

1章 耐震補強の概念

1.1 耐震補強の基本

1.1.1 耐震設計基準と耐震補強

(1)耐震設計基準

一般に、耐震設計基準の作成にあたっては、既往の地震力の大きさと被害、構造や部材耐力などに関する最新の技術成果、および、国力や経済性、構造物の機能低下と崩壊の影響、復旧の難易、世の中の価値観などが考慮されてきた。我国の橋梁構造物に関しては、総じてより安全側になるように耐震基準は変遷してきたといえる。

先の大震災では橋脚の折損を含む大きな被害が発生した。大きな被害を受けた原因としては地震動が極めて大きかったことが第一に挙げられるが、被災した多くの橋脚は、昭和46年以前の古い基準で設計されていた。古い基準では震災時点での基準に比べて設計震度は小さく、また、部材設計面では粘りすなわちじん性率に対する規定はなかった。特にRC橋脚について見ると許容せん断応力度、柱筋の途中定着（段落し）部の定着長および最小帯鉄筋量に関して、せん断耐力を過大に評価するものであった。そのため、部材被害にもせん断破壊や粘りのない曲げ破壊など、新旧設計基準の相違を特徴的に表す被害が多く発生した。鋼製橋脚の部材設計法は大震災前まで弾性設計を基本としており、弾性限を超える大きな地震力により矩形断面橋脚における板パネルの座屈、あるいは円形断面橋脚における提灯座屈などの大きな損傷が生じた。

阪神淡路大震災における地震観測データや被害の教訓を踏まえ、土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁾と道路橋示方書耐震設計編²⁾では震災後に改定が行われている。改定の要点は、発生確率は小さいが極めて大きな地震動の考慮、部材じん性率の評価法、構造細目などである。特に道路橋示方書では、鋼製橋脚におけるじん性の検討が新たに加わり、RC橋脚ではせん断耐力の評価法が改定された。鉄道構造物等設計標準³⁾は現在改定作業が進められている。

(2)耐震補強の位置づけ

このように、現在の耐震設計基準において目標とする耐震性能はかつてのものに比べてより高く、耐震評価法はより厳しい方に変わっている。現在の価値観と技術レベルに照らし合わせると、古い耐震基準で設計された構造物の多くは所定の耐震性能を満足していない。これらの構造物に耐震補強を施して、現在の耐震基準における同等の性能まで耐震性を向上させることが必要になっている。

大震災後に土木学会が発表した第二次提案⁴⁾のうち、耐震補強に関する内容を抜粋して記すとつぎのとおりである。

すなわち、既存構造物についてまず耐震診断を行って補強の必要性や補強の程度を判断する。診断は、概略的な1次診断とより詳細な2次診断により行う。

1次診断においては、対象構造物を選定し、建設年代、準拠基準、概略の構造特性と地盤条件により、耐震補強を必要とする構造物および2次診断で詳細検討を必要とする構造物を抽出する。1次診断においては、重要度に影響を与える次の要因を考慮する。

- ・構造物が損傷を受けた場合に人命生存に与える影響の度合
- ・発生後の避難・救援・救急活動と2次災害防止に影響を与える度合
- ・地域の生活機能と経済活動に影響を与える度合
- ・構造物が構成するシステム機能の代替性
- ・建設時からの条件の変化

2次診断では、設計図書と地盤条件をもとに、耐震補強で想定する地震動強さに対して所要の耐震性能を有するかどうかを診断し、補強の必要な構造物を抽出する。その際、必要に応じて対象構造物の現場計測、試験および地盤条件の調査を行い、想定地震動強さに対する耐震性能を再設計や数値解析によって評価する。確保する耐震性能としては、構造物が損傷して修復不可能であっても崩壊しないことを最低目標とする。

補強の基本方針として、想定する地震動は新設構造物の場合と同じとし、構造物の供用期間は原則として新設構造物と同等と考える。目標とする耐震性能は新設構造物と同等であることを原則とする。ただし、耐震性能レベルを新設構造物と同等に引き上げることが施工性あるいは経済性の点で困難な場合、構造物の重要度を十二分に勘案したうえで、地震後の早期復旧体制や機能の代替性の整備などによるソフト面の対策を講じる。撤去・新

設も視野に入れた検討が必要となる。

補強の優先順位は、上述の重要度とその地域の地震発生の切迫度を考慮して決める。優先順位の決定にあたっては、構造物が構成するシステム全体の地震防災性向上に与える影響度合と経済性を考慮する。

耐震補強の方法は、施工性、安全性、経済性、周辺環境に与える影響度合および維持管理の容易性を考えて選定することとしている。

なお、耐震診断と耐震補強に際しては、構造物のこれまでの増改築など構造系の変更、鉄筋の腐食やコンクリート劣化など構成材料の変化のような設計当時との条件の相違に注意を払う必要がある。

1. 1. 2 破壊モードと荷重—変位曲線

この節では耐震補強法の具体的な考え方の説明に先立って、橋脚の主な破壊モードについて述べる。大震災では、橋脚において特徴的な被害モードがいくつか見られた。RC橋脚において観察された被害モードは、粘りの少ないと見られる柱筋の座屈を伴う曲げ破壊、橋脚が斜め方向にずれるせん断破壊、および段落し部での曲げ降伏後のせん断破壊などであり、一部において割裂破壊も見られた。鋼製橋脚においては、橋脚基部あるいはマンホール部、板厚変化部など局部座屈強度が急変する部位での座屈損傷、および座屈の進展に伴って生じた角溶接部の割れに起因する圧潰、ラーメン橋脚隅角部での亀裂発生などが見られた。

(1) RC橋脚の破壊モード

曲げ破壊：曲げ破壊は曲げ引張り破壊と曲げ圧縮破壊に分類されるが、多くの橋脚では軸方向鉄筋量が比較的少なく軸力が小さいので曲げ引張り破壊が生じる。写真 1. 1. 2-1 と写真 1. 1. 2-2 はそのような被害例である。横方向鉄筋の拘束効果が小さいと、大きな引張り塑性ひずみを受けた柱筋が圧縮側に転じたときに座屈が生じやすくなる。また、横拘束効果が小さいとコンクリートの圧縮抵抗が弱まったり一体性が無くなって落下し、コンクリートの抵抗が期待できなくなる。その結果、部材耐力が低下して破壊に至る。

せん断破壊：せん断破壊には斜め引張破壊とせん断圧縮破壊があるが、多くの橋脚ではせん断補強鉄筋量が少なく軸力が小さいので、斜め引張破壊が生じる。写真 1. 1. 2-3 と写真 1. 1. 2-4 はそのような被害例である。斜めひびわれが拡大して部材の圧縮部コンクリートに応力が集中し、コンクリートがずれることにより破壊に至る。

曲げ降伏後のせん断破壊：曲げ降伏後のせん断破壊は、一般に曲げ降伏したあとに斜めの破壊線を伴って部材破壊を起こす破壊モードである。柱基部で見られるように斜めひびわれが交番繰り返すことによって交叉し脆弱化して破壊に至るケースと、せん断補強鉄筋の少ない部材の柱筋途中定着(段落し)部で見られるように繰り返すをあまり受けないうちに破壊するケースとがある。前者のケースは、曲げ破壊モードとの相違が必ずしもはっきりしないことがある。写真 1. 1. 2-5 は途中定着部での被害例である。

割裂破壊：割裂破壊は柱筋に沿ったひびわれがもとで鉄筋とコンクリートの付着力が損なわれて部材の一体性が無くなり、部材耐力が低下して破壊に至る破壊モードである。一般には付着力が大きく横方向鉄筋が少ない時に生じやすい。ただし、鉄筋付着の特性上せん断破壊との相違が必ずしもはっきりしないことがある。写真 1. 1. 2-6 は壁式橋脚の途中定着部(段落し部)での被災例である

(2) 鋼製橋脚の破壊モード

矩形断面柱の局部座屈と角溶接部の割れ：必要剛比 λ^* 以上の補剛材比を有する矩形断面柱では、繰返し水平力によって圧縮側補剛パネルに縦補剛材を節とする局部座屈が生じる。更に大きな水平力が作用すると、補剛パネル全体を半波長とする板パネルの全体座屈に進展し急激に部材耐力が低下して破壊に至る。写真 1. 1. 2-7 はそのような被害例である。

鋼製橋脚では車両の衝突に対して低強度の中詰めコンクリートを橋脚基部に充填することが多い。部分的にコンクリートが充填された矩形断面柱では、隣り合う 2 枚の補剛パネルがともに外側へはらみ出す形での板パネル座屈となる。そのために生じる角溶接部の引き裂き力によって溶接部に割れが進展し、鉛直耐荷力が急激に低下して圧潰に至るケースも見られる。

円形断面柱の局部座屈と破断：円形断面柱ではモーメントが最大となる柱基部、あるいはマンホール部、板厚変化部など局部座屈強度が急変する部位に局部座屈が生じる。このような局部座屈は、上部工自重に相当する軸力作用下での繰返し水平動によって全周にわたるはらみ出し(提灯座屈)に進展し、最終的には押しつぶされるとともに、ある場合には歪脆化したその部分が再度引張りを受けて破断する破壊モードとなる。写真 1. 1. 2-8

は橋脚基部に見られた被害例である。

(3) 荷重－変位関係

ここで上述の橋脚の破壊モードを荷重－変位曲線と関連づけて考えてみる。図 1.1.2-1 は RC 部材を例に部材加力点の荷重と変位の関係を模式的に示したものである。実際の地震時には履歴曲線を描くが、簡単のために包絡線を示している。独立 1 本柱橋脚では柱頭部の荷重と変位の関係に相当する。C 点はひびわれ発生点、Y 点は部材降伏点である。

十分横補強された部材の曲げ破壊は、図に示した F 4 点で破壊する（正確には終局変位に達する）。部材降伏後に十分大きな塑性変形を伴うのが特徴である。これに対してせん断破壊は、F 1 点のように部材降伏前で破壊したり F 2 点のように部材降伏後すぐに破壊する。塑性変形を殆ど伴わないので、エネルギー吸収能力は非常に小さい。柱筋の途中定着部におけるような曲げ降伏後のせん断破壊も F 2 点付近で生じることが多い。横方向補強鉄筋が比較的少ない部材の曲げ破壊は F 3 点で起き、エネルギー吸収能力はあまり大きくない。

終局変位の定義は必ずしも確定していないが、変形が進み部材耐力が降伏耐力まで低下したときの変位量が終局変位として多く用いられている。じん性率 μ は、終局変位 δ_u と降伏時変位 δ_y との比 δ_u / δ_y で定義される。

