

6. 新しい高じん性構造

6.1 鋼管・コンクリート複合構造橋脚

6.1.1 まえがき

ライフライン系を形成する高規格幹線道路等の橋脚は、レベル2のような非常に強い地震動に対して人命、社会・経済に大きな影響を与えるような損傷を防止しなければならない。すなわち、ある程度損傷や残留変位が生じて、地震後早期に復旧可能な耐震性能を保有させるか、最悪の場合でも構造物全体系の崩壊が生じないような耐震性能が必要である。第二東名神をはじめ今後の高速道路計画は、深い谷を有する山岳部を通過する傾向にあり、高橋脚の建設が不可欠なものとなってきている。高橋脚を設計する場合、橋脚自重を軽減し、かつ合理的に曲げ剛性を確保するため、一般に中空RC断面が採用されてきた。しかしながら、従来の中空断面RC橋脚には設計施工面で次のような課題が生じている。

- a) 中空断面RC高橋脚はコンクリート部分の内側への拘束が弱いことや、曲げ変形が卓越する場合でも厚さの薄い壁部においてせん断力の影響が大きくなることから、せん断補強や拘束筋による補強を十分に行う必要がある。
- b) 一般に、狭い空間の中に軸方向鉄筋が多段配置され、かつせん断補強筋、中間帯鉄筋が多量に配置されるため、作業性が低下することやコンクリートの充填不足による品質の低下が懸念される。

兵庫県南部地震後の設計入力地震動の見直し、道路橋示方書による地震時保有水平耐力法の導入により、上記の課題はより顕著になってきている。要求されている耐震性能を保有する構造物を経済的にかつ効率よく建設することが現在の社会的要請である。このためには、従来の技術を大きく改善する新工法の導入が不可欠であると考えられる。

本章では、高耐震性能と施工性の向上をめざして開発された鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計について述べる。

6.1.2 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の構造特性

鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、鋼管を主体とする鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC構造）である。その構造は、図6.1.1に示す通り、鉄筋コンクリート断面内部に鋼管を配し、帯鉄筋にはらせん巻き高強度鋼より線（PCストランド）を採用している。本構造の特性をまとめると以下の通りである。

- a) 高強度鋼より線を連続らせん巻きする効果により、通常帯鉄筋で弱点となる定着フックを省略できるので、せん断補強鋼材として高強度をフルに発揮できる。

- b) 同様にらせん巻き効果により、効果的にコンクリートを拘束し、じん性が向上する。
- c) 内部に配置した鋼管のせん断耐力の付加により部材のせん断耐力が向上する。
- d) また鋼管の役割として、せん断ひび割れ発生後、荷重の繰返しに対してひび割れ幅の増大、コンクリートの損傷を抑制する。その結果、コンクリートの損傷進行によるせん断破壊や軸保持耐力の低下を防ぐことができる。
- e) 外周のPCストランド帯鉄筋と内部の鋼管でコンクリートを拘束することで、一層のじん性向上が期待できる。
- f) 一方鋼管をコンクリート内に配置することにより、鋼管の局部座屈を防止することができる。一般部の鋼管内部は重量軽減のため中空とするが、塑性ヒンジ区間は、鋼管内部にもコンクリートを充てんする。

以上のように、RC構造が横拘束筋でじん性を確保するのに対し、本複合構造は高強度鋼より線帯鉄筋と鋼管の相乗効果により、高耐震性を発揮する構造特性を有している。したがって、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計では、この構造特性を考慮した設計法を採用している。

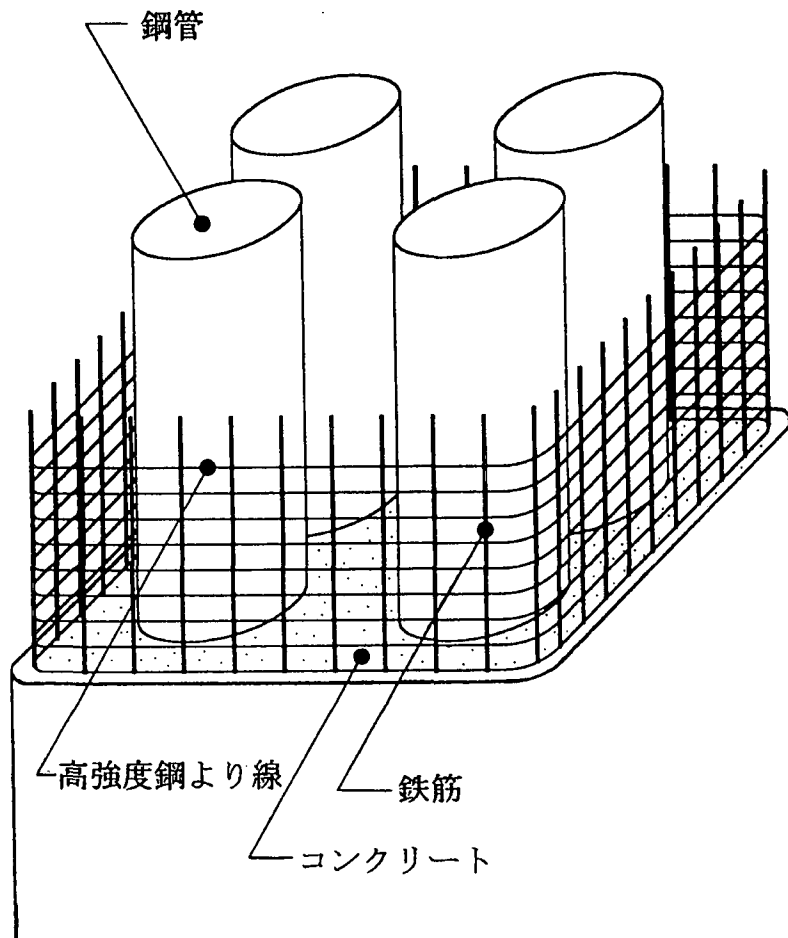


図 6.1.1 鋼管・コンクリート複合構造橋脚概念図

6.1.3 耐震設計の流れ

本構造では、図 6.2.2 に示すように大規模地震動に対する耐震計算法は非線型動的解析によることを基本としている。これは、本構造を適用する比較的高い橋脚や同橋脚を有する連続ラーメン橋等の場合は地震時に複雑な挙動を示す可能性があることから、非線型動的解析により地震時挙動をより適切に再現できることを考慮したためである。

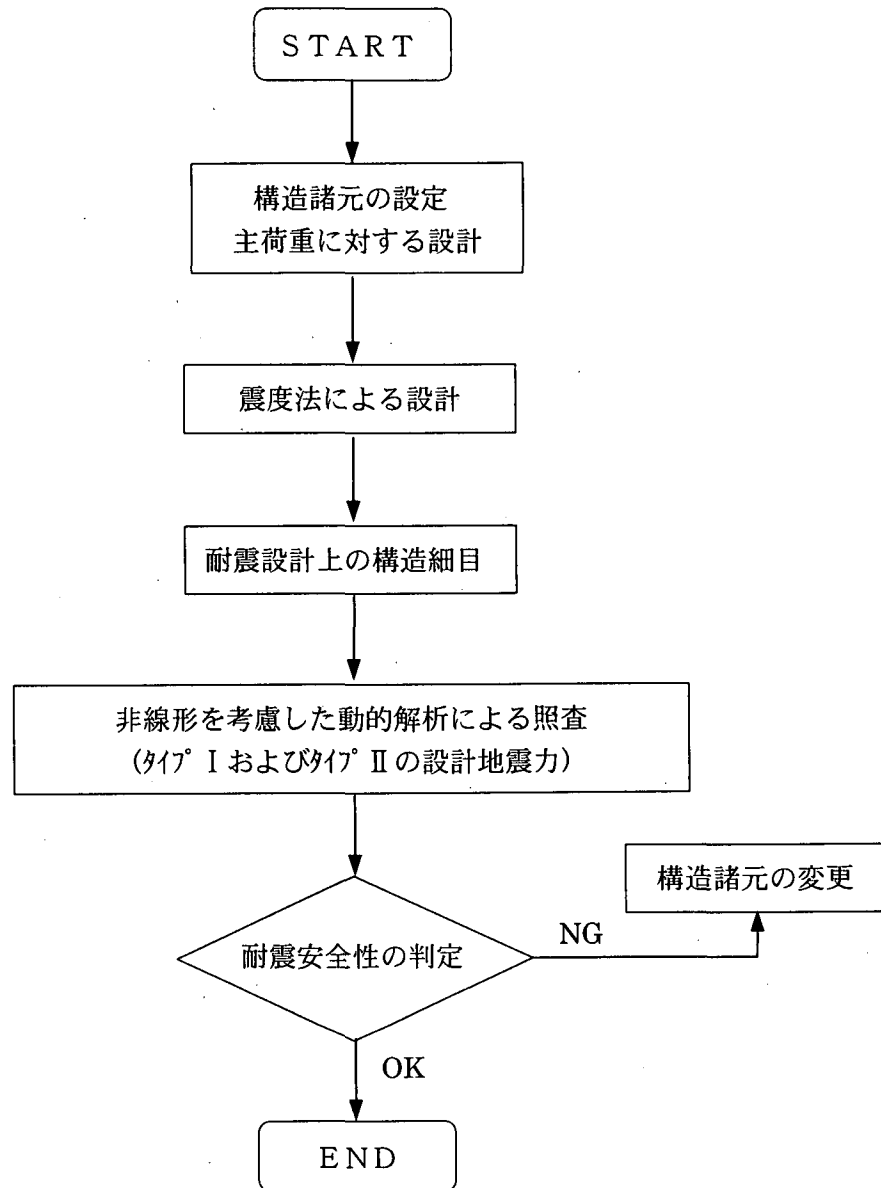


図 6.1.2 耐震性照査の流れ

6.1.4 耐震設計照査

本構造橋脚の耐震設計を行う上での安全性照査項目を表 6.1.1 に示す。本構造は、高橋脚を有するラーメン橋などに多く採用させることが想定され、この場合橋脚の応答水平変位の評価は一本柱の場合と異なり煩雑となる。このため応答に対する安全性の照査は、柱下端あるいは上端に生じる塑性ヒンジ部の挙動を弾塑性回転バネに置き換えて、この回転バネの回転塑性率を評価することで行うこととしている。

表 6.1.1 安全性照査項目

安全性照査項目	照査値	許容値
塑性回転角	$\theta < \theta_{ua}$ ここに、 θ : 非線形動的解析で得られた塑性ヒンジ部の最大応答回転角 θ_{ua} : 許容回転角塑性率	$\theta_{ua} = \theta_{SRC}^y \cdot \mu_{\theta a}$ $= \theta_{SRC}^y \cdot [1 + \{2\beta_p(\mu_{\phi a} - 1)\} / (1 + \gamma_p \alpha_p)]$ $\alpha_p = 1 - L_p / h$ $\beta_p = (1 + \alpha_p) / 2$ $\gamma_p = \phi_{RC}^{cr} / \phi_{SRC}^y + (1 - \phi_{RC}^{cr} / \phi_{SRC}^y) (1 - L_p / L')$ $L' = (1 - M_{RC}^{cr} / M_{SRC}^u) h$ ここに、 $\mu_{\phi a}$: 許容曲率塑性率 ϕ_{RC}^{cr} : 鋼管を鉄筋とみなして算定した曲げひびわれ発生時の曲率 ϕ_{SRC}^y : 本構造の降伏曲率 L_p : 塑性ヒンジ長 M_{RC}^{cr} : 鋼管を鉄筋とみなして算定した曲げひびわれ発生モーメント M_{SRC}^u : 図-5により算定された終局モーメント
せん断力	$P_{mu} < S_u$ ここに、 P_{mu} : 各部材の最大応答せん断力 S_u : 部材各断面のせん断耐力	$S_u = S_c + S_{pc} + S_t$ $S_c = 1000 C_c \cdot C_e C_{pt} \tau_c \cdot b_e \cdot d$ $S_{pc} = A_w \sigma_{pcy} (\sin \theta + \cos \theta) \cdot d / (1000 \cdot 1.15 \cdot a)$ $S_t = \tau_t (\sum A_t / 2)$ S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 S_{pc} : PC鋼より線が負担するせん断耐力 S_t : 鋼管が負担するせん断耐力
残留変位	$\sigma < \sigma_{Ra}$ σ_{Ra} : 許容残留変位	$\sigma_{Ra} = h / 100$ ここに、 h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

6.1.5 高耐震機能橋脚の開発

1) キャパシティデザインの導入と今後の橋脚設計の方向

兵庫県南部地震以降、同規模・同程度の大地震に対して橋梁が致命的な被害を受けないという社会的要請のもとで、現在耐震設計が進められつつある。この時重要なことは、構造系がどのような地震力の程度によって破壊に至るか明確にすることである。さらに兵庫県南部地震以上の地震力に対する安全性はどうなのか、どのようにフェイルセーフ機能を持たせるのかという課題も生じる。このような課題に対しては、損傷を受ける部材位置を確定し、その部位に十分なじん性とせん断耐力を付与することがこれからの耐震設計では必要である。構造系が複雑になればなるほど破壊に対するコントロールが一層必要になる。このような設計法の一例が免震設計である。免震支承により破壊する部位を特定し、そこに十分な耐震性能をもたせる設計となっている。

耐震設計では、まず設計上想定するじん性的なモードが確実に生じるようにしておかなければならない。部材間あるいは同一部材内でも曲げ破壊とせん断破壊のように破壊モード間で耐力に階層化（ヒエラルキー）を設けておく必要がある。このような設計法はキャパシティデザインと呼ばれ、海外で広く取りいれられている。

今後橋脚の耐震設計にキャパシティデザインや要求性能に基いて構造設計を行う照査型性能設計が導入されていくとき、塑性ヒンジの発生部位のコントロール、必要なじん性の確保および塑性変形後の機能回復として少残留変位が重要となる。

2) 高耐震機能橋脚

現在のRC橋脚は十分な帯鉄筋を配置することにより、塑性ヒンジ部の耐震安全性を確保する構造となっているが、塑性ヒンジの発生位置を確定したり、積極的に残留変位を小さくする機能を有していない。

今後の新しい橋脚構造の方向としては、兵庫県南部地震を越えるような巨大地震に対しても、塑性ヒンジ発生位置を特定し、そこに十分なじん性をもたせるフェイルセーフ機能を持たせること、同時に大地震後の復旧のため大変形後の残留変位を小さくできる機能を持たせることが重要である。その結果巨大地震に対しても経済的な橋梁設計が可能になるものと期待される。

鋼管・コンクリート複合構造橋脚を利用した高耐震機能橋脚の例として、次のような構造が考えられる。(図—5.8 参照)

- a) 橋脚基部の鋼管を確実にアンボンドにすることにより、その部分に塑性ヒンジを発生させる。
- b) アンボンドになった鋼管の弾性変形により、大変形後残留変位が戻る。

今後このような構造の実用化に向けた研究を進める必要がある。

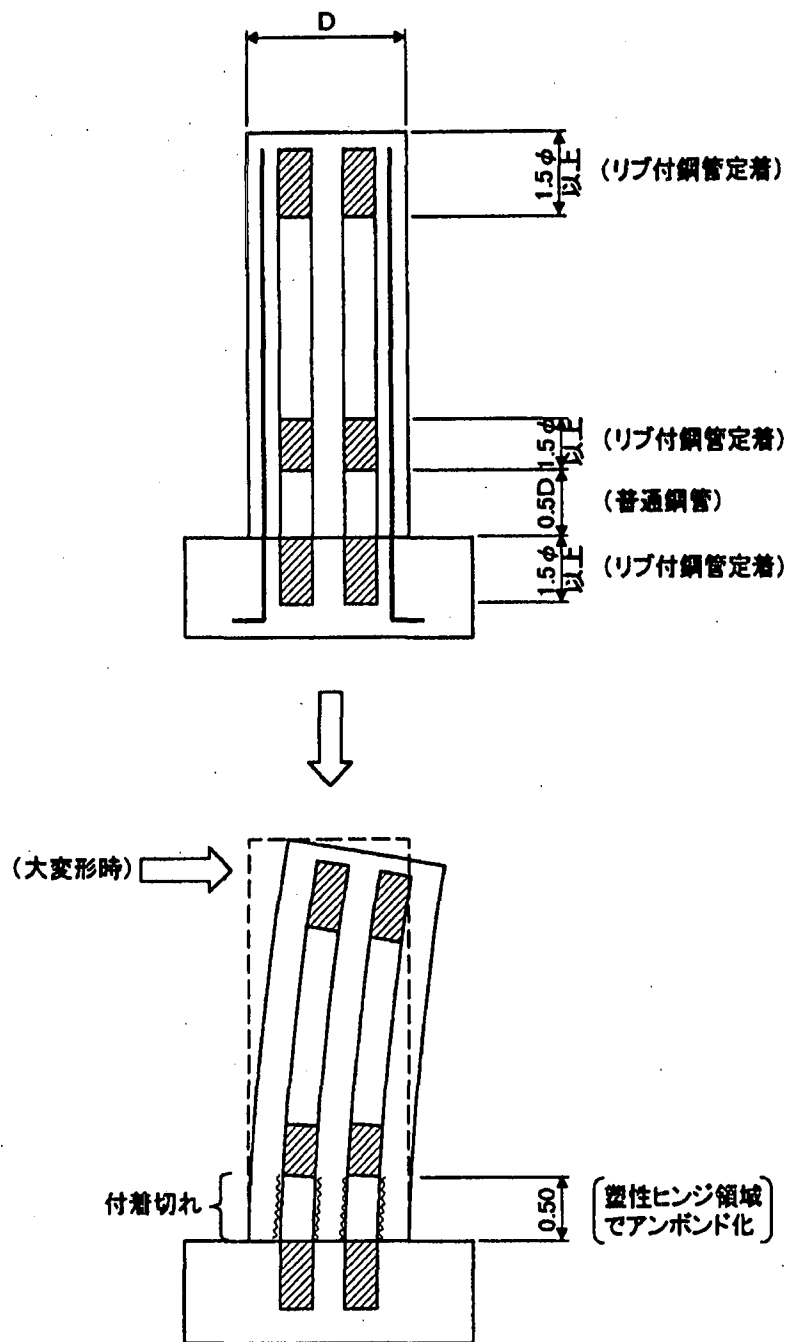


図 6.1.3 鋼管・コンクリート複合構造を用いた高耐震橋脚の例

6.1.6 まとめ

鉄筋よりも高いパフォーマンスを有する材料を用いた場合、その特性を反映した設計法を適用することによって、要求性能の確保とコスト低減が図れるものと考えられる。本複合構造においても従来のRC設計法適用しただけでは効果を発揮することができないため、鋼管や高強度鋼より線の特徴を生かした設計法を積極的に取り入れている。具体的には、じん性評価やせん断耐力式に本構造の性能を実験および解析結果に基き積極的に取り入れたことなどが挙げられる。

参考文献

- 6.1.1) 渡辺将之、今泉安雄、若間広志、大内一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の靱性試験
コンクリート工学年次論文報告集、pp.939-944、1997
- 6.1.2) 福原、黒正：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験
研究―はりの曲げ試験―、日本建築学会論文報告集 No.320、pp.12-20、1982
- 6.1.3) 六車、渡辺：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究―その1せん断ひびわれ
の発生とせん断補強筋の補強効果―、日本建築学会論文報告集 No.332、pp.57-65、1983
- 6.1.4) 田中浩一、今泉安雄、渡辺将之、大内一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型のせん断試
験、コンクリート工学年次論文報告集、pp.933-938、1997
- 6.1.5) 田中浩一、大内一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚に関するせん断挙動の解析、
土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部、1998
- 6.1.6) 家村浩和、加藤敏明、高橋良和、前堀伸平：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に
関する載荷実験、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.2099-2104、1998
- 6.1.7) 加藤敏明、家村浩和：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の三次元有限要素解析、第2回鋼
構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.193-198、1998
- 6.1.8) 日本道路公団技術部：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル改訂版、2000
(執筆：加藤敏明)

6.2 プレストレスを導入した RC 橋脚の残留変位の制御と耐震設計

6.2.1 序論

1995年に起きた兵庫県南部地震により、多くのRC橋脚に被害が生じた。被害を受けた橋脚は、崩壊したもの、地震後の供用性能を満たすことができないと判断されて取り壊されたもの、復旧工事により再び供用されたものに分けられる。この場合、被災したRC橋脚を復旧できるかどうかを判断した指標の一つに地震後の残留変位があげられる。即ち、橋脚の残留変位が橋脚高さの1/60程度、または15cm程度生じた場合には、残留変位を強制的に修復することは困難であり、橋脚の取り替えが必要とした事例が報告されている。このことから、道路橋示方書では、RC橋脚の許容残留変位を橋脚高さの1/100と定めている[6.2.1]。また、コンクリート標準示方書では、地震後に要求される構造物の耐震性能を表す指標として地震後の残留変位が明記されている[6.2.2]。このように、昨今のRC構造物の耐震設計法は、地震後の耐震性能（要求性能）に基づく手法が一般になりつつあり、耐震性能のひとつである地震後の残留変位を如何に制御するかが大きな課題である。

残留変位を制御する方法の一つにプレストレスを断面に導入する手法が考えられる。プレストレストコンクリート（以下PC）部材の復元力特性は、一般に通常のRC部材と比べて、1）塑性域に入ってから除荷した場合（以下PRC橋脚）、原点を指向し、残留変位は小さくなる、2）エネルギー吸収能は小さい、3）PC鋼材にはプレストレスが導入されているため、座屈が生じにくい等があげられる（図6.2.1参照）。RC橋脚にプレストレスを導入した場合、プレストレス量や鉄筋比等を適切にコントロールすれば、残留変位の低減が可能となり、RC橋脚の耐震性能を向上させることができる。このような試みがこれまで池田等[6.2.3]～[6.2.5]、睦好等[6.2.1, 6.2.8, 6.2.17]によっていくつか報告されている。本論では、PRC橋脚の復元力モデルの提案を行い、実地震波を用いた非線形残留変位応答スペクトルを求め、残留変位を制御するための耐震設計手法について検討した。

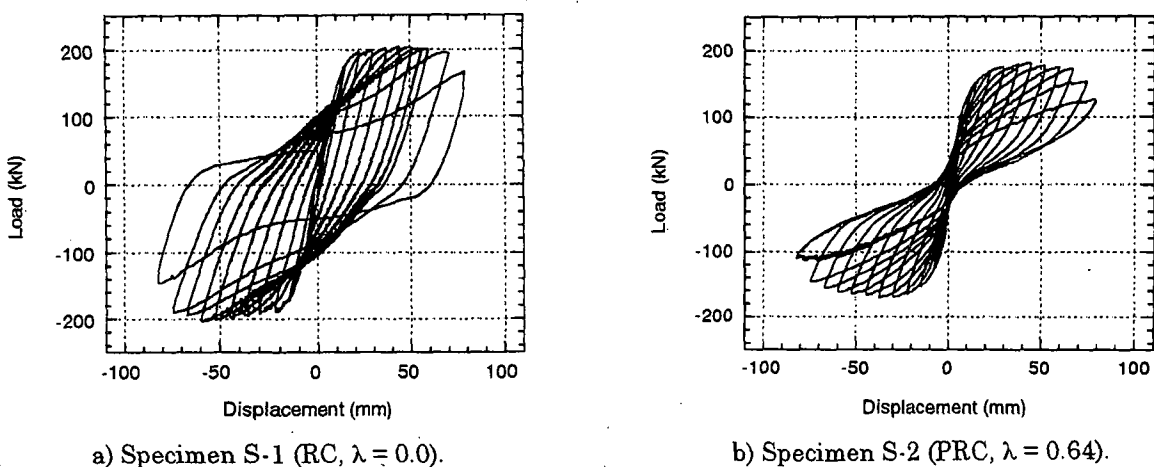
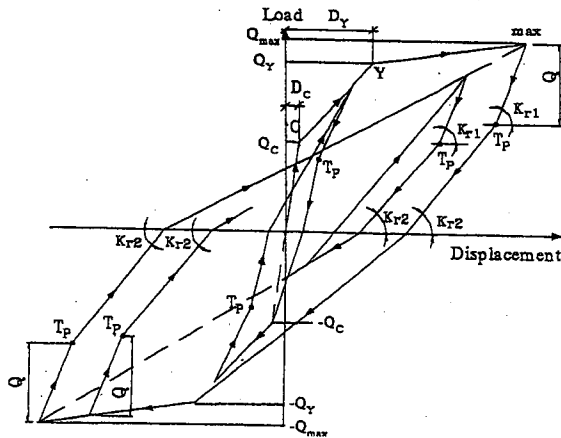


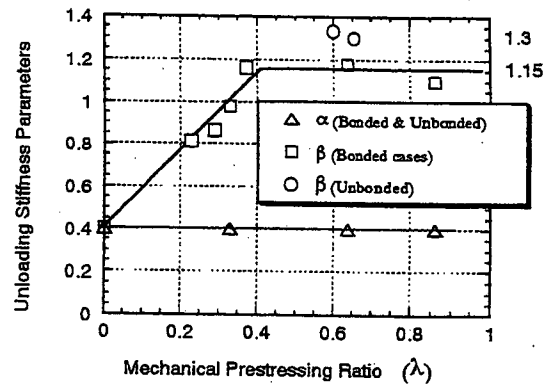
図 6.2.1 荷重－変位曲線 [6.2.17]

6.2.2 PRC橋脚の復元力モデル

1) 復元力モデル



a) Hysteretic rules.



b) Unloading stiffness parameters.

