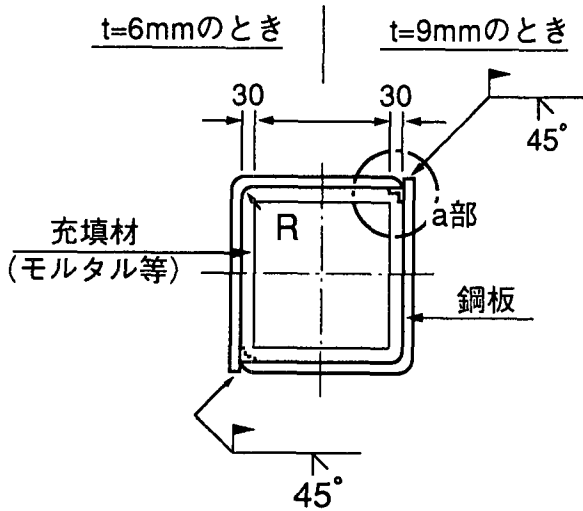


a部詳細

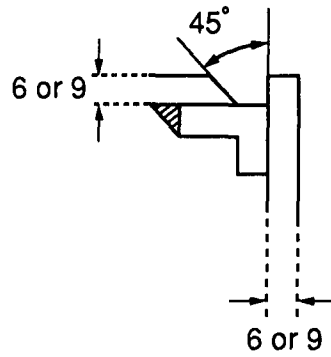


(a) コの字型鋼板補強

断面図

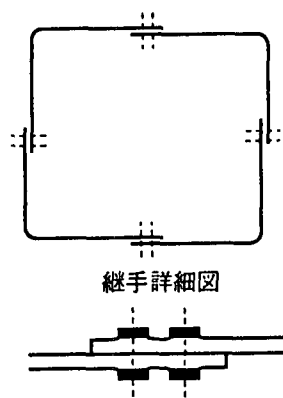


a部詳細

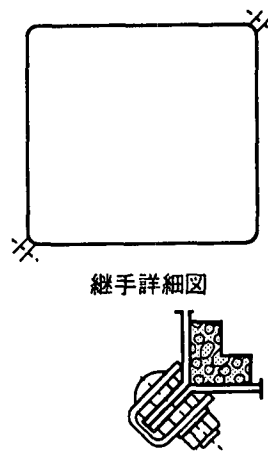


(b) L字型鋼板補強

図 4.1.2-2 鋼板の鉛直方向継ぎ手の溶接

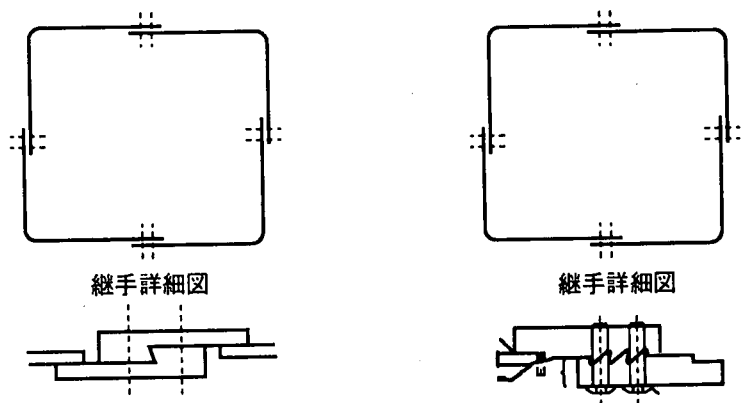


(a) ボルト式



(b) クリップ式

図 4.1.2-3 ボルト接合



(a) かみ合わせ単式

(b) かみ合わせ複式

図 4.1.2-4 機械式継ぎ手

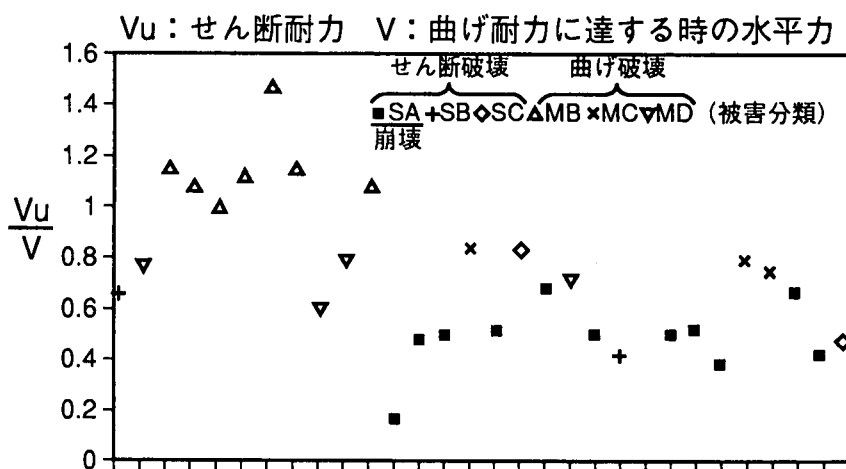
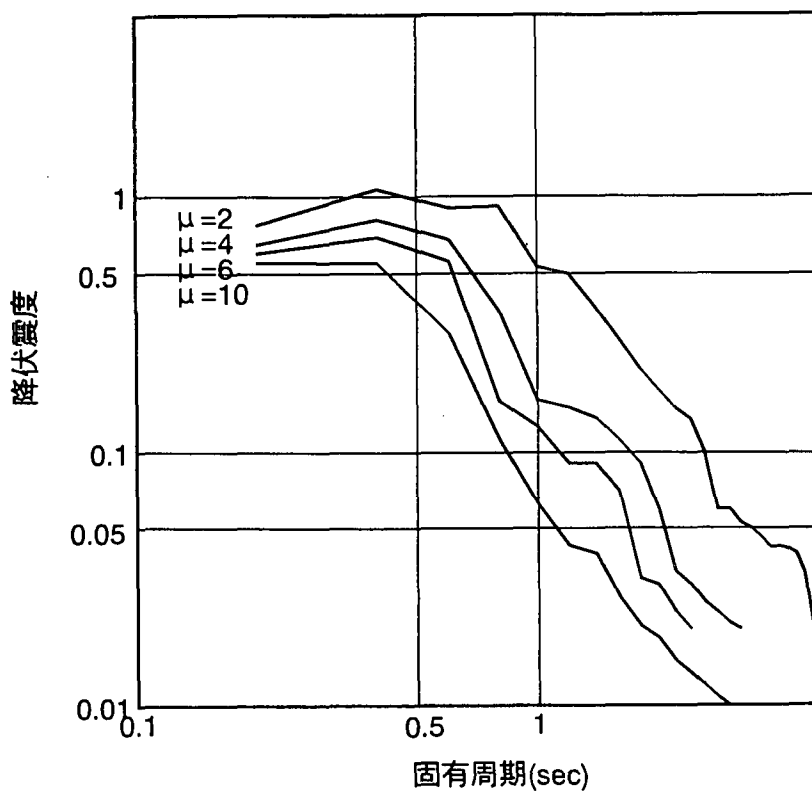


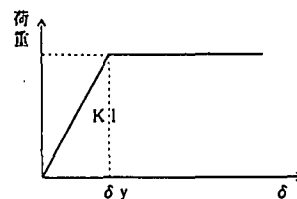
図 4.1.2-5 V_u/V の比較

表 4.1.2-1 補強後のRCラーメン高架橋の耐震性(じん性)の評価例²⁾

名称	ブロックNo.	方向	固有周期	Kh(1) *1	Kh(2) *2
下食満BL	R11	線路方向	0.61 s	0.28	0.40
		線路直角方向	0.73	0.16	0.40
第一野間BL	R7	線路方向	0.63	0.25	0.37
		線路直角方向	0.71	0.17	0.37
時友BL	R11	線路方向	0.69	0.19	0.45
		線路直角方向	0.59	0.30	0.36
阪水BL	R6	線路方向	0.76	0.14	0.42
		線路直角方向	0.90	0.08	0.44
松林寺Bv	RA2	線路方向	0.80	0.12	0.27
		線路直角方向	0.99	0.06	0.29



初期減衰定数 $h=0.05$
 履歴モデル バイリニア型
 μ じん性率
 入力地震動 神戸海洋気象台記録波形 (NS成分)



- * 降伏震度：部材が降伏する時の震度
- * 固有周期：降伏点割線剛性を用いたときの固有周期

図 4.1.2-6 検討に用いた降伏強度スペクトル²⁾

4. 1. 3 地下構造物

(1)概要

対象とする構造部材は、地下鉄駅舎部ならびにトンネル部における鉄筋コンクリート製(以下、RCと称す)中柱であり、被災地神戸にて、地上構造物と同様にその柱部材が大きな損傷を受けたことは記憶に新しい。

従来、地下構造物は地震時において周辺地盤と同様に挙動するとされ、地震に有利な構造物という認識があった。そこでの一般的な設計照査では、土圧等の常時荷重による許容応力度設計と震度法による地震時に対する設計の2者を行うが、結果として前者によるものが設計を支配し、ここで対象とする中柱は一般に軸力のみを分担する部材として設計されていた。すなわち、設計の取扱い上、中柱部材両端をピンとして本体ラーメン構造に接合しているとし、軸力部材として限定する場合もあるといわれる。

ここで示す具体例は、震災を受けた神戸市交通局高速鉄道三宮駅舎部A31),1), ならびに直接的な被害は免れたものの早急な耐震補強対策がなされた大阪市交通局高速電気軌道御堂筋線A31),2)での復旧ならびに耐震補強例である。

(2)工法

復旧補強工法は、(財)鉄道総合技術研究所にて実施された鋼板巻き立て工法の公開実験を含む検討結果すなわち板厚6mmの鋼板巻き立て補強基準断面³⁾を規範としている。しかしながら、補強作業現場である地下鉄構造物では、車両軌道部に対する建築限界の制約により、地上構造物のように補強後に柱断面を増加させることが難しく、既存のRC柱と鋼板との間隔すなわちモルタル充填部を10mmと薄くし、その妥当性を確認するために使用モルタルの充填性実験を別途実施している例もある。さらに、施工時の足場ならびに資材置場等の付帯施設の空間ならびに時間的確保の制約が厳しく施工性を重視した工法の選択となっている。

なお、地震時の損傷により従来の機能すなわち上載荷重の保持を期待できないRC柱については、それに代替するH形鋼柱(H300x300など)を軌道軸方向の両脇に各2本計4本配置した上で、損傷RC柱と新設鋼柱の両者を既設柱として鋼板巻き立て工法を適用している(図4.1.3-1参照)。