鋼製橋脚の場合は図において折れ点 C はない。矩形断面柱では、板厚が鋼種によって定められる最小板厚以下かつ補剛材比が必要補剛材比 λ^* 以下の場合に、また、円形断面柱では径厚比が限界径厚比以上の場合に、それぞれ F 1 のように部材降伏以前の弾性応力状態で局部座屈が生じる。なお、実務上、上記のような断面では設計における許容応力度を低減させている。

上記以外の場合には F 3、F 4 のように、降伏後も耐荷力が上昇したあと局部座屈の進展に伴って終局に至る挙動となる。降伏後の塑性変形性能を支配するパラメータとして、次のような項目が挙げられる。すなわち、要素の幅厚比（矩形断面）または径厚比（円形断面）、柱の細長比、軸圧縮力、補剛材剛比および幅厚比、補剛材細長比などである。

なお、過大な軸圧縮作用下では、F 2 のように降伏後に耐荷力があまり上昇することなく座屈破壊に至ることもある。

1. 1. 3 耐震補強の考え方

(1) 降伏耐力とじん性率

設計地震力に対して既存の橋脚が破壊モードに応じた所要の耐力を保有していないときは、耐震補強が必要となる。

図 1.1.3-1 は鉄道構造物用に暫定的に定められた耐震設計用降伏震度スペクトルの例⁵⁾である。大震災での観測地震波に周波数補正を施した波形に対して、1 質点系の非線型地震応答解析を行って作成されている。解析では、荷重－変位関係包絡線は完全弾塑性とし、履歴曲線には Clough 型モデルが用いられている。減衰は固有周期に反比例するものが用いられている。縦軸は橋脚が具備すべき降伏強度を質量で除して加速度に換算し、更に重力加速度で除して降伏震度の形で表現されている。横軸は構造系の固有周期であり、橋脚の降伏時剛性を用いて計算する。降伏震度で表現される橋脚の所要降伏耐力は、固有周期と 1.1.2 節で述べたじん性率の関数となっており、じん性率の値が各折れ線グラフに付記されている。例えば、固有周期が 1 秒、じん性率が 7 の橋脚では、降伏震度換算で 0.4 以上の降伏耐力が必要であることを示している。別の見方をすると、固有周期が 1 秒、降伏震度が 0.4 の橋脚では、7 以上のじん性率が必要となる。

すなわち、一般に橋脚が設計地震動に耐えるためには、じん性率の小さい橋脚では降伏耐力を大きくとる必要があり、逆にじん性率が大きい橋脚は降伏耐力を小さくしてよいことを示している。

なお、せん断破壊モードのように脆性的に破壊するタイプの場合は、じん性率を 1 と見做してこのスペクトル図を用いる。

(2) 補強設計

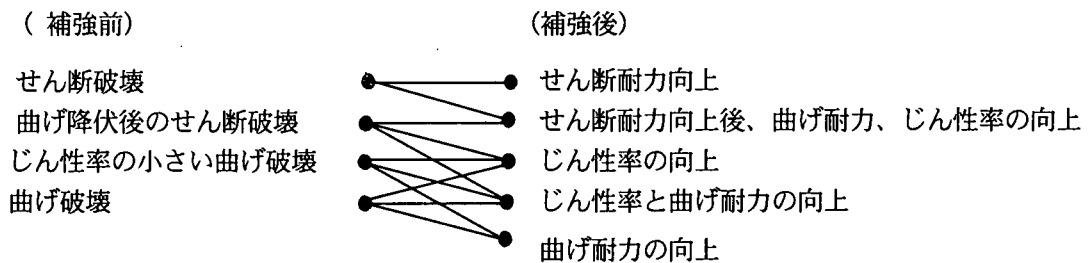
上の例において、固有周期が 1 秒、降伏震度が 0.4 でじん性率が 4 しかない橋脚の場合は、降伏耐力を増加させて降伏震度を 0.6 以上にするか、降伏耐力はそのままにしてじん性率を 7 以上にする必要がある。降伏耐力とじん性率を同時に増加させてそれぞれ中間の値を目指して対応することも可能である。

この考え方を模式的に表したものが図 1.1.3-2、補強法の違いを橋脚の荷重－変位曲線で表したものが図

1.1.3-3～図1.1.3-5である。図1.1.3-2における補強法R1は、じん性率そのままにして降伏耐力を増加させる方法である。これは、橋脚の地震応答変位量（○印）と破壊時期（☆印）との関係を示した図1.1.3-3では、破線（補強前）から実線（補強後）のように荷重－変位曲線を変更することに対応している。同様に、補強法R3は、降伏耐力はそのままにしてじん性率を増加させる方法である。これは、図1.1.3-4に対応している。補強法R2は、降伏耐力とじん性立の両方を増加させる方法で、図1.1.3-5に対応している。

耐震補強の考え方にはこのように3種類があるが、特に曲げ耐力増加型においてはじん性率増加併用型も含め、基礎の耐力とのバランスを考慮する必要がある。既設の橋脚ではもともと基礎の耐力が橋脚躯体の曲げ耐力よりも大きい場合が多い。基礎の耐震補強と地震後の復旧には多大の費用と労力を要するので、補強によって想定破壊部位が橋脚躯体から基礎に移らないようにしておくのが原則である。

RC橋脚の耐震補強においては、想定される破壊モードに応じて次のような選択肢がある。



鋼製橋脚の耐震補強はじん性率の向上を主眼とする。そのため的手法として、コンクリート充填による局部座屈進展の遅延とそれに伴う塑性変形性能の向上が最も効果的である。ただし、コンクリート充填によって、橋脚基部の耐力も同時に増加する。コンクリート充填部の耐力がアンカー部耐力を上回る場合には、耐力上昇を押さえるために鋼材を用いてじん性の向上を図る補強が必要となる。

参考文献

- 1)土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編、丸善
- 2)社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成8年12月、丸善
- 3)運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：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
- 4)土木学会：耐震基準に関する第二次提言、土木学会誌 Vol.81 No.2 p.目次(2)
- 5)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
- 6)CEB：Design of Fastening in Concrete, Fastening for Seismic Retrofitting, CEB No.226 Report, Aug 1995