図 6.2.2 PRC 橋脚の復元力モデル [6.2.17]

PRC 橋脚の地震応答性状を精度よく求めるためには、精度よい復元力—変位関係を求める必要がある。復元力—変位関係は、1) 材料の応力—ひずみレベルから、ファイバーモデルや FEM 等により求める方法、2) 復元力モデルを作成する方法が一般的である。ここでは、精度及び簡便さから復元力モデルによる方法を用いることにする。PRC 部材の復元力モデルはこれまで主に建築分野で提案されてきている [6.2.13, 6.2.14]。これらのモデルを本実験結果に適用した所、履歴性状は本実験結果と比較的よく一致するが、本研究の重要な要因である残留変位については、精度よく求めることができないことが明らかとなった。このため、新たに PRC 橋脚に適用するための復元力モデルを提案することにする。

まず、断面における PC 鋼材の寄与率をプレストレス導入率 (λ) を定義することにする [6.2.17]。

$$\lambda = \frac{\sum (A_{ps} \cdot f_p)}{\sum A_s \cdot f_s + \sum A_{ps} \cdot f_p} \quad (6.2.1)$$

ここに、 A_s : 引張力を負担する軸方向鉄筋の断面積、 A_{ps} : 引張力を受け持つ PC 鋼材の断面積、 f_p : 各 PC 鋼材の引張応力、 f_s : 各軸方向鉄筋の引張応力。式 (6.2.1) における A_s 、 A_{ps} 、 f_p 、 f_s は、断面におけるコンクリートの圧縮縁ひずみが 0.0035 に達した時 (一般に言う曲げ終局時)、引張力が生じている鋼材の断面積 (A_s 、 A_{ps}) 及び各々の鋼材に生じている引張応力 (f_p 、 f_s) を表している。図 6.2.2 は PRC 橋脚用に提案した復元力モデル [6.2.17] の概略図を示したものである。RC と PC 部材の復元力特性における主な違いは、履歴曲線の膨らみ、即ち除荷剛性が挙げられる。PC 部材の場合は、除荷曲線に変曲点 (T_p) があり、この変曲点から原点を指向する傾向にある。この程度は、PC 鋼材量すなわちプレストレス導入率 (λ) に依存している。このようなことから、復元力モデルは通常の RC の剛性劣化型復元力モデルに PC の特性を取り入れたものである。即ち、基本的な履歴ルールは Takeda Model [6.2.14] に基づいており、除荷剛性については、2つの傾きで表現される。折り返し点後の除荷剛性 (K_{r1}) は Takeda Model で表され、さらに、荷重が Q 低下した点 (T_p) から第 2 除荷剛性 (K_{r2}) へと変化する。 Q 及び K_{r2} は λ の大きさによって変化する。以下に除荷剛

性を表す式を示す。

$$Q = Q_{\max}(1 - \lambda) \quad (6.2.2)$$

ここに、 Q_{\max} ：最大耐力

$$K_{r1} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\alpha \quad (6.2.3)$$

$$\mu = \frac{D_{\max}}{D_y} \quad (6.2.4)$$

ここに、 K_{r1} は第1除荷剛性、 D は変位、 Q は荷重を示し、添字 c, y, \max は各々クラック点、降伏点、最大点を示す。

$$K_{r2} = \frac{Q_c + Q_y}{D_c + D_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\beta \quad (6.2.5)$$

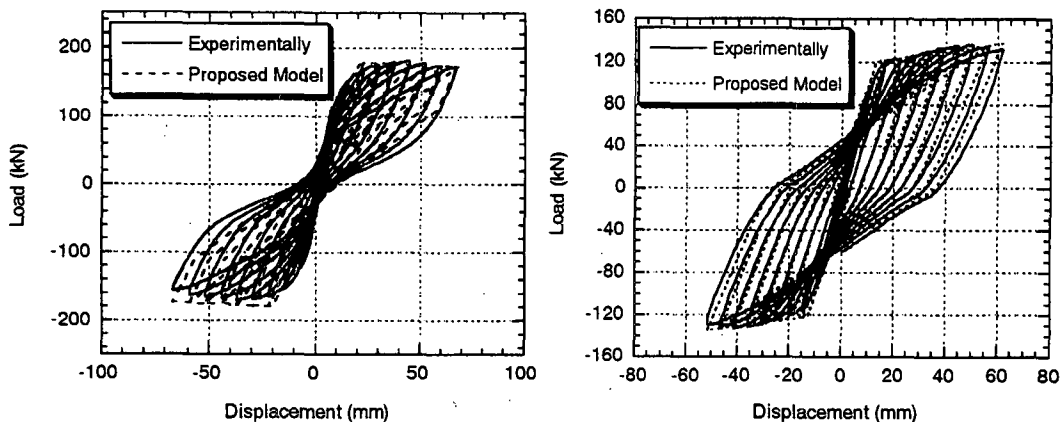
β の値は、本実験結果及び他の実験結果[6.2.5, 6.2.9]を参照して以下のように決定した。式から明らかのように、RC部材の場合は $\lambda = 0$ となり、除荷剛性は K_{r1} のみとなる。

$$\beta = \begin{cases} 1.875 \times \lambda + 0.40 & (0 \leq \lambda \leq 0.40) \\ 1.15 & (0.40 \leq \lambda) \end{cases} \quad (6.2.6)$$

このように、提案した復元力モデルはRCからPRC、PC部材に至る復元力モデルを連続的にかつ簡単に表現することが可能である。

2) 復元力モデルの精度の検討

図 6.2.3 は正負繰り返し実験から得られた復元力と提案した復元力モデルを比較したものである。図から分かるように、提案した復元力モデルはPRC橋脚の履歴性状及び残留変位を精度よく表現している。



a) Specimen S-2 (PRC, $\lambda = 0.64$).

b) Specimen E-2 (PRC, $\lambda = 0.25$).

図 6.2.3 復元力モデルの比較 [6.2.17]

6.2.3 残留変位応答スペクトル

最近のRC橋脚の耐震設計では、地震後の供用性能に基づいて、何らかの形で残留変位を規定する傾向にある。このようなことから、PRC橋脚を実際に適用するに当たって、地震後の供用性能に基づいて要求される残留変位と、これを満足させるプレストレス量を設計時においてある程度把握しておくことが必要である。ここでは、PRC橋脚の残留変位応答スペクトルを求めて、残留変位とプレストレス量の関係を定量的に求めることにする。また、プレストレスを導入することによって、履歴面積が減少することから、応答変位が大きくなることが考えられる。このため、変位応答スペクトルも併せて示すことにする。

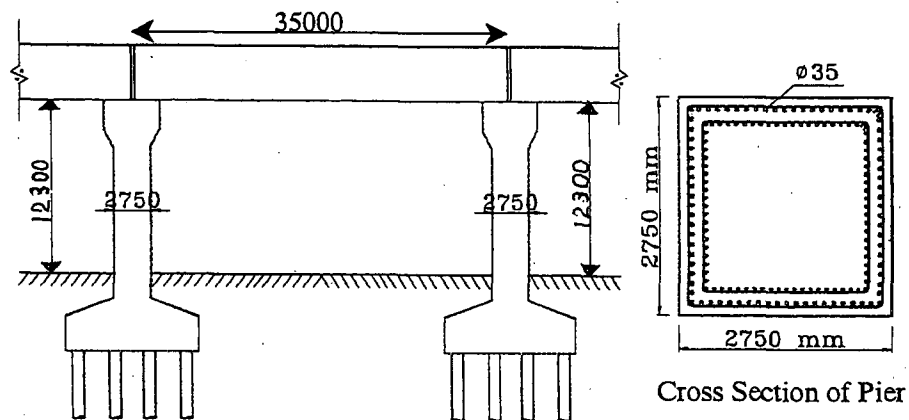


図 6.2.4 解析に用いた RC 橋梁 [6.2.17]

計算に用いたRC橋脚は図 6.2.4 に示す構造物を用いた[6.2.16]。地震波は 1995 年に兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 波（最大加速度：818gal）を用いた。降伏震度（ P_y/mg 、 P_y ：降伏耐力、 m ：マス質量）は 0.35 と 0.6 の 2 種類とし、プレストレス導入率（ λ ）を 0, 0.33, 0.66 の 3 種類とした。なお、残留及び変位応答スペクトルの計算には、提案した復元力モデルを用いた。従って、ここで述べるスペクトルは非線形応答スペクトルである。また、一般性を持たすために変位はすべて回転角で表している。

図 6.2.5 は残留変位応答スペクトルを示したものである[6.2.17]。兵庫県南部地震では、降伏震度（ P_y/mg ）が 0.35 の時、固有周期が約 0.5 秒より小さい場合には、RC 橋脚の残留変位は 1/100 よりも大きくなり、復旧に支障をきたすことが考えられる。この場合、プレストレスを導入することによって、残留変位は著しく小さくなる。すなわち、プレストレス導入率（ λ ）が大きくなるほど残留変位は小さくなる事が明瞭に分かる。降伏震度が 0.6 の RC の場合、固有周期が 0.4 秒付近で残留変位が 1/100 よりも大きくなっている。この場合には、プレストレスを導入するよりも断面形状などを変化させて残留変位を抑制した方が合理的であろう。図 6.2.6 は提案した復元力モデルを用いて計算した非線形変位応答スペクトルを示したものである。プレストレス導入率（ λ ）が 0.66 の場合、短周期領域（0.3 秒以下）において最大応答変位が大きくなる傾向がある。しかし、 λ が 0.33 の場合には RC とほとんど同じである。

以上述べたように、PRC 橋脚の残留変位性状ならびに最大応答変位特性が応答スペクトルから明

らかとなった。PRC 橋脚を実際に適用する場合には、これらを考慮し、最適な prestress 導入率を定めることが必要である。

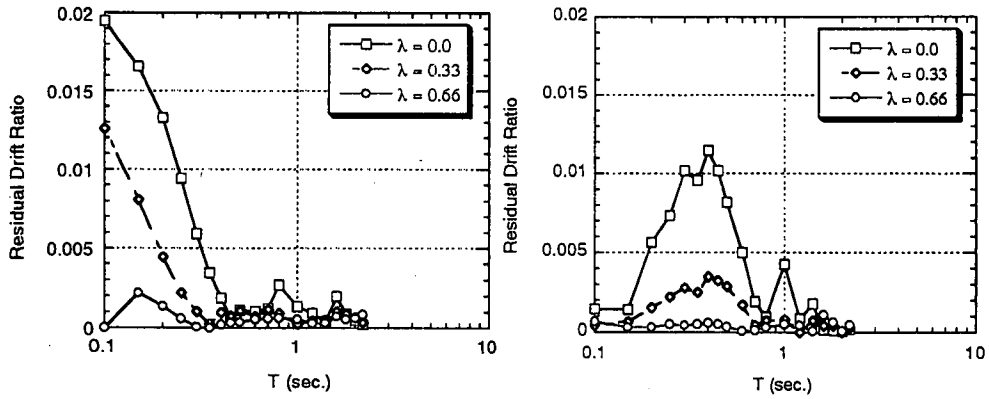


図 6.2.5 残留変位応答スペクトル [6.2.17]

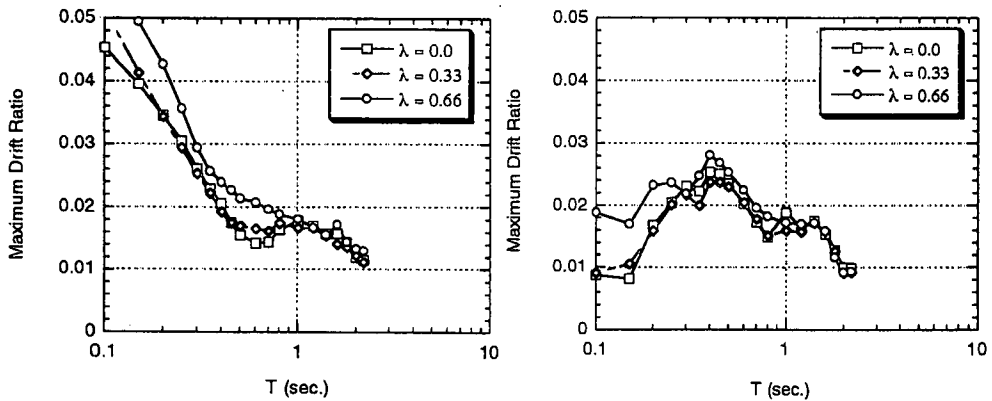


図 6.2.6 非線形応答変位スペクトル [6.2.17]

6.2.4 PC 鋼材の配置方法

PRC 橋脚における、PC 鋼材の配置方法は、図 6.2.7 に示す各種工法が現在考えられている。PC 鋼材を配置する際には、摩擦による損失が少なくなるように配置し、部材全長に渡って導入 prestress の、急激な増減がないように配置することが必要である。

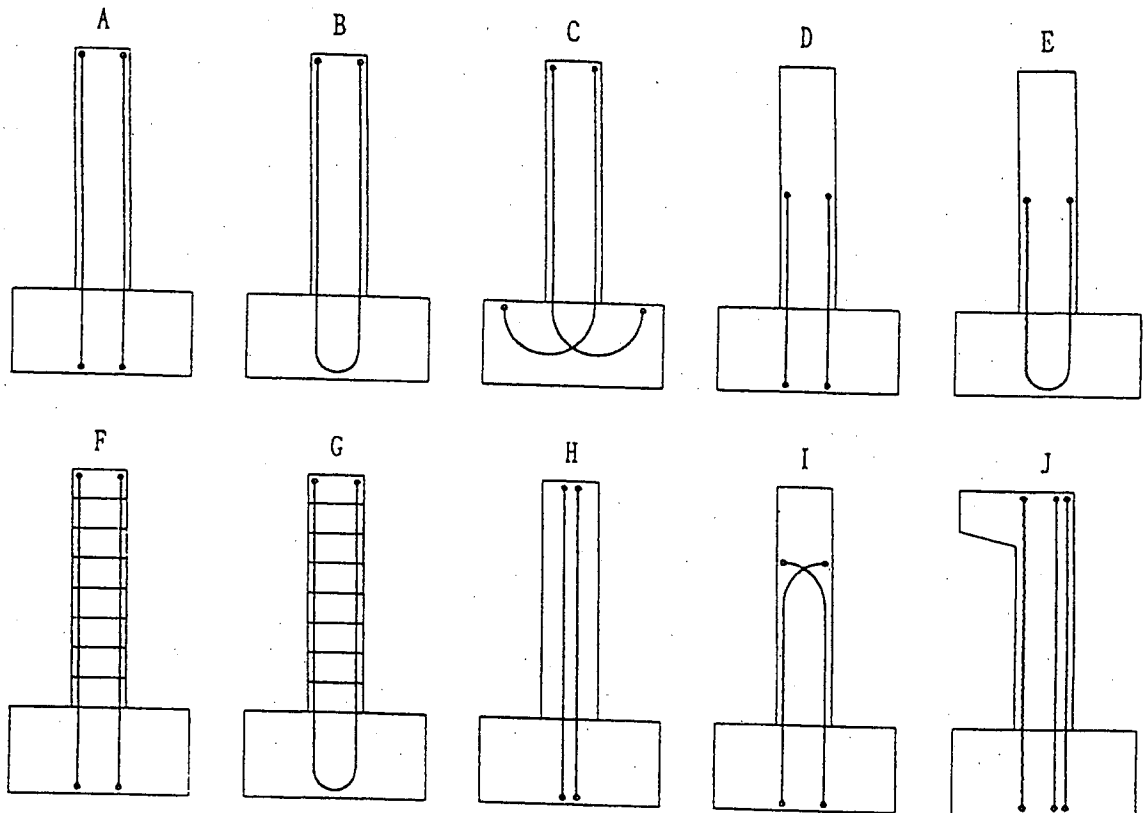


図 6.2.7 PC 鋼材の配置方法 [6.2.9]

参考文献

- 6.2.1) 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 日本道路協会, 1996
- 6.2.2) コンクリート標準示方書, 耐震設計編, 土木学会, 1996
- 6.2.3) 白浜寛, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震時応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 20, No.3, pp.745-750, 1998.
- 6.2.4) S. Ikeda: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, Proceedings of the 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol.12, May 1998.
- 6.2.5) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレスコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレスコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.
- 6.2.6) 稲田文展, 睦好宏史, Zatar,W: プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.20, No.3, pp.739-744, 1998.
- 6.2.7) Zatar,W, Mutsuyoshi,H. and Inada, H.: Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Piers under Severe Earthquake, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.20, No.3, pp.1003-1008, 1998.
- 6.2.8) Zatar,W, and Mutsuyoshi,H.: Seismic Behavior of Prestressed Concrete Piers: 「塑性域の繰り返し劣化性状と地震応答」に関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.369-376, 1998.
- 6.2.9) 橋脚PC構造研究委員会第5回委員会資料, (社)プレレストコンクリート技術協会, 1999.

- 6.2.10) Inoue,S., Miyagawa, T. and Fujii, M.:Effecte of Loading Histories on the Energy Dissipation of Partially Prestressed Concrete Beams, FIP Symposium of Modern Prestressing Techniques and their Applications, Kyoto, Japan, pp.175-182, 1993.
- 6.2.11) Nakashima, M., Kaminosono,T, Ishida, M. and Ando,K. : Integration Techniques for Substructure Pseudo Dynamic Test, 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.2,pp.515-524, 1990.
- 6.2.12) 岡本 伸, 加藤 博人 : PC 造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No4, pp.52-63, 1991.
- 6.2.13) 林三雄, 岡本伸, 小谷俊介, 加藤博人, Jinhua, F. : P C 部材の履歴特性と P C 造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.4, pp.57-67, 1995.
- 6.2.14) Takeda, T., Nielsen, N.N. and Sozen, M.A.:Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, ST, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 6.2.15) 川島一彦, Macrae, G. A., 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, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 6.2.16) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 1995.
- 6.2.17) 睦好宏史, Zatar,W, 牧剛史 : プレストレスを導入した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状, 土木学会論文集, No.669/V-50,pp27-38,2001.2.

(睦好宏史)

6.3 基部をアンボンドにしたRC橋脚

6.3.1 現状と課題

曲げ破壊先行型のRC橋脚では、塑性ヒンジ領域においてコアコンクリートの圧壊や主鉄筋の座屈や破断が生じるのを遅らせるために、横拘束筋による拘束を加える。しかし、どのように横拘束筋による拘束を加えても、最終的にはコアコンクリートの圧壊が生じ、主鉄筋が破断して水平耐力は徐々に減少していく。したがって、このような状態が生じるのを少しでも遅らせ、橋脚の曲げ変形性能を向上させるための方策が必要とされている。

主鉄筋の破断は塑性ヒンジ区間の中でも特に橋脚基部に集中する。このような主鉄筋の塑性化の集中を防止するためには、図 6.3.1 に示すように、橋脚躯体基部の L_{ub1} 区間やフーチング上面の L_{ub2} 区間のようにある範囲で主鉄筋と周辺コンクリートとの付着を切ることが有効ではないかと考えられている。このようにすれば、主鉄筋に引張力や圧縮力が作用しても付着を切った区間内でひずみが平均され、特定箇所へのひずみの集中を防止できることが期待されるためである。その結果、主鉄筋の座屈や破断を軽減することができれば、RC橋脚の曲げ変形性能の向上を図ることができるのではないかと期待されている。

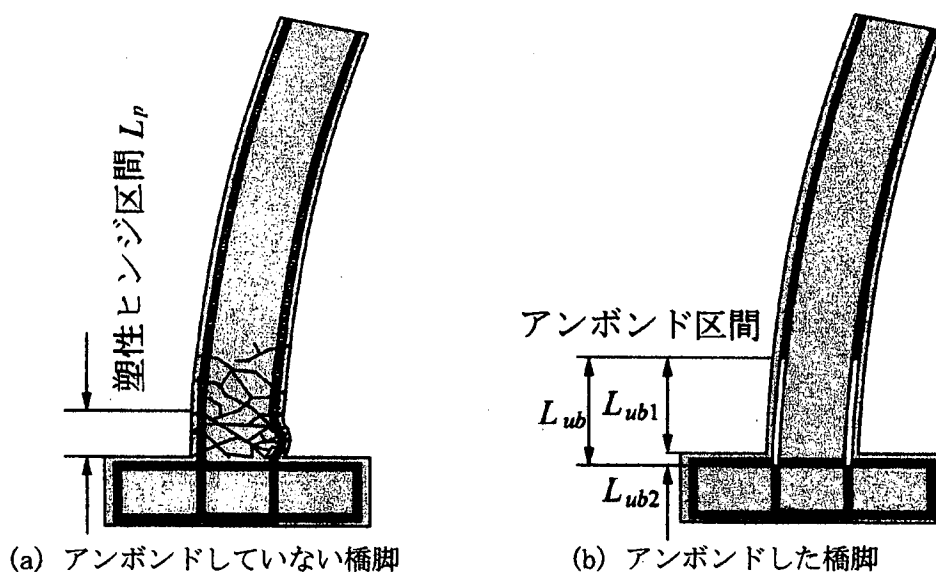


図 6.3.1 主鉄筋のアンボンド

曲げ変形を受ける梁部材をアンボンドするという発想については、滝口らが建築用の梁に対していろいろな角度から検討している [6.3.1~6.3.3]。滝口らは、曲げと軸力を受ける場合や曲げとせん断を受ける場合等、いろいろな条件下で主鉄筋の付着を切ったはり部材の変形性能を実験、解析の両面から検討し、付着のない場合の方が通常の付着のある場合に比較して、履歴吸収エネルギーは減少するが、安定した履歴変形性能を示す場合があることを示している。ただし、付着がない場合には、いったんある亀裂の箇所に変形が集中し始めると、それ以後はその箇所のみ変形が集中するため、付着を切ることに伴う功罪があることを指摘している。

また、池田らは変形性能の向上と地震後の橋脚の残留変位を減少させることを主目的としてRC橋脚やPC橋脚にPC鋼材を配置する方法を提案し、このなかでPC鋼材を橋脚躯体と付着させた場合とアンボンドにした場合の効果を検討している [6.3.4]。この結果、鋼材をアンボンド

にした場合にはボンドした場合に比較して残留変位を小さくできること、また、アンボンドしてもエネルギー吸収性能には大きな違いが生じないことを報告している。細入らは片持ち梁式のRC橋脚を対象に、橋脚基部の塑性ヒンジ領域において主鉄筋とコンクリートの付着を切ることによって塑性変形性能が増大することを指摘するとともに、ファイバー要素解析によって実験結果を解析することに成功している [6.3.5; 6.3.6]。高橋ら [6.3.7] もプレキャスト部材の接合隅各部を対象として、また、Kuramaら [6.3.8] はプレキャストコンクリート壁を対象にそれぞれ、PC鋼材をアンボンドにした場合の繰り返し載荷特性を検討し、原点指向型の履歴となること等を明らかにしている。

このように、塑性ヒンジ領域で主鉄筋やPC鋼材等をアンボンドにすることによりじん性を向上させるためにいろいろな技術開発が行われている。ここでは、塑性ヒンジ領域で主鉄筋とコンクリートをアンボンドにすることによる効果を細入らの検討 [6.3.5; 6.3.6] に従って紹介する。

6.3.2 実験的検討

(1) 実験ケース

実験には、図 6.3.2 に示す同一仕様の5体のRC供試体がいわれている。これらは、いずれも400mm×400mmの矩形断面を有する単柱式RC橋脚で、有効高さは1.45m、せん断支間比は3.625である。実験では、表 6.3.1 に示すように橋脚躯体において基部から橋脚幅 D の0.5倍(200mm)、1倍(400mm)、1.5倍(600mm)の範囲をアンボンドすると同時に、次式によるアンボンド率 r_u を50%とした場合の検討も行われている。

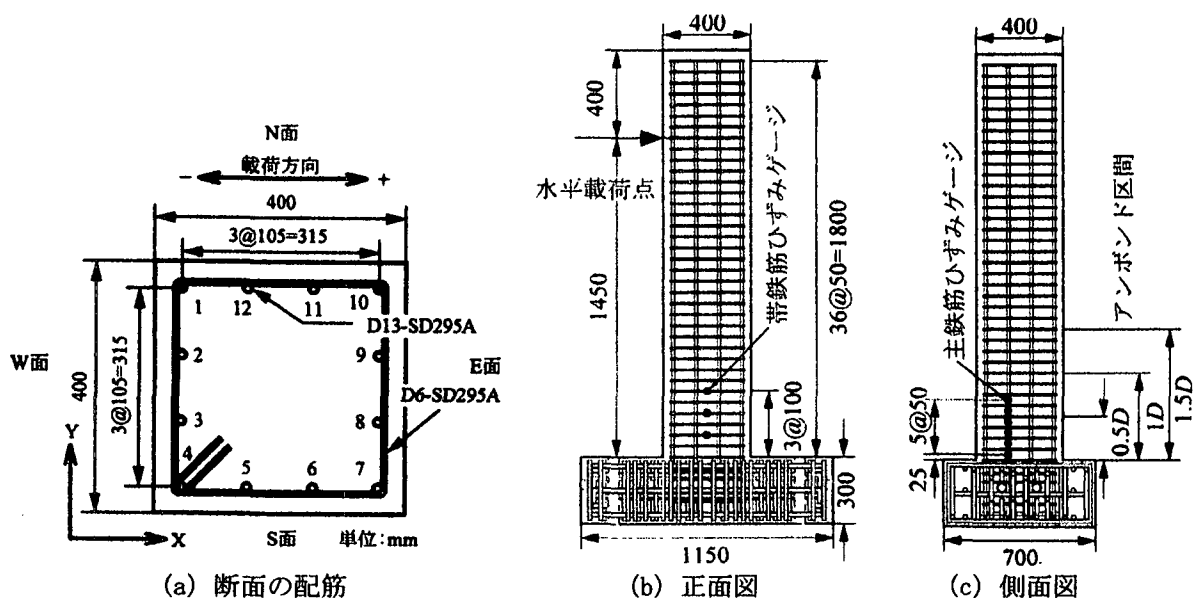


図 6.3.2 実験に用いた供試体

表 6.3.1 実験供試体

供試体	アンボンド区間	アンボンド率
A	-	-
B	0.5D	100%
C	1D	
D	1.5D	
E	1D	50%

$$r_u \equiv \frac{P_{lu}}{P_l} \quad (6.3.1)$$

ここで、 p_l は主鉄筋比、 p_{lu} はアンボンドする主鉄筋比である。

主鉄筋とコンクリートとの付着を切るためには丸鋼を使用する、鉄筋にケーシングをかぶせる等、いろいろな方法が考えられるが、ここでは、異形鉄筋のふしとふしの間にパラフィン・ワックスを塗り、その表面をセロファンテープで被覆する方法が採用されている [6.3.1].