また、後述するように補強設計は柱部材のせん断耐力のみの向上をその旨とし、他の部位部材すなわち接合部を含む上下床版への補強鋼板の定着は行ってない。具体的には鋼板端部は接合部ハンチから50mm離して施工されている(図4.1.3-2参照)。なお、図中補強鋼板とRC柱とに設けた固定アンカは、両者の一体化を促すと云うよりは、流動モルタルの注入圧に対する鋼板の変形防止の意図が大きい。

(3)補強設計の考え方

補強設計の骨子は、柱のせん断耐力の向上にあり、曲げ耐力の強化は含まれていない。すなわち目的とする耐震性能は、補強前の柱が有する曲げ耐力と等しい外力すなわち曲げモーメントが作用する際に生じるせん断力に対し、柱がせん断破壊しないことを指標とし、いわゆるせん断破壊先行型の破壊形式を抑制することが要求されている。

せん断耐力の算定方法は、土木学会コンクリート標準示方書の棒部材のせん断耐力算定方法に準じている。すなわちせん断耐力評価式： $V=V_c+V_s$ (ここに V_c はコンクリート部分分担で、 V_s は帯鉄筋分担)の V_s に6mm厚補強用鋼板を帯鉄筋同等に換算し、加算することによりせん断耐力向上をはかっている。上載荷重による軸力のせん断耐力への影響は、上記式内にて考慮し、当補強工法である6mm厚鋼板巻き立ての妥当性を確認している。この鋼板の補強により、中柱の帯鉄筋量の増加に等しいじん性率の向上が期待できるが、同部材に関する目標じん性率の設定ならびに補強された中柱のじん性率算定法の確立には至らず、緊急的な補強施工設計例においては、せん断耐力のみに着眼したものとなっている。

このような考え方の基礎となるものすなわち準拠基準は、平成7年7月26日第6回鉄道施設耐震構造検討委員会資料『既存の鉄道構造物に係わる耐震補強の緊急措置について』等による。

(4)今後の動向

監督官庁である運輸省が現在作成中の地下構造物に対する耐震設計方法に準拠するが、応答変位法による水平方向外力に対して抵抗しうる部材として曲げならびにそれに伴うせん断力に対する中柱の設計を行う方向にある。また、現在活用しうる指針として、(財)鉄道総合技術研究所『新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料』(平成8年3月)があり、神戸市ならびに名古屋市等の新設構造物に適用されている。なお、兵庫県南部地震クラスの耐震設計を実施している最初の事例である神戸市交通局高速鉄道海岸線の中柱の設計では、帯鉄筋の増量、具体的には従来の帯鉄筋径10mmを16mmに増加させることにより対処しており、合

成柱の採用には至っていない4).

参考文献

- 1)神戸市交通局高速鉄道技術部設計課, 中央復建コンサルタンツ(株): 神戸市高速鉄道被災状況調査及び復旧に係わる実施設計・本復旧標準図, 平成7年3月
- 2)大阪市高速電気軌道: 中柱鋼板巻き補強施工参考図
- 3)鉄道施設耐震構造検討委員会: 兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査等(中間整理素案), 第4章復旧計画. 平成7年
- 4)水口和彦, 田中武晴, 小嶋勉: 地下鉄構造物の耐震設計—神戸市海岸線—, 中央復建技報, 第27号, pp.130-137, 1996年11月.

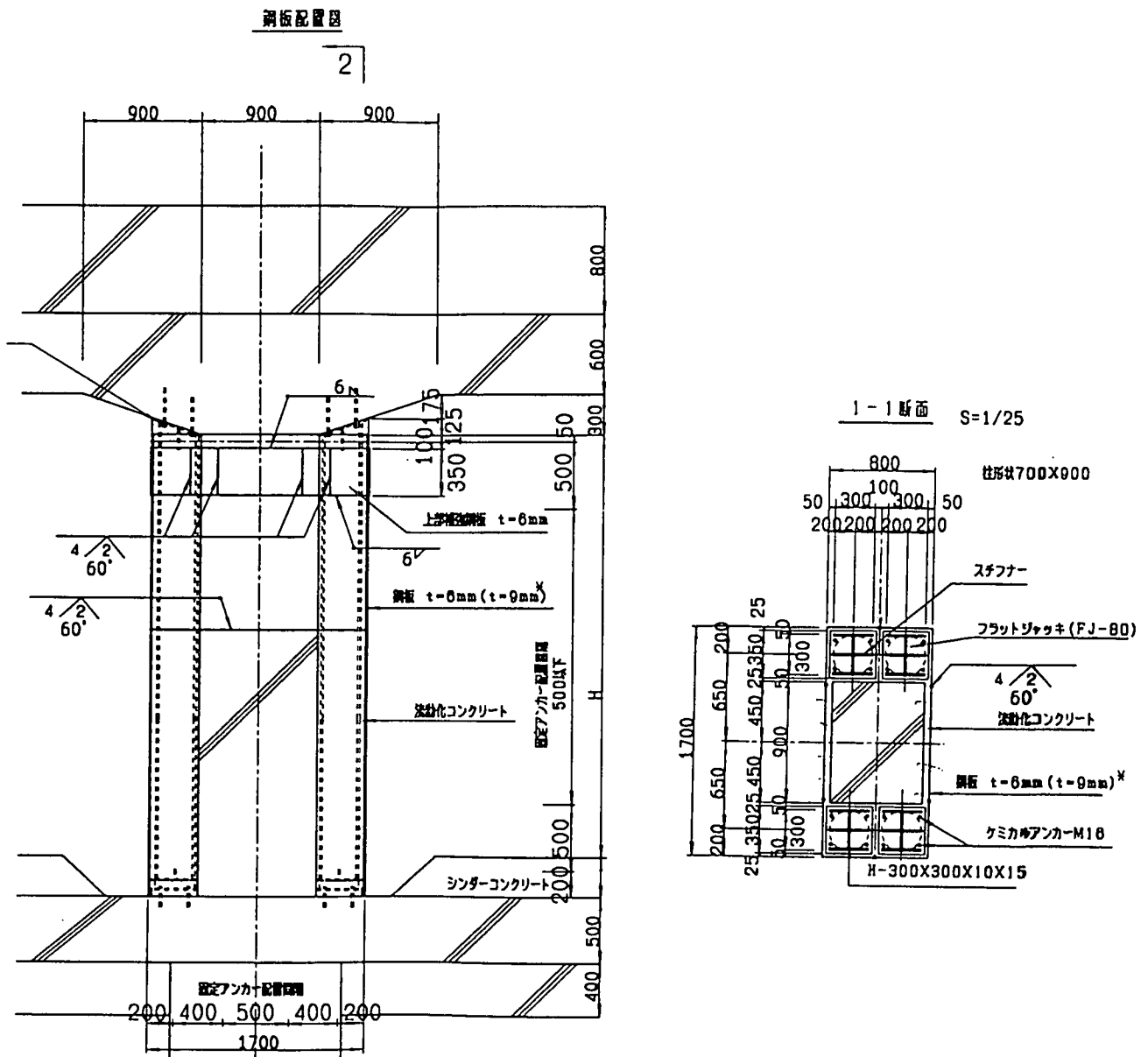
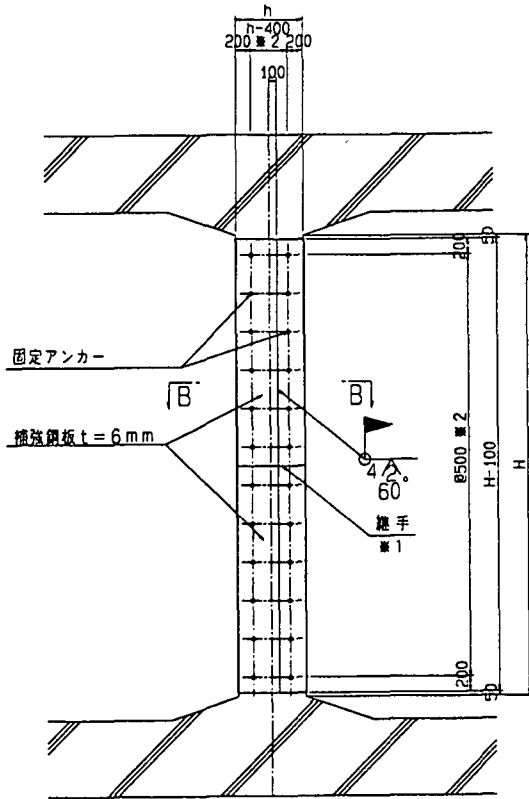


図4.1.3-1 被災した地下鉄構造物中柱の耐震補強例(神戸市交通局・三宮駅舎)¹⁾

縦断図



断面 B-B S=1/20

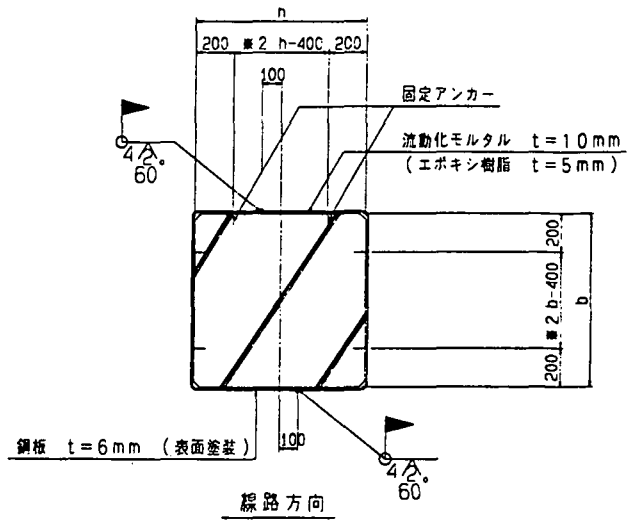


図4.1.3-2 被災していない地下鉄構造物中柱の耐震補強例(大阪市交通局・御堂筋線)²⁾

4.2 コンクリート橋脚等への連続繊維巻き立て補強

4.2.1 道路橋

鉄筋コンクリート橋脚の軸方向主鉄筋段落し部の規定が改定される以前の古い耐震基準が適用されて設計された橋脚は、大規模地震が発生した場合に、段落し部の損傷が生じる恐れがある。このような橋脚の補強を行う場合の工法としては、「鉄筋コンクリート巻き立て工法」、「鋼板巻き立て工法」が一般的である。しかし、既設構造物の補強は種々の制約された条件下での設計・施工となることが多くこれらの工法では対応が困難な場合がある。このような場合でも比較的対応しやすい工法として、新素材である「連続繊維」を用いた工法が考えられている。耐震補強に用いられる連続繊維には、一般に炭素繊維およびアラミド繊維がある。このうち炭素繊維については日本道路公団で先の大震災以前から段落し部の補強を対象に「炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法 設計・施工要領(案)」を作成しており、実際の施工も行われているのでここで紹介する。なお、じん性補強については、大震災後多数のじん性評価実験をもとに、拘束効果をコンクリートの応力・ひずみ関係で与える補強式が検討されているが、まだ適用事例はない。