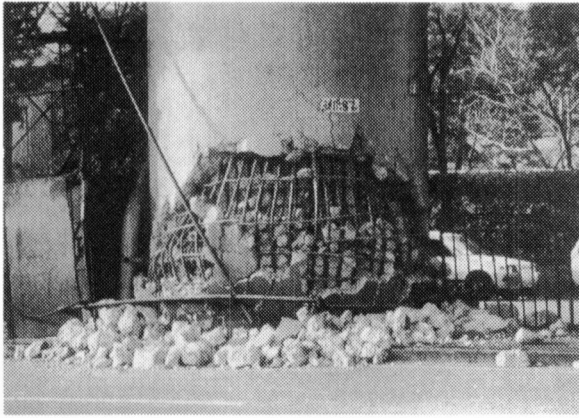


写真 1. 1. 2-1 R C橋脚の曲げ破壊

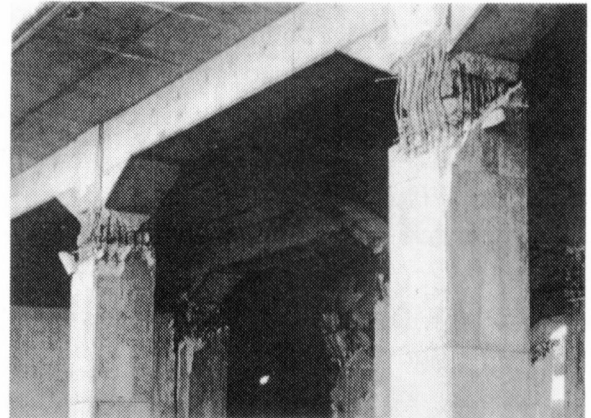


写真 1. 1. 2-2 R C橋脚の曲げ破壊



写真 1. 1. 2-3 R C橋脚のせん断破壊

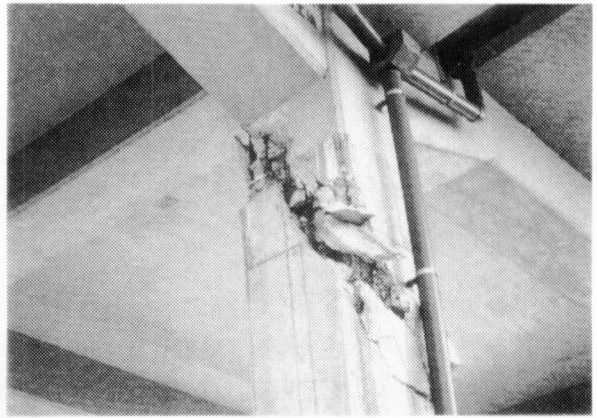


写真 1. 1. 2-4 R C橋脚のせん断破壊

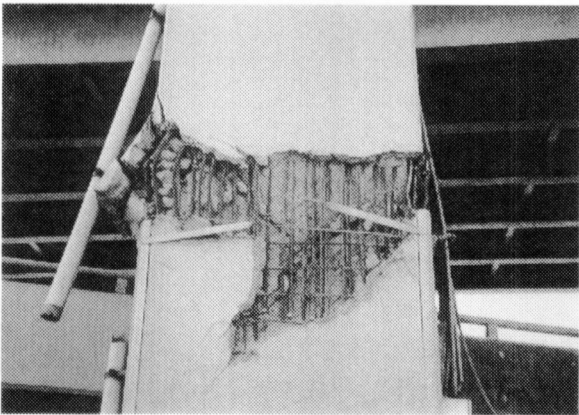


写真 1. 1. 2-5 R C橋脚の段落し部破壊

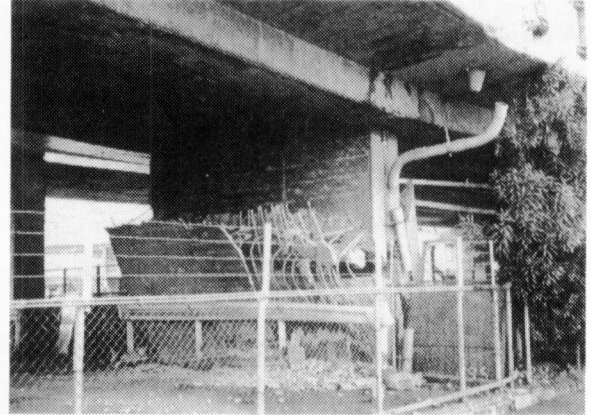


写真 1. 1. 2-6 R C橋脚の段落し部破壊

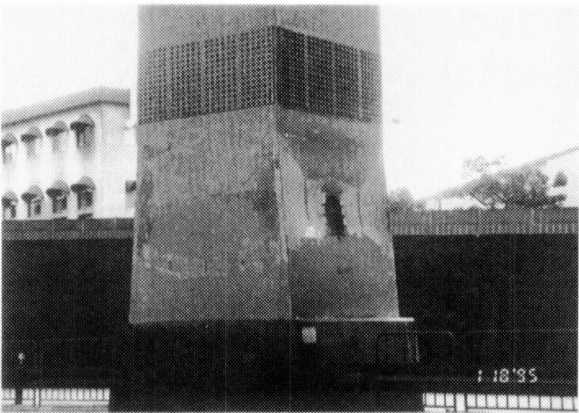


写真 1. 1. 2-7 鋼製橋脚の座屈（矩形断面）

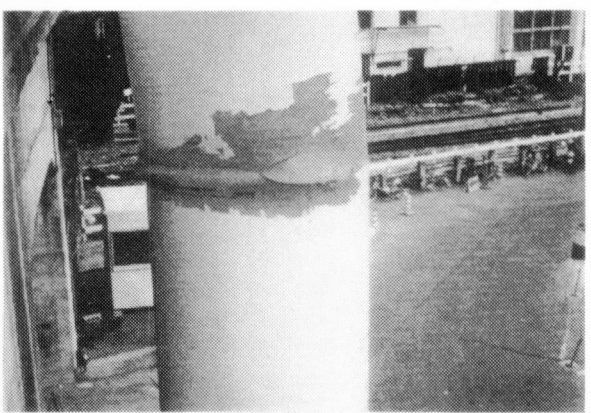


写真 1. 1. 2-8 鋼製橋脚の座屈（円形断面）

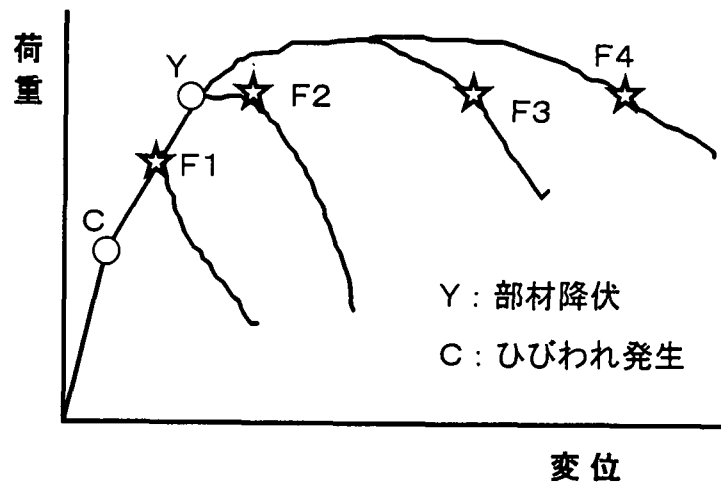


図 1. 1. 2-1 荷重-変位曲線と破壊時期

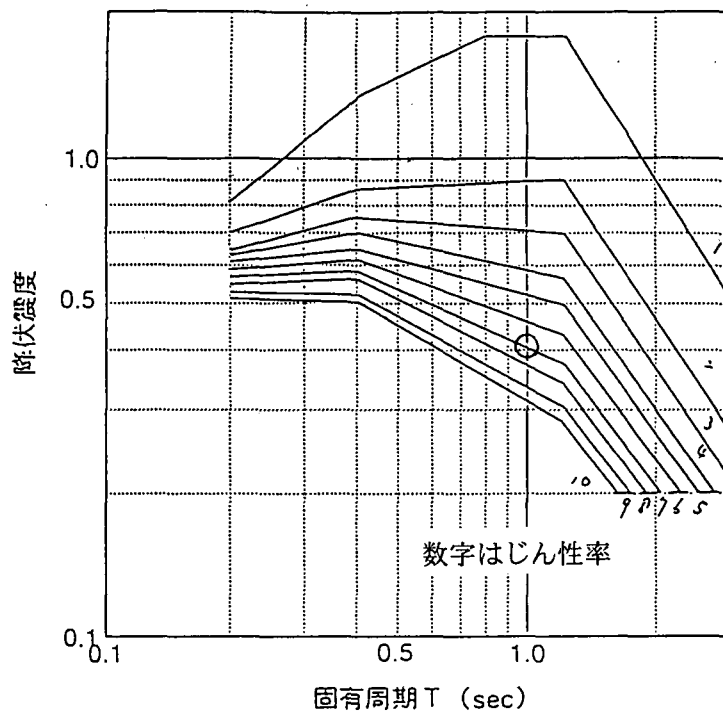


図 1. 1. 3-1 設計用降伏震度スペクトルの例⁵⁾

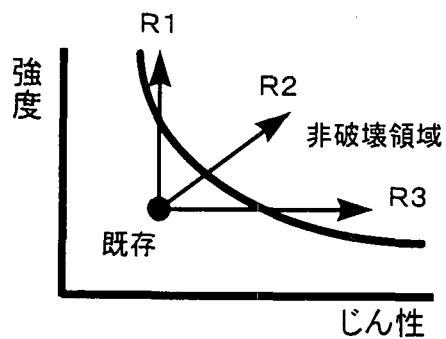


図 1. 1. 3-2 耐震性の向上

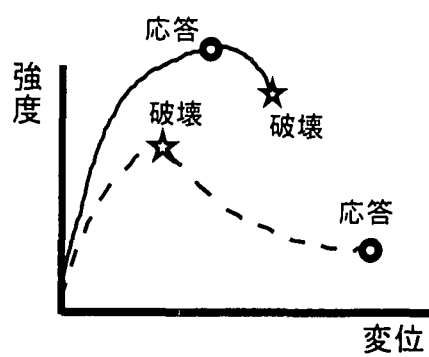


図 1. 1. 3-3 耐力の増加

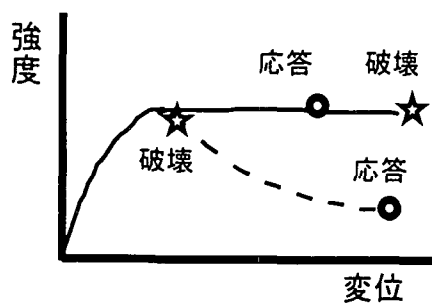


図 1. 1. 3-4 じん性の増加

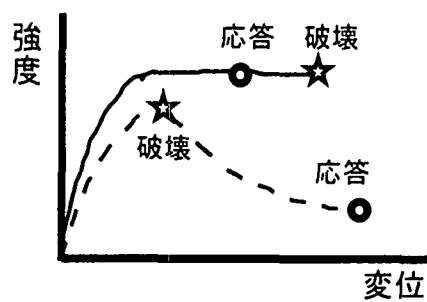


図 1. 1. 3-5 耐力とじん性の増加

1. 2 耐震補強の種類とその考え方

1. 2. 1 コンクリート橋脚等への鋼板巻立て補強

(1)耐震補強の原理

a) 曲げ破壊型橋脚

曲げ耐力の向上： 曲げ引張り破壊型RC橋脚の曲げ耐力は、軸力やコンクリート強度が一定の場合、 $(p f_{sy} \cdot b \cdot d^2)$ の値が大きいほど大きいことが知られている。ここで、 p は柱筋の全断面積の柱断面積に対する比、 f_{sy} は柱筋の降伏強度、 b は柱の幅、 d は柱断面の有効高さである。

したがって、既存橋脚の柱基部や柱筋の途中定着部に対して次の処置を施せば一般に曲げ耐力を増加させることができる。

- 柱筋相当の軸方向補強材を後施工により取り付ける
- 断面寸法のうち特に断面高さを増やして既存の橋脚と一体化する

じん性の向上： RC橋脚の破壊に至る挙動については先に述べたが、ここでは更に部材の構成材料に着目した挙動について述べる。図 1. 2. 1-1 は、部材断面におけるコンクリートと柱筋の材軸方向の応力度-ひずみ関係を模式的に表したものである。縦軸の応力度はコンクリートと鉄筋でスケールが異なるが、縦軸を合力と見做せば同程度のスケールになっている。ある程度のじん性を有する部材では、コンクリートと柱筋の状態が(C 3、S 3)付近で終局状態となる。すなわち、コンクリートと柱筋のひずみが十分大きくなって終局に達する。

その過程において、断面の圧縮側コンクリートはピーク応力度を超えると圧縮抵抗が低下し、そのため圧縮抵抗の鉄筋負担率が増加する。水平交番力を加えながら部材変位を増加させると、引張り側の時に生じた曲げひびわれや斜めひびわれの影響で圧縮縁付近のコンクリートの圧縮抵抗が更に小さくなっていく。柱筋は、引張り応力除荷後の残留たわみ（残留曲率）の増加とその後発生する圧縮応力度によってついには座屈を起こし、鉄筋の圧縮抵抗分は極端に小さくなる。座屈するとき縦ひびわれがコンクリートに生じ、やがて破りコンクリートは剥落する。更に交番力によって変形を増加させていくと、帯鉄筋や柱筋の内側のいわゆる内部コンクリートの一体性が保てなくなり、これも剥落してしまう。そうして耐力が急激に低下していく。

一方、橋梁の地震応答に着目すると、応力-ひずみの履歴曲線で囲まれる面積（および塑性域の体積）が大きいほど地震時のエネルギー吸収量は大きい。図にも示されるようにエネルギー吸収能力は鉄筋の方がはるかに大きい。したがって、応答量の観点からも部材としての一体性を確保して鉄筋の座屈を抑制することが大切である。

以上より既存橋脚に対して次の処置を施せば、一般にじん性を向上させることができる。

- 横拘束度を高めてコンクリートの強度低下を抑制する(C 3→C 3')
- 横拘束度を高めて柱筋の座屈を抑制する(S 4→S 5→S 6⇒ S 4'→S 5'→S 6')
- 内部コンクリートの落下を抑制して部材の一体性を保持させる

b) せん断破壊型橋脚

せん断破壊型橋脚の終局状態は、構成材料で考えると同図における(C 1、S 1)の状態がこれに相当する。曲げ耐力に関わるコンクリートと柱筋の能力が発揮されないうちに破壊することになる。そのため、破壊モードを変えないでせん断耐力を増加させることも1方法ではあるが、せん断耐力を増加させてじん性を含めた曲げ耐力の余力を活かす方が得策となる場合が多い。

一般にRC橋脚のせん断耐力は、軸力とコンクリート強度が一定の場合、 $\{ (p_v)^{1/3} \cdot b_v \cdot d^{3/4} \}$ と $(p_s \cdot f_{wyd})$ が大きいほど大きくなる。ここで、 p_v は柱筋の引張り鉄筋比、 d は部材断面の有効高さ、 b_v は断面腹部の幅、 p_s はせん断補強鉄筋比、 f_{wyd} はせん断補強鉄筋の降伏強度である。 p_v 、 d 、 b_v を増加させると曲げ耐力も同程度かそれ以上に増加するので、破壊モードを曲げ破壊型に変化させることはできない。一般に次の処置を施せば曲げ耐力をあまり変えないでせん断耐力を増加させることができ、曲げ破壊型に破壊モードを変えることができる。