(2) アンボンドの効果

図 6.3.3 は荷重変位を増加させることによりどのように進展していったかを、また、図 6.3.4 は水平力～水平変位の履歴を示した結果である。橋脚基部の主鉄筋をアンボンドすることにより、アンボンド区間に生じる曲げ損傷を顕著に減少させることができる。例えば、主鉄筋をアンボンドしない供試体Aでは、 1δ で繰り返し荷重した段階では橋脚基部から 600mm 程度の範囲に5本の水平曲げクラックが入った程度である。荷重変位を 3δ 、 4δ と大きくしていくと曲げクラックの幅と本数は次第に増加し、 6δ になると基部でかぶりコンクリートが剥離し始める。その後、かぶりコンクリートの剥離はさらに進展し、 11δ で荷重を終了した段階では、基部から 250mm 程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。

これに対して、 $0.5D$ の範囲で主鉄筋をアンボンドした供試体Bでは、 1δ 荷重により基部から 300mm、400mm、550mm の3カ所に曲げひび割れが入ったが、これより下の橋脚基部には全くクラックは生じなかった。これは上述した供試体Aとは大きく異なる点で、アンボンドした効果が現れている。荷重変位が 3δ 、 4δ と大きくなってもひび割れ本数やひび割れ幅は大きくなるが、ひび割れが生じるのは基部から 300mm より上であり、アンボンド区間にはひび割れは生じない。ただし、主鉄筋の引張変形により、引張側の橋脚基部はフーチングから浮き上がり、あたかも剛体状の橋脚躯体がフーチング上でロッキングするように挙動している。荷重変位が 5δ に達すると初めて基部にわずかにクラックが生じ、 7δ では小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。これは浮き上がった側とは反対側で、つま先部分に相当する最外縁のかぶりコンクリートが圧壊したためである。さらに、 10δ になると基部～100mmの範囲の全周で全体のほぼ60%に相当するかぶりコンクリートが剥離し、このため、最大耐力が顕著に低下した。 7δ で基部に損傷が出始めてからは、損傷はもっぱら基部に集中し、基部から 300mm 以上の高さにおける曲げクラックの進展はあまり見られない。 11δ になると立て続けに主鉄筋が3本破断し、終局状態を迎えている。

このように、供試体Aと比較した供試体Bの損傷の特徴は、アンボンド区間の橋脚躯体にはほとんど損傷は生じないかわりに、引張側の橋脚基部がフーチングから浮き上がり、ロッキングするように変位することである。このためにつま先に当たる圧縮側のかぶりコンクリートの一部が圧壊し剥離した。このような特徴は、主鉄筋のアンボンド区間長を変化させた供試体C、Dも同じである。

橋脚のロッキングによって荷重点に生じる変位が実際に荷重点に生じた変位の内のどれだけの量を占めるかを示すと、図 6.3.5 のようになる。橋脚躯体に生じる水平変位はほとんどが橋脚躯体のロッキングによるものである。

次に、主鉄筋をアンボンドにすることにより、主鉄筋のひずみがどのように減少したかを示した結果が、図 6.3.6 である。ひずみの最大値を荷重ステップごとに機械的に示しただけであるため、特定の荷重ステップや高さにおいて一時的に生じた大きなひずみの影響でばらついて見える。

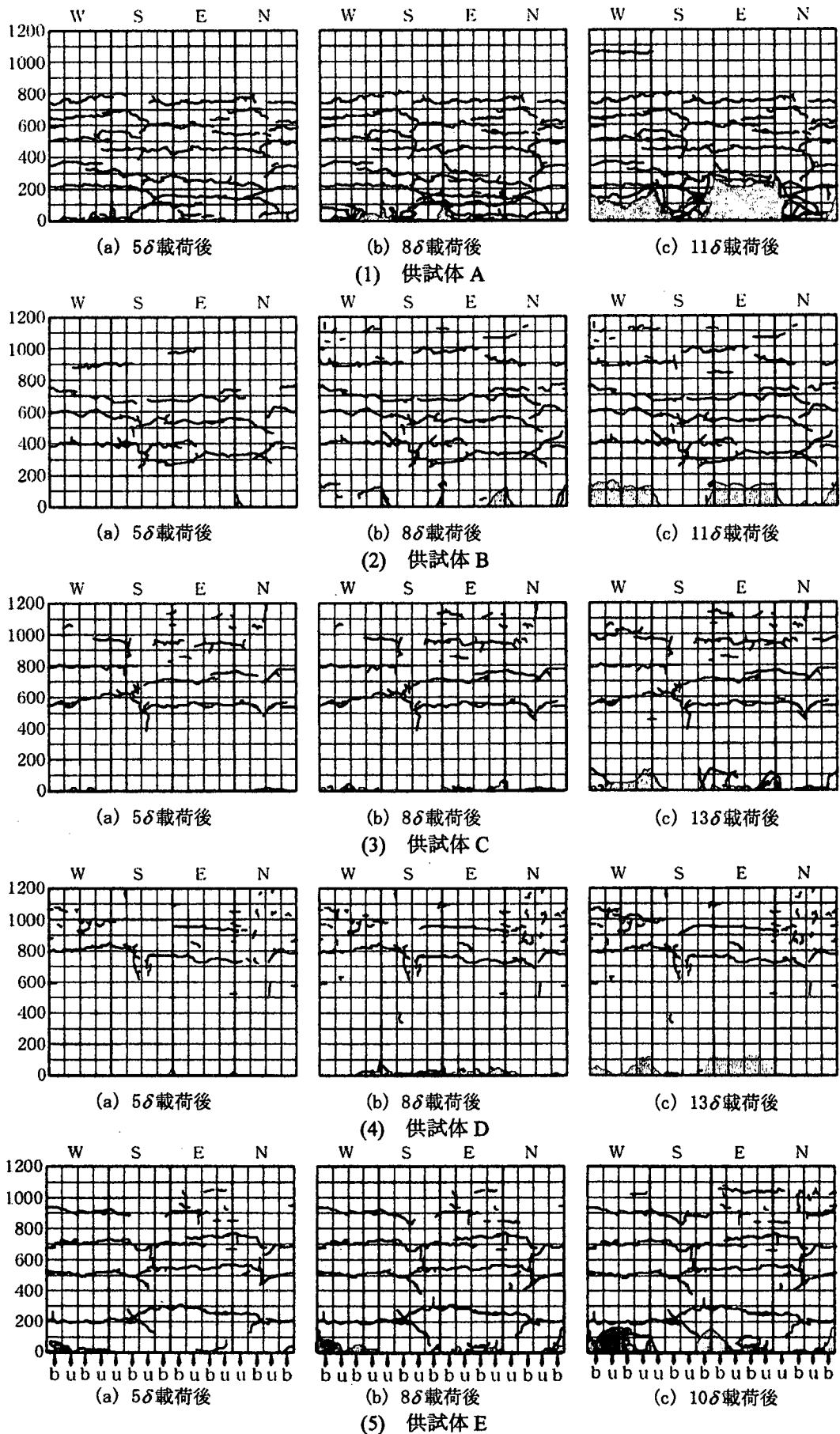
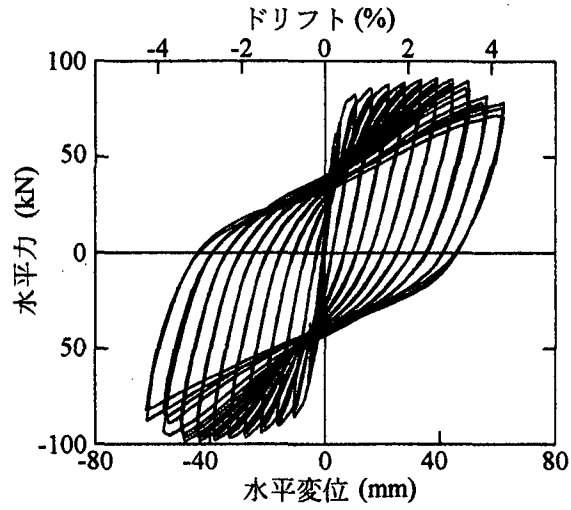
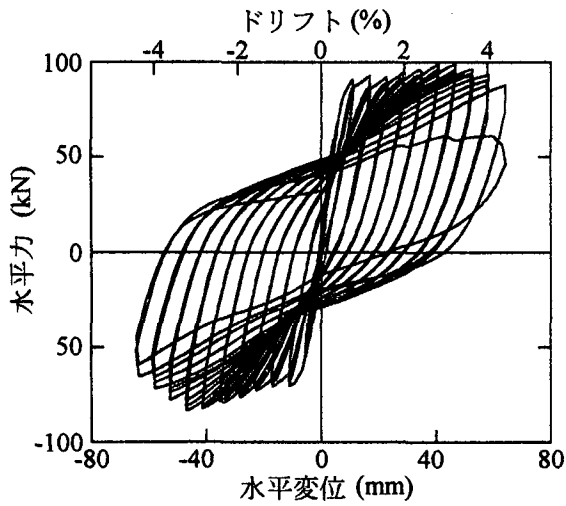


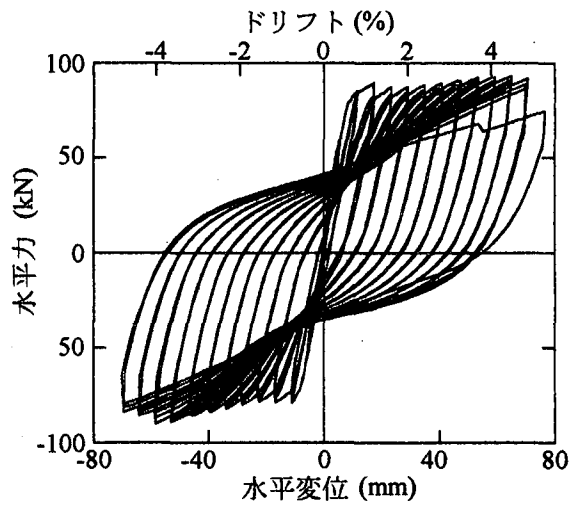
図 6.3.3 載荷に伴う損傷の進展



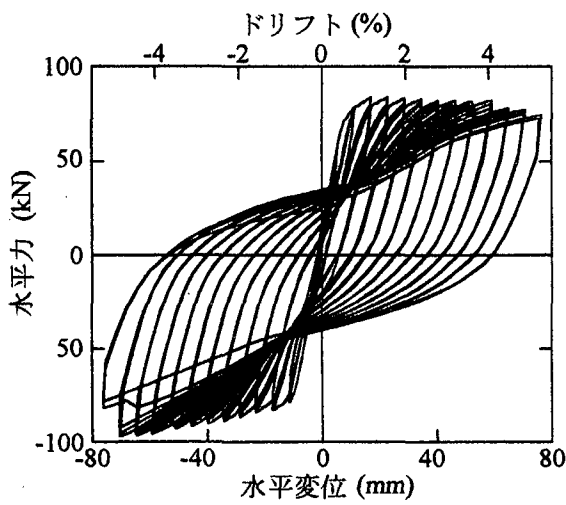
(a) 供試体 A



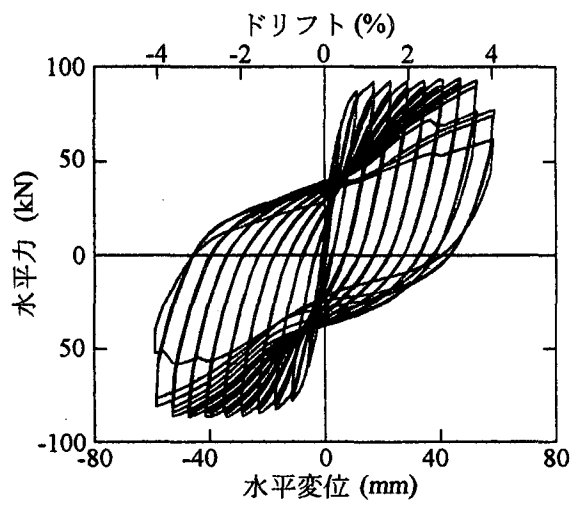
(b) 供試体 B



(c) 供試体 C



(d) 供試体 D



(e) 供試体 E

図 6.3.4 水平力～水平変位の履歴

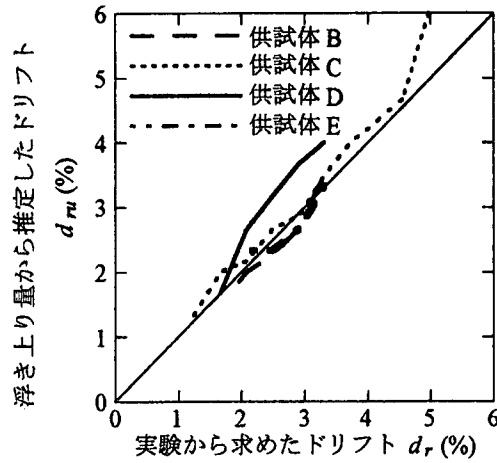


図 6.3.5 実験から求めたドリフト d_r と浮き上がり量から推定したドリフト d_{ru}

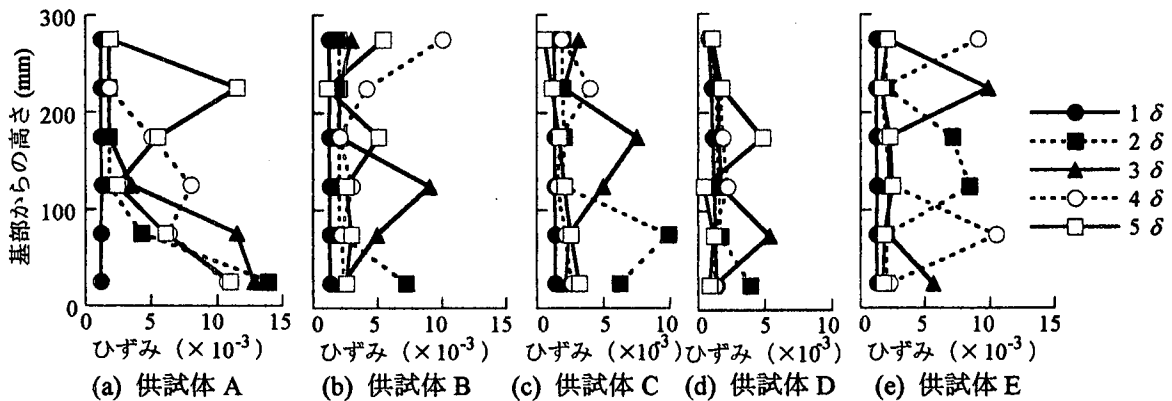


図 6.3.6 高さ方向の主鉄筋の軸方向ひずみ

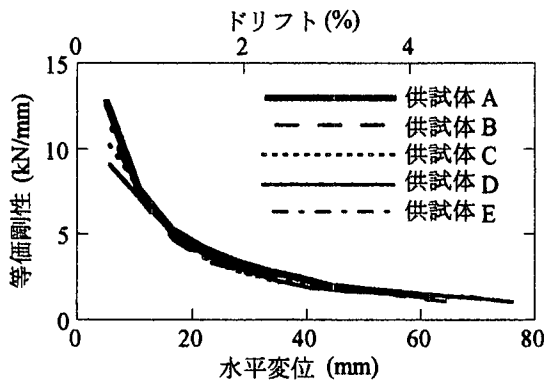


図 6.3.7 等価剛性の荷変位依存性

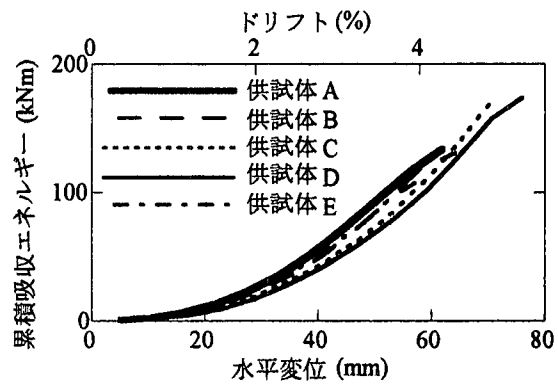


図 6.3.8 累積吸収エネルギーの荷変位依存性

しかし、こうしたひずみを別にすれば、アンボンドしない供試体 A では明らかに供試体基部で降伏ひずみをはるかに上回る 10000μ 以上もの大きなひずみが主鉄筋に生じ、基部から離れるに従ってひずみは順次小さくなる三角形の分布をするのに対して、供試体 B では基部から 200mm 以下の範囲で、また供試体 C ~ 供試体 E では少なくとも基部からひずみを計測した 275mm の範囲全体において、それぞれ主鉄筋には降伏を多少上回る程度のひずみしか生じていない。

主鉄筋をアンボンドにした場合に懸念されるのは、アンボンド区間で主鉄筋のひずみが平均化されコアコンクリートの損傷が減少する結果、剛性やエネルギー吸収性能が低下しないかという

点である。このため、履歴曲線の最大変位点と最小変位点を結ぶ割線剛性を等価剛性、履歴曲線の面積の累積を累積吸収エネルギーとして、模型橋脚の等価剛性、累積吸収エネルギーの载荷変位振幅依存性を求めた結果がそれぞれ図 6.3.7, 図 6.3.8 である。これによれば、载荷変位が 1δ (約 6mm) と小さい場合には、供試体 A の場合が最も等価剛性が大きく、アンボンド率 r_u を 100% とした場合には、アンボンド区間の短い順すなわち、供試体 B, C, D の順で等価剛性は小さくなる。供試体 D の等価剛性は 9kN/mm で供試体 A (12.7kN/mm) の 71% となっている。一方、アンボンド率 r_u を 50% とした供試体 E の等価剛性は供試体 B とほとんど同じである。しかし、以上のように等価剛性が異なるのは载荷変位が小さい場合であり、ドリフトで 0.7% (10mm) 以上となると、供試体間の等価剛性の差は小さくなる。一方、累積吸収エネルギーも等価剛性と同じように、供試体 A の場合が最も大きく、以下、供試体 B, C, D の順となっている。また、供試体 E は供試体 B とほとんど変わらない。

以上のように、橋脚基部の主鉄筋をアンボンドすることにより、アンボンド区間に生じる曲げ損傷を顕著に減少させることができるが、この結果、橋脚躯体の変形モードは塑性ヒンジ区間を中心とする塑性回転モードから橋脚基部で浮き上がるロッキングモードとなり、橋脚躯体に生じる水平変位はほとんどが橋脚躯体のロッキングによるものとなる。また、主鉄筋をアンボンドすることにより、主鉄筋に生じる変形を平均化できるため、普通に主鉄筋を周辺コンクリートと付着させた場合に比較して、主鉄筋に生じるひずみは減少する。しかし、主鉄筋をアンボンドした場合には、引張側は浮き上がり、圧縮側はつま先部分でコンクリートが圧壊する。コンクリートが圧壊する範囲は普通に主鉄筋を定着させた場合に比較して短く、この短い区間に主鉄筋の座屈が生じる結果、アンボンドした方が主鉄筋の平均座屈範囲は短い。このため、主鉄筋をアンボンドした場合の終局変位は、こうしたプラス要因とマイナス要因が複雑に関係する結果、橋脚幅の 0.5 倍の範囲をアンボンドにした場合 (供試体 B) では普通に主鉄筋を付着させた場合 (供試体 A) とほとんど変わらない。橋脚幅の 1.0 倍, 1.5 倍の区間主鉄筋をアンボンドした場合 (供試体 C, 供試体 D) には、普通に主鉄筋を付着させた場合 (供試体 A) に比較して、終局変位はそれぞれ 44%, 50% 向上する。

また、主鉄筋の 50% をアンボンドにし、残りの 50% は普通に付着させた場合 (供試体 E) には、供試体 A と供試体 C の中間的な特性を示す。アンボンドした主鉄筋では普通に付着させた主鉄筋に比較して座屈や破断が生じにくい。

以上から、適正にアンボンド区間を定め、かつ浮き上がりに伴う主鉄筋の座屈を有効に防止する手段を講じれば、主鉄筋をアンボンドすることにより最大耐力や剛性、履歴吸収エネルギーをそれほど低下させることなく変形性能を向上させることができる。

6.3.3 ファイバー要素解析

(1) モデル化

主鉄筋をアンボンドした場合には、コンクリートの変形と主鉄筋の変形が一致しないため、これを考慮したファイバー要素解析が行われている。解析では、橋脚模型を図 6.3.9 に示すようにファイバー要素でモデル化された。コンクリートはファイバー要素で、主鉄筋は棒要素で表し、主鉄筋を表す棒要素はアンボンドしない場合にはコンクリートファイバーと同一変形をすると仮定し、アンボンドした主鉄筋はコンクリートとは別に変形すると仮定されている。

コンクリートの応力度 σ_c ~ ひずみ ε_c 関係は、コアコンクリート及びかぶりコンクリートに分けてモデル化し、応力度 σ_c ~ ひずみ ε_c 関係の骨格曲線は星隈らの提案式 [6.3.9] を最大圧縮応力