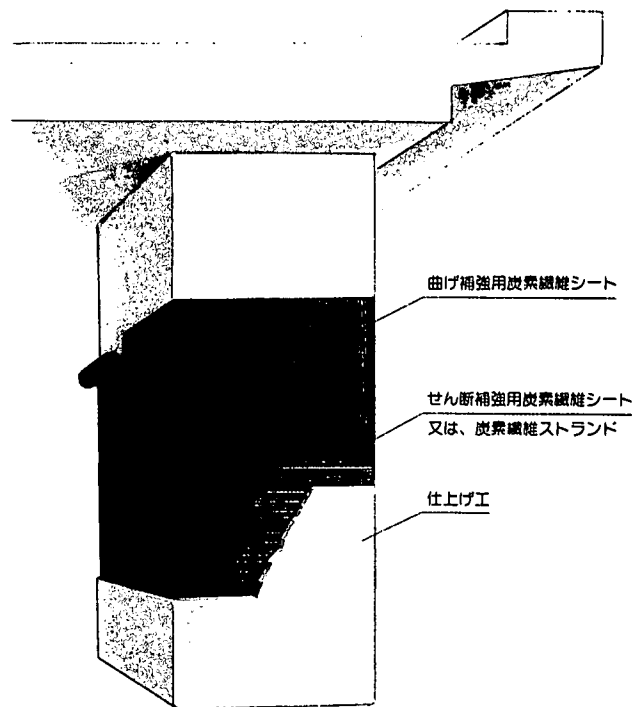
(1)工法の概要

炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法は、図4.2.1-1に示すように炭素繊維シート(炭素繊維をシート状に一方方向に配置したもの)あるいはストランドを橋脚の表面にエポキシ系含浸・接着樹脂で貼り付け(巻付け)ることにより耐震性能を向上させるものである。補強方法は目的に応じて曲げ補強、せん断補強に分類でき、両者を組み合わせることも可能である。それぞれの方法は、次のとおりである。

曲げ補強:部材表面の部材軸方向に炭素繊維シートを貼り付けることにより引張主鉄筋を増設することと同等の効果を持たせ、曲げ耐力を向上させる補強。

せん断補強:部材表面の部材軸直角方向に炭素繊維シートを貼り付けもしくは炭素繊維ストランドを巻き付けることにより帯鉄筋を増設することと同等の効果を持たせ、せん断耐力を向上させる補強。

炭素繊維シートによる補強工法は、使用する材料が、軽量・高弾性・高強度であるため、施工に際し特に大型の機械と必要とせず人力で可能であり、補強した後の断面の増加や重量の増加がほとんど無いため、基礎への影響が無いなどの特徴がある。



(2)補強設計(段落し部の曲げ補強)

図4.2.1-1 炭素繊維耐震補強工法概念図

段落し部を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強は、段落し部を曲げ補強することにより、破壊位置を段落し部から橋脚基部へと移行させることを基本としている。そのため、ここでは段落し部の曲げ補強設計について述べる。

このとき、照査する段落し位置は、鉄筋の重ね継手長さを考慮した位置とし(以下、照査段落し位置という。)、重ね継手長さを次式で算出する。

$$l_s = \sigma_{s0} \times \phi / (4 \tau_{0s}) \quad \text{かつ} \quad l_s \geq 20 \phi \quad (1)$$

ここに、

- l_r : 鉄筋の重ね継手長さ(cm)
- σ_{st} : 鉄筋の許容引張応力度(kgf/cm²)
- τ_{cs} : コンクリートの許容付着応力度(kgf/cm²)
- φ : 鉄筋の直径(cm)

a) 段落し部の曲げ補強設計

段落し部の曲げ補強は、基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの照査段落し位置での作用曲げモーメントより照査段落し位置の降伏抵抗曲げモーメントを大きくすることを基本とする。

この不足する曲げモーメントに対する炭素繊維シートの枚数は、次式により求める。

$$\Delta M = M_{ur} - M_y \tag{2}$$

$$\Delta M = A_{CF} \times \sigma_f \times \frac{7}{8} \times d \tag{3}$$

$$n = \frac{A_{CF}}{t_{CF} \times b_{CF}} \tag{4}$$

ここに、

- ΔM : 照査段落し位置の不足曲げモーメント
- M_{ur} : 基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの照査段落し位置の作用曲げモーメント
- M_y : 照査段落し位置の補強前の降伏抵抗曲げモーメント
- A_{CF} : 炭素繊維シートの断面積(cm²)
- σ_f : 設計用曲げ引張強度(kgf/cm²)
- d : 部材有効高さ(cm)
- t_{CF} : 炭素繊維シートの厚み(cm)
- b_{CF} : 炭素繊維シートの幅(cm)

その後、地震時保有水平耐力の照査を行い、その補強量が適切かどうかを確認する。

b) 曲げ補強範囲

炭素繊維シート貼り付けによる曲げ補強範囲は、照査段落し位置から、段落し部降伏抵抗曲げモーメントと基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用曲げモーメントとの交点までとする。(図4.2.1-2参照)

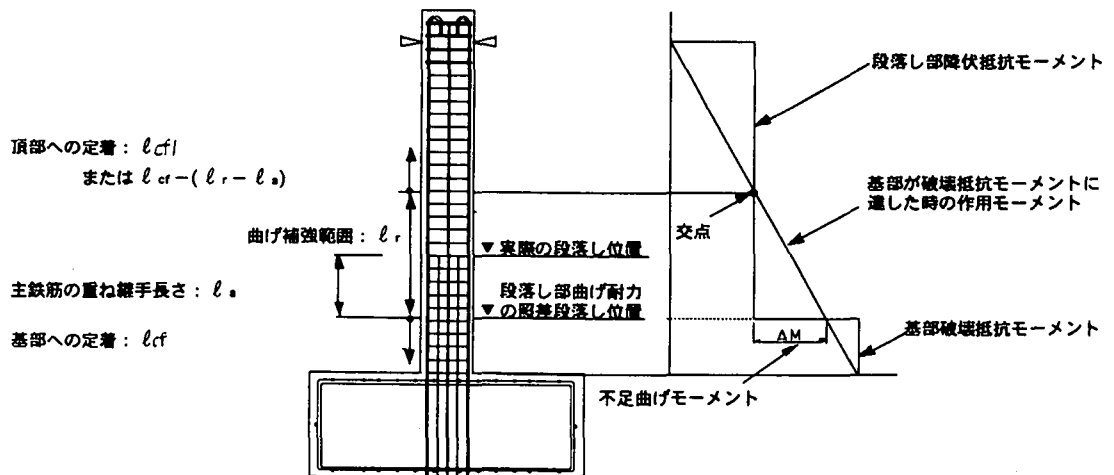


図4.2.1-2 橋脚の配筋と抵抗・作用モーメント

c) 曲げ補強した炭素繊維シートの上側定着長

上側定着長は、実際に段落しされた位置から次式で求められる定着長さl_{CF}を確保する。ただし、その長さが段落し部降伏抵抗曲げモーメントと基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用曲げモーメントとの交点か

ら、炭素繊維シート1枚当たりの定着長さ l_{CF1} と比較し、 l_{CF} が l_{CF1} より短い場合は l_{CF} を l_{CF1} まで延ばすこととする。

$$l_{CF} = \frac{\sigma_f \times n \times t_{CF}}{\tau_{CF}} \quad (5)$$

ここに、

- l_{CF} : 炭素繊維シートの定着長さ(cm)
- σ_f : 炭素繊維シートの設計用引張強度(kgf/cm²)
- n : 炭素繊維シートの必要枚数
- t_{CF} : 炭素繊維シートの厚み(cm)
- τ_{CF} : 曲げ補強に用いる炭素繊維シートの設計用付着強度(kgf/cm²)
(実験結果から、 $\tau_{CF}=4.5\text{kgf/cm}^2$ とする)

d)下側定着長

下側定着長は、照査段落し位置から次式で求められる定着長さ l_{CF} を確保する。

$$l_{CF} = \frac{\sigma_f \times n \times t_{CF}}{\tau_{CF}} \quad (6)$$

(3)補強設計事例

a)設計条件

i)橋梁諸元

- 上部工形式 : RC連続中空床版橋
- 下部工形式 : 角型3柱式橋脚 (b=240cm×d=120cm h=6.932m)
- 基礎条件 : 鋼管杭φ800 L=27.0m
- 鉛直反力 : 184tf
- 作用位置 : 橋軸方向 0.00m(橋脚天端)
橋軸直角方向 0.90m(上部工重心位置)

対象橋脚の概要を図4.2.1-3に示す。

ii)使用材料

既設材料

コンクリート

- 設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- ヤング係数 : $E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- 平均せん断応力度 : $\tau = 3.9 \text{ kgf/cm}^2$
- 許容付着応力度 : $\tau_{os} = 16 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋(SD295)

- 許容引張応力度 : $\sigma_{ss} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$
- 降伏強度 : $\sigma_{sy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$
- ヤング係数 : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

補強材料

炭素繊維シート

- 引張強度 : $\sigma_{CF} = 25000 \text{ kgf/cm}^2$
- 設計用引張強度 : $\sigma_f = 18750 \text{ kgf/cm}^2$
- 付着応力度 : $\tau_{CF} = 4.5 \text{ kgf/cm}^2$
- シートの厚み : $t_{CF} = 0.0111\text{cm}$

b)段落し位置の計算

実際の段落し位置: 橋脚天端より 4.532m

鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 l_s &= \sigma_{ss} \times \phi / (4 \tau_{os}) \\
 &= 1800\text{kgf/cm}^2 \times 1.9\text{cm} / (4 \times 16 \text{ kgf/cm}^2) \\
 &= 53.4\text{cm} (> 20 \phi = 20 \times 1.9\text{cm} = 38.0\text{cm})
 \end{aligned}$$