- せん断補強鉄筋に相当する補強鋼材を後施工により取り付ける

c) 曲げ降伏後のせん断破壊型橋脚

曲げ降伏後のせん断破壊型橋脚の終局状態は、図における(C 1、S 2)の状態がこれに相当する。柱筋の途中定着部での破壊モードを含め、曲げせん断型破壊モードに対しては上述のせん断補強法、更には曲げじん性向上法により、せん断耐力やじん性を向上させることができる。また、必要に応じて曲げ補強により曲げ耐力も増加させることができる。

d) 割裂破壊型橋脚

せん断破壊との相違は明確でないが、壁式橋脚の柱筋に沿った部材の剥離を伴う破壊モードの橋脚に対しては、せん断耐力増加法と同様の方法により耐力を増加させることができる。ただし、壁構造では幅員が大きく外周の拘束だけでは必ずしも十分な効果が得られないので、幅方向の途中にも厚さ方向に配置する中間帯鉄筋の機能を果たすものが必要となる。

(2) 鋼板巻立て補強の種類と特徴

図 1.2.1-2 に鋼板巻立て補強の代表的なものを示す。

昭和 40 年代以前の古い基準で設計された橋脚では、せん断破壊型もしくはじん性の小さい曲げ破壊型のものが多いと考えられる。これらの破壊モードが予想される橋脚の補強法は、補強の目的がせん断とじん性に分かれても、横方向拘束によって耐震性を向上させるという点では同じである。他方、曲げ耐力を増加させる耐震補強では、同時にせん断補強またはじん性確保やじん性向上も通常必要となり、具体的なやり方は前者よりもより複雑となる。したがって、ここではまずせん断補強型について各工法の特徴を述べ、次に曲げ補強型について述べる。

a) 鋼板単独非定着型（基本型）

この方法はせん断補強とじん性向上を目的として用いられるもので、基本的には鋼板と充填材だけで橋脚を補強し、フーチングへの定着は行わない。せん断補強の目的に対しては、柱の加力方向に平行な面（ウェブ）の鋼板がせん断補強鋼材の役割を果たしている。鋼板が橋脚断面内で閉合するように接合されており、これによりせん断補強鋼材の定着が確保されている。じん性向上の目的に対しては、躯体コンクリートの横方向拘束および柱筋の座屈抑制のための横拘束の役割を果たしている。また、鋼板は柱筋座屈後も内部コンクリートが落下するのを防止して部材のある程度の一体性を保持するのに貢献している。矩形断面における横拘束効果は、横方向鉄筋の場合と同様に一般に円形断面に比べて低い。

図中の a-1 は鋼板単独非定着型の例であり、他のタイプの鋼板巻立ての基本になるものである。既設橋脚との隙間の大きさは、充填材の施工性および既設橋脚の出来形のばらつき等を考慮して決められる。モルタル充填の場合は数 cm、エポキシ樹脂注入の場合は数 mm のオーダーである。特にモルタル充填タイプでは、断面増加に伴う曲げ耐力の増加を抑えるため、下端に数 cm の隙間を設ける場合が多い。下端の隙間は施工上の制約から設けることもある。大断面橋脚では、より拘束度を高めるために下端に形鋼を巻くことがある。施工時の充填材の充填圧に対して鋼板の変形を抑制するため、橋脚躯体にアンカーをとることが多い。鋼板の接合は溶接継手が一般的であるが、ボルト接合やバックル継手（かみ合わせ継手）、グリップ継手等もある。地中部分は耐力を期待しない根巻きコンクリートで被覆するのが一般的である。

図中の a-2 は幅の広い橋脚の場合の例である。幅が広いと横拘束効率が低下するので、幅の中間で鋼板を躯体に固定して効率低下を抑えている。

図中の a-3 は、柱筋の途中定着（段落し）部の補強法である。途中定着部の破壊は曲げ降伏後のせん断破壊モードであるので、途中定着部の補強にはせん断耐力を増加させてじん性の大きい曲げ破壊モードに変えるやり方と、曲げ耐力を増加させるやり方の 2 種類がある。後者の補強法による場合、鋼板はこの部分で柱筋としての機能が要求され、その結果、部材軸方向に一定長さの定着長が必要となる。ただし、大震災後の設計震度の増加に伴い、柱基部または柱全体の補強が必要になってきているので、途中定着部だけの補強は少なくなっている。

b) 円形鋼板コンクリート充填型

図中の b-1 は、じん性を向上させるタイプである。柱基部に円形の鋼板を配置し橋脚躯体との間にコンクリートを充填する。鋼板が円形であるので反力としてフープテンションが発生し、横方向拘束力が大きくなる。この作用により、躯体コンクリートや柱筋に対する拘束は堅固なものとなる。柱筋の塑性化は柱とフーチングの接合部付近に生じることを想定している。基部における曲げ耐力の増加を防ぎ一定長さの塑性域を確保するため、柱の基部に隙間を設けることが多い。通常のコンクリートの代わりに膨張コンクリートを用いる方法もある。

図中の b-2 は、幅の広い橋脚に対する補強方法の例である。

c) 外側 RC 併用型

図中の c は、せん断やじん性向上のみならず曲げ耐力も増加させるタイプである。柱基部において予め設けた鋼板巻立ての外側に RC 巻立てを行う。この部分では鋼板の外側にスタッドを取付け、橋脚の曲げに伴って鋼板に生じる軸方向力はこのスタッドを介してコンクリートから後施工柱筋に伝わるようにしてある。鋼板の柱筋としての有効断面積は、通常補強後の柱下端の曲げ耐力から決まる。

d) 内側RC併用型

図中の d も同様に曲げ耐力を増加させるタイプである。予めRC巻立てを行い、その外側を更に鋼板で巻き立てる。RC巻立てを施すことにより主として曲げ耐力を増加させ、鋼板巻立てによってじん性もしくはせん断耐力を増加させる。鋼板巻立てに関する補強目的と工法自体は非定着型と同じである。

e) アンカーボルト型

図中の e も同様に曲げ耐力を増加させるタイプである。橋脚下端部を除けば基本型と同じである。橋脚下端に定着板を取り付け、アンカーにより定着板を介して鋼板をフーチングに固定する。橋脚の曲げに伴って鋼板に生じる軸方向力は、定着板とアンカーを介してフーチングに伝わるようにしてある。柱筋としての鋼板の有効断面積は通常アンカーの耐力によって決まる。

なお、鋼板の鉛直継目の断面内の位置取りには、図 1.2.1-3 に示されるように種々のものがある。接合部で十分な強度を有することが前提となるが、重機のアクセスの可否、ハンドリングの難易、高架橋下の店舗の有無、溶接の作業スペースなど、施工上の制約条件に応じて適宜選択される。

水平継目の高さ方向の分割数に関しても上述のことが影響する。一般にフーチングは地中にあるので、掘削して穴の底に鋼板を設置することになる。高さ方向に1本ものを用いるときは、上空の制約からその搬入がクリチカルになることがある。

(3) 補強基準における取扱い

大震災後に改定された鋼板巻立て補強に関する基準類には、日本道路協会、日本道路公団、首都高速道路公団、および阪神高速道路公団が作成した4つがある。いずれも道路橋を対象にしている。このうち、いくつかは主として道路橋示方書の改定に伴い現在改定作業が行われている。鉄道関係で公開されたものはないが、JRなど鉄道会社では、補強に関する仕様書を個々に作成している。耐震補強の研究は大震災後に急速に発展したが、基準作成時点において信頼性が高く実績や実験データが比較的多いものが基準類に盛り込まれたと考えられる。

なお、道路橋の耐震検討においては地震時保有水平耐力の照査を行う。補強基準の作成時期が道路橋示方書の改定前であったので、基本的には旧道路橋示方書を用いることになっている。設計地震動は復旧仕様¹⁾に示されるものも考慮し、じん性率評価法は復旧仕様の方法を用いることになっている。じん性率を用いてエネルギー一定則により設計震度を低減させ、これに対応する慣性力に対して耐力を照査する。じん性率の算定においては横拘束筋の体積比を考慮するようになっており、一般に横拘束筋が多いほどじん性率は大きくとれる。

以下に、各耐震補強基準の概要を述べる。

a) 日本道路協会²⁾

復旧仕様にはアンカーボルト型であるいわゆる曲げ耐力制御タイプが示されている。このタイプを用いる場合は柱筋の途中定着部の検討を省略してよい。帯鉄筋としては鋼板の全断面積を考慮し、柱筋としてはアンカーの断面積相当の鋼板を考慮する。柱基部の根巻きコンクリートの影響は無視する。許容塑性率は8を上限とし、柱基部の保有水平耐力の照査を行う。具体的な補強設計例が示されている。

なお、RC巻立て補強においても柱筋の途中定着部には鋼板巻立てを行う。

b) 日本道路公団³⁾

非定着型の方法が示されている。橋脚の全高さを補強することが基本になっている。帯鉄筋、柱筋としてそれぞれ鋼板全断面積を有効と考える。ただし、柱基部付近の有効高さの範囲は鋼板の定着区間と見做して柱筋としての効果を考えない。

矩形断面橋脚では橋脚下端を形鋼、コンクリート巻きなどで補強する。必要に応じて曲げ耐力を増加させるためアンカー筋をフーチングに定着する。鋼板の上下端は5cm隙間を設ける。鋼板はSS400を用い、充填材はエポキシ樹脂とする。鋼板の接合は溶接が基本になっている。鋼板に関する構造細目および施工手順が示されている。

c) 首都高速道路公団⁴⁾

円形断面橋脚には非定着型(じん性向上)と外側RC併用型(耐力増加)を用いる。矩形断面橋脚にはアンカーボルト型(曲げ耐力制御タイプ)を用いる。橋脚の全高さを補強することが基本になっている。矩形断面橋脚の基部は原則として更に円形鋼板コンクリート充填型で補強する。帯鉄筋としては鋼板の全断面積を考慮し、柱筋としてはアンカーの断面積相当の鋼板を考慮する。ただし、柱中間部での定着長を除いた範囲では全断面有効と考える。許容塑性率は8を上限とし、保有水平耐力照査の照査を行う。