度以後，最大圧縮応力度 σ_{cc} の 20%まで直線的に低下させ，その後は $0.2\sigma_{cc}$ の値を保つように修正して [6.3.10 ; 6.3.11]，以下のように与えられた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \\ 0.2\sigma_{cc} & (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c) \end{cases} \quad (6.3.2)$$

ここで，

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (6.3.3)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 0.76 \rho_s \sigma_{sy} \quad (6.3.4)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0132 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (6.3.5)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (6.3.6)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.8\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (6.3.7)$$

ここに， σ_{ck} ：コンクリートの強度 (MPa)， σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏強度 (MPa)， σ_{cc} ， ε_{cc} ：最大圧縮応力度 (MPa) とその時のひずみ， E_c ：コンクリートの弾性係数 (MPa)， E_{des} ：下降勾配 (MPa)， ε_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ， ρ_s ：帯鉄筋比である。

また，除荷および再載荷過程の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ は Ristic に従って求められている [6.3.12]。

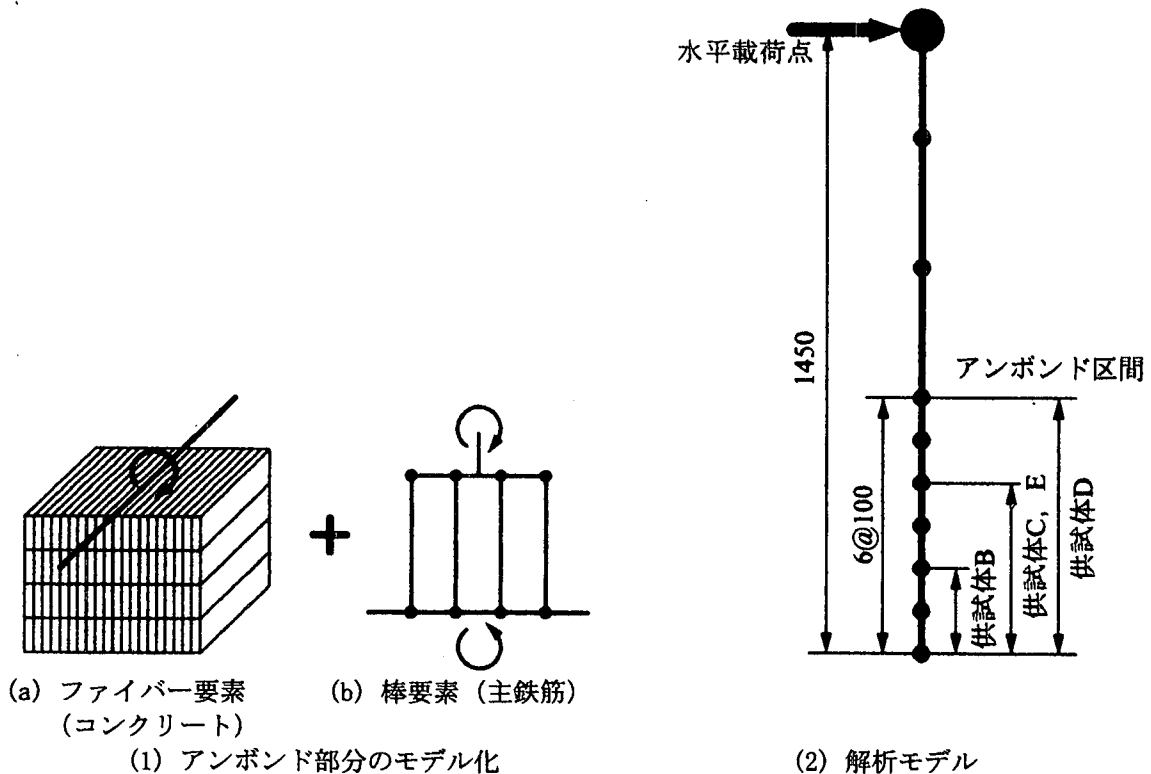


図 6.3.9 ファイバー要素を用いた解析モデル

なお、かぶりコンクリートの応力度 σ_c ～ひずみ ε_c 関係は、基本的に式(6.3.2)において $\rho_s = 0$ とし、 $\varepsilon_c \geq 0.007$ において $\sigma_c = 0$ と仮定して、以下のように与られた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \\ \frac{\sigma_{ck}}{0.005} (0.007 - \varepsilon_c) & (0.002 < \varepsilon_c \leq 0.007) \\ 0 & (0.007 < \varepsilon_c) \end{cases} \quad (6.3.8)$$

また、主鉄筋の応力度 σ_s ～ひずみ ε_s 関係は、周辺コンクリートとの付着がある場合もアンボンドした場合もともにバイリニア型と仮定されている。ここで、主鉄筋のひずみ硬化の影響を表すために、降伏後の弾性係数を初期弾性係数の2%としている。

ファイバー要素解析では、最下段のファイバーに損傷が集中するため、1層のファイバーの高さをどのように選定するかが重要である。あまり細かく分割すると最下段のファイバーの曲率が極端に大きくなり実態と合わないし、あまり高すぎると塑性ヒンジ長内の曲率を大ざっぱにしか解析できない。ファイバー要素解析は塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷を物理的に表すためにはあくまでも近似的な解を与えるに過ぎないことから、この解析ではアンボンド区間の1層のファイバー要素の厚さを100mmとしている。

(2) 解析によるアンボンドの効果

以上のような解析に基づいて、載荷点の水平変位と水平力の関係を求めた結果が図6.3.10、最外縁の引張側主鉄筋に生じるひずみ分布を求めた結果が図6.3.11である。供試体Aの場合に比較すると、供試体B, C, Dの最大耐力はそれぞれ、93, 88, 86%となり、アンボンド区間が長くなるほど最大耐力は低下する。また、初期剛性も供試体B, C, Dとなる程小さくなるが、これはそれほど顕著ではない。供試体Aでは、主鉄筋に生じるひずみは最下段のファイバーで大きく、ドリフト4%では0.08程度となる。これに対して、アンボンドした場合にはアンボンド区間が長くなるほど主鉄筋のひずみは小さくなり、例えば、供試体Cではドリフト4%の段階で0.02程度となる。

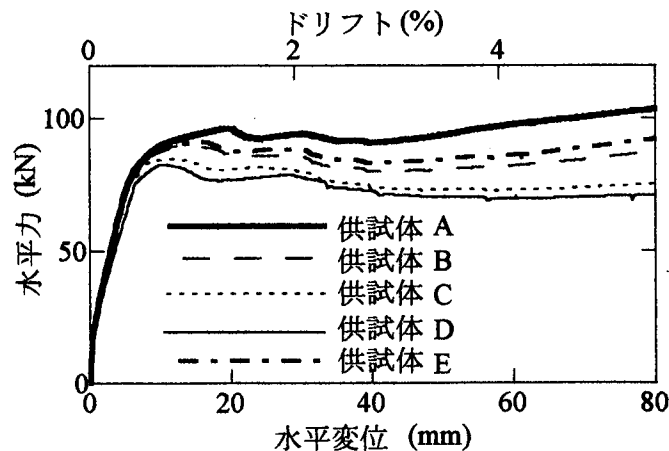


図 6.3.10 解析による水平力～水平変位の履歴

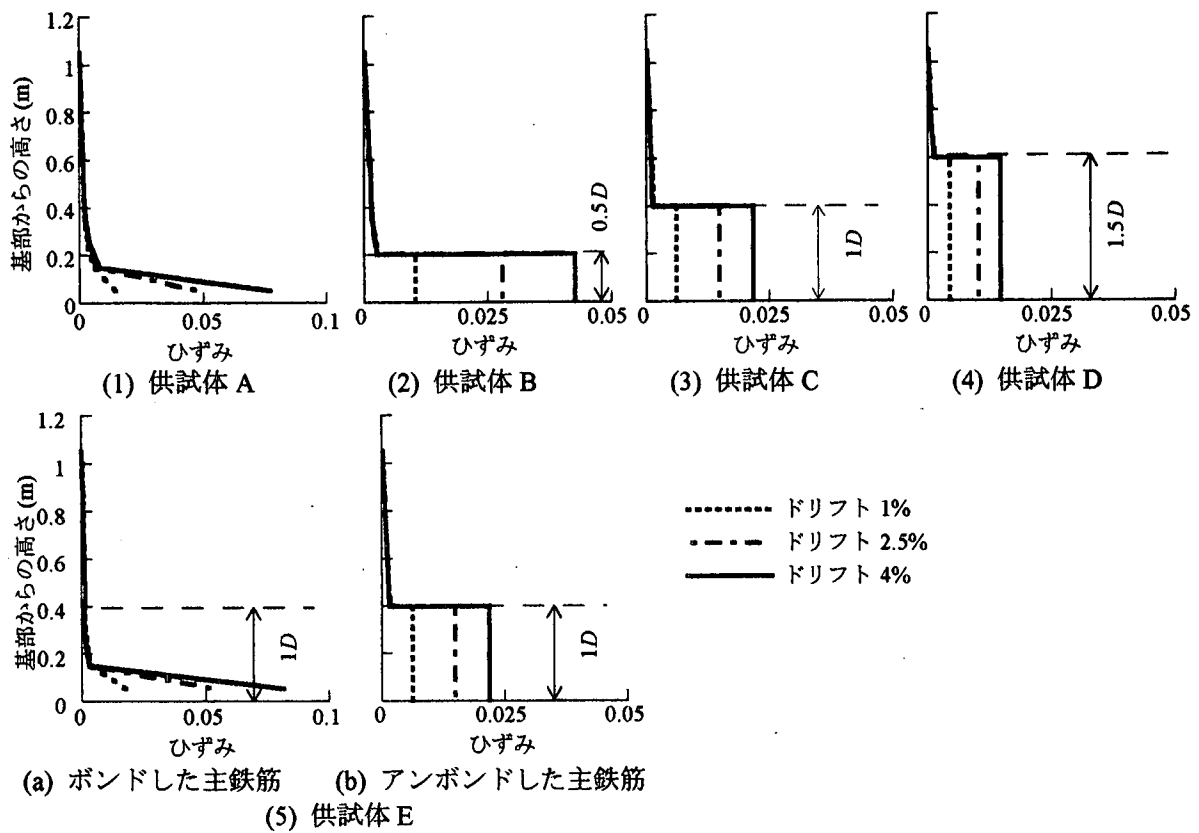


図 6.3.11 主鉄筋の軸方向ひずみの分布

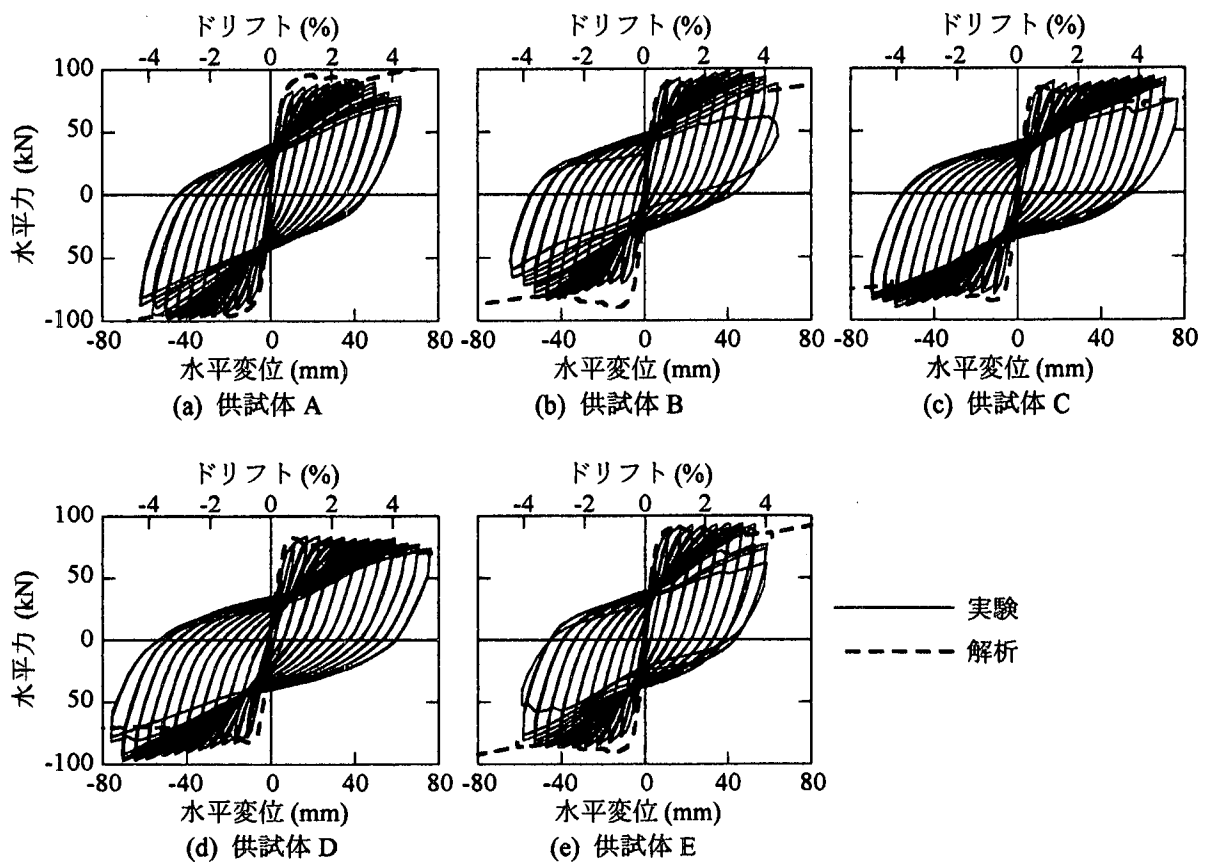


図 6.3.12 ファイバー要素解析によって求めた水平力～水平変位関係と実験結果の比較

このように、アンボンドすることによって主鉄筋に生じるひずみを平均化できるためひずみを小さくでき、アンボンド区間長の増加とともに最大耐力や初期剛性が減少するという特徴をファイバー解析によって表すことができるが、水平力～水平変位の関係がどの程度一致するかを示した結果が図 6.3.12 である。これによれば、供試体 C の正載荷側および負載荷側、供試体 D の負載荷側において解析値は実験値よりも小さめの値を与えること、供試体 B においては実験によって求めた負載荷側の耐力が正載荷側の耐力に比較して 24%程度小さいことをファイバー要素解析では与えることができないが、こうした点を除けば全体としてファイバー要素解析は実験結果の包絡線の特徴をある程度再現しているといえる。

参考文献

- 6.3. 1) 滝口克己, 岡田謙二, 堺政博: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性, 日本建築学会論文報告集, 第 249 号, pp.1-11, 1976.
- 6.3. 2) 滝口克己: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性・II, 日本建築学会論文報告集, 第 262 号, pp.53-59, 1977.
- 6.3. 3) 滝口克己, 堀田久人, 溝渕知己, 森田修平: RC 柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 442 号, pp.123-131, 1992.
- 6.3. 4) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No.5, pp. 40-47, 1998.
- 6.3. 5) 川島一彦, 細入圭介, 庄司学, 堺淳一: 塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学会論文集 (投稿中)
- 6.3. 6) 細入圭介, 川島一彦, 庄司学, 堺淳一: アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性, 第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 447-454, 土木学会, 2000.
- 6.3. 7) 高橋秀直, 上原匠, 梅原秀哲, 野澤文明: プレキャスト部材の接合隅角部における力学挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 823-828, 1993
- 6.3. 8) Kurama, Y., Sause, R., Pessiki, S. and Lu, L. W.: Lateral Load Behavior and Seismic Design of Unbonded Post-Tension Precast Concrete Wall, *ACI Structural Journal*, pp. 622-631, 1999.
- 6.3. 9) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Structural Engineering*, ASCE. Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 6.3.10) Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 6.3.11) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- 6.3.12) Ristic, D.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto Univ., 1988.
- 6.3.13) (社) 日本道路協会・道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.

(執筆者: 川島一彦)

6.4 アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚

6.4.1 はじめに

兵庫県南部地震における数多くのコンクリート橋梁の崩壊・被害は、土木技術者はもちろんのこと、一般市民にも大きな衝撃を与えた。この教訓を受け、RC橋脚の曲げ、せん断補強に関する研究が精力的に進められており、合成構造橋脚の利用が現実的なものとなってきている。

高耐震性能橋脚に求められる要件を考えると、単に高い耐力、変形性能を有するだけではやや十分ではない。想定外地震力の作用や、地震後の供用をも考慮した耐震設計が必要となってきている。現行の道路橋示方書では、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、地震後の残留変形を $1/100$ (rad)以下に制限することが規定されている。つまり重要度の高い橋脚には、大きな靱性の確保と残留変形の低減という相反する二つのことが要求されていることになる。ただ、このような耐震性能を付与するにしても、高コストであればその利用も進まない。求められる性能に対する合理的な耐震設計による橋脚構造と、それを実現するに当たって必要となるコストの両面が満足してはじめてその利用が進むものと考えられる。

本節では、RC橋脚の軸方向に高強度芯材を埋め込んだ橋脚(UBRC橋脚)を紹介する[6.4.1]。基本的性質を得るために行った正負交番載荷実験とともに、解析により本構造の特性を示す。

6.4.2 アンボンド高強度芯材入りRC橋脚構造

本研究で紹介するUBRC橋脚構造の概念を図6.4.1に示す。基本的構成としては、通常のRC橋脚の断面内に芯材を配置し、アンボンドとすることで、RC橋脚と独立に挙動させ大変形域における弾性挙動を確保しようとするものである。

従来のRC橋脚の変位-復元力特性は完全弾塑性型にモデル化される。このような従来型のRC橋脚に対し、弾性部材を付与した場合の変位-復元力関係を示したのが図6.4.2である。ここに示すように、正の二次剛性を得ることができるとともに、最大耐力を越えて降伏耐力相当に対するRC橋脚の耐震性能を高めることができる。また降伏耐力も増大させることにより、レベルI地震動に対する耐震設計にも寄与することができる。また履歴応答に関して、降伏後にも正の剛性を付与したことにより安定化し、塑性残留変位も低減することができる。また芯材の両端は橋脚内に定着し、下端部には間隙を設けることで、芯材が作用する変形領域を調節することができる(図6.4.3)。

強震後の残留変形量を低下させることを目的として、近年プレストレストコンクリート橋脚(PC橋脚)に関する研究が活発に進められている[6.4.2][6.4.3]。PC橋脚の復元力特性は原点指向に近く、残留変位が小さくなる特徴も有している。UBRC橋脚とPC橋脚との違いとしては、芯材にプレストレスを導入せず、塑性ヒンジ区間を挟むようにアンボンド部材として配置する点が挙げられる。UBRC構造では芯材は弾性部材として機能することを想定するため、構造用鉄筋より高強度のものを扱い、さらに芯材をアンボンド部材として配置することで、軸方向にひずみを平滑化させることにより塑性化を送らせるようにしている。また本構造ではプレストレスを導入しないので、コンクリートへの余分の軸圧縮力を加えない利点があるとともに、施工性の向上も狙いとしている。

RC構造に二次剛性を付与する方法として、各種鉄筋を混用する方法も提案されているが[6.4.4]、大変形時には基部での損傷を免れず、塑性残留変形は大きなものになってしまう。一方、UBRC構

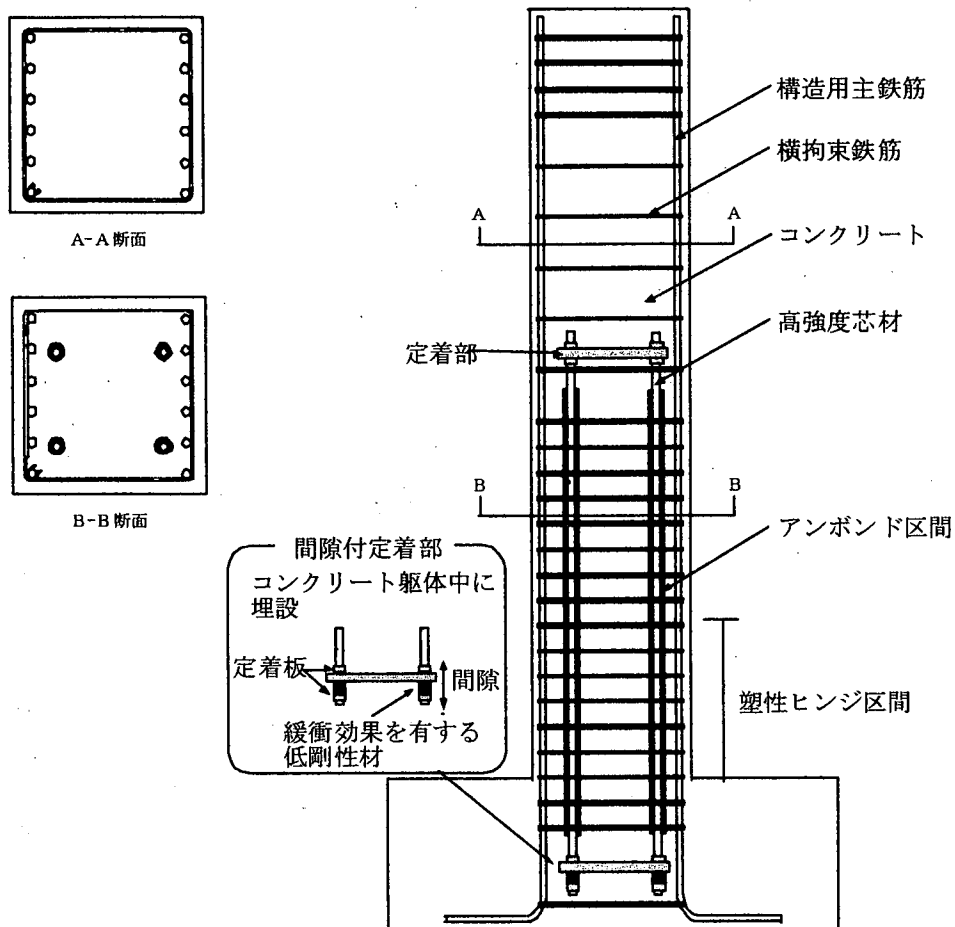
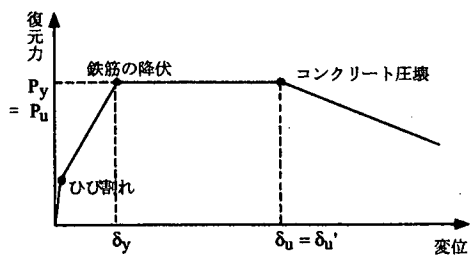
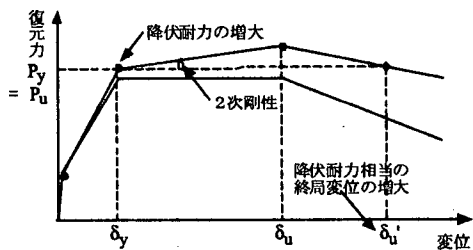


図 6.4.1 UBRC 橋脚構造の概念図

通常のRC橋脚の変位-復元力の静的関係



提案する高耐震性橋脚の変位-復元力関係=RC橋脚+芯材



アンボンド高強度芯材の変位-復元力関係

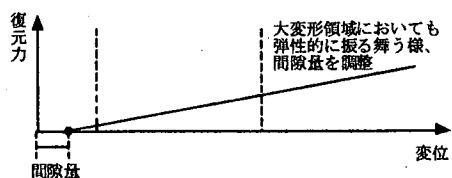


図 6.4.2 アンボンド芯材の効果 (その1)

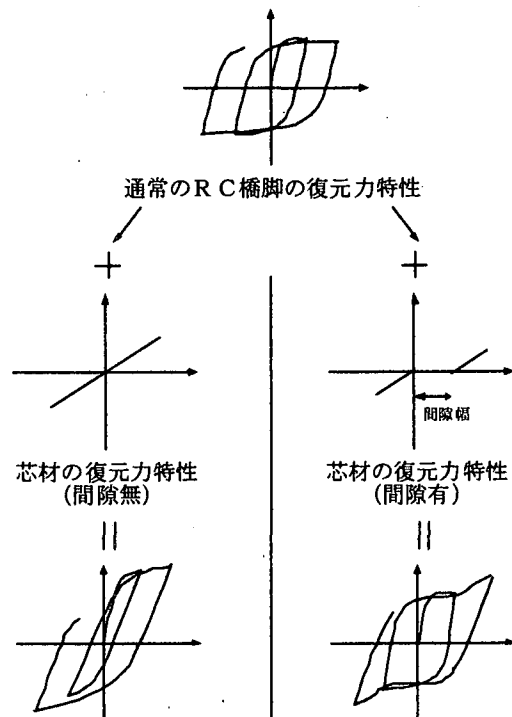


図 6.4.3 アンボンド芯材の効果 (その2)