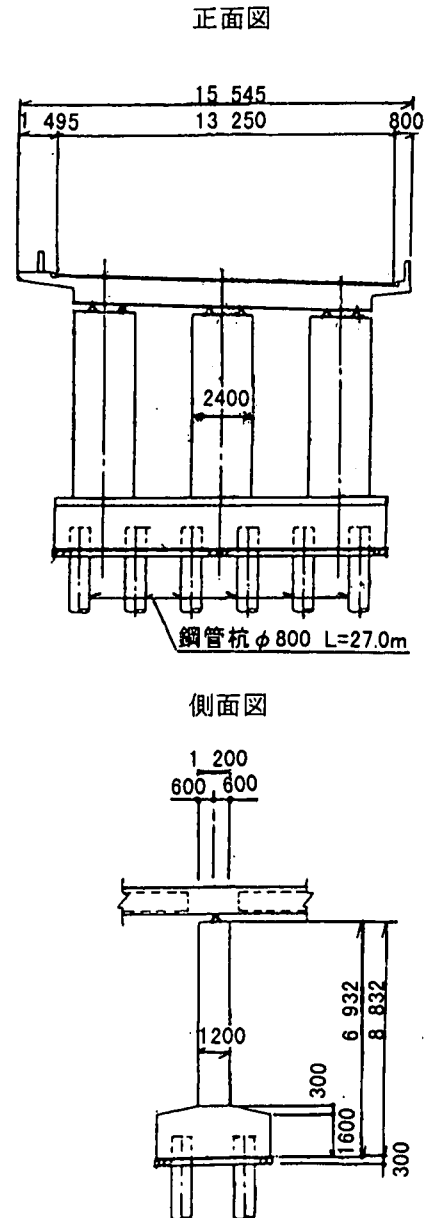


図4.2.1-3 橋脚概要図

照査段落し位置

$$\begin{aligned}
 &= \text{実際の段落し位置} + \text{鉄筋の定着長} \\
 &= 4.532\text{m} + 0.534\text{m} \\
 &= 5.066\text{m}
 \end{aligned}$$

c)段落しの照査

各曲げモーメントの算出結果を表4.2.1-1及び図4.2.1-4に示す。

表4.2.1-1 曲げモーメント算出結果

単位:tf・m

	降伏抵抗曲げモーメント M_y	破壊抵抗曲げモーメント M_u	基部が破壊抵抗曲げモーメントに達した時の作用曲げモーメント M_{ut}
照査段落し部	205.51	—	255.67
基部	—	349.84	—

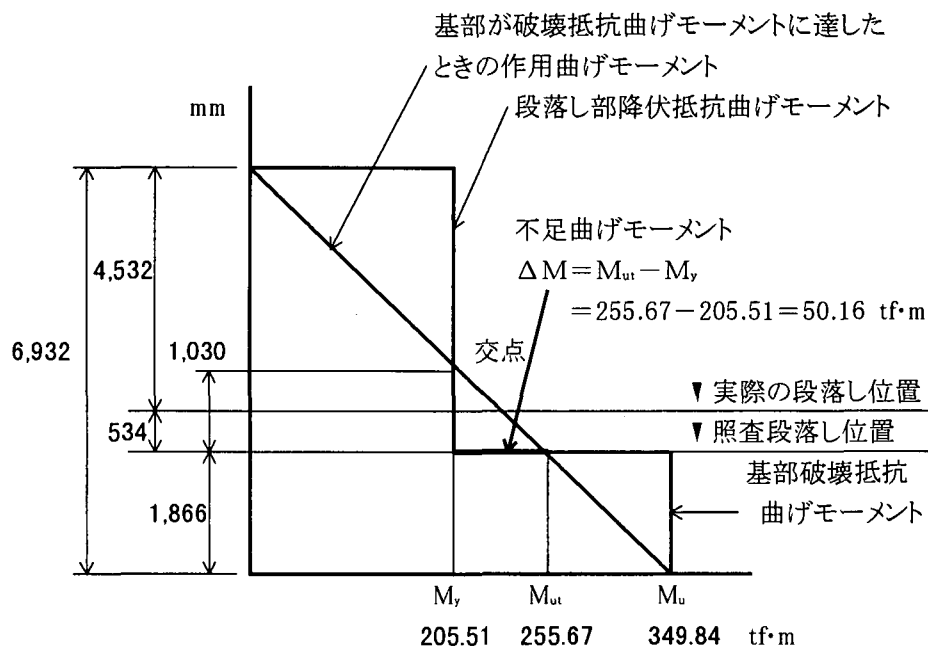


図4.2.1-4 作用・抵抗曲げモーメント

d)段落し部の補強

i)不足曲げモーメントの計算

照査段落し部における不足曲げモーメント ΔM は、

$$\begin{aligned}
 \Delta M &= M_{ut} - M_y \\
 &= 255.67 - 205.51 = 50.16 \text{ (tf}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

ii)炭素繊維シートの必要枚数の計算

$$\Delta M = A_{CF} \times \sigma_f \times \frac{7}{8} \times d = A_{CF} \times 18750 \times \frac{7}{8} \times 120 = 50.16 \text{ (tf}\cdot\text{m)} \text{ より}$$

$$A_{CF} = 2.548 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_{CF}}{t_{CF} \times b_{CF}} = \frac{2.548}{0.0111 \times 240} = 0.96 \rightarrow 1 \text{ 枚}$$

炭素繊維シートの枚数 $n=1$ 枚とする。

iii)補強範囲

補強範囲は、照査段落し位置から、段落し部降伏抵抗曲げモーメントと基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用曲げモーメントとの交点までとし、これに上下の定着長を加えた範囲に炭素繊維シートを貼り付ける。

炭素繊維シートの定着長 l_{CF} は、

$$l_{CF} = \frac{\sigma_f \times n \times t_{CF}}{\tau_{CF}} = \frac{18750 \times 1 \times 0.0111}{4.5} = 46.25 \text{ (cm)} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

上側定着長は、実際に段落しされた位置から上式で求められた定着長さ l_{CF} を確保する。しかし、その長さが段落し部降伏抵抗曲げモーメントと基部が破壊抵抗曲げモーメントに達したときの作用曲げモーメントとの交点から、炭素繊維シート1枚当たりの定着長さ l_{CF1} と比較し、 l_{CF} が l_{CF1} より短いため l_{CF} を l_{CF1} まで延ばすこととする。

基部から交点までの長さ=1.866+1.030=2.896 m

上側補強範囲=2.896+0.50=3.396 m → 基部から 3.4 m

下側定着長は、照査段落し位置から上式で求められた定着長さ l_{CF} を確保する。

基部から照査段落し位置までの長さ=1.866 m

下側補強範囲=1.866-0.50=1.366 m → 基部から 1.3 m

炭素繊維シート1枚で、橋脚基部から 1.3 m の位置より 3.4 m までの範囲を補強する。(図4.2.1-5)

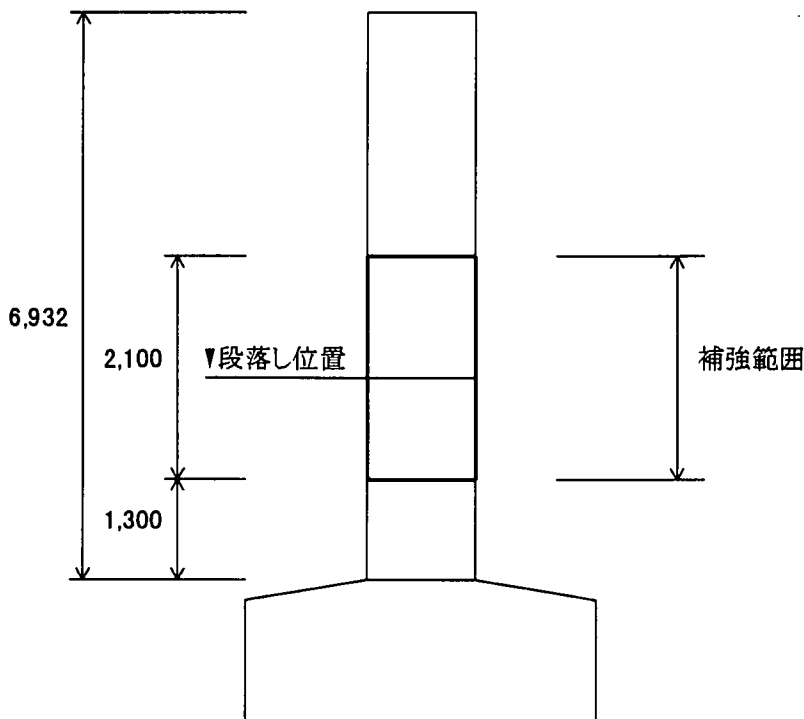


図4.2.1-5 補強範囲

(4) 施工

a) 施工手順

炭素繊維シートによる補強工事の一般的な手順は次のとおりである。(図4.2.1-6及び写真4.2.1-1)

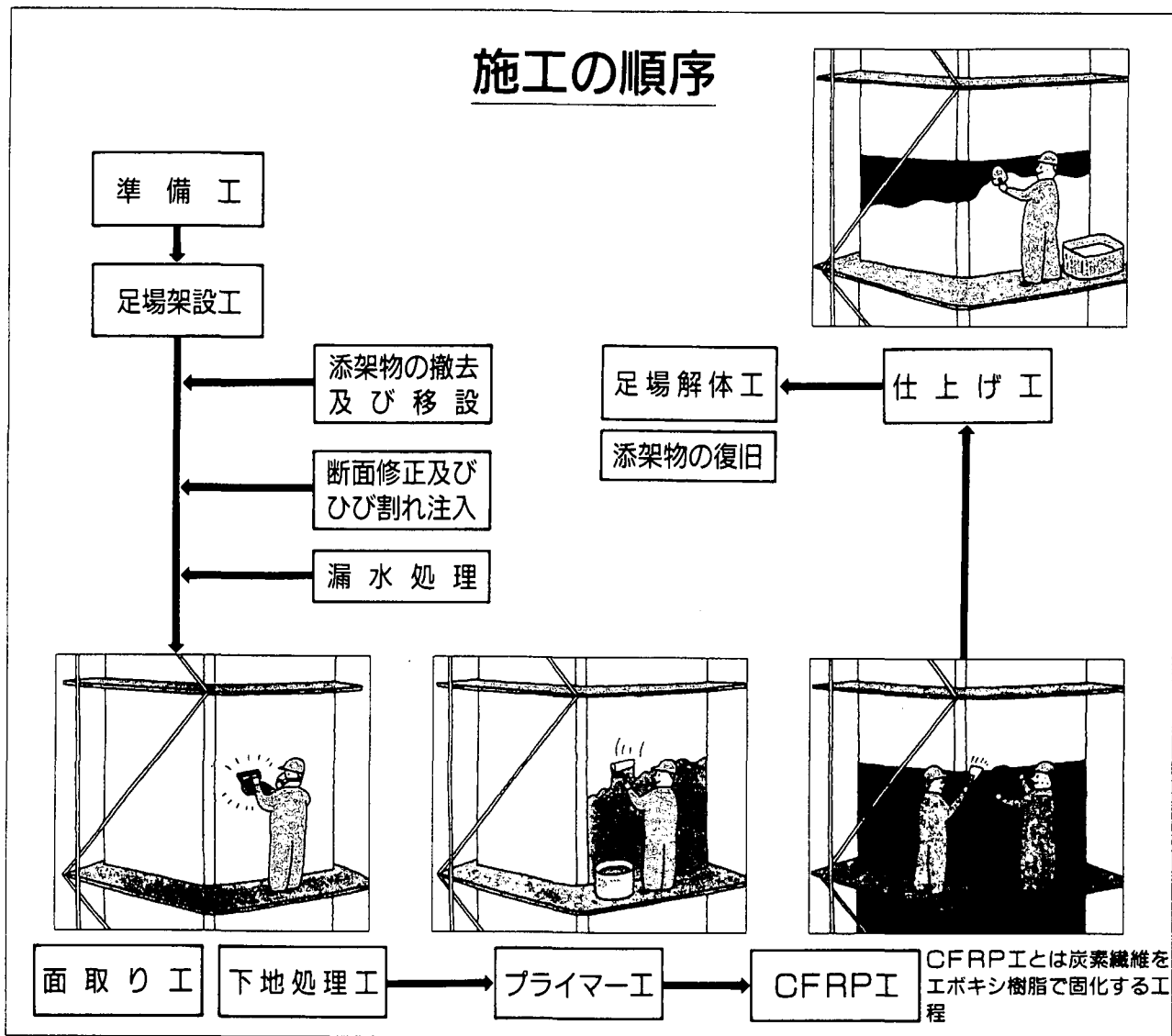
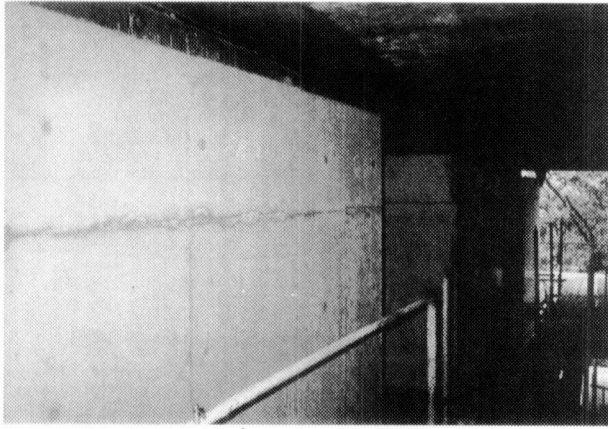