鋼板の上下端は5 cm 隙間を設ける。充填材は、矩形断面橋脚についてはエポキシ樹脂を円形断面橋脚については無収縮モルタルを用いる。鋼板に関する構造細目および施工手順が示されている。

d) 阪神高速道路公団⁵⁾

非定着型とアンカーボルト型(曲げ耐力制御タイプ)が示されている。帯鉄筋としては鋼板の全断面積を考慮し、柱筋としてはアンカーの断面積と鋼板断面積の小さい方を用いる。矩形断面橋脚では横拘束効果を有効にするため、曲げ耐力の増加が必要なくても形鋼とともに最低量のアンカーを設置する。許容塑性率は8を上限とし、保有水平耐力照査の照査を行う。せん断スパン比が小さい2以下のものではこの設計法は対象外としている。鋼板の上下端は5 cm 隙間を設ける。充填材にはエポキシ樹脂または無収縮モルタルを使用する。構造細目および詳しい施工要領と検査要領が示されている。

参考文献

- 1) 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、平成7年2月
- 2) 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、平成7年6月
- 3) 日本道路公団：耐震設計・施工要領(案)、平成7年7月
- 4) 首都高速道路公団保全施設部：既設RC橋脚の耐震性向上設計要領(案)、平成7年11月
- 5) 阪神高速道路公団保全施設部：RC橋脚耐震補強施工・管理要領(案)、平成7年11月

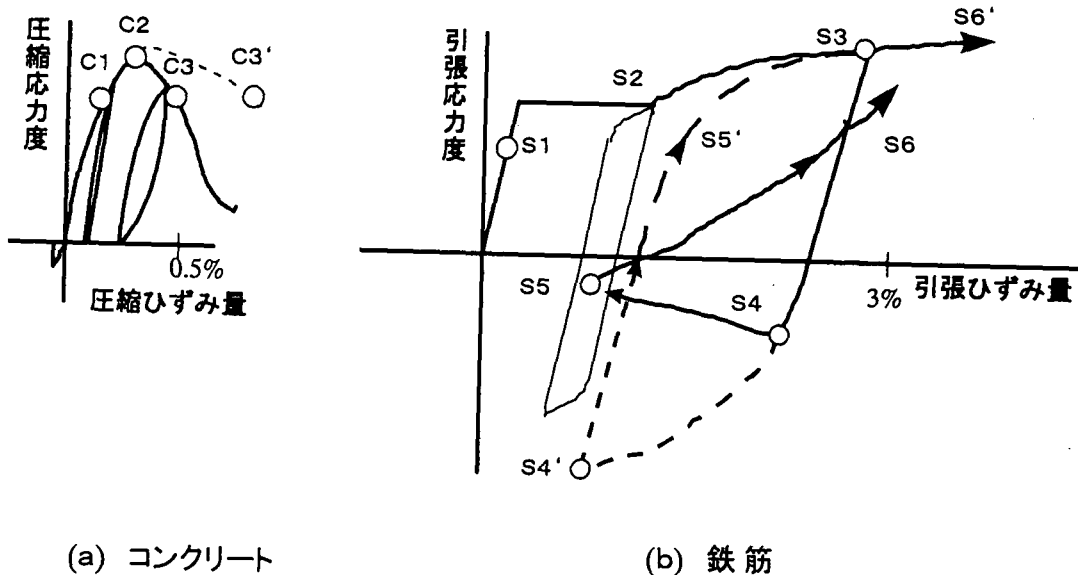


図 1. 2. 1-1 部材内のコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係

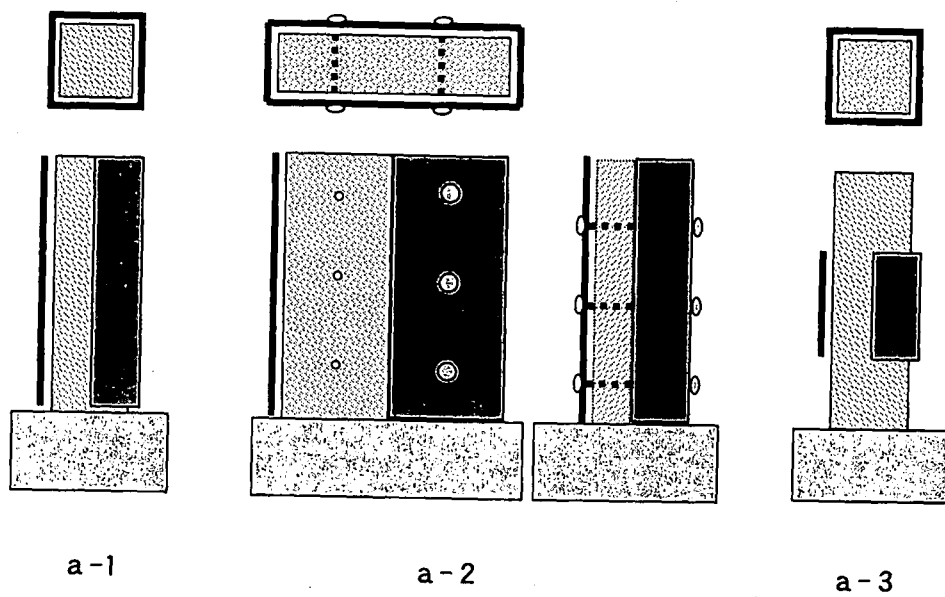
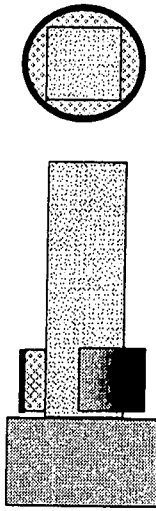
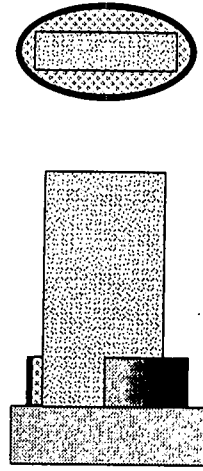


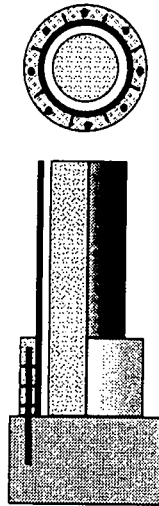
図 1. 2. 1-2(1) 鋼板巻立て補強法の種類



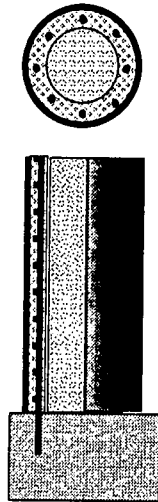
b-1



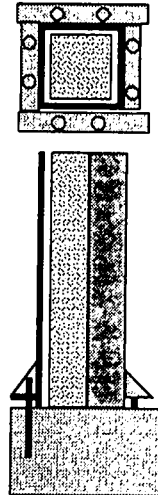
b-2



c



d



e

図 1. 2. 1-2(2) 鋼板巻立て補強法の種類

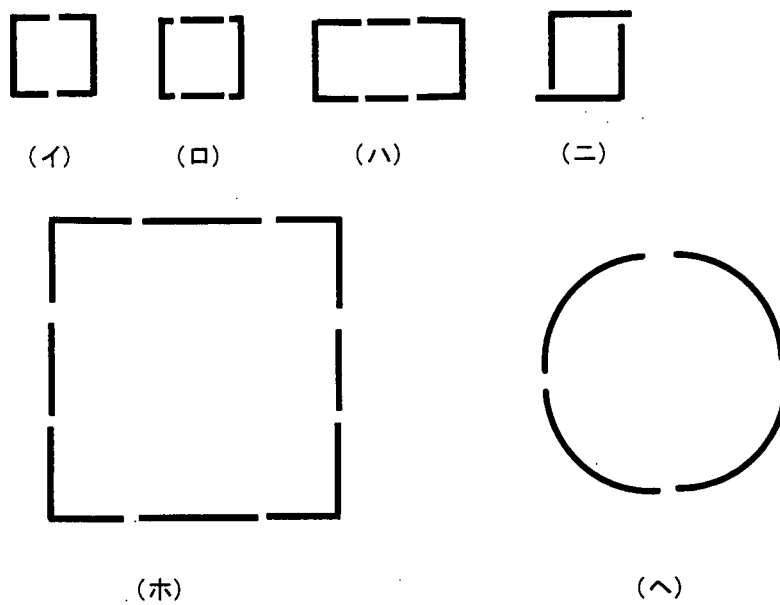


図 1. 2. 1-3 鋼板の部材断面内分割法

1.2.2 コンクリート橋脚への連続繊維巻立て補強

補強の原理については1.2.1項(1)で既に述べられており、基本的考え方は同様である。従って、ここでは補強材として用いる連続繊維の特徴と補強目的別の使われ方を述べることにする。なおせん断補強・じん性補強を目的としたいわゆる巻立てだけでなく、曲げ補強目的の貼付も含めて概説する。

(1)炭素繊維とアラミド繊維

ここでは連続繊維として一般に用いられる炭素繊維とアラミド繊維について、補強材料としての特徴や製品について概説する。

a) 炭素繊維

炭素繊維は軽く、強く、錆びないという優れた特性を持つ材料であり、エポキシ樹脂を用いて一般にコンクリートに接着させ、一体化を図ることで補強効果を得ようとするものである。炭素繊維はその原料により、大きく2種類に分類される。1つは石炭ピッチを原料とし微細なノズルを通した後に焼結させたピッチ系であり、もう1つは合成繊維であるポリアクリルニトリル(PAN)繊維を焼いて炭化させたPAN系である。製品には炭素繊維シート(繊維を単一方向に配置し、プリプレグのシート状に加工したもの)と、炭素繊維ストランド(直径10ミクロン前後の繊維を約1万本束ねて糸状にしたもの)がある。コンクリート表面の凸凹や角部の面取りなどの処理をした後、プライマーを塗布し、含浸樹脂を用いて巻き付けたり、貼り付けたりして補強を施す。炭素繊維シートの場合、炭素繊維量やシート幅等により区分され、標準的には単位面積当たりの炭素繊維重量(目付量)で200 g/m²タイプと300 g/m²タイプ、シート幅で25～50cm幅のものが用いられる。表1.2.2-1に製品の代表例を示すが、これらの材料特性としては引張強度は30,000 kg f/cm²～35,000 kg f/cm²、弾性係数は2,300,000 kg f/cm²～2,400,000 kg f/cm²のものが一般的である。

b) アラミド繊維

アラミド繊維は高強度、高弾性係数を持つ芳香族ポリアミド繊維ナイロンに属する。一般に用いられるアラミド繊維シートは、炭素繊維と同様アラミド繊維を1方向に配列してシート状に加工した材料である。エポキシ樹脂を含浸させながら、対象となるコンクリート構造物に貼り付けて使用する。炭素繊維の場合と同様、単層のアラミド繊維シートは1方向の強化材であり、シートを貼り付ける方向により補強効果が限定されるが、方向を変えて複層に整形することで上記を組み合わせた補強効果を得ることも可能である。伸び能力が大きく、隅角部の面取り半径も比較的少なくすむ。表1.2.2-2に代表的製品の特性をしめすが、アラミド繊維はそれを構成するアミン成分が1種類のもの(高弾性率)と、2種類のもの(高強度)の2通りがある。その材料特性としては前者の場合、引張強度:29,000 kg f/cm²、弾性係数:1,110,000 kg f/cm²、後者はそれぞれ35,000 kg f/cm²、740,000 kg f/cm²であり、図1.2.2-1の応力-ひずみ関係例に示すように炭素繊維の2～4倍の破断ひずみを有する。目付量は200～400 g/m²、シート幅は10～50cmのものが一般に用いられる。