造の芯材はアンボンドにしているため基本的に降伏しないため、残留変位に及ぼす影響はない。

UBRC 構造は、基本的には RC 構造としてエネルギー吸収する（主鉄筋の塑性化）ようにし、付加的部材として弾性挙動をする高強度鉄筋を配置する、という機能分離型の設計概念を想定している。

6.4.3 正負交番载荷実験結果による特性把握

1) 実験概要

UBRC 橋脚構造の基本的特性、特に芯材の効果について検討するため、芯材下端の間隙を設けずに定着した供試体を作成し、実験が行われている。

供試体は柱部の断面寸法を $32 \times 32 \text{cm}$ の正方形断面とし、载荷スパンを柱基部から約 1.5m とした。これらの寸法は、载荷実験を実施する载荷装置や载荷能力を考慮して決定している。

検討項目は芯材の配置による影響である。供試体諸元を表 6.4.1 に、供試体寸法を図 6.4.4 に示す。

芯材として、C 種 PC 鋼棒を用いた。芯材のアンボンド区間は、PC 鋼棒用シース管を設置することにより確保した。また芯材の両端は、治具により機械定着している。

供試体は No.1 の RC モデルを基本型として製作した。No.2 は No.1 に芯材を配置したものであり、弾性部材の付加による影響を知ることができる。No.3 は芯材を配置しても No.1 と曲げ耐力がほぼ同じになるようにしたものであり、耐力が同じ場合の残留変形について検討することができる。No.4 は芯材を No.2 より外側に配置したものであり、芯材の降伏の影響を知ることができる。

表 6. 4. 1 : 供試体諸元

供試体名	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	帯筋 D6@50	高強度鉄筋	軸方向鉄筋
No. 1	1. 46	24. 0	D6@50		16×D10
No. 2	1. 46	24. 0	D6@50	4×SBPR φ9. 2 (中心より 70mm)	16×D10
No. 3	1. 46	24. 0	D6@50	4×SBPR φ9. 2 (中心より 70mm)	8×D10
No. 4	1. 46	24. 0	D6@50	4×SBPR φ9. 2 (中心より 70mm)	16×D10

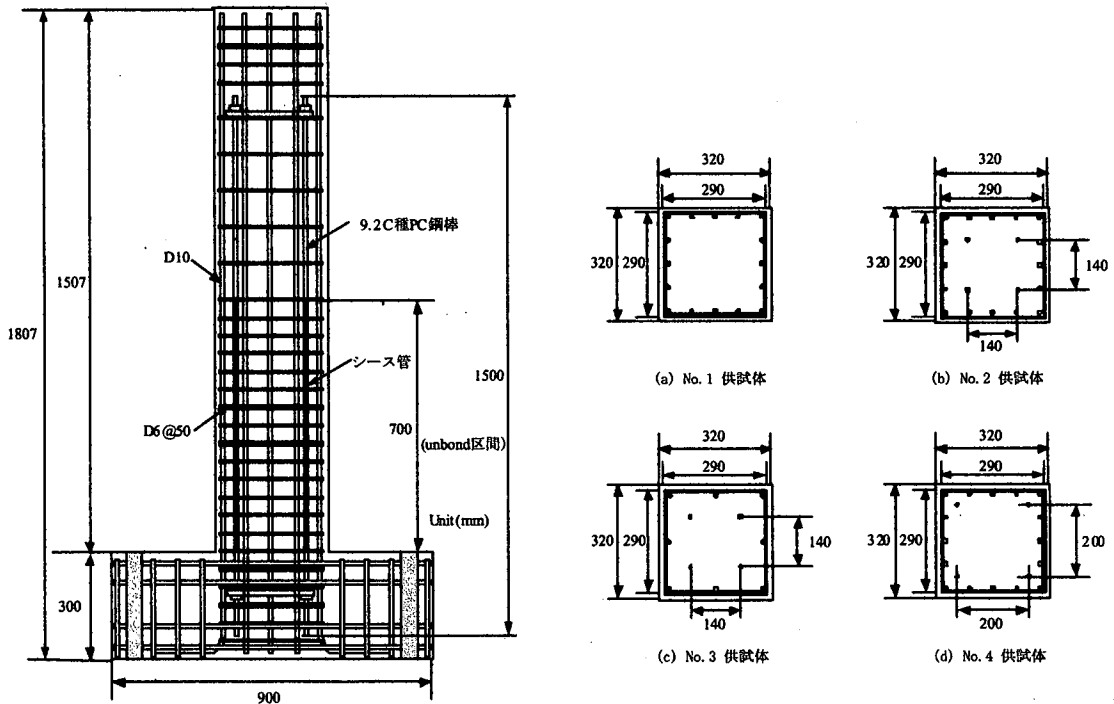


図 6. 4. 4 : 供試体図

2) 履歴特性

各供試体の荷重-変位関係の比較を図 6. 4. 5 に示す。No. 1 は通常の RC 橋脚模型であり、降伏後の二次剛性がほぼ 0 であるのに対し、芯材を導入した他の供試体では正の二次剛性が確認できる。

また No. 2 と No. 3 の二次剛性がほぼ等しく、No. 4 はより大きな剛性を示しているのは、芯材の配置による影響である。これらの二次剛性は、芯材の配置より算出されるものとはほぼ等しい。No. 4 ではその他のものと比べて、芯材の降伏が早かったことから、最適芯材配置が存在することが分かる。

3) 残留変位

各供試体の残留変位の比較を図 6. 4. 6 に示す。これより、No. 1 に比べて他の供試体では残留変位が低減されていることが分かる。すなわち PC 橋脚のようにプレストレスを導入しなくても、弾性挙動を発揮する芯材により残留変位を小さくできる。また残留変位は、構造用鉄筋に対して芯材の比率が高いほど小さくなっており、PC 橋脚の傾向と一致している。

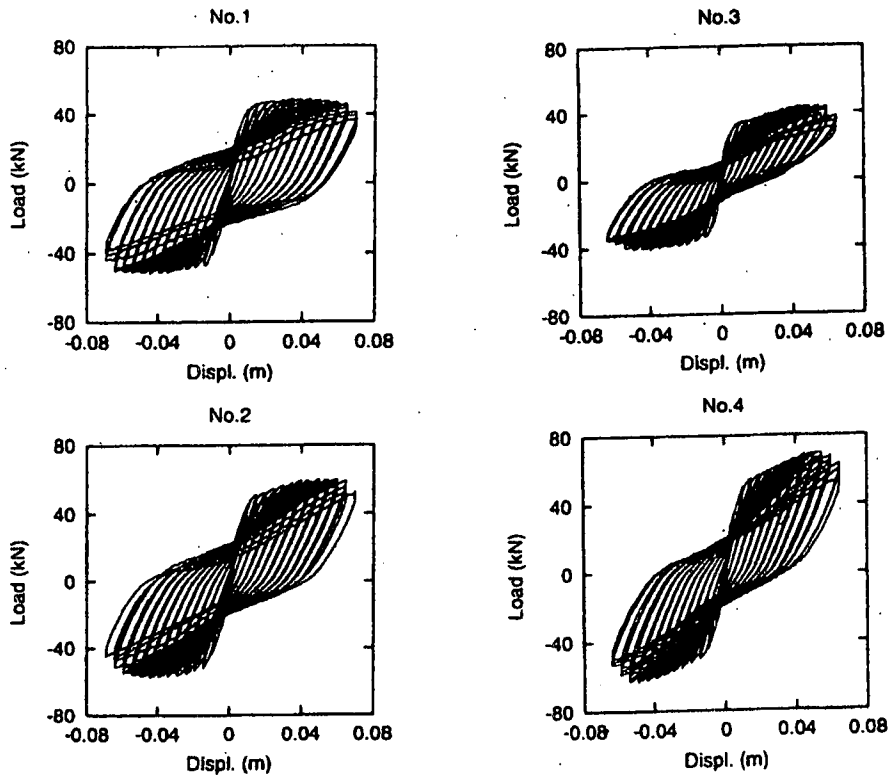


図 6.4.5 荷重-変位関係

4) エネルギー吸収能

各供試体の累積吸収エネルギーの比較を図 6.4.7 に示す。これによると No. 3 を除く供試体のエネルギー吸収量はほとんど差がないことが分かる。これに対し、No. 3 は小さなエネルギー吸収能を示している。これよりエネルギー吸収能は構造用主鉄筋の量に大きく依存していることを意味している。

また No. 1, 2, 4 のエネルギー吸収量がほぼ等しかったことから、芯材は履歴形状を変えることなく、剛性のみを変化させていることが分かる。

5) アンボンド効果

No. 2 について、載荷ステップの山ごとの高強度鉄筋の高さ方向のひずみについて、図 6.4.8 に示す。芯材とコンクリートが完全に付着している場合、橋脚基部でのひずみが大きくなり、高さ方向のひずみ分布は三角形分布となることが予想されるが、アンボンドとすることにより、ひずみ分布が平滑化されており、局所的に鉄筋が降伏するのを大変形後にまで遅らせることができています。なお本実験では、載荷終了時まで芯材はほぼ弾性域に止まっていた。

6.4.4 まとめ

以上のような検討から、以下の事項が指摘されている。

- ・ 高強度芯材を導入することにより、RC 供試体は正の二次剛性を持つように改善され、残留変位を小さくすることができる。
- ・ エネルギー吸収性能は主鉄筋量に依存し、高強度芯材を導入しても変化しない。すなわち RC

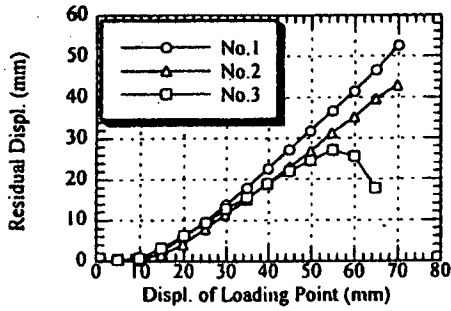


図 6.4.6 残留変位と荷点変位の関係

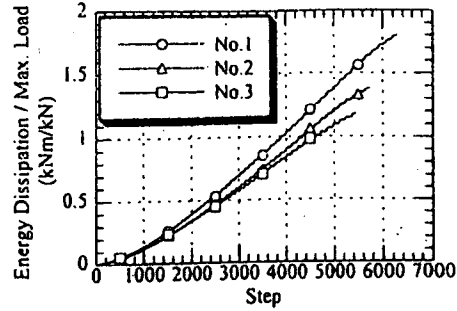


図 6.4.7 累積吸収エネルギーと荷点ステップの関係

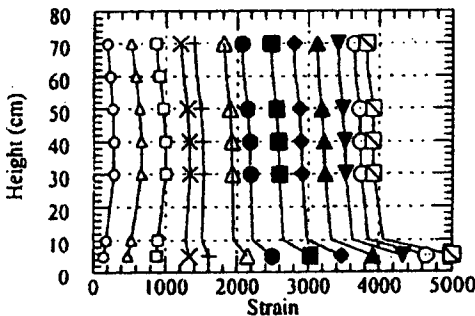


図 6.4.8 芯材の高さ方向のひずみ分布

橋脚と同程度の鉄筋を配置することにより、同程度のエネルギー吸収性能が期待できる。

- ・ 高強度芯材をアンボンドとすることにより、ひずみが平滑化され、芯材の損傷が低減される。
- ・ RC 橋脚に弾性部材を導入することにより得られる原理とほぼ同等の結果を正負交番荷重実験より得ることができた。本構造は施工性にも優れており、実用性の高い高耐震性能橋脚と言える。
- ・ 軸方向定着位置や間隙付定着部を検討することにより、超高強度材料を用いることなしに、本構造の効果を発揮できる。これにより低コストに高耐震性能橋脚を開発できる可能性が高い。

参考文献

- 6.4.1) 家村浩和、高橋良和、曾我部直樹、鷓飼正裕：アンボンド高強度芯材を用いた RC 橋脚の高耐震化に関する基礎的研究、第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、433-438、2000
- 6.4.2) 池田尚治、森拓也、吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40、No.5、40-47、1998
- 6.4.3) 稲田文展、睦好宏史、Wael Zatar：プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、739-744、1998
- 6.4.4) 渡辺史夫、大住和正、六車照：各種強度の鉄筋混用による RC 断面曲げ性能の制御、日本建築学会大会学術講演梗概集、295-298、1990

(執筆：家村浩和・高橋良和)

6.5 スパイラルカラムで高密度に横拘束したRC橋脚

6.5.1 現状と課題

都市間幹線道路や高速鉄道は、用地の制約等により山岳部を通過することが多く、橋梁の高橋脚化が進んでいる。高橋脚では自重の軽減を目的として、中空断面が採用される場合が多いが、在来の中空断面 RC 高橋脚では、せん断に抵抗するとともに内部拘束を高めるために多量に帯鉄筋を配置する必要がある、組立ても複雑となる。そのため、在来構造と同等以上の耐震性を保有しつつ、施工の合理化を可能とする新しい高橋脚構造形式の開発が要請されている。

このような要求に基づく橋脚構造として、図 6.5.1 に示すようなスパイラル筋によって軸方向鉄筋およびコンクリートを強く拘束した部分的なコアを数個作り、このまわりは普通の帯鉄筋により拘束する中空断面 RC 橋脚 (DASC 橋脚 (Densely Arranged Spiral Confinement pier)) が提案されている [6.5.1]。

DASC 橋脚の施工法は図 6.5.2 に示す通りであり、スパイラルカラムの組立ておよび建て込み、足場の設置、帯鉄筋の配筋、型枠の設置、コンクリート打設の手順で行われる。このような一括建て込み方式の工法としては、H 型鋼や鋼管を用いたハイブリッドスリップフォーム工法 [6.5.2～6.5.5] などがすでに開発されている。ハイブリッドスリップフォーム工法では、鋼管に反力をとった昇降式の滑動型枠を用い、帯鉄筋の配筋およびコンクリート打設を行うことができるのに対して、DASC 橋脚ではスパイラルカラムの剛性が鋼管のように大きくないため、滑動型枠を用いることはできない。また、高橋脚の場合にはスパイラルカラムの一括建て込みもできないため、DASC 橋脚の施工ではハイブリッドスリップフォーム工法とは異なり、足場や施工が必要となってくる。しかし、DASC 橋脚は基本的に鉄筋とコンクリートだけで構成されているので、材量費は比較的安価であり、さらに特殊な技術は必要とせず従来の橋脚との同程度の技術で施工することができる。また、鋼管等に比べて搬入も容易である。したがって、橋脚高さが 30～40m 程度の中程度の橋脚において DASC 橋脚の適用性は高いと考えられている。

6.5.2 じん性向上に対する実験的な検証

DASC 橋脚の耐震性を検討するために模型を用いた実験的な検討が行われている。表 6.5.1 は模型の種類を示したもので、中空断面 RC 橋脚を対象として、在来式の配筋をした模型 2 体、DASC 模型 3 体が用いられている。図 6.5.3、図 6.5.4 は模型の断面、側面を示したものである。軸方向鉄筋比は 2.53% であり、在来式の橋脚では、配筋間隔を 50mm とした場合と 100mm とした場合の 2 通りに対して検討が行われている。帯鉄筋比 (体積比) ρ_{sl} は次式で求められるが、このようにすると、 ρ_{sl} は配筋間隔が 50mm の場合には 2.47%、100mm の場合には 1.23% となる。

$$\rho_{sl} = \frac{V_{sl}}{V_{cl}} \quad (6.5.1)$$

ここで、 V_{sl} は単位高さ内の帯鉄筋の体積、 V_{cl} はかぶりコンクリートを除く単位高さあたりのコンクリートの体積である。

一方、DASC 模型では、一巻きのスパイラル筋で 3 本の軸方向鉄筋を取り囲むことによりスパイラルカラムがモデル化されている。スパイラル筋の径は 3mm と 6mm の 2 種類であり、間隔も 20mm と 40mm の 2 種類の場合が検討されている。スパイラル筋比 ρ_{sp} は次式のように与えら

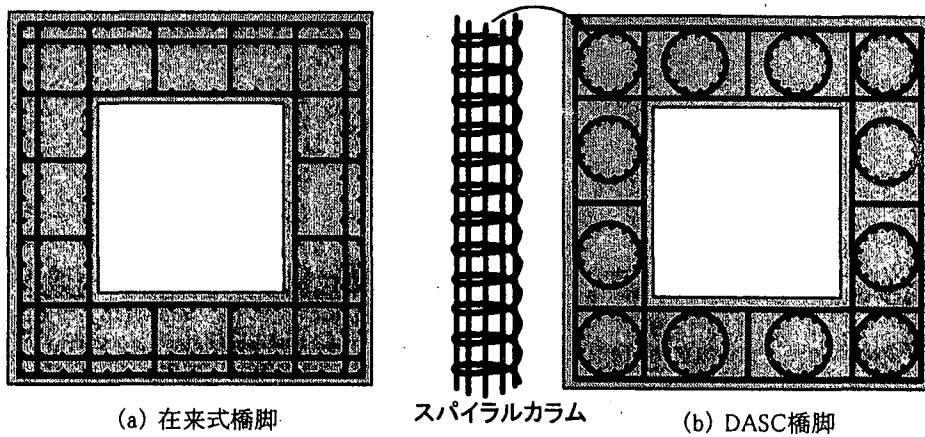


図 6.5.1 在来式橋脚と DASC 橋脚

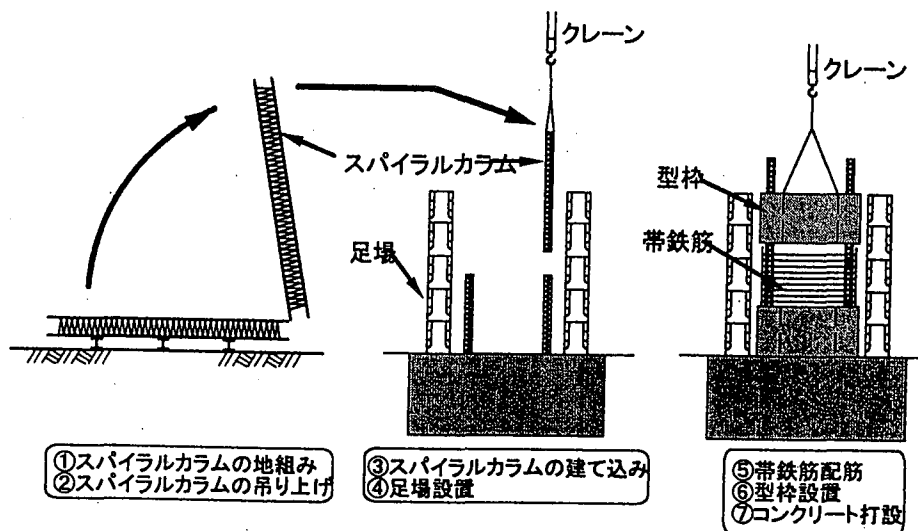


図 6.5.2 DASC 橋脚の施工法

れ、これによると、 ρ_{sp} はスパイラルの間隔と径に応じて 1.48%、2.97%、6.64%となる。

$$\rho_{sp} = \frac{V_{sp}}{V_{cp}} \quad (6.5.2)$$

ここで、 V_{sp} は単位高さ内のスパイラル筋の体積、 V_{cp} はスパイラルカラム内の単位高さあたりのコンクリートの体積である。このようなスパイラルカラムが橋脚の隅角部および断面薄肉部にそれぞれ計 8 本配置されている。

横拘束筋比 ρ_s は帯鉄筋とスパイラル筋を合わせた横拘束筋の体積比として次式のように定義されている。

$$\rho_s = \frac{V_s}{V_{cl}} = \frac{V_{sl} + V_{sp}}{V_{cl}} \quad (6.5.3) \quad \text{ここで } V_s \text{ は単位高さあたりの横拘束筋の体積である。}$$

表 6.5.1 において、タイプ A、B 模型は在来式模型であり、タイプ B はタイプ A に比較して帯鉄筋間隔を半分にして拘束度を高めた模型である。これに対して、タイプ C、D、E の 3 模型は部分拘束を加えた DASC 模型であり、タイプ A 模型の隅角部および断面薄肉部にスパイラルカ

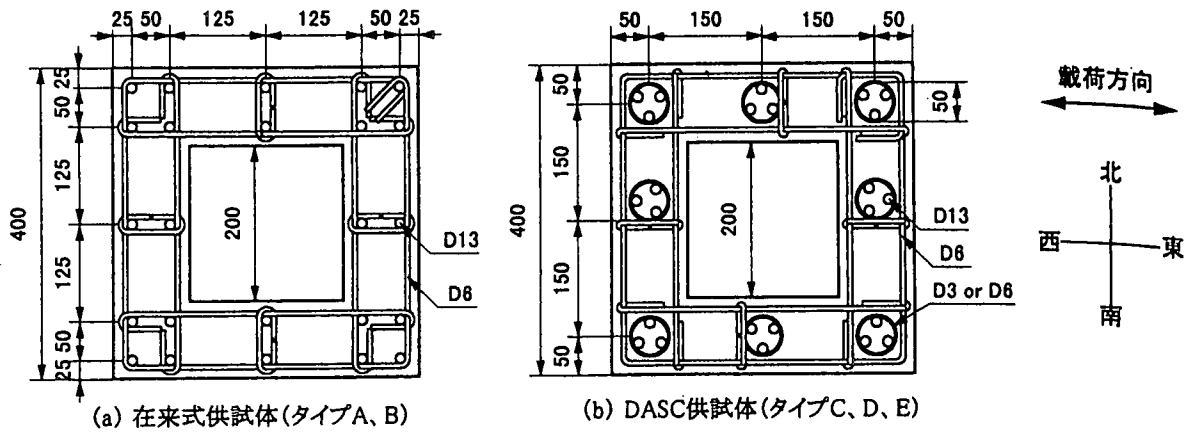


図 6.5.3 供試体の断面

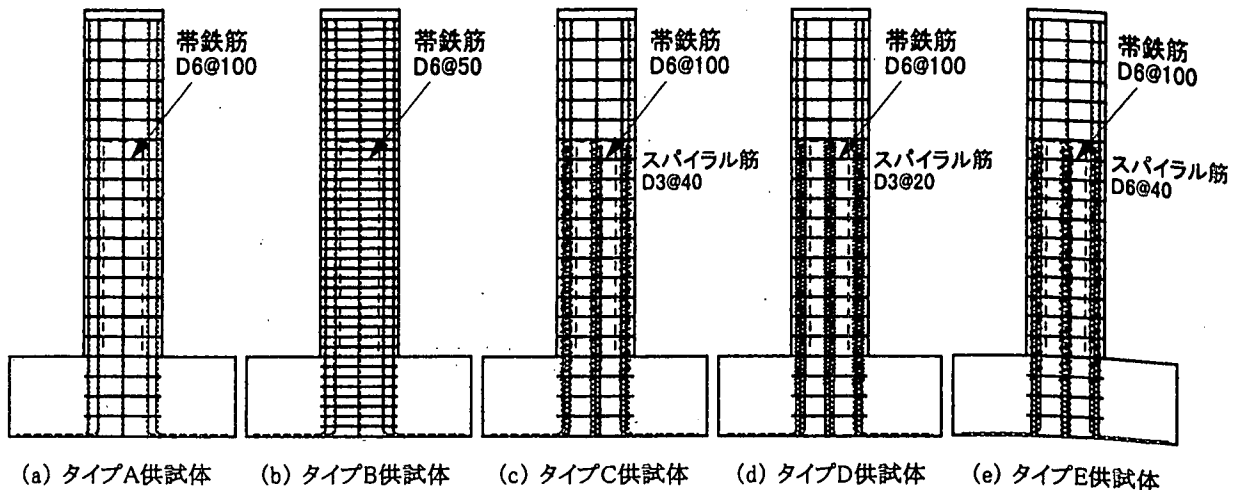


図 6.5.4 供試体の側面

表 6.5.1 供試体の特徴

供試体		タイプA	タイプB	タイプC	タイプD	タイプE	
供試体の形式		在来式供試体		DASC供試体			
断面寸法(mm)		400×400 (中空部 200×200)					
載荷点高さ(mm)		1350					
せん断支間比		3.86					
軸方向鉄筋	種類	D13-SD295					
	本数(本)	24					
	鉄筋比(%)	2.53					
横拘束筋	種類	D6-SD295					
	帯鉄筋	間隔(mm)	100	50	100	100	100
	鉄筋比 ρ_{sl} (%)	1.23	2.47	1.23	1.23	1.23	
	スパイラル筋	種類	—	—	D3-SD295	D3-SD295	D6-SD295
		間隔(mm)	—	—	40	20	40
鉄筋比 ρ_{sp} (%)	—	—	1.48	2.97	6.64		
横拘束筋体積比 ρ_s (%)		1.23	2.47	1.52	1.80	2.49	
作用軸応力(MPa)		2					