図4.2.1-6 施工手順

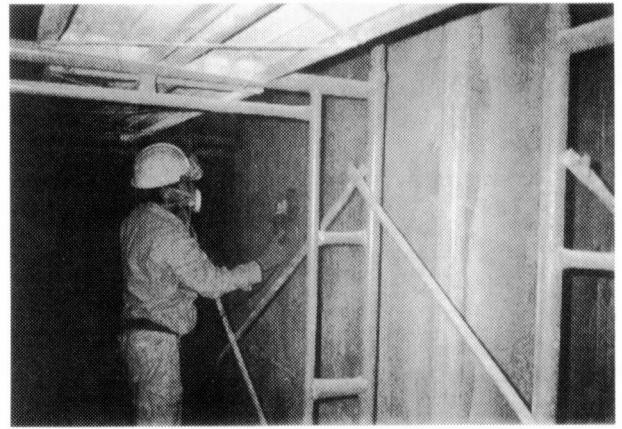
b) 品質管理

炭素繊維シートによる補強工法は、炭素繊維シート、含浸樹脂、プライマーが一体となって補強効果を発揮するものである。したがって、使用する材料と施工の両面から十分な品質管理のもとで行わなければならない。

炭素繊維シートの品質管理は、現場で施工時に試験片を同時に作成し、硬化後引張強度を求める引張試験を実施し、強度の管理を行う。また、施工の際あらかじめ試験用に準備した試験部分に貼り付けた炭素繊維シートとコンクリートとの接着試験を行い接着力の確認をする。



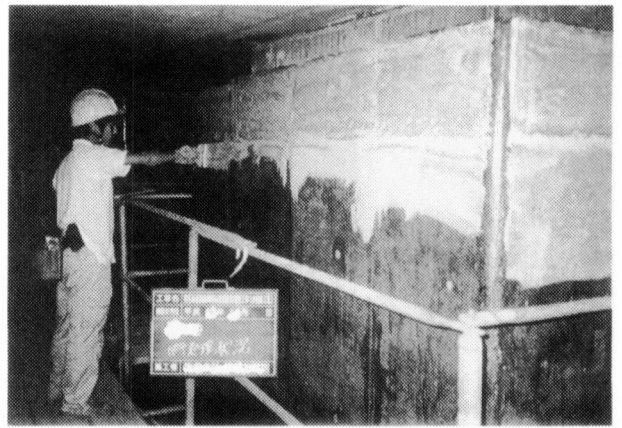
施工前



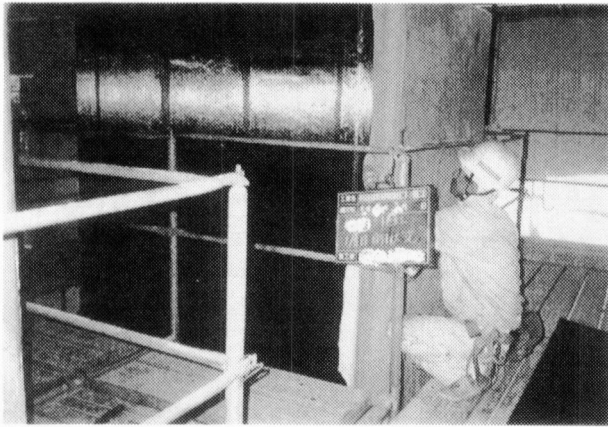
下地処理



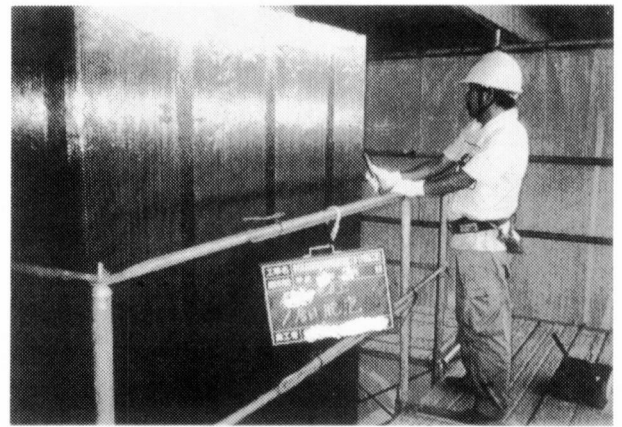
プライマー工



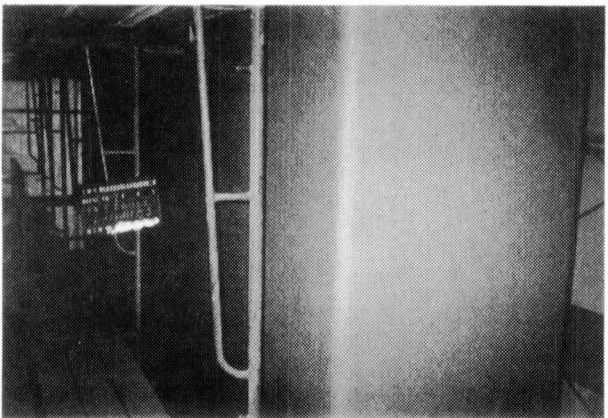
不陸処理



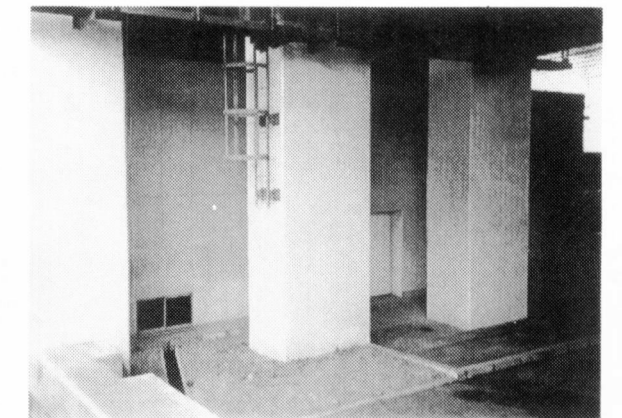
炭素繊維シート貼り付け



含浸樹脂施工



仕上げ工



完成

写真 4.2.1-1 施工手順

4.2.2 鉄道橋

現在、兵庫県南部地震以後の当面の耐震補強としてRCラーメン高架橋柱およびRCラーメン橋台を対象に工事が行われている。工法は鋼板巻立て工法が一般的である。しかし、高架下が利用されている場合には鋼板の立て込みが難しいことから、連続繊維巻立て工法も有力な工法の一つと考えられている。耐震補強に用いる連続繊維には、炭素繊維シートおよびアラミド繊維シートがある。まだ本格的な適用事例はないが、設計・施工指針¹⁾²⁾が作成されており、今後その適用が広がると考えられる。

(1) 工法の概要

連続繊維巻立て補強工法は、下地処理を施したRC柱に炭素繊維シートあるいはアラミド繊維シートを貼り付けるが、この時エポキシ樹脂をこれらの連続繊維シートの中に含浸させ、現場で硬化させることによりエポキシ樹脂と一体化させるものである。この連続繊維シートによる補強方法は、補強の形態からは部材の材軸直角方向に巻いて貼り付けるものと、材軸方向に貼り付けるものに二分される。鉄道高架橋柱の耐震補強工法では、補強の目的に応じてせん断補強、じん性補強あるいは曲げ補強に分類でき、それぞれについて以下のような使い方をする(図4.2.2-1参照)。

せん断補強：材軸直角方向に連続繊維シートを貼り付けることにより、部材のせん断耐力の向上を目的とした補強。一般には部材全長に貼り付け補強を行う。

じん性補強：材軸直角方向に連続繊維シートを貼り付けることにより、部材のじん性能の向上を目的とした補強。一般に部材端において断面高さの2倍の区間に対して補強を行う。

曲げ補強：材軸方向に連続繊維シートを貼り付けることにより、部材の曲げ耐力の向上を目的とした補強。

この工法は、使用材料が人力で運搬可能であること、人力作業で施工可能なスペースがあればよいこと、施工速度が速いこと、補強後の断面増加が無視できるほど少ないことなど施工上の特徴もある。したがって、高架下が利用されている等、施工性に難がある場合には有利である。ただし、施工時の温度が低いと樹脂の硬化が遅れる、水分があると樹脂の硬化に悪影響を及ぼす、隅角部には面取りが必要になる等の留意点もある。特に、鉄道の高架橋RC柱は比較的小さな矩形断面であることから、隅角部の処理が重要になる。