(2)補強工法の特徴と種類

連続繊維による補強工法は、従来の鉄筋コンクリート補強工法や鋼板補強工法と比べて次のような特徴を有している。

高強度:鋼材の約10倍の引張強度を持つため、補強量が少なく済み、補強後の躯体形状に殆ど変化がない。

軽量:補強後の重量増がなく、基礎に及ぼす影響が極めて少ない。

耐久性:腐食劣化に対して十分安定している。

導電性:炭素繊維は導電性を有する。一方アラミド繊維は絶縁性がある。

剛性と伸び能力:炭素繊維の弾性係数は鋼材とほぼ同程度かそれ以上、アラミド繊維はこれらの1/3～1/2程度の弾性材料である。引張強度が同程度であるため破断ひずみはアラミド繊維の方が2～3倍大きい。

施工性:軽量であるため作業性に優れるとともに狭いスペースでも施工可能である。熟練工を必要としない。さらに火気を使用しないので施工時の安全性に優れる。

経済性:目的に応じて補強量の調節が自由に行える。また重機作業、特殊技能工が不要であり工種が少なく、工期短縮が図れる。

次に補強工法の種類とそれに付随する特徴について、補強目的別に概説する。

a) 曲げ補強

図1.2.2-2に桁の曲げ補強例を示す。図中のa)に示すような単純桁の場合、引張側である下縁補強となり、交通に支障をきたすことなく簡便な貼付補強ですむ。エポキシ樹脂による接着で一体化を図るため、鋼板と異なり一般にはアンカーなどの工事も不要である。しかしながらコンクリートとの接着が補強の生命であるため、十分な定着が取れない場合にはb)に示すように定着端部で縦方向にも繊維を貼り付け定着性能を高める方法も考えられる。

b) 橋脚基部曲げ補強

橋脚基部の曲げ補強は、連続繊維が破断まで弾性材料であることや折れ曲げなどに弱いこと、また接着に留意する必要があることから、鋼板補強の場合に比し若干の工夫を要する。図1.2.2-3にいくつかの例を示す。図中のa)、b)は連続繊維を途中で鋼板に定着し、この鋼板を基部でアンカーボルトを用いフーチングに定着する方法である。a)は鉄板との接着のみで定着を図るタイプ、b)は同部分にアンカーボルトを組み合わせて定着性能を上げようとするものである。鋼板は円周方向には切れた平板タイプと閉じた巻立てタイプが考えられる。前者の場合は軸方向のみの補強となり横方向の補強については別途に行う必要がある。曲げ圧縮側にある平鋼板の座屈が問題になり、例えば連続繊維で巻く場合、内側に巻くか外側に巻くかは座屈防止効果と鋼板エッジによる破断の問題があり、留意が必要である。一方図中のc)、d)は連続繊維そのものを基部で定着する方式も研究中である。c)は急激な折れ曲げが起こらないようモルタルを用いてR加工し水平部で鉄板とアンカーボルトにより定着を図る方式、d)は根巻きコンクリート内で鉄板と水平アンカーボルトを用いるタイプである。a)、b)とc)、d)では基部の補強の考え方に若干の相違を見ることが出来る。すなわち後2者が補強による応力負担を基本的に連続繊維に取らせているのに対し、前2者は塑性ひずみの卓越するヒンジ領域では鋼板にその応力負担を委ねていることにある。

c) 主筋段落し部補強

主筋段落し部の補強は、図1.2.2-4のa)に示すように基本的には縦方向に貼り付けた曲げ補強である。同部分の曲げ耐力を十分増加させ基部で降伏させる。実際の段落し位置と設計上の段落し位置は異なっており、定着設計には十分な配慮が必要となる。一方b)に示すように、段落し位置で曲げ降伏先行を許容する考え方もある。この場合には横方向に連続繊維を巻立てて、曲げ降伏してもせん断破壊しないよう、そして十分なじん性が得られるよう補強するものである。c)は両者の組合せで縦横ともに補強するタイプである。

d) せん断・じん性補強

図1.2.2-5に示すようにせん断、じん性補強とも巻立てて補強するものである。塑性ヒンジ部分では拘束剛性も必要となり、一般にせん断補強区間に比し補強量は増加する。連続繊維を用いた場合、このようにせん断補強区間とじん性補強区間で自由自在に補強量を調節することが出来る。

(3)補強基準における取扱い

連続繊維による耐震補強基準は、他の補強工法と同様兵庫県南部地震後急速にその整備の必要性が高まっている。震災前にあったものは道路橋橋脚を対象にしており、主としてせん断および主筋段落し部の補強に関するものであった。大震災以降鉄道関係での実用化はとりわけ早い。今日まで策定がみられたのは以下の基準類である。

- ・ 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、1996年7月
- ・ 同上：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、1996年11月
- ・ 同上：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、1997年1月

それぞれせん断補強およびじん性補強の必要性に呼応したものであり、この部分に多くの労力をさき、実験調査を加えて作成されている。じん性補強については前2者は部材の変位じん性率で規定しているのに対し、地下鉄RC柱については部材角で規定している。

道路橋については以下の基準化がなされている。

- ・ 日本道路公団：炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領、1995年2月
- ・ 阪神高速道路公団：炭素繊維シートによるRC橋脚補強に関する設計施工要領（案）、1997年5月

既に述べたように、兵庫県南部地震以前の調査研究に基づき作成されたものであり、せん断補強と主筋段落し部の補強が中心となっている。じん性補強については、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1996年12月に改訂された道路橋示方書・耐震設計編に併せた補強式が検討中、阪神高速道路公団で初めてその策定をみた。日本道路公団等では新指針策定を検討中である。

表1.2.2-1 炭素繊維シートの代表例

| メーカー | A社製品 | | | |
|--|---|---|---|---|
| グレード | 30,000 kgf/cm ² 級 | | 35,000 kgf/cm ² 級 | |
| 繊維重量 (g/m ²) | 200 | 300 | 200 | 300 |
| シート厚さ (mm) | 0.111 | 0.167 | 0.111 | 0.167 |
| 引張強度 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 2,900 30,000 | 2,900 30,000 | 3,400 35,000 | 3,400 35,000 |
| ヤング係数 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ |
| メーカー | B社製品 | | | |
| グレード | 35,000 kgf/cm ² 級 | | | |
| 繊維重量 (g/m ²) | 200 | | 300 | |
| シート厚さ (mm) | 0.111 | | 0.167 | |
| 引張強度 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 3,400 35,000 | | 3,400 35,000 | |
| ヤング係数 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | |
| メーカー | C社製品 | | | |
| グレード | 30,000 kgf/cm ² 級 | | 35,000 kgf/cm ² 級 | |
| 繊維重量 (g/m ²) | 200 | 300 | 200 | 300 |
| シート厚さ (mm) | 0.111 | 0.167 | 0.111 | 0.167 |
| 引張強度 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 2,900 30,000 | 2,900 30,000 | 3,400 35,000 | 3,400 35,000 |
| ヤング係数 (N/mm ²) (kgf/cm ²) | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ | 2.3 × 10 ⁵ 2.35 × 10 ⁶ |

表1.2.2-2 アラミド繊維の特性

| アラミド・タイプ | | アラミド1 | アラミド2 |
|----------|----------------------------|------------------------|------------------------|
| 特徴 | | HM (高弾性率) | HT (高強度) |
| 繊維性能 | 引張強度(kgf/cm ²) | 29000 | 35000 |
| | 弾性率(kgf/cm ²) | 1.11 × 10 ⁶ | 0.74 × 10 ⁶ |
| | 破断伸度(%) | 2.4 | 4.6 |
| | 密度(g/cm ³) | 1.45 | 1.39 |