ムが 8 本加えられている。スパイラル筋の径と間隔が変化しており、タイプ C, D, E の順に拘束度が高くなる。

実験では、模型に軸圧縮応力度で 2MPa に相当する一定軸力を与えておいて、繰り返し水平力がアクチュエーターによって変位制御により与えられている。載荷に際しては、ドリフト比 0.5%

(6.75mm)を基準変位とし、この整数倍の変位を用いて一定振幅変位漸増法によって繰り返し載荷されている。

6.5.3 DASC 橋脚の耐震性

図 6.5.5 はドリフト比 3.0%の載荷後と最終的に載荷終了後の模型の損傷状況である。いずれの模型も、フランジ部のほぼ帯鉄筋位置で水平ひび割れが生じ、これがウェブ部へ伝わるにしたがって斜めひび割れへと進展している。やがて、かぶりコンクリートの剥離や剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じる。しかし、これがさらに軸方向鉄筋の破断やかぶりコンクリートの大規模な剥離につながり、橋脚の水平耐力が急速に失われるようになる前に、多くの模型では橋脚が載荷方向とは直角方向に傾斜し、最終状態に達している。最終的に DASC 模型では、スパイラルカラム内の 3 本の軸方向鉄筋が同方向に変形し、スパイラルカラム全体として座屈している。いずれの模型も隅角部において損傷が顕著である。

繰り返し実験により得られた載荷点高さにおける水平力～水平変位の履歴曲線を示すと図 6.5.6 のようになる。タイプ A 模型ではドリフト比が 4.5%に達すると軸方向鉄筋が次々と破断し、急速に耐力が低下した。一方、帯鉄筋比を増加させたタイプ B 模型では、最終的に載荷方向とは直角方向に大きく傾斜したが、この載荷段階までには水平耐力が大きく低下していない。

これに対して、D3 スパイラル筋を用いたタイプ C、D の DASC 模型では、タイプ A ほど急激ではないが、ドリフト比 5.0%になると耐力が大きく低下している。また、D6 スパイラル筋を用いたタイプ E の DASC 模型では、最後まで大きな耐力低下は見られない。

図 6.5.7 は履歴曲線の包絡線で在来工法と DASC 橋脚の比較、DASC 橋脚の耐震性に及ぼすスパイラル筋比の影響を示したものである。タイプ A の在来式模型では最終的に水平耐力が大きく低下しているが、帯鉄筋比を増加させたタイプ B の在来式模型および D6 スパイラル筋を加えたタイプ E の DASC 模型では最後まで大きな耐力低下は見られない。また DASC 模型においては、スパイラル筋比を 1.48～6.64%の範囲で変化させると、最終段階の耐力低下の程度が多少緩やかになるが顕著な差は見られない。これは前述したように、軸方向鉄筋の径に対してスパイラルカラムの径が小さく、スパイラル筋による拘束効果の違いが現れる前にスパイラルカラムが全体として座屈したためである。

ここで、水平耐力が最大値となった後に載荷の進展に伴い徐々に低下し、最大耐力の 80%にまで低下したときを終局変位、さらに主鉄筋の破断や圧縮側コンクリートの大規模な破壊によって水平耐力が急速に低下した段階を破壊変位と定義すると、タイプ A の在来式模型に比較して、スパイラルカラムを加えた DASC 模型では終局変位および破壊変位がドリフト比で 0.5%以上おおきくなっている。また、横拘束筋比がほぼ等しいタイプ B (在来式模型)とタイプ E (DASC 模型)はほぼ同程度の終局変位、破壊変位となる。

このように、在来式橋脚にスパイラルカラムを加えることにより変形性能がドリフト比で 0.5%以上伸び、また DASC 橋脚は横拘束筋量の等しい在来式橋脚と同程度の変形性能を有している。

6.5.4 ファイバー要素による解析

地震時保有水平耐力法に基いて DASC 橋脚を耐震設計するためには、水平力～水平変位の関係を正しく推定することが求められる。このため、図 6.5.8 に示すように、スパイラルカラム内の高拘束のコアコンクリート領域とそれ以外の帯鉄筋で囲まれた低拘束コアコンクリート領域に

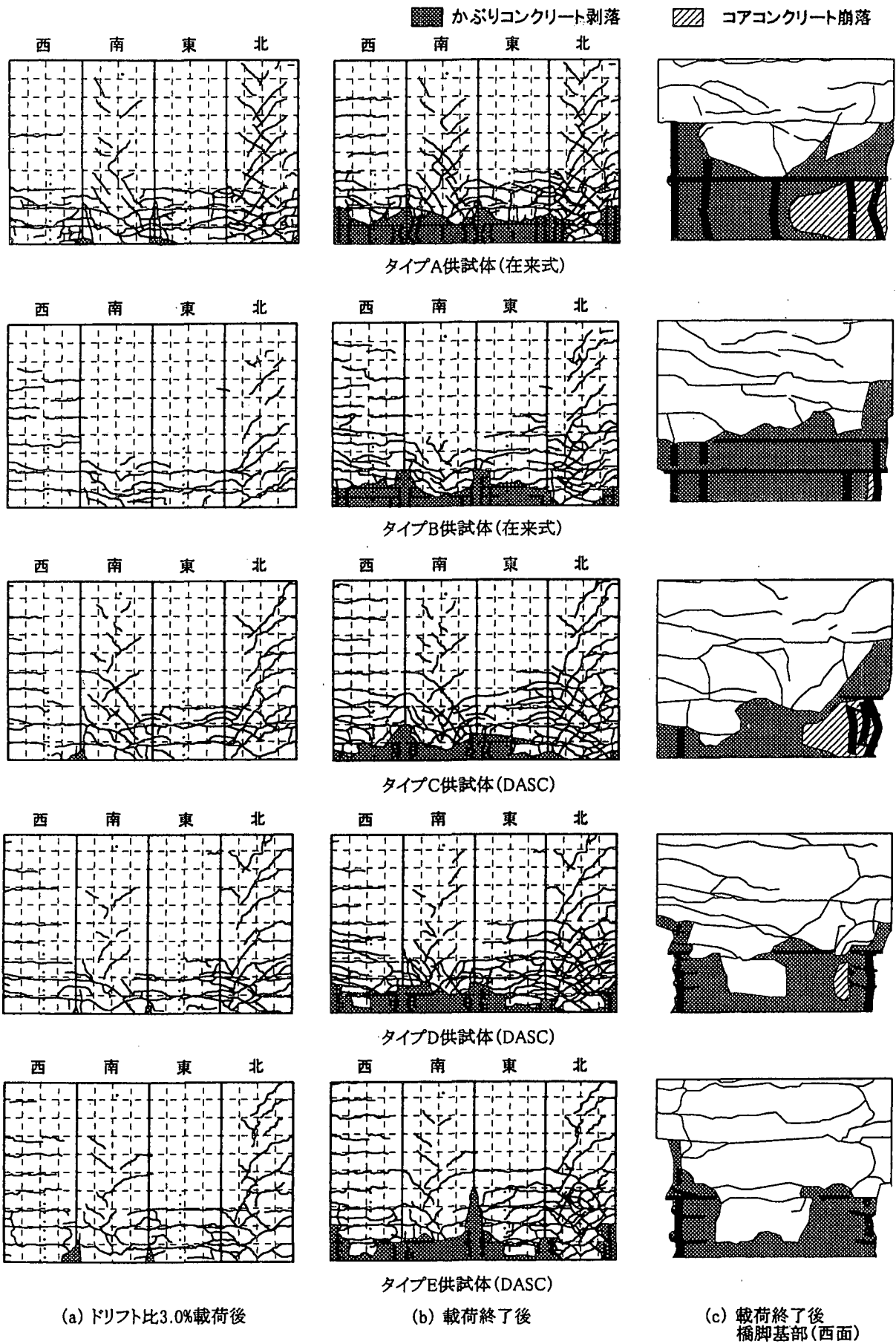


図 6.5.5 供試体の損傷状況

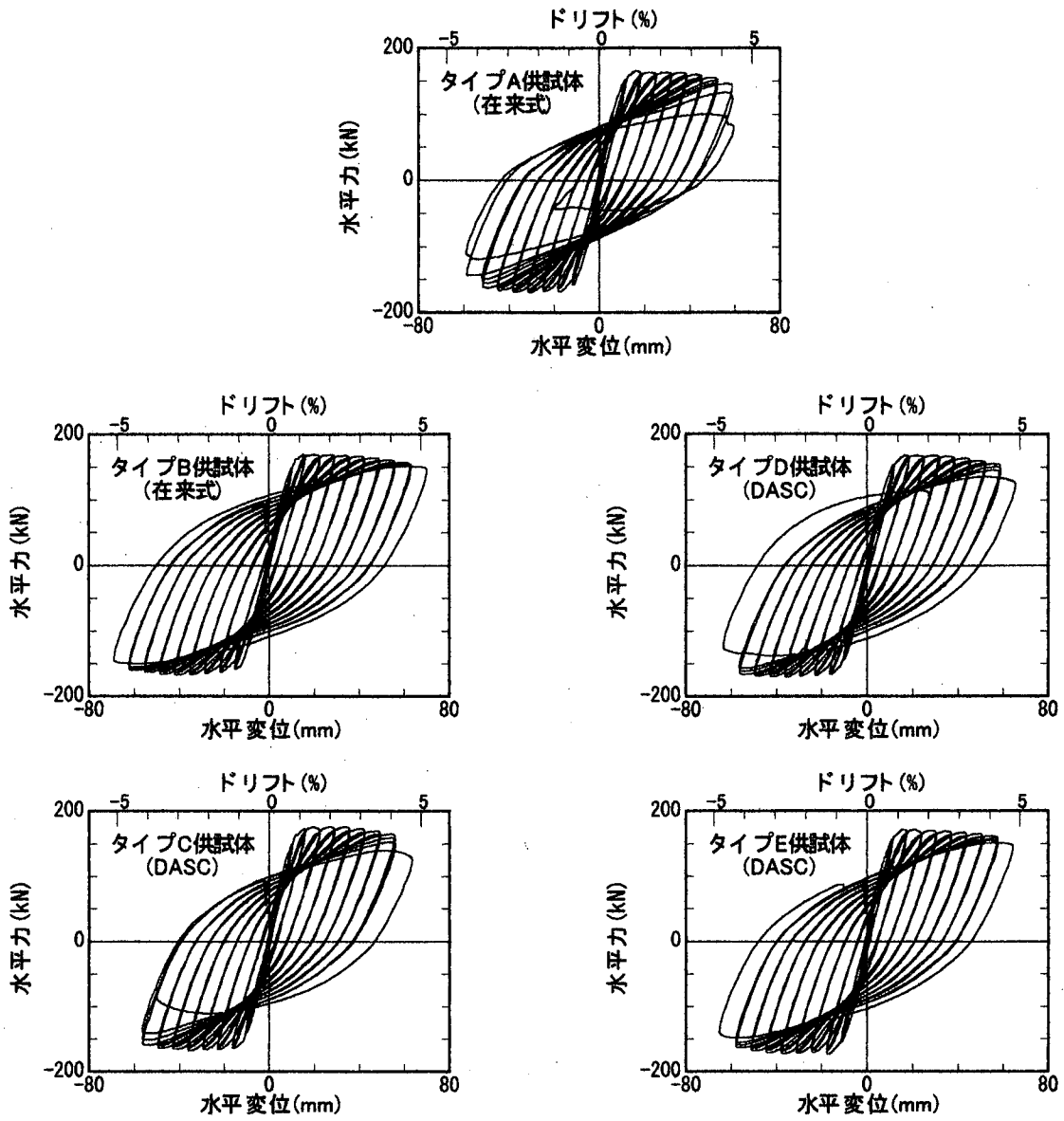
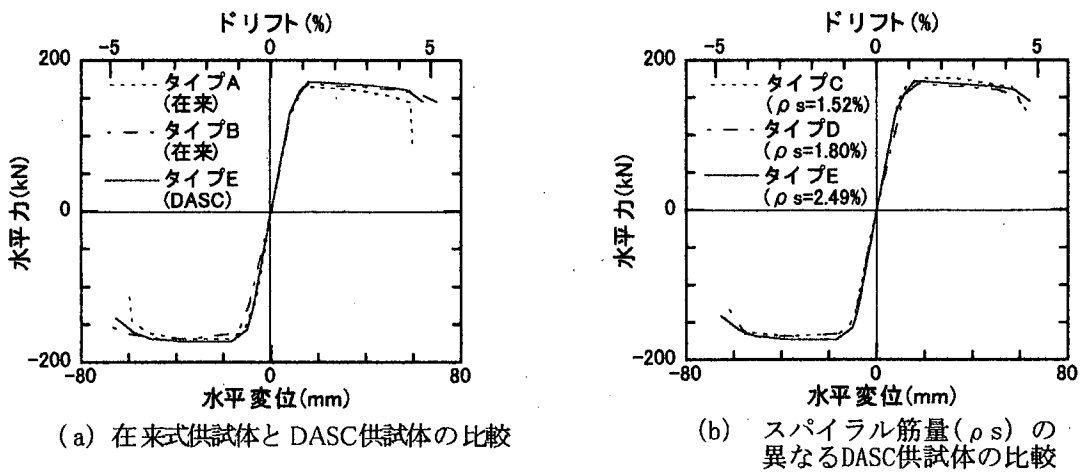


図6.5.6 水平力～水平変位の履歴曲線



(a) 在来式供試体とDASC供試体の比較

(b) スパイラル筋量(ρ_s)の異なるDASC供試体の比較

図6.5.7 水平力～水平変位履歴の包絡線

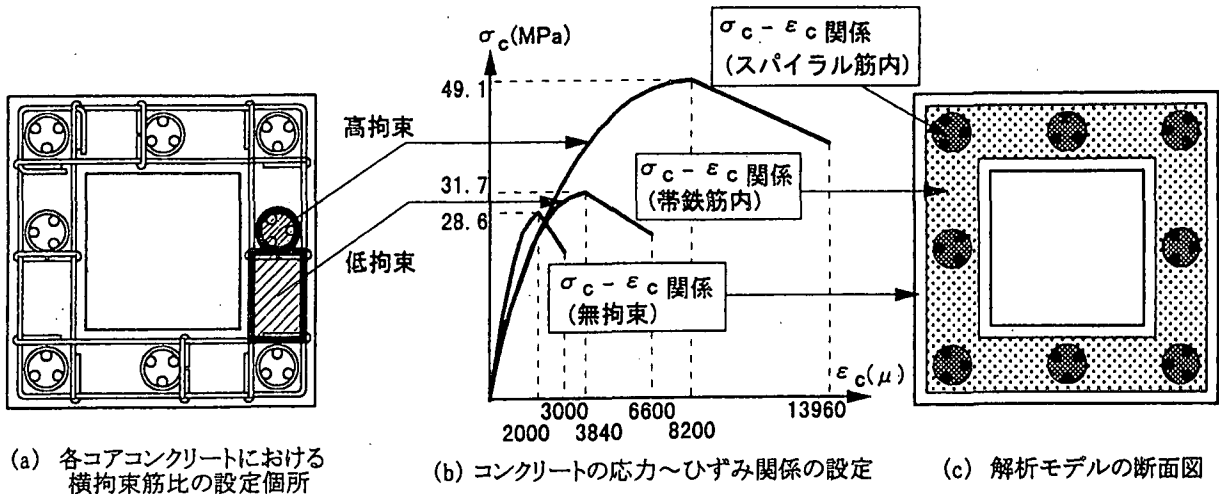


図 6.5.8 コアコンクリートの拘束度を考慮した解析モデル化 (タイプC 供試体の場合)

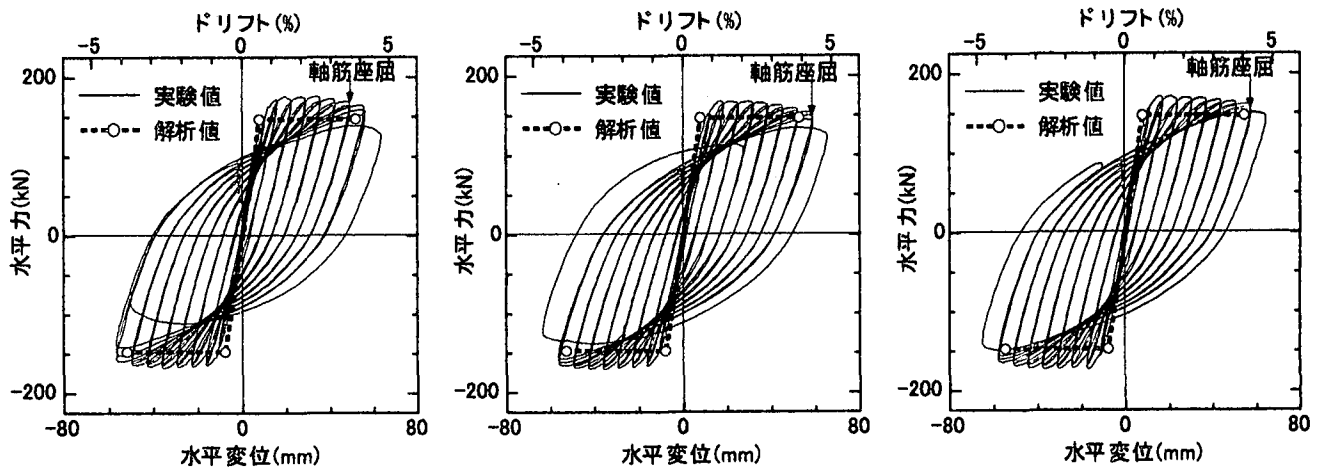


図 6.5.9 水平力～水平変位の履歴曲線と解析結果との比較

区別して、水平力～水平変位の履歴曲線を求め、これを実験結果と比較すると図 6.5.9 のようになる。ここでは、コアコンクリートの応力～ひずみ関係が Hoshikuma et al [6.5.8] の提案式により、また、軸方向鉄筋の応力度～ひずみ関係はバイリニア型によりそれぞれモデル化されている。DASC 模型の終局は帯鉄筋内低拘束コアコンクリートの損傷に大きく影響されているため、圧縮最外縁位置の帯鉄筋内低拘束コアコンクリートが終局ひずみに達した時を DASC 橋脚の解析上の終局と定義されている。

図 6.5.9 によれば、いずれの DASC 模型においても、解析上の終局点はおおむね軸方向鉄筋の座屈が確認されたときに相当している。また、解析ではスパイラル筋量が増加すると変形性能が多少向上するが、それほど大きな影響があるわけではない。このような点も実験結果と良く一致している。

参考文献

- 6.5.1) 剣持安伸、川島一彦：部分拘束を加えた中空断面 RC 橋脚の耐震性に関する実験的研究、土木学会論文集， 682/I-56, PP. 57-69, 2001.7

- 6.5.2) 建設省土木研究所：プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書_研究開発報告書，土木研究所共同研究報告書，第223号，1999.4
- 6.5.3) 家村浩和，加藤敏明，高橋良和，前掘伸平：鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する載荷実験，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2099-2104，1998.11
- 6.5.4) 渡辺将之，今泉安雄，緒方辰男，田中浩一，大内一：鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.113-132，1999.8
- 6.5.5) 山縣敬二，市川博康，大内一，小島克明：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.183-193，1995.8
- 6.5.6) 市川博康，馬淵勝美，加藤敏明：「ハイブリッド・スリップフォーム工法」の開発と施工例_高橋脚の省力化と工期短縮_，土木学会年次学術講演会講演概要集第6部，pp.86-87，1994
- 6.5.7) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編（平成8年版），1996.8
- 6.5.8) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp. 624-653, May, 1997.

(執筆者：川島一彦)

6. 6 損傷の低減を図ったRC橋脚

6.6.1 はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を表す代表的な指標としては、耐力と変形性能がよく用いられているが、兵庫県南部地震による被災経験から、修復性を考慮した耐震設計の重要性が認識され、部材の塑性化を許容する場合においても、震後に速やかな修復が行える程度の損傷に止めることが求められるようになった。鉄筋コンクリート橋脚に対して変形性能を高める構造的な方策としては、塑性ヒンジ領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置する方法が一般的である。しかしながら、このようにしてコンクリートの拘束効果を高めれば高めるほど、逆に損傷は限定された断面にのみ集中して生じるようになることにも注意しなければならない。すなわち、修復性の観点からは、塑性ヒンジとなる橋脚断面に負荷される曲げ変形を一カ所にだけ集中させるのではなく、別の断面にも分散させ、塑性ヒンジに生じる損傷度を合理的に軽減させるような構造もよいのではないかと考えられる。

そこで、本節では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形メカニズムを踏まえ、塑性ヒンジに生じる損傷レベルの低減を図ることを目的として、塑性ヒンジ領域において作用モーメント分布に応じて断面耐力を変化させ、断面の曲げ塑性変形がより広い領域で生じるようにした構造、ならびに軸方向鉄筋のフーチングへの定着を上面側で一部区間アンボンドとすることにより、軸方向鉄筋の伸び出しに伴う基部の回転が生じやすくした構造の2通りの構造を示すとともに、その橋脚構造の塑性域での挙動や橋脚断面部に生じる損傷度について実験的に検討された研究を紹介することにする[6.6.1]。

6.6.2 塑性化領域の制御に着目した橋脚構造

1) 損傷制御鉄筋による塑性化領域の拡張

一般に鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、塑性ヒンジとなる断面において必要となる軸方向鉄筋が橋脚全高にわたって配筋されている。このような配筋においては、例えば単柱式の橋脚の場合、主たる塑性化断面は基部の一断面だけである。そこで、塑性化領域を広げることを目的として、基部の主たる塑性化断面の近傍にさらに別の主たる塑性化断面が形成されるような構造を考える。ここで、新たに設ける主たる塑性化断面を基部の近傍としたのは、2断面に塑性化を許容しても地震時の振動モードとしては基部のみに塑性化が生じる場合と基本的に同じとなるようにするためである。単柱式の鉄筋コンクリート橋脚において、基部以外にも主たる塑性化断面を形成させる手法としては、図 6.6.1 に示すように、軸方向鉄筋の一部を途中定着させ、作用曲げモーメントの分布に応じて、断面の曲げ耐力を変化させる方法がある。この方法は、原理としては従来から行われている段落しと同じであるが、途中定着させる位置が橋脚中間高さではなく意図的に基部の近傍に設定していること、確実にこの2断面で塑性化が生じるように設計することが重要であり、キャパシティデザイン[6.6.2]の考え方を基本としている点が大きな特徴である。このような設計の考え方の違いを明確にするために、途中定着する鉄筋をここではあえて損傷制御鉄筋と呼ぶ。

2) 軸方向鉄筋の伸び出しの活用

軸方向鉄筋の伸び出しは、フーチングへの十分な定着長が確保されている軸方向鉄筋が橋脚基部において引張ひずみを受けて伸び出してくる現象のことであり、実大規模の模型による実験でも、この現象が生じることが確認されている[6.6.3, 6.6.4]。そこで、橋脚断面部が負担する曲げ変