その他耐久性を補うため最低限の塗装が必要であり、いたずら防止、車の衝突防止対策としての保護工が必要になる。

(2) 補強設計の考え方および手順

ここでは、上記指針に記載されている補強設計法を紹介する。連続繊維シートによる高架橋柱の耐震補強設計は、①既設高架橋の耐震診断、②補強設計、③補強高架橋の耐震評価の順で行われる。その具体的な手順を図4.2.2-2に示す。なお、この手順および手法は、炭素繊維シートとアラミド繊維シートで差はない。

以下に、せん断補強、じん性補強および曲げ補強のそれぞれについて、計算手法を紹介する。なお、鉄道橋の設計は限界状態設計法に基づく設計法³⁾になっていることから、検討に用いられる式はその書式に従って記述されている¹⁾²⁾。

a) せん断補強に対する検討

せん断補強に対する検討は、仮定した連続繊維シートの補強量から求めた設計補強せん断耐力 V_{Fyd} が設計せん断力 V_{rd} に対して、式(1)の条件を満足することを確認することにより行う。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_{rd}}{V_{Fyd}} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 γ_i ：構造物係数

V_{Fyd} ：設計補強せん断耐力

$$V_{Fyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{Fd}$$

V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力(文献3)参照)

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力(文献3)参照)

V_{Fd} ：連続繊維シートにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

$$V_{Fd} = K \cdot \left\{ A_F \cdot f_{Fud} \cdot (\sin \theta_F + \cos \theta_F) / S_F \right\} \cdot z / \gamma_{bF} \quad (2)$$

K : 連続繊維シートの補正係数 (=0.8)

A_F : 角度 θ_F で配置される単位幅あたりの連続繊維シートとの断面積 (cm²)

f_{Fud} : 連続繊維シートの設計強度 (kgf/cm²)

θ_F : 連続繊維シートが部材軸となす角度

S_F : 連続繊維シートの単位幅 (cm)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離で、 $d/1.15$ とする。

d : 有効高さ (cm)

γ_{bF} : 部材係数で、一般に 1.15 とする。

実用上は、以下の式により連続繊維シートの補強量を求めることができる。すなわち、式(3)により V_F を求め、それをもとに、式(4)および式(5)により連続繊維シートの補強量を求める。

$$V_{Fd} = \gamma_i \cdot V_{rd} - (V_{cd} + V_{sd}) \quad (3)$$

$$A_F = \frac{V_{Fd} \cdot S_F}{K \cdot f_{Fud} \cdot (\sin \theta_F + \cos \theta_F)} \cdot \left(\frac{\gamma_{bF}}{z} \right) \quad (4)$$

これより、連続繊維シートの枚数を式(5)により算定する。

$$n = \frac{A_F}{2t_F \cdot S_F} \quad (5)$$

ここに、 n : 連続シート枚数

t_F : 連続繊維シート1枚の厚さ (cm)

b)じん性補強に関する検討

じん性能に関する検討は、仮定した連続繊維シートの補強量から求めた設計計補強じん性率 μ_{Fd} が設計塑性率 μ_{rd} に対して式(6)の条件を満足するようにする。

$$\gamma_i \cdot \frac{\mu_{rd}}{\mu_{Fd}} \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに、 μ_{Fd} : 設計補強じん性率

$$\mu_{Fd} = 2.2 + \alpha \cdot \frac{V_{Fyd} \cdot I_a}{M_{Fud}} \leq 10 \quad (7)$$

M_{Fud} : 設計補強曲げ耐力

この算定にあたっては³⁾、鉄筋の設計降伏強度 f_{syd} には材料修正係数 ρ_{\square} (=1.2) を乗じる。また、材料係数 γ_{mc} は 1.3、 γ_{ms} は 1.0、部材係数 γ_{bc} は 1.3 とする。

I_a : せん断スパン

α : 炭素繊維では 1.15、アラミド繊維では 3.2

実用上は、以下の式により連続繊維シートの補強量を求めることができる。すなわち、式(8)により V_{Fd} を求め、それを式(4)に代入して A_F を求め、さらに式(5)により連続繊維シートの必要枚数を算定することができる。

$$V_{Fd} = \frac{M_{Fud}}{l_a} \cdot \frac{\gamma_i \cdot \mu_{rd} - 2.8}{\alpha} - (V_{cd} + V_{sd}) \quad (8)$$

③ 貼り付け長さ

連続繊維シートは、部材接合部から柱の断面高さの2倍まで貼り付けることを原則にする。

(c) 曲げ補強に対する検討

① 曲げモーメントに対する検討は、設計補強曲げ耐力 M_{Fud} が設計曲げモーメント M_{rd} に対して式(9)の条件を満たすようにする。

$$\gamma_i \cdot \frac{M_{rd}}{M_{Fud}} \leq 1.0 \quad (9)$$

② 軸方向鉄筋の途中定着されている柱部材を補強する場合には、以下によるものとしている。

- ・ 軸方向鉄筋が途中定着されている断面において、計算で求まる設計曲げモーメント M_{rd} を1.5倍して安全性の検討を行う。ここで、設計補強曲げ耐力 M_{Fud} は、止めない軸方向鉄筋のみの断面積を考慮して算定する。
- ・ 補強を必要としなくなる点は、止めない軸方向鉄筋のみによる設計曲げ耐力が、計算で求まる設計曲げモーメントの1.5倍となった点とする。
- ・ 連続繊維シートの定着は、補強を必要としなくなる点を起点として、さらに式(10)に示す定着長または有効高さ d のうち大きい方の長さだけ伸ばして定着する。

$$l_{Fd} = \frac{f_{Fud} \cdot n \cdot t_F}{f_{Fbod}} \quad (10)$$

ここに、 l_{Fd} ：連続繊維シートの定着長 (cm)

f_{Fud} ：連続繊維シートの設計引張強度 (kgf/cm²) で、材料修正係数 ρ_{\square} を1.4とし、材料係数 γ_{\square} は1.0として求める。

n ：連続シートの使用枚数

t_F ：連続繊維シート1枚の厚さ (cm)

f_{Fbod} ：連続繊維シートの設計付着強度で、連続繊維シートの付着強度の特性値を材料係数 γ_{\square} で除して求める。このとき、 γ_{\square} を1.2とする。

③ 柱部材端を補強する場合、連続繊維が降伏しないことを考慮し、以下のように考える。

- ・ 部材の降伏を前提とする設計を行う場合の部材端の曲げ補強は、鋼板等と組み合わせて行うものとし、鋼板との間には十分な付着を取るようにする。
- ・ 部材の降伏を前提とせずに曲げ補強を行う場合には、定着具などを使用して繊維シートがフーチング等に確実に定着する。
- ・ 高架橋柱において部材端の曲げ補強をした場合、補強を必要としなくなる点は、部材端から部材長の1/3と有効高さ d の和によって得られる点とする。
- ・ 連続繊維シートの定着は、補強を必要としなくなった点を起点として、さらに式(10)に示す定着長または有効高さ d のうち、大きい方の長さだけ伸ばして定着する。

(3)設計計算例

ここでは、文献2)に記載されているせん断破壊先行型と診断された高架橋の炭素繊維シートによる耐震補強設計例(せん断補強およびじん性補強)を示す。

a)断面配筋

図4.2.2-3による。

b)使用材料

- ・ コンクリート

設計基準強度 $f_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$ 、

ヤング係数 $E_c=2.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

・鉄筋

降伏強度 $f_{sy}=3000 \text{ kgf/cm}^2$ (SD295)、 $f_{sy}=2400 \text{ kgf/cm}^2$ (SD235)

ヤング係数 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

・炭素繊維シート

引張強度 $f_{Fuk}=35000 \text{ kgf/cm}^2$ 、

ヤング係数 $E_s=2.35 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

c)せん断補強設計

$$V_{Fd} = \gamma_i \cdot V_{rd} - (V_{cd} + V_{sd})$$

$$= 1.0 \cdot 92100 - (31050 + 6470) = 54580 \text{ kgf}$$

γ_i : 1.0 とする。

$$V_{rd} : M_{ud}/l_a = 299.31/(6.5/2) = 92.1 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$V_{cd} : \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \text{ より } 31.05 \times 10^3 \text{ kgf (文献3) 参照}$$

$$V_{sd} : \{ A_w \cdot f_{wd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s \} \cdot z / \gamma_{bs}$$

$$= \{ (2 \times 0.6362) \cdot 2400 \cdot 1 / 30 \} \cdot (84 / 1.15) / 1.15 = 6.47 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$A_F = \frac{V_{Fd} \cdot S_F}{K \cdot f_{Fud} \cdot (\sin \theta_F + \cos \theta_F)} \cdot \left(\frac{\gamma_{bF}}{z} \right)$$

$$= \frac{54,580 \times 100}{0.8 \times (35,000 / 1.2) \times (\sin 90 + \cos 90)} \times \left(\frac{1.15}{84 / 1.15} \right) = 3.683 \text{ (cm}^2\text{)}$$

これより、

$$n = \frac{A_F}{2t_F \cdot S_F} = \frac{3.683}{2 \times 0.0167 \times 100} = 1.103 \rightarrow 2 \text{ 枚}$$

t_F : 炭素繊維シート 1 枚の厚さ、繊維目付け量 300g/m^2 : 0.0167 (cm)

d)じん性補強設計

設計塑性率を $\mu_{rd}=9$ とする。

$$V_{Fd} = \frac{M_{Fud}}{l_a} \cdot \frac{\gamma_i \cdot \mu_{rd} - 2.8}{\alpha} - (V_{cd} + V_{sd})$$

$$= \frac{299.31 \times 10^5}{325} \cdot \frac{1.0 \times 9 - 2.8}{1.15} - (31,050 + 6,470) = 458,994$$

また、

$$A_F = \frac{V_{Fd} \cdot S_F}{K \cdot f_{Fud} \cdot (\sin \theta_F + \cos \theta_F)} \cdot \left(\frac{\gamma_{bF}}{z} \right)$$

$$= \frac{458,994 \times 100}{0.8 \times (35,000 / 1.2) \times (\sin 90 + \cos 90)} \times \left(\frac{1.15}{84 / 1.15} \right) = 30.970 \text{ (cm}^2\text{)}$$

これより、

$$n = \frac{A_F}{2t_F \cdot S_F} = \frac{30.970}{2 \times 0.0167 \times 100} = 9.27 \rightarrow 10 \text{ 枚}$$

t_F : 炭素繊維シート 1 枚の厚さ、繊維目付け量 300g/m^2 : 0.0167 (cm)

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、平成8年7月
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、平成8年11月
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、平成4年10月、丸善