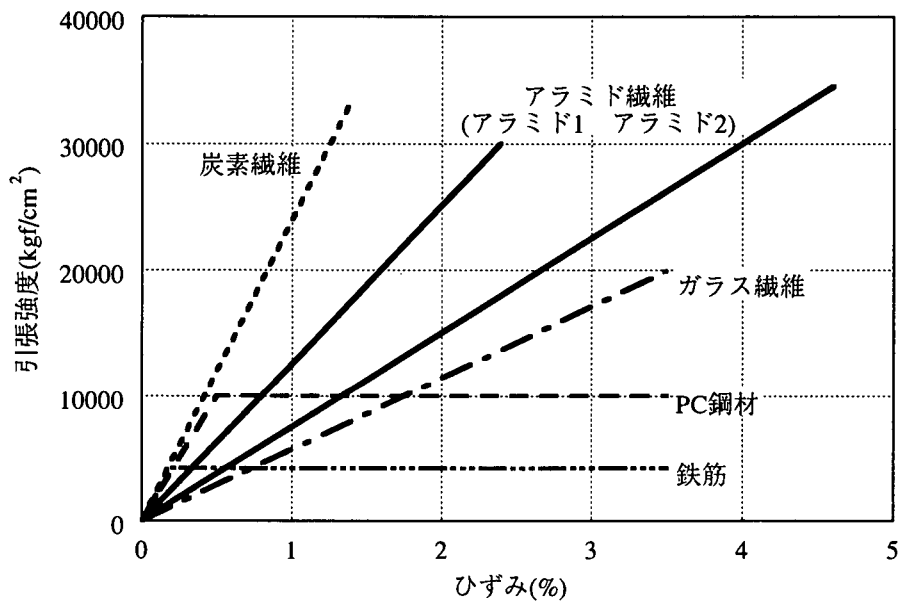


図1.2.2-1 アラミド繊維などの補強材の応力-ひずみ関係の例

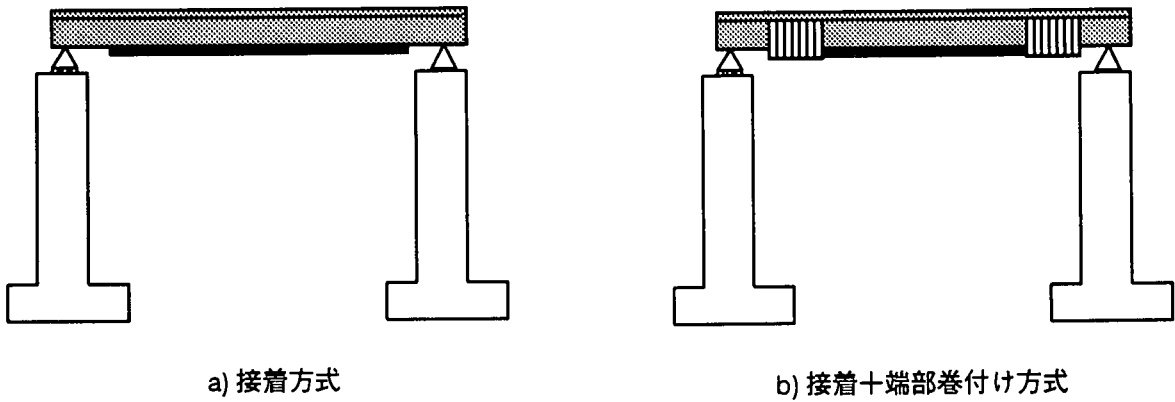


図1.2.2-2 橋桁の曲げ補強

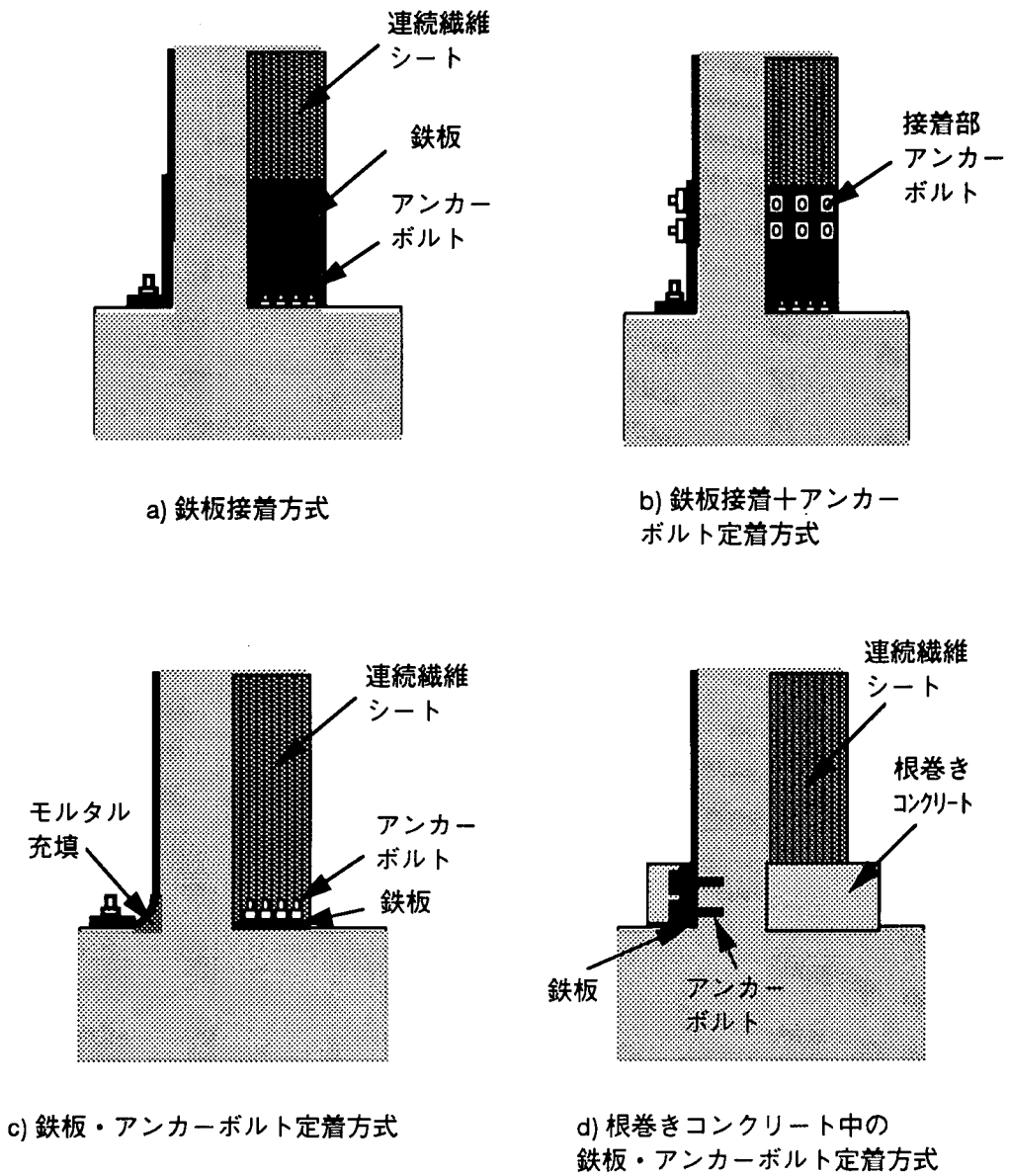


図1.2.2-3 橋脚基部の曲げ補強

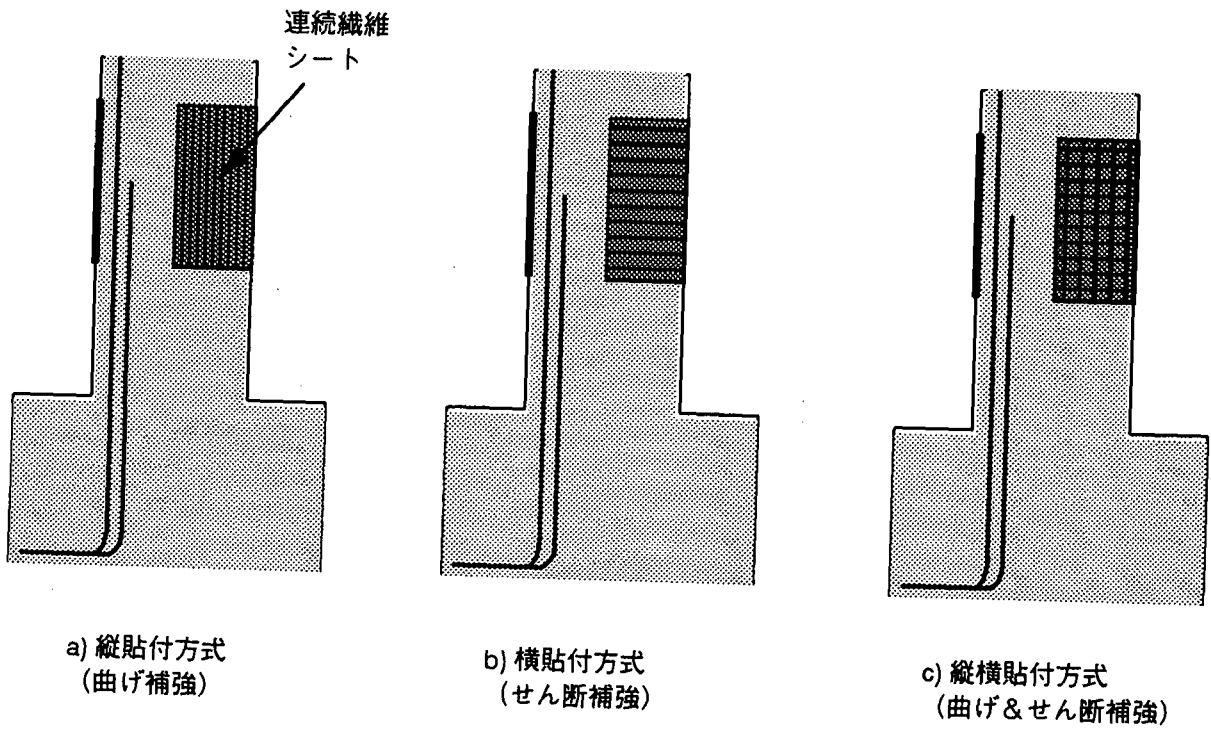


図1.2.2-4 橋脚主筋段落し部の補強

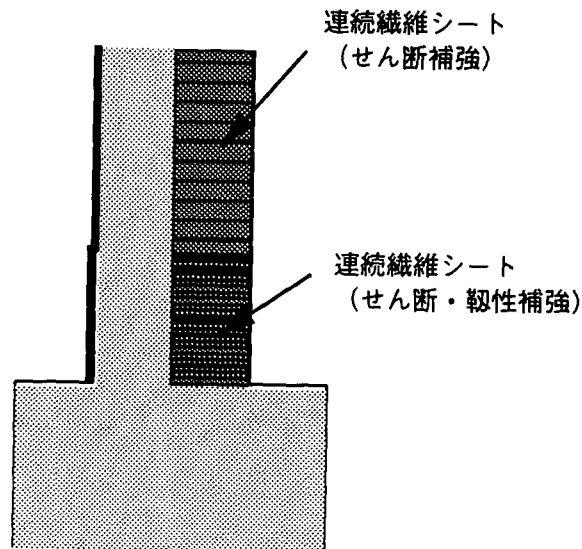


図1.2.2-5 橋脚のせん断・じん性補強

1. 2. 3 鋼製橋脚等へのコンクリート充填補強

前述のように、単柱鋼製橋脚の破壊は矩形断面・円形断面ともに、繰返し曲げによる圧縮域において発生した局部座屈が全体座屈に進展することに伴う耐力低下によって引き起こされる。その他の破壊形態、たとえば矩形断面における角溶接部の割れ、あるいは円形断面における提灯座屈部の割れは、局部座屈後の繰返し塑性歪の蓄積によって生じる2次的な現象といえる。したがって、鋼製橋脚の耐震補強に際しては、局部座屈の発生を抑える、もしくは局部座屈の進展に伴う全体座屈を遅延することで、耐力低下することなしに塑性変形能、じん性率を向上することが主眼となる。

図1.2.3-1、1.2.3-2は建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、日本橋梁建設協会、鋼材倶楽部が共同して実施している、鋼製橋脚の塑性変形性能を向上させる手法に関する共同研究に基づく補強工法の概念図¹⁾である。

このうち、⑥⑨は鋼製橋脚の基部にコンクリートを充填することで、鋼部材の内側への局部座屈の発生を抑えて塑性変形性能を大きく向上させる手法である。実施にあたっては、橋脚全高にわたってコンクリートを充填する場合（全充填）と、地震力モーメントが大きい基部のみに充填する場合（部分充填）とがあるが、過度のコンクリート充填に伴う自重増による基礎部への影響や、ボルト継手部のメンテナンス性などを考慮して部分充填を採用することが多い。