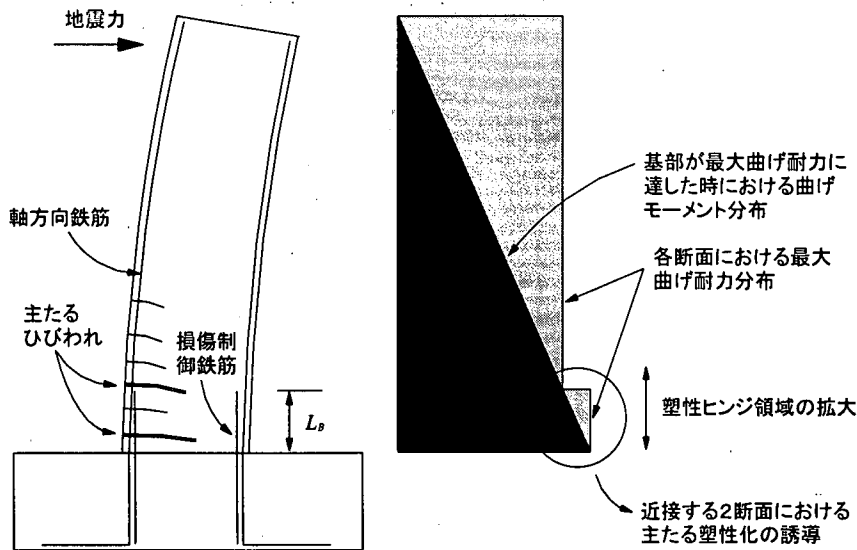


図 6.6.1 損傷制御鉄筋による塑性化領域の制御

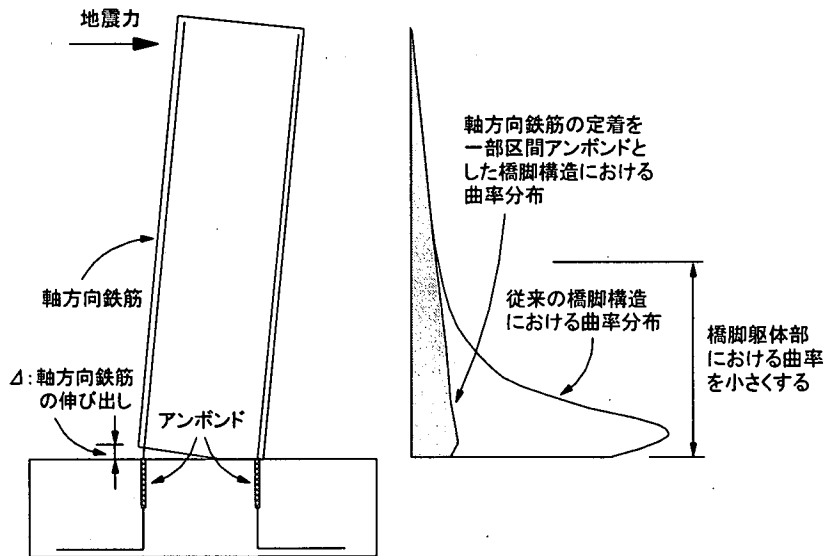


図 6.6.2 軸方向鉄筋の伸び出しによる塑性化領域の制御

形を小さくして損傷を抑制するために、図 6.6.2 に示すように、軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間アンボンドとして伸び出しによる回転変形を生じやすくし、橋脚の曲げ変形を主としてこの基部の回転変形で吸収させる構造を考える。この構造においては、アンボンドとした区間以深において、確実に軸方向鉄筋を定着させておくことが重要である。

6.6.3 正負交番載荷実験による検証

1) 実験概要

実験に用いた模型供試体は断面寸法が600mm、基部から載荷点までの高さが3010mmのNo.0～No.2供試体の3体である。No.0供試体は基準となる供試体であり、D10が48本配筋されている。No.1供試体は、No.0供試体において主たる塑性化断面が基部から150mm付近の断面であったことを踏まえ、そのさらに300mm（断面寸法の0.5倍）上方の断面にも主たる塑性化断面が生じるように損傷制御鉄筋を設置したものである。ここで、損傷制御鉄筋の設計においては、No.0供試体と

曲げ耐力が等価となるとともに、2断面で確実に塑性化が生じるよう、段落しを対象とした既往の研究結果[6.6.5, 6.6.6]を基に、次式を満足するように考慮した。

$$1.0 < S_y \leq 1.2 \quad (6.6.1)$$

ここで、 S_y ：損傷形態判別係数で式(6.6.2)による。

$$S_y = \frac{H}{H-h} \frac{M_{yT}}{M_{yB}} \quad (6.6.2)$$

M_{yB}, M_{yT} ：基部ならびに基部から450mmの断面における降伏曲げ耐力

H ：基部から載荷点までの高さ

h ：基部から損傷制御鉄筋の定着高さ

一方、No.2供試体は、軸方向鉄筋の配筋はNo.0供試体と同一として、フーチング上面から300mm（鉄筋径の30倍）の深さまでの範囲において、全ての軸方向鉄筋にビニールチューブを被覆させることによりアンボンド処理を施した。そして、軸方向鉄筋は、アンボンド区間以深において270mm（鉄筋径の27倍）真っ直ぐに伸ばし、その先をフック長150mmの90度フックにより確実に定着させている。

2) 水平力-水平変位の関係と損傷の進展

図6.6.3は、実験により得られた載荷点における水平力と水平変位関係の履歴曲線の包絡線を各供試体で比較したものである。まず、基本ケースであるNo.0供試体では、 $5\delta_y$ の変形までは水平ひびわれ程度の損傷であり、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ約300mmまでの範囲においてかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始めた。また、 $7\delta_y$ の変形で軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに、損傷が内部コンクリートにまで進展した。一方、塑性領域を拡張させたNo.1供試体では、 $7\delta_y$ の載荷までひびわれの進展が持続した。予め想定したとおり、基部から高さ150mm付近の断面と450mm付近の断面の2箇所ではひびわれが大きく開いていた。かぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始めたのは $8\delta_y$ の2サイクル目の載荷中であり、 $9\delta_y$ の載荷で軸方向鉄筋の大きな座屈とともに、内部コンクリートへ損傷が進展した。

フーチング内部で軸方向鉄筋の一部区間をアンボンドとしたNo.2供試体では、 $5\delta_y$ の載荷までは、載荷に伴う変形はほとんど橋脚の付け根部の回転により生じていた。各載荷ステップの後にひびわれ調査を行っても、橋脚躯体部には視認できる大きなひびわれはなく、アセトンを用いて判明できる程度の非常に小さいひびわれしか生じていなかった。そして、かぶりコンクリートが剥離し始めたのは $6\delta_y$ の載荷であった。

このように、塑性化の生じる断面を軸方向鉄筋の配筋方法で制御することにより、橋脚躯体部に生じる損傷レベルもコントロールできる。No.1供試体のように、塑性化断面を複数にすることにより、従来の構造よりも変形性能を高めることができるとともに、より大きな水平変位に対しても、損傷をひびわれの発生程度ま

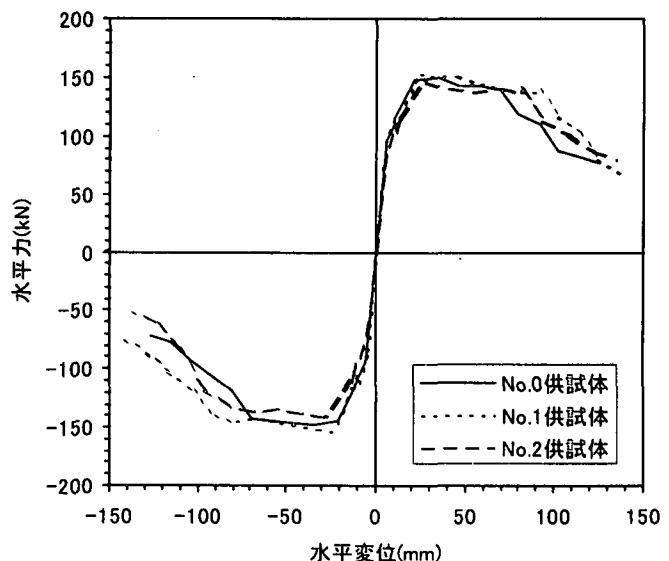


図 6.6.3 履歴曲線の包絡線の比較

で抑えることができる。また、軸方向鉄筋の伸び出しを有効に活用すれば、橋脚躯体部にひびわれ等の損傷をほとんど生じさせることなく塑性変形性能を発揮させることができる。

参考文献

- 6.6.1) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上策に関する実験的研究、第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム、pp.135-140、2000 年 3 月
- 6.6.2) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996.
- 6.6.3) 建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究、土木研究所共同研究報告書第 234 号、1999.
- 6.6.4) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001 年 2 月
- 6.6.5) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告第 189 号、1993.
- 6.6.6) 川島一彦、星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用、土木学会論文集、No.525/I-33、pp. 83-95、1995.

(執筆者：星隈順一)

6. 7 塑性ヒンジ領域に免震層を設けたRC橋脚

6. 7. 1 はじめに

兵庫県南部地震以後、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を向上させるためにいろいろな工夫が凝らされている。基本的には帯鉄筋量を増やし、コンクリートの横拘束を高めることによりRC橋脚に繰り返し水平力が作用した場合の最大耐力以後の耐力低下を小さくしようということがこの基本である。また、インターロッキング橋脚 [6. 7. 2, 6. 7. 3] や塑性ヒンジ領域において、軸方向鉄筋をアンボンドにし、降伏や破断を遅らせ、RC橋脚の変形性能を向上させる試み [6. 7. 4]、高強度芯材をアンボンドにした橋脚 [6. 7. 5]、PC鋼棒を入れて残留変位を少なくした橋脚 [6. 7. 6, 6. 7. 7]、部分的に高密度に拘束した橋脚 [6. 7. 8] 等の開発も行われている。しかし、いかに横拘束筋によりコアコンクリートに対する横拘束を高めても、塑性ヒンジ化するという事はすなわちコアコンクリートに損傷が生じることであり、一般に大規模地震後には復旧が必要となる。

そこで、塑性ヒンジ領域のコンクリートを大きな塑性変形の繰り返しに耐える材料によって代替し、かつ鉄筋コンクリートとしての曲げ抵抗機能を失わなければ、RC橋脚はコンクリート部に損傷を生じることなく変形性能を保持することができると考えられる。このようなことが実現できれば、地震後にも大規模な復旧を必要とせずすむことができると期待される。上記の発想のもとに、単柱式RC橋脚を対象に、塑性ヒンジ領域のコンクリートを変形性能に富む他の材料に置き換えることによって、4%程度のドリフト（橋脚の水平変位/高さ）にまで橋脚躯体コンクリートが圧壊することなく水平力の繰り返しに耐えることができ、地震後にも大規模な復旧が不要なRC橋脚が川島、永井によって提案されているので、この検討結果を紹介する。

6. 7. 2 基本コンセプト [6. 7. 1]

開発目標は、4%程度のドリフトにまで橋脚躯体コンクリートが圧壊することなく、変形に追従できる単柱式橋脚を開発することである。高さが10m程度の標準的な都市高架橋が1995年兵庫県南部地震による地震動の作用を受けた際に橋脚天端に生じる応答変位は一般に0.1~0.2m程度と考えられており、耐震設計でも橋脚の最大応答じん性率としては一般に5~6程度に抑える場合が多いことから、ドリフトの目標値として4%が想定されている。

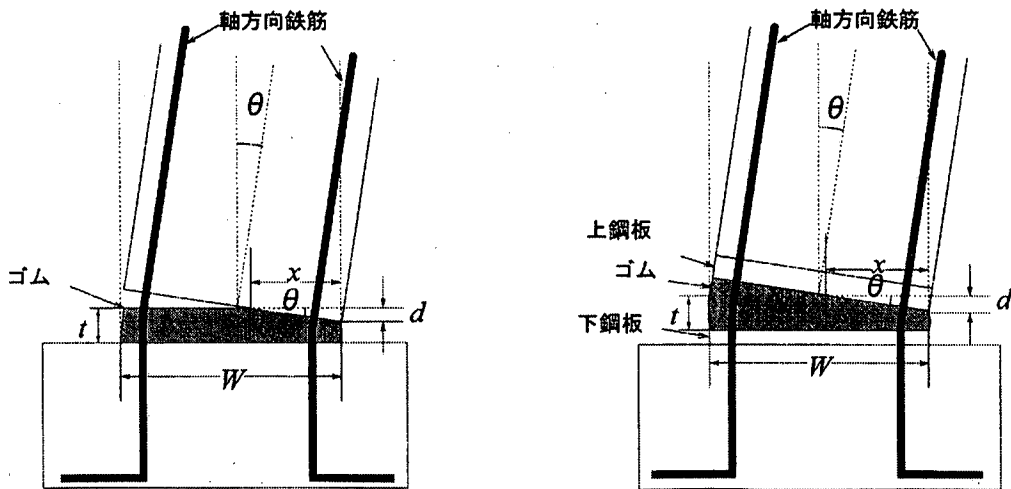
橋脚基部の塑性ヒンジ領域におけるコンクリートの損傷を軽減するためには、この箇所におけるコンクリートに代えて繰り返し荷重に対して安定した変形性能に富み、さらに耐久性にも問題のない材料を用いることが考えられる。橋脚に水平力が作用した場合の曲げ圧縮に対してはこの部材の圧縮変形により、曲げ引張に対しては軸方向鉄筋の引張により抵抗すれば、軸方向鉄筋に著しい座屈や破断が生じるようになる状態に至る手前では、橋脚としての変形性能を確保しつつ、コンクリートの剥離や圧壊等の損傷を防止できると期待される。このような目的のためにコンクリートに代替する材料としては、塑性域における繰り返し荷重に対する復元力特性が安定しており、耐久性もあって安価で容易に入手できる必要がある。また、エネルギー吸収性能がある方が耐震的には有利と考えられる。このような材料としては、ゴム、アラミド繊維、高分子材料等いろいろなものを考えることができ、また、将来、こうした用途に合わせた材料開発も可能であると考えられる。ここでは、最初の検討であることと高ひずみ領域における圧縮変形性能に関する研究例 [6. 7. 9] があることから、橋梁用免震支承に用いられる高減衰ゴムを用いられている。

橋脚基部にゴム層を設置するとすれば、最も単純な構造としては、フーチングが建設できた段階で軸方向鉄筋が存在する位置に穴をあけるかスリットにしたゴム層を設置し、この状態で橋脚躯体部を建設する方法が考えられる。単に橋脚躯体とフーチング間にゴム層を挟んだだけの構造であるため、曲げ引張力に対しては軸方向鉄筋だけが分担することになる。ただし、ゴム層と躯体やフーチングが直接接触すると、コンクリートに作用する応力が一様とはならない可能性があるため、ゴム層の上下にそれぞれ鋼板を敷いた構造も考えられる。

地震時には橋脚に作用する軸力と曲げモーメントによって橋脚躯体には図 6. 7. 1 に示すような

変形が生じる。ゴム層が自由に変形できる状態にしておくと、橋脚に水平力が作用した際に圧縮側のゴム層は外部に向かって大きくはらみだす可能性がある。これを抑えるためには、ゴム層の変形を適切に拘束することが有効である。ゴム層を橋脚基部に設置するだけでも上面では橋脚躯体との、また下面ではフーチングとの摩擦によって、ゴム層にはある程度の拘束が与えられる。しかし、確実にゴムを拘束するためには積層ゴム支承と同様に、ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着する方法が考えられる。さらに、図 6.7.1(b)に示すように鋼板をアンカー筋等で橋脚躯体やフーチングに定着させると、ゴム層は圧縮力だけではなく曲げ引張力に対しても抵抗する。

ゴム層の最小厚さ t_{min} は橋脚に作用する軸力と水平力の組み合わせによって異なるが、 t_{min} を大きくすると、地震時に橋脚に作用する水平力によってゴム層に生じるせん断変形が大きくなる可能性がある。軸方向鉄筋はダウエル作用によりせん断変形に抵抗するが、ゴム層に生じるせん断変位が軸方向鉄筋径に比較して大きくなると軸方向鉄筋が損傷する可能性がある。このためゴム層に生じるせん断変形を抑える必要がある場合には、図 6.7.2 に示すように、橋脚基部にせん断キーを設けることが考えられる。せん断キーとしては、落橋防止構造に用いる桁間連結装置のように、橋脚基部に RC 製の突起を設け、フーチング側に設けた凹部とかみ合わせる構造が考えられる。



(a) ゴム層だけを敷設する場合 (b) 鋼板と加硫接着したゴム層を設置する場合
 図 6.7.1 ゴム層を有する橋脚に軸力と曲げモーメントが作用した場合の変形

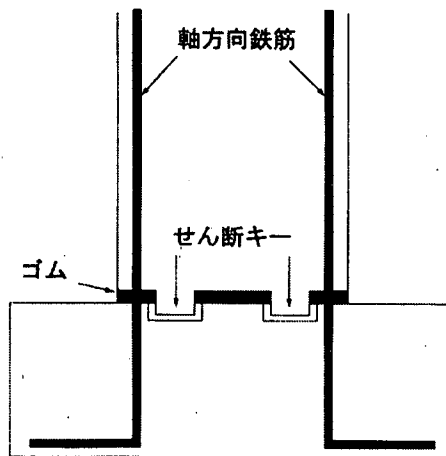


図 6.7.2 橋脚基部底面にせん断キーを設けた場合の効果

なお、ここような橋脚では、従来型橋脚よりも曲げ耐力が低下することは避けられない。問題はその程度であり、これが小さければ、従来型橋脚に比較して断面を多少大きくするだけで、地震後の損傷が小さいというメリットを享受できる。

6. 7. 3 実験供試体及び実験方法

以上のコンセプトに基づく新型橋脚の実現性を検討するために、図 6. 7. 3、表 6. 7. 1 に示すように 5 体の供試体を製作された。いずれの橋脚も 400mm×400mm の正方形断面で、橋脚基部から載荷点までの高さは 1350mm（せん断支間比は 3. 75）である。軸方向鉄筋としては D13 (SD295A) を 20 本配置している。軸方向鉄筋比は 1. 58% である。また、帯鉄筋としては D6 (SD295A) が高さ方向に 50mm 間隔で配置されている。帯鉄筋比（体積比 ρ_s ）は 0. 79% である。普通ポルトランドセメントを用い、実験当日の強度は、21. 9～23. 9MPa である。

5 体の供試体の内訳は、ゴム層を用いない従来型の橋脚 1 体 (No. 1) とゴム層を用いた新型橋脚 4 体 (No. 2～No. 5) である。新型橋脚 4 体については、ゴム層の厚さを変えると同時に、鋼板、ゴム層と鋼板の加硫接着、せん断キーの有無をパラメーターとしている。ゴム層としては橋梁用免震支承に用いられるせん断弾性係数が 1. 2MPa の一般的な高減衰ゴムが使用されている。ゴム層の厚さは、30mm とした場合を基本 (No. 2～No. 4) とし、この他に 60mm の場合についても一例 (No. 5) 検討されている。実橋とは異なり、模型橋ではゴム層が薄いため、積層化はさせていない。

ゴム層だけを橋脚基部に設置した場合が No. 2、ゴム層からコンクリートに均等に応力が作用するように、ゴム層の上下面に厚さ 28mm の鋼板を敷いた場合が No. 3 である。鋼板はコンクリートとゴム層間に置かれているだけで、いずれとも定着されていない。上下の鋼板と加硫接着する場合 (No. 4) には、図 6. 7. 4 に示すように、鋼板に径 20mm のアンカーを 12 本取り付け、橋脚躯体、フーチングに定着されている。

せん断キーとしては実橋では RC 製突起が想定されるが、小型の模型ではこれをモデル化することが困難であるため、鋼板を用いて凹凸式のせん断キーが製作されている。せん断キーはゴム層厚が 60mm の場合 (No. 5) に使用している。ただし、この場合にはゴム層と鋼板は加硫接着されていない。

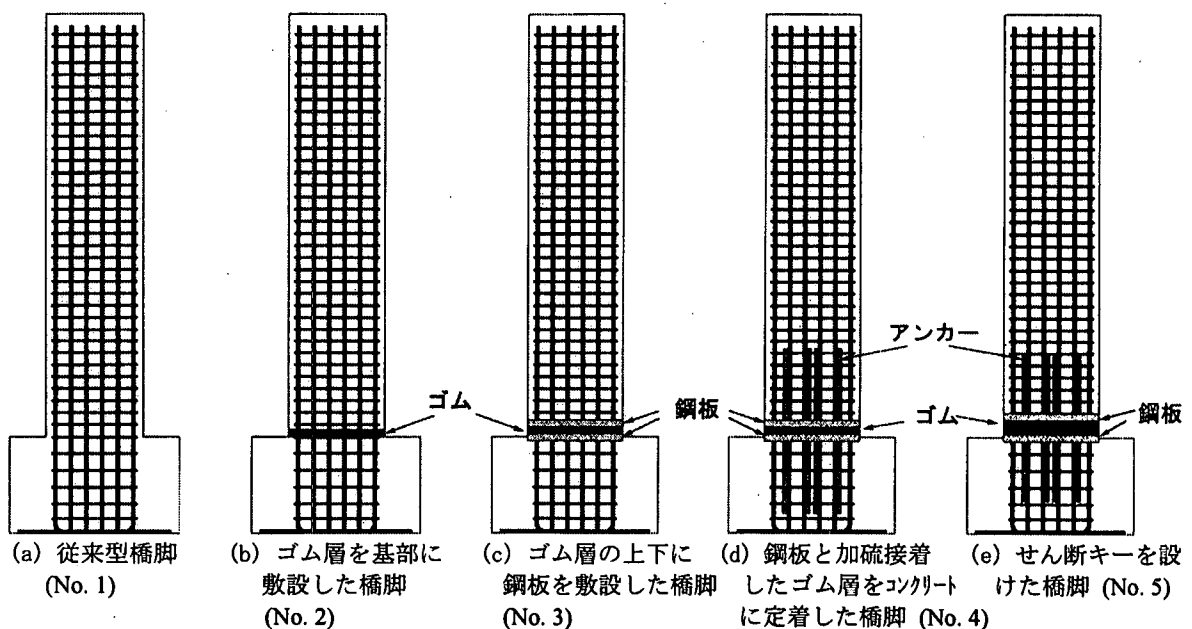


図 6. 7. 3 実験に用いた橋脚模型

表 6.7.1 実験供試体の特性

供試体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
ゴム厚 (mm)	—	30			60
鋼板	—	なし	あり	あり (加硫)	あり
せん断キ一	—	なし			あり
コンクリート強度 (MPa)	23.6	23.9	23.8	21.9	21.9

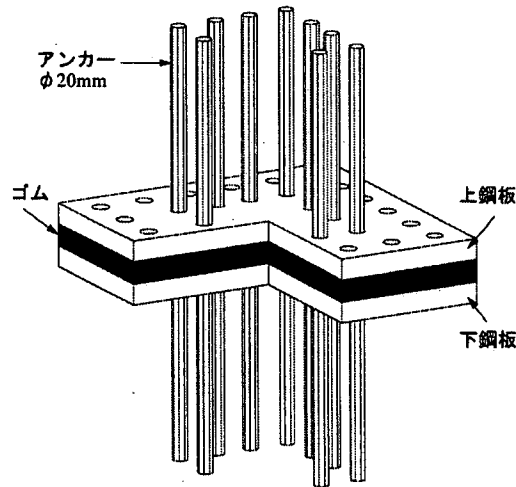


図 6.7.4 ゴムに加硫接着した鋼板の定着 (No.4)

実験では、一般的な都市高架橋を想定し、橋脚基部で応力が 1.5MPa となるように一定軸力を作用させた状態で、一定振幅変位漸増方式によりドリフト 0.5%に相当する 6.75mm (道路橋示方書の定義による初降伏変位は 4.1mm, 降伏変位は 4.6mm) を基準変位として、この整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 回ずつの水平力を作用させている。载荷方向には加振機により変位制御で拘束されているため、加力に伴い橋脚は必ず原点まで変位が戻るが、载荷直角方向には加振機によって拘束されていないため、この方向へ変位が残留し、最終的に橋軸直角方向への橋脚の傾斜が増大して载荷を終えたものが多い。

6.7.4 繰り返し载荷実験からみた耐震性

従来型の橋脚 (No. 1) では、図 6.7.5 に示すように载荷変位の増大に伴って、水平曲げクラックからかぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈へと損傷が進展した。図 6.7.5 は供試体の 4 面の損傷を展開図として示したもので、载荷は EW 方向に行っている。最終的には橋軸直角方向 (NS 方向) への傾斜が大きくなったため、ドリフト 3.5%で载荷が打ち切られている。かぶりコンクリートの剥離は 2.5%ドリフトの段階では生じていないが、载荷を終了した 3.5%の段階では橋脚基部から 300mm 程度の範囲で生じている。荷重作用点における水平力～水平変位の履歴は図 6.7.6 に示すとおりであり、1%ドリフト程度で曲げ耐力はほぼ一定となり、その後、载荷が打ち切られた 3.5%ドリフトまでこの耐力を維持している。