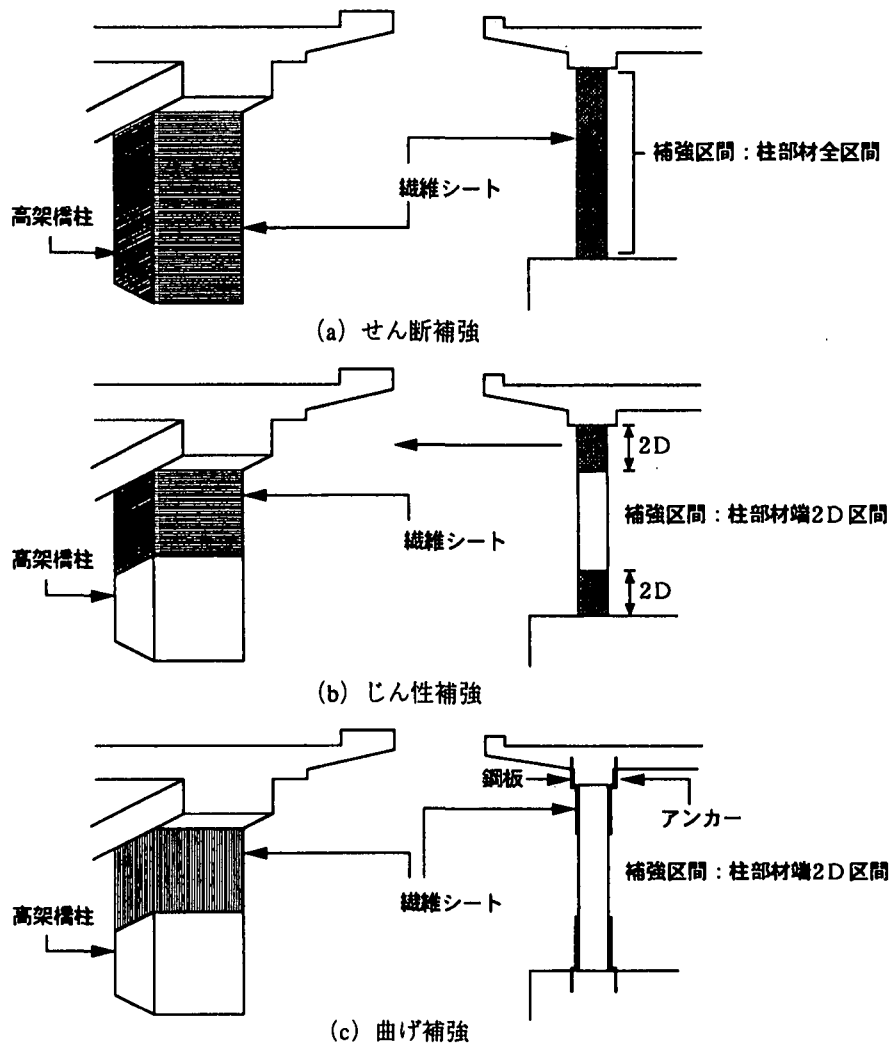


図 4.2.2-1 鉄道高架橋柱における連続繊維シート耐震補強工法¹⁾²⁾

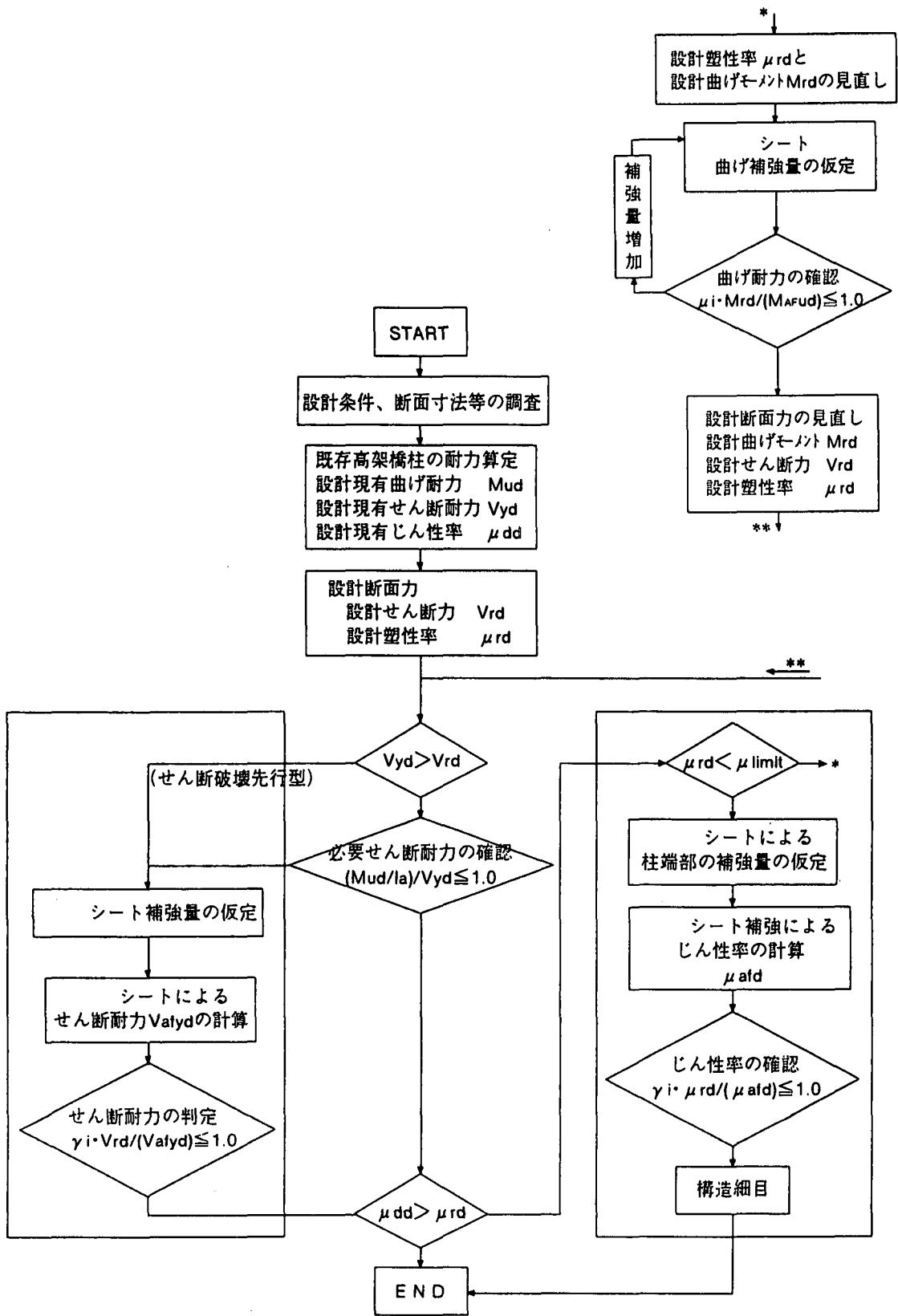


図 4.2-2 連続繊維シートによる耐震補強設計の手順¹⁾²⁾

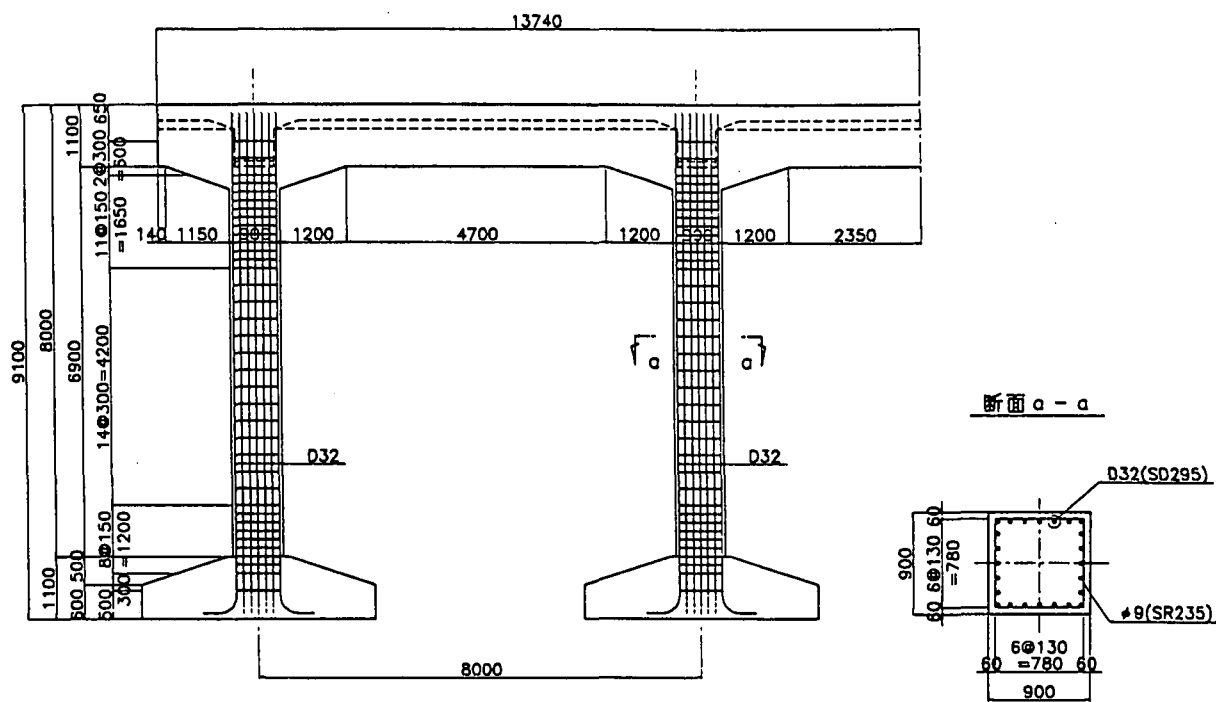


图 4.2.2-3 铁道高架桥柱断面配筋图¹⁾²⁾

4. 2. 3 地下構造物

(1)概要

対象とする構造部材は、前述4.1.3と同様に地下鉄駅舎ならびにトンネル部における鉄筋コンクリート製中柱とする。被災ならびに非被災を問わず、現在同部材に対して実施工された補強工法は前述4.1.3の鋼板巻き立て工法に限られており、ここで述べようとする連続繊維巻き立て工法による補強は、一部の管理機関による試験施工のみであり関連資料公開には至っていない。

しかしながら、前述4.1.3(2)において示したように地下鉄構造物に対する補強工法選択の重要な指標として、空間的ならびに時間的な制約を受けることに配慮すれば、施工性に優れた当工法すなわち補強材料として軽量かつ高強度で耐久性・耐食性に富む連続繊維シートを用いた工法の有用性も注目に値する。