コンクリート充填後の橋脚の曲げ挙動は、鋼部材を主筋に換算し、コンクリートの引張りを無視したRC断面と見なした場合の理論値とよく一致することが確認されている。また、RC断面における帯鉄筋とみなせる鋼材量が十分に多く高いコンクリート拘束効果が発揮されることから、曲げ卓越型の破壊モードとなり、一般的には部分充填とした場合でも $10\delta_y$ を越える大きなじん性率が期待される。ただし、上述のように合成断面としての曲げ耐力となることから、既設橋脚における設計耐力である鋼材のみの降伏耐力の2倍を越える大きな耐力となることもあり得る。したがって、補強設計に当たっては、合成構造化によって増加した橋脚耐力とアンカー部、基礎構造部の耐力とのバランスを十分に検討する必要がある、アンカー部・基礎部耐力の値によっては、橋脚の耐力増を低く抑えるために以下に示す鋼断面のみによるじん性向上工法を取り入れることが必要となる。

③④⑤は幅厚比パラメータを小さくするとともに補剛材剛比を大きくすることで補剛パネルの座屈特性を改善するものであり、既設断面の降伏耐力に対して1.4倍程度の耐力増加とともに、 $4\sim 5\delta_y$ のじん性率が得られる。

①②は角部を補強することで、補剛パネル座屈後もコーナー部の直角性を保ってパネル全体座屈への進展を遅延するとともに、座屈によって補剛パネルの耐荷力が失われた後もコーナー部が柱として挙動するというメカニズムの変化によって塑性変形能を確保する手法である。これによると、降伏耐力に対して1.5倍程度の耐力上昇とともに、 $5\sim 6\delta_y$ のじん性率が確保される。

⑦は円形断面橋脚の外側にすき間を空けて鋼管を巻き立てる手法であり、繰返し曲げに伴う既設橋脚（内管）の外側への座屈のはらみ出しを外管にて押さえることで、局部座屈の一カ所集中による全体座屈（提灯座屈）を防止する。

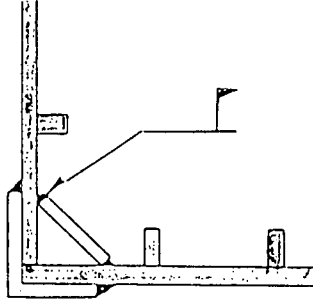
⑧は縦リブの設置によって局部座屈をリブ間にとどめることで⑦と同様に提灯座屈につながる局部座屈の進展を防止するものである。

参考文献

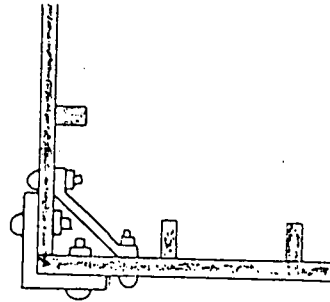
- 1) 土木学会：鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），平成8年5月。

概念図

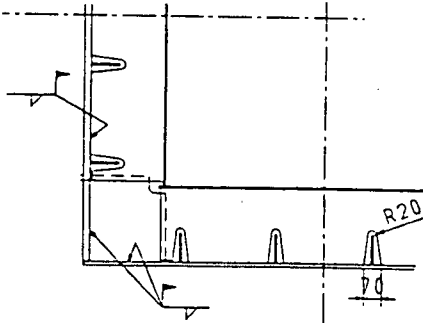
①角部補強（溶接）



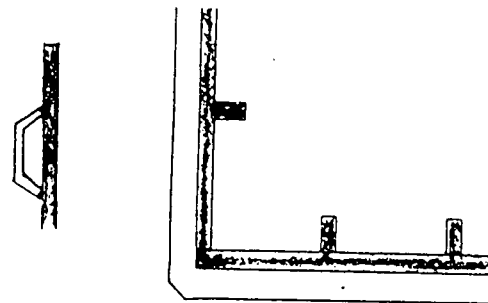
②角部補強（HTB）



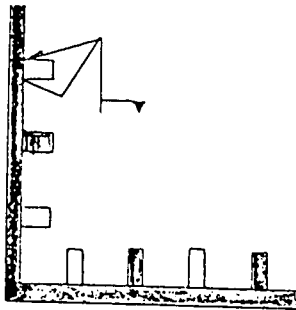
③横補剛材補強（内側）



④横補剛材補強（外側）



⑤縦補剛材補強



⑥コンクリート充填

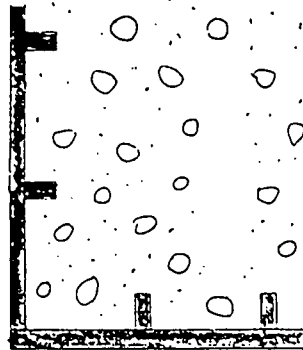
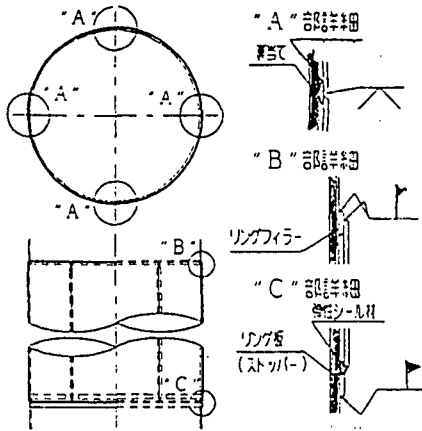


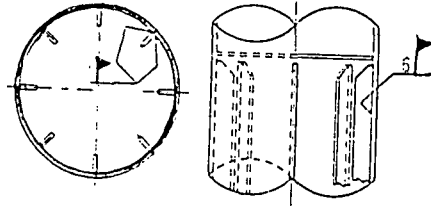
図 1. 2. 3-1 矩形断面鋼製橋脚に対する補強構造¹⁾

概念図

⑦ 2重鋼管巻き立て



⑧ 縦補剛材補強



⑨ コンクリート充填

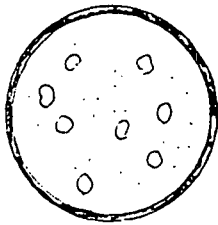
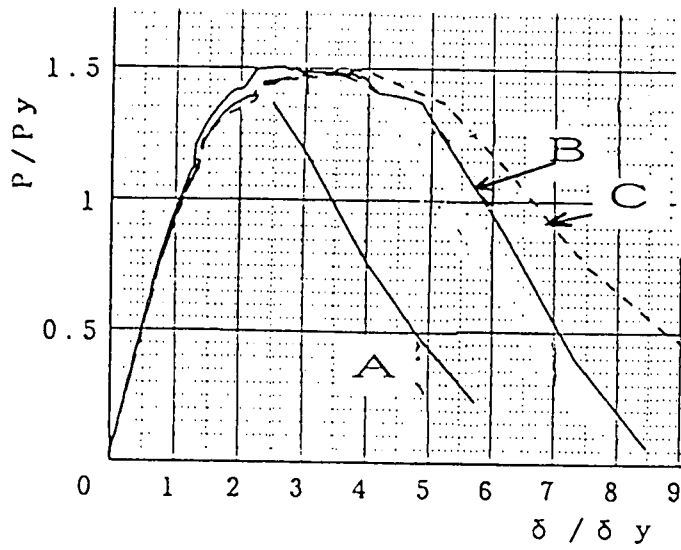


図 1.2.3-2 円形断面鋼製橋脚に対する補強構造¹⁾

表 1.2.3-1 実験供試体一覧¹⁾

| | A | B | C | D | E | F |
|-------------------------|--------|------------|--------------|--------|-------------|-----------------|
| 補強構造の概要 | 無補強 | Aに角部材を溶接補強 | Aに角部材をHTBで補強 | 無補強 | Dに横リブを外側に補強 | Dにコンクリートを高さ3m充填 |
| 基本形状 | | | | | | |
| ケイフラップ板厚 | 9 | 9 | 9 | 10 | 10 | 10 |
| R_f | 0.51 | 0.51 | 0.51 | 0.84 | 0.47 | 0.84 |
| 1パネルのリブ本数 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| γ / γ_{lim} | 0.91 | 0.91 | 0.91 | 0.55 | 0.55 | 0.55 |
| リブの突出長 | 80 | 80 | 80 | 95 | 95 | 95 |
| リブの板厚 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| 横リブダイアラム間隔 | 900 | 900 | 900 | 900 | 300 | 900 |
| 材質 | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y |
| 実施機関 | 土木研究所 | | | 首都公団 | | |



| P- δ 曲線の番号 | 概念図の記号の番号 (図1.2.3-1) |
|-------------------|----------------------|
| A | ①②の無補強 |
| B | ① |
| C | ② |
| D | ④⑥の無補強 |
| E | ④ |
| F | ⑥ |

図1.2.3-3 角部補強矩形断面供試体の P- δ 曲線の包絡線¹⁾

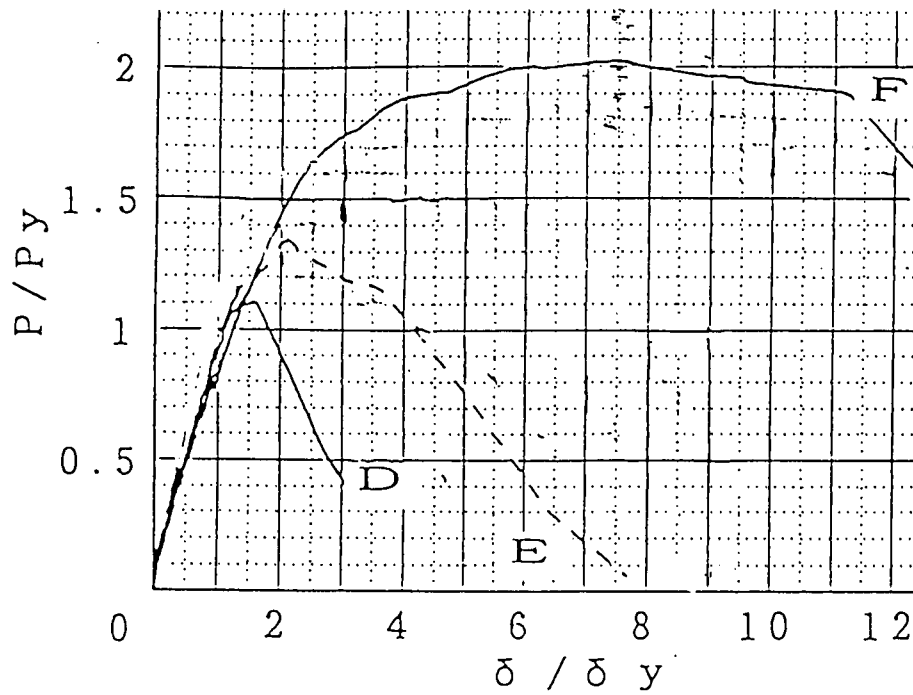


図1.2.3-4 横補剛材およびコンクリート充填矩形断面供試体の P- δ 曲線の包絡線¹⁾