そこで、ここでは実施工には至らぬものの、関連施設の施工ならびに管理技術に対して指導的な役割を担う(財)鉄道総合技術研究所による指針¹⁾『炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強工法設計・施工指針(平成9年1月)』を参照し、連続繊維巻き立て工法の地下構造物に対する適用と補強効果について紹介することとする。

(2)工法

標準的な施工の流れについて示せば、(i)下地修理工、(ii)断面復旧工、(iii)プライマー塗布工、(iv)不陸修正工、(v)炭素繊維シート貼付工、(vi)養生ならびに(vii)不燃被覆工となる。

ここで留意すべきは、まず、(i)の下地処理にある。すなわち、炭素繊維シートは柱表面の鋭角的な突起、段差、隅角部により損傷し、強度低下を引き起こす場合があり、柱表面は無理なく炭素繊維シートを巻ける状態(具体的に隅角部について云えば曲率半径 $R > 10\text{mm}$ 程度が推奨されている)へと補修すべきRC柱の表面形状の調整処理を施す必要がある。次に、本体すなわち(v)炭素繊維シート貼付工では、その補強効果であるせん断補強ならびにじん性補強効果を得るために炭素繊維シートを連続される重ね継ぎ手部の施工が特に重要となる。具体的には重ね継ぎ手長は20cm以上とし、補強用シートは2枚以上重ねることを推奨している。また、炭素繊維硬化体を構成するエポキシ樹脂は可燃性物質であることより、密閉空間にある地下構造物の特性を考えれば、(vii)不燃被覆工として施工された炭素繊維シートの上へのモルタル塗り付けやボード貼付等も不可欠の工程となる。

(3)補強設計の考え方

補強設計の目的は、既存の地下鉄RC柱において、想定地震時に所要のせん断耐力ならびにじん性が不足するものに対し、炭素繊維シートによる補強を行い、せん断破壊などの脆性的な破壊を防止し、必要なじん性を有する部材となすことにある。

せん断補強に対する安全性の検討としては、炭素繊維により補強された既存地下鉄RC柱の設計補強せん断耐力を土木学会『コンクリート標準示方書・設計編』の棒部材のせん断耐力算定法に準じた形式で与えている。すなわち部材のせん断耐力 $V_{CFyd} = V_c + V_s + V_{CF}$ (ここに、 V_c は既存コンクリート分担分、 V_s は既存帯鉄筋分担分で、 V_{CF} が炭素繊維分担分)を定義し、 V_{CF} は帯鉄筋に関する V_s 同様にトラス理論により求めている。ただし、 V_{CF} の算定に関しては、補正係数 $K=0.8$ を乗ずること、ならびに破壊モードに対する特性より炭素繊維による補強材比を0.035~0.2%に限定することをつけ加えている。なお、軸力に対しては、前述4.1.3同様に V_c において考慮することとされている。

じん性に対する安全性の検討としては、炭素繊維により補強された既存地下鉄RC柱の設計補強保有部材角(θ_{CFud})、すなわち柱が鉛直力を保持しさらに地下鉄函体にとって有害な変形を生じない限界を、軸力比(η): 0.10~0.47なる模型実験結果から次式のように与え、設計部材角(θ_{rd})、具体的には地下鉄函体の影響を無視した地盤の相対変位量(Δu_g)と直接対比するものとしている。ここでじん性の指標として典型的なじん性率、すなわち軸方向鉄筋の引張降伏を基準としたものを採用しなかった理由としては、高軸力を受けるRC柱部材は過去の実験成果より軸鉄筋の降伏以前に保有水平耐力を失う場合を生じる可能性があることを考慮したためである。

$$\theta_{CFud} = \theta_{CFuk} / \gamma_b \quad (1)$$

$$\theta_{CFuk} = \{3.9 - 8.3\eta + 0.3(V_{CFyd} \times L_a / M_{ud})\} / 100 \quad (2)$$

ここに、 θ_{CFuk} ：補強保有部材角(rad)、 γ_b ：部材係数(=1.3)、 η ：軸力比(= σ_d / f_{cd} ； σ_d ：平均軸方向圧縮応力度、 f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度)、 $V_{CFyd} \times L_a / M_{ud}$ ：曲げせん断耐力比(V_{CFyd} ：設計せん断耐力、 M_{ud} ：設計曲げ耐力、 L_a ：せん断スパン)

(4)設計計算例

炭素繊維シートの地下鉄RC柱への耐震補強に対する適用性を検討するために図4.2.3-1に示すRC1層2連の地下鉄開削トンネルを対象として行われた試補強設計例を示す。1層2連ボックスカルバートの配筋図を図4.2.3-2(ただし、中柱配置間隔は2.5m、コンクリートと鉄筋の設計強度は各々240、2400kgf/cm²)に示す。一方、常時荷重は図4.2.3-3のように与える。また、想定する地震は兵庫県南部地震規模の地震とし応答変位法による耐震解析を行っている(図4.2.3-4参照)。その結果、対象構造物のRC中柱の設計せん断耐力は21.98tfと設計せん断力25.13tfを下回り、じん性照査を行うまでもなく耐震補強の必要性が認められた。そこで目付量200gf/m²で、設計強度35,000kgf/cm²の炭素繊維シート2枚により補強を行うと、設計せん断耐力は64.14tfと無補強の3倍となり設計せん断力を大きく上回った。またじん性の指標である設計補強保有部材角は0.0171radで目標である設計部材角0.0125radを上回り、炭素繊維巻き立てにより充分なせん断補強ならびにじん性補強がなされたことが例示されている。

参考文献

1)(財)鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強工法設計・施工指針，平成9年1月

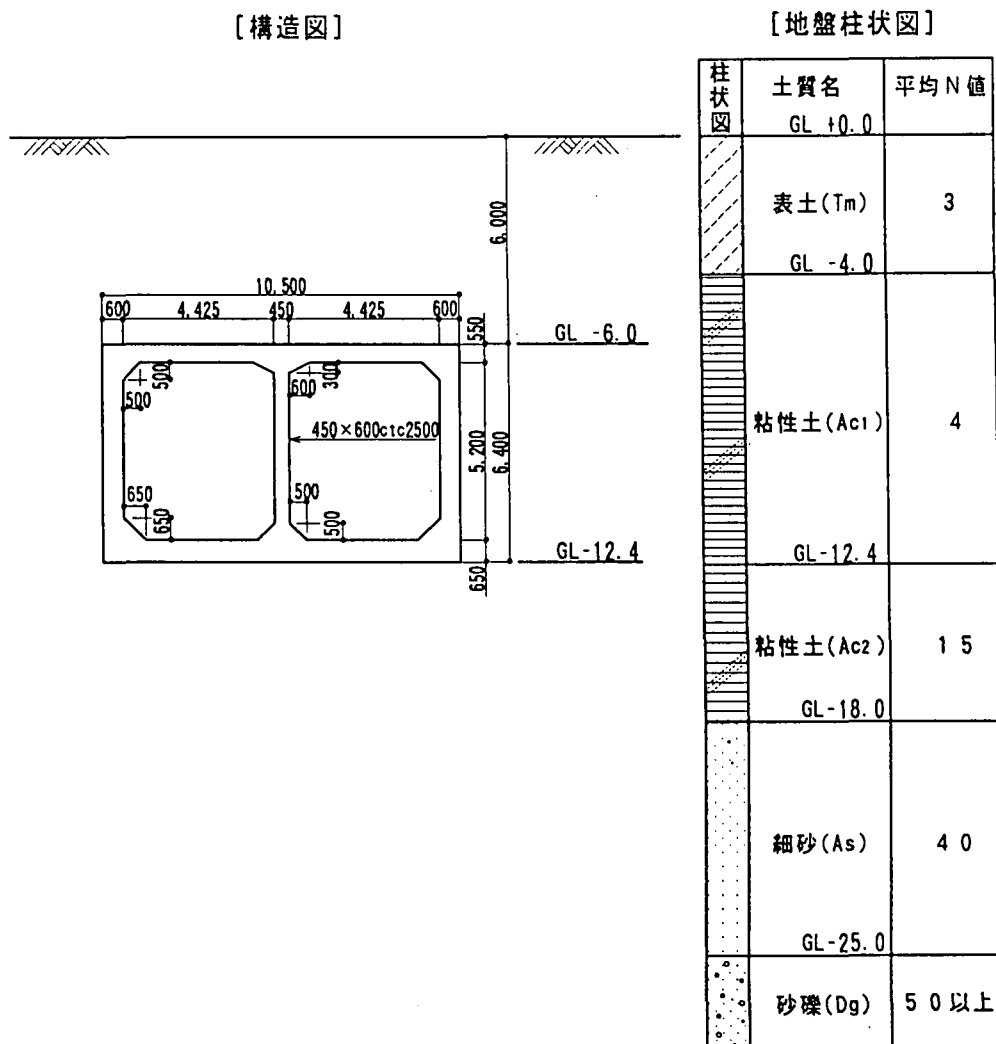


図4.2.3-1 設計対象地下鉄函体の形状寸法と地盤概要1)

4. 3 鋼製橋脚等へのコンクリート充填補強

鋼製橋脚に関しては、主として道路橋において多く用いられていることから、本節では道路橋を対象として、鋼製橋脚のコンクリート充填補強法について、その現況を報告することにする。

「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」が準用される以前の鋼製橋脚では、基本的には0.2前後の設計震度に対して許容応力度法により耐震設計されており、地震時保有水平耐力法による耐震安全性の照査は行われていなかった。平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被災状況を踏まえ、地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法が規定された。ここでは、地震力による補剛板や鋼管の座屈、割れ等に伴って、上部構造等の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失い橋脚の崩壊につながるような破壊を防ぐことが耐震設計の基本的な考え方として示されている。そこで、既設鋼製橋脚の耐震補強においては、平成8年の道路橋示方書に基づいて地震時保有水平耐力や変形性能を照査し、適切な補強を施す必要がある。ただし、鋼製橋脚躯体の耐力を向上させると、躯体からアンカー部へ伝達される地震力も大きくなり、アンカー部も含めた大規模な補強が必要となる場合がある。したがって、補強においては、アンカー部の負担を小さくするために、躯体の耐力がアンカー部の耐力を上回らないように配慮する必要がある。

鋼製橋脚の補強方法には、コンクリート充填補強と鋼断面補強の2種類がある。コンクリート充填補強の場合には、補強により橋脚躯体の耐力が向上するため、工法の選定においては、橋脚躯体の耐力とアンカー部の耐力のバランスに配慮する必要がある。

兵庫県南部地震による被災分析に基づき、これまでは、一本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚がまず優先的に補強されてきた。したがって、鋼製橋脚の補強はこれからの段階であるが、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の改訂により、鋼製橋脚についても地震時保有水平耐力法による耐震設計が可能となったことから、今後、鋼製橋脚の補強が順次進められていく予定である。