これに対して、上記の 4 種類の新型橋脚の耐震性が検討されたが、ゴム層を設置するだけであったり、ゴム層の上下に鋼板を敷設するだけでは、橋脚躯体とフーチング間の結合が不十分なため、ゴム層や軸方向鉄筋の塑性変形が進むにつれてゴム層と鋼板間の滑りや鉛直軸周りの橋脚躯体の回転、橋軸直角方向の傾斜が生じる等して、結果として従来型橋脚に比較して変形性能は向上せず、耐力も低い値にとどまることがわかった。このため、ゴム層と鋼板を加硫接着した場合 (No. 4)

の場合を以下に紹介する。この場合の損傷状況が図 6.7.7 である。ここには示さないが、2.5%ドリフトまではわずかな水平曲げひび割れしか生じない。ドリフトが3%に達すると、ひび割れ数が多少増加するが、まだ、かぶりコンクリートは健全であり、開発目標とされた4%ドリフトまでこの状態は変化しない。4.5%ドリフトに達して、軸方向鉄筋が1本破断し、5%ドリフトに達するとかぶりコンクリートも剥離し始めて、耐力低下が著しくなったために荷重が終了されている。

水平力～水平変位の履歴曲線は図 6.7.8 に示すようになる。ドリフト4%で最大耐力に達し、最大耐力は、正側には146kN、負側には156kNと従来型橋脚のそれぞれ93%、111%となっている。この程度の曲げ耐力の低下であれば、従来型橋脚よりもわずかに断面寸法を大きくすれば対応でき、損傷が軽減できることのメリットを享受することができる。4.5%ドリフトに達すると、軸方向鉄筋が1本破断し、その後、曲げ耐力は低下していく。

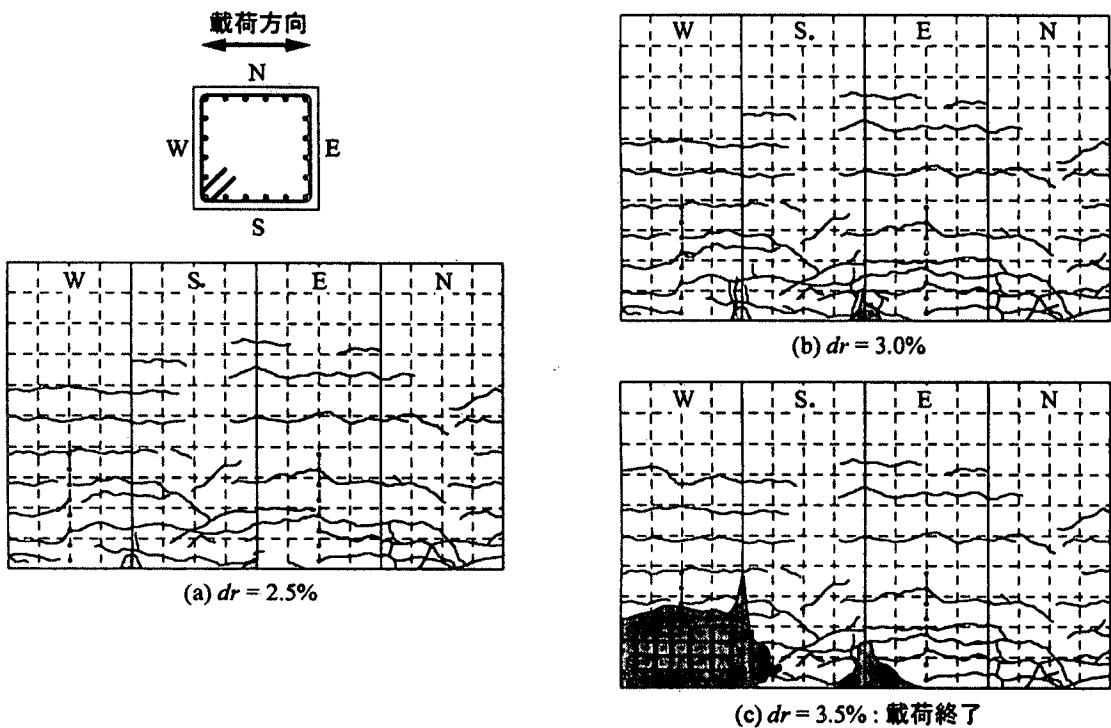


図 6.7.5 従来型橋脚(No. 1)の損傷

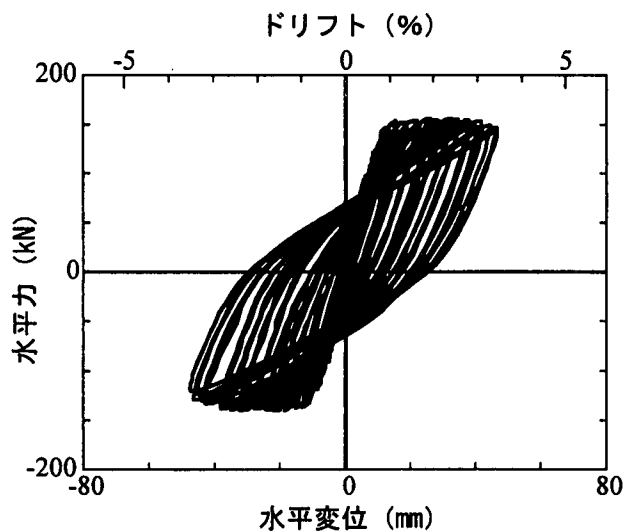


図 6.7.6 従来型橋脚(No. 1)の水平力～水平変位の履歴曲線

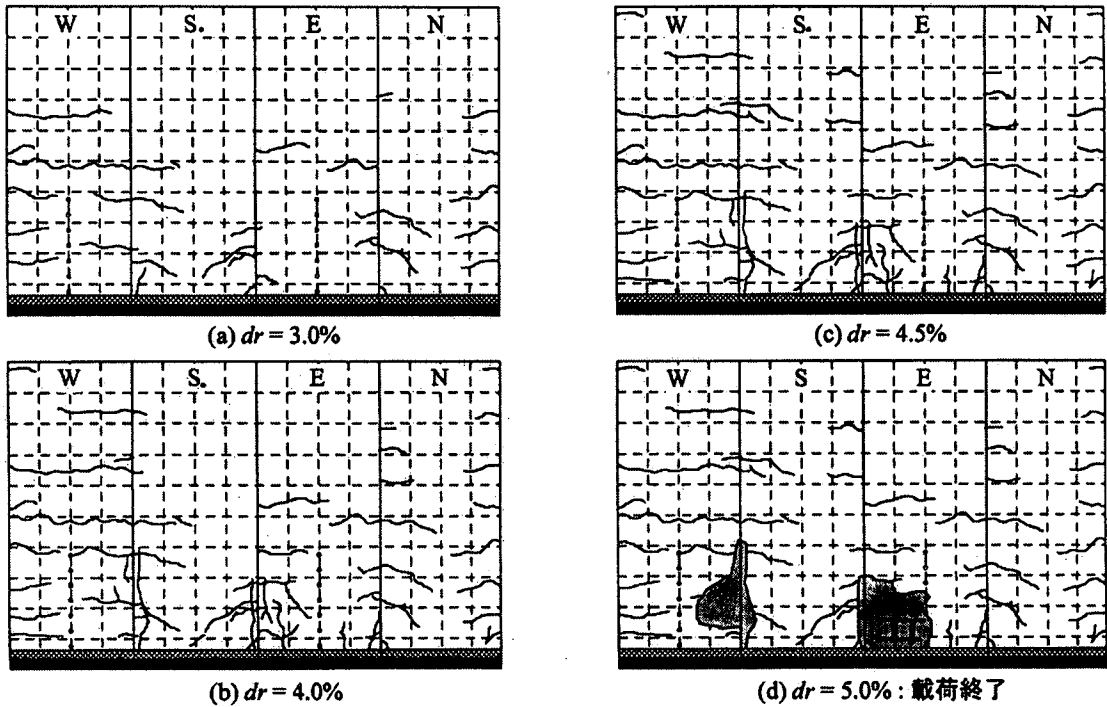


図 6.7.7 鋼板とゴム層を加硫接着した場合 (No.4) の損傷

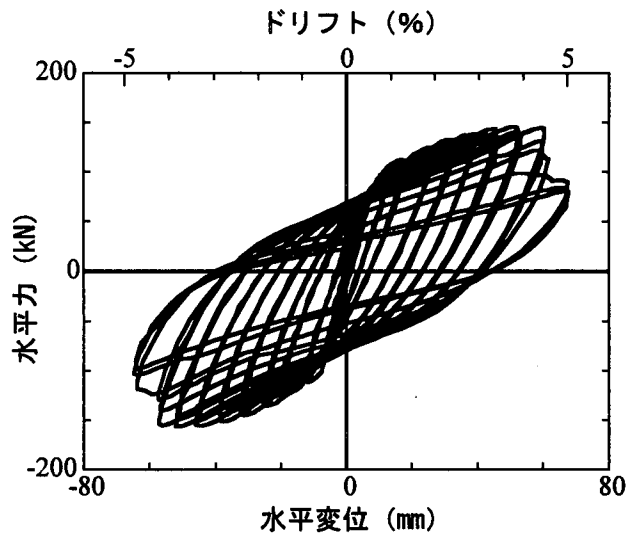


図 6.7.8 鋼板とゴム層を加硫接着した場合 (No.4) の水平力～水平変位の履歴曲線

6.7.5 ファイバー要素解析

実験結果の抵抗メカニズムを検討するために、橋脚模型を図 6.7.9 に示すように、ゴム層および塑性ヒンジ区間に存在する橋脚躯体はファイバー要素で、またこれより上部の橋脚躯体は降伏剛性を有する弾性梁要素でモデル化した解析が行われている。ゴム層内では、軸方向鉄筋とゴム層間には付着が存在しないため、平面保持の仮定が成立しない。このため、図 6.7.9 に示すように、この区間では、軸方向鉄筋はゴム層を表すファイバー要素とは切り離して棒要素としてモデル化されている [6.7.4]。

コンクリートの応力～ひずみ関係は、コアコンクリートとかぶりコンクリートに分けて図 6.7.10(a) に示すようにモデル化されている。Hoshikuma et al. の提案式 [6.7.10] に基づき、コアコンクリートの最大圧縮応力 σ_{cc} 、そのときのひずみ ε_{cc} 、下降勾配 E_g が求められている。ただし、Kent and Park [6.7.11] に基づいて、最大圧縮応力 σ_{cc} に達した後は、下降勾配 E_g を保った

まま応力は σ_{cc} の20%まで直線的に低下し、それ以後はひずみが増加しても $0.2\sigma_{cc}$ の値を保つと仮定されている。また、コアコンクリートおよびかぶりコンクリートの除荷、再載荷履歴には堺らのモデル [6.7.12] が用いられている。これは帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの圧縮実験に基づいて提案されたモデルであり、除荷、再載荷が繰り返す場合の塑性点ひずみ、除荷点における応力を精度よく表すことができる。軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係としては、図 6.7.10(b)に示すように、Bauschinger 効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデル [6.7.13] が用いられた。また、ゴム層の応力～ひずみ関係は、図 6.7.11 に示すように弾性バイリニア型にモデル化された。フーチングからの軸方向鉄筋の伸びだしの影響は橋脚躯体底面位置に回転ばねを設けて解析に考慮されている。

以上の仮定のもとに、従来型橋脚 (No. 1) の水平力～水平変位の履歴曲線を解析し、これを図 6.7.6 に示した実験値と比較すると、図 6.7.12 のようになる。除荷や再載荷過程を含めて、解析で求めた履歴曲線は全体としてよく実験結果と一致している。図 6.7.13 は解析で求めたそれぞれ最外縁位置における橋脚基部から 200mm の範囲のコアコンクリートおよびかぶりコンクリートの応力～ひずみ履歴である。比較すべき実験データはないが、ドリフト 3%では、コアコンクリートのひずみは約 0.013 となり、応力は最大応力 σ_{cc} の1/4程度にまで低下している。このとき、かぶりコンクリートのひずみは約 0.017 に達しており、応力は完全に 0 となっている。このような状態は、図 6.7.5 に示した損傷状況と矛盾しない。

次に、鋼板とゴム層を加硫接着した橋脚 (No. 4) に対して水平力～水平変位の履歴曲線と解析値を比較すると、図 6.7.14 のようになる。解析によって求めた履歴曲線はドリフト 4.5%まではよく実験結果と一致している。ドリフト 5%になると一致度が低下するが、これは軸方向鉄筋が破断したのに対して解析ではこの効果を考慮していないためである。図 6.7.15 は解析で求めたコンクリートの応力～ひずみ履歴を示した結果である。ドリフトが 4%に達してもコアコンクリートのひずみは 0.013 に過ぎず、応力は最大応力 σ_{cc} に達していない。ドリフトが 4.5%になってようやく最大応力に達する程度である。上述したように、従来型橋脚 (No. 1) ではすでにドリフト 3%で応力は最大応力を通り越し、最大応力の 1/4 にまで低下していることから明らかなように、No. 1 橋脚に比較して No. 4 橋脚では橋脚躯体コンクリートに生じるひずみは顕著に小さくなっている。これが、ゴム層を設置したことによる効果であり、ゴム層に変形を集中した結果、橋脚躯体の損傷を軽減できたことを表している。なお、かぶりコンクリートもドリフトが 4%になってはじめて最大応力に達し、ドリフト 4.5%になるとひずみは約 0.007 となり応力が 0 になる。これは、図 6.7.7 に示したように、ドリフト 5%になってかぶりコンクリートが剥落したという損傷状況と矛盾していない。

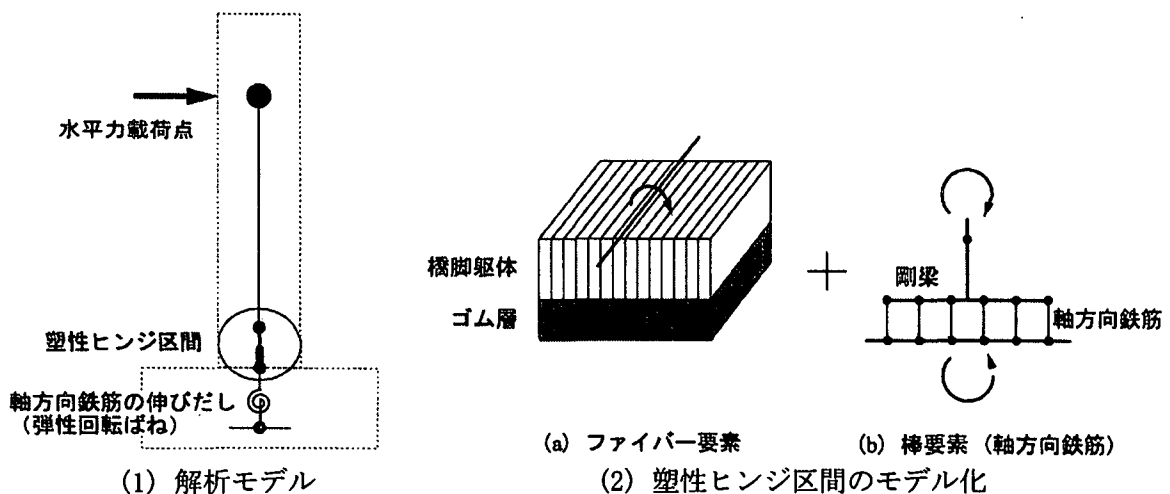
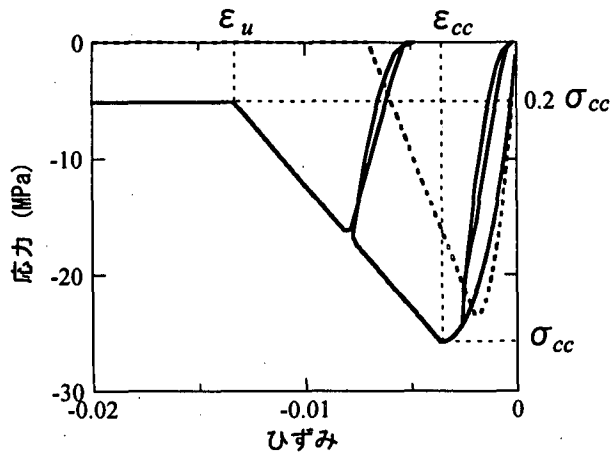
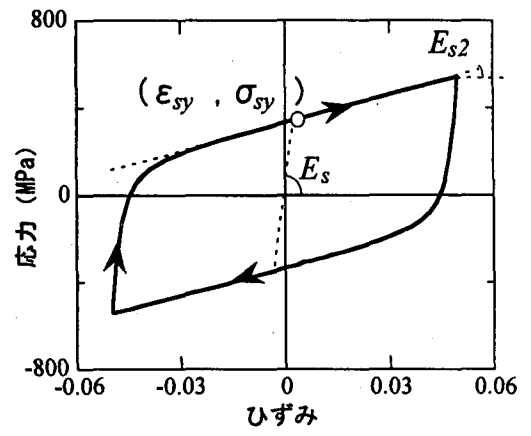


図 6.7.9 ファイバー要素解析に用いた解析モデル

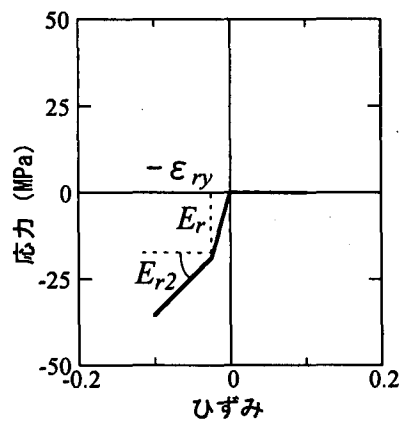


(a) コンクリート

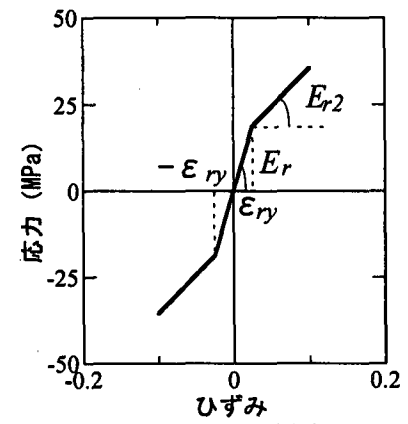


(b) 軸方向鉄筋

図 6.7.10 コンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係



(a) No. 2, 3, 5 橋脚



(b) No. 4 橋脚

図 6.7.11 ゴム層の応力～ひずみ関係

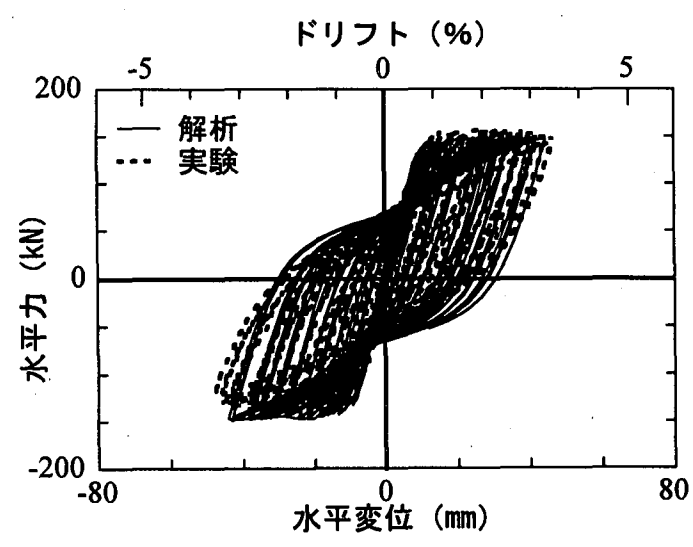
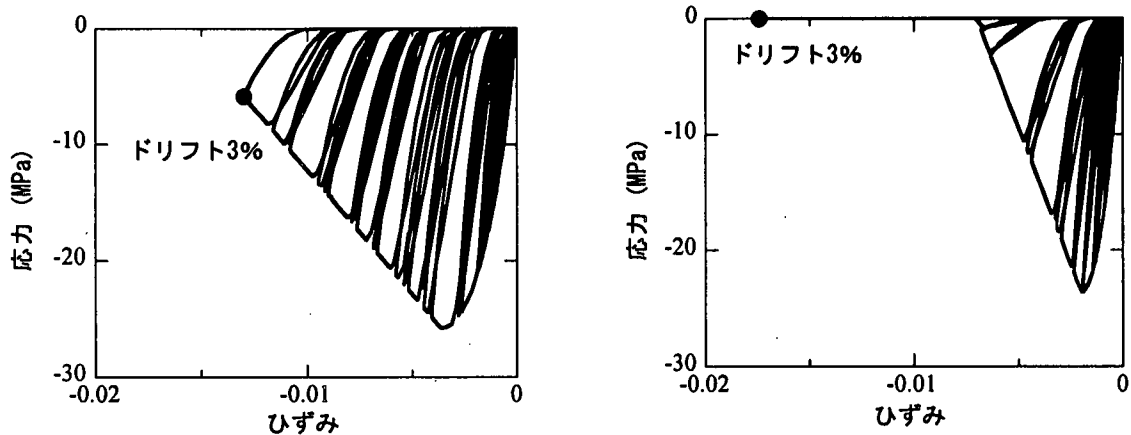


図 6.7.12 水平力～水平変位の履歴曲線 (No. 1)



(a) コアコンクリート (b) かぶりコンクリート

図 6.7.13 解析で求めたコンクリートの～ひずみ履歴 (No. 1)

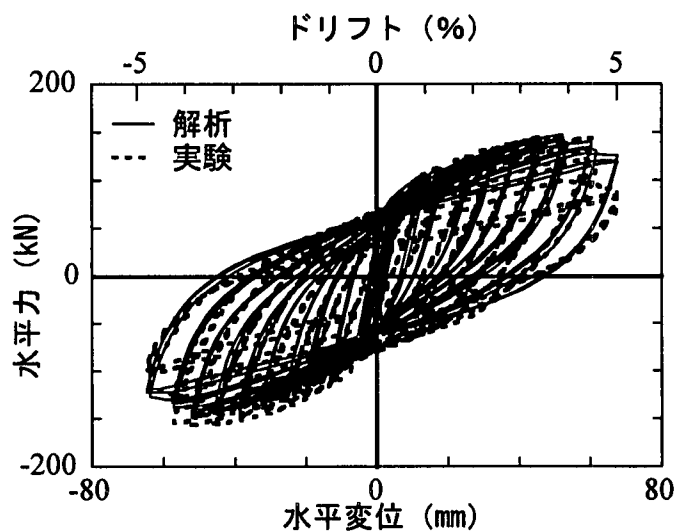
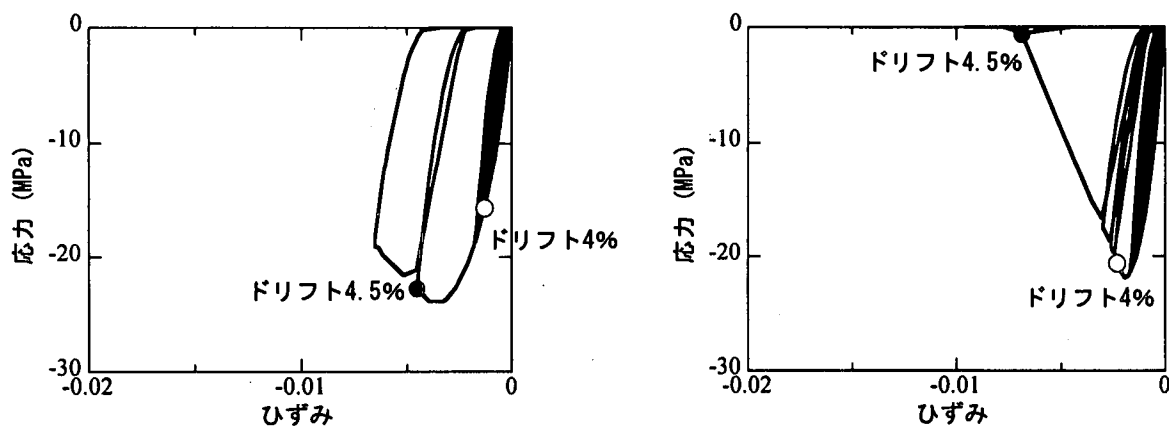


図 6.7.14 水平力～水平変位の履歴曲線 (No. 4)



(a) コアコンクリート (b) かぶりコンクリート

図 6.7.15 解析で求めたコンクリートの応力～ひずみ履歴 (No. 4)

6. 7. 6 まとめ

以上に示したように、実物の橋脚に対する検討にまでは至っていないが、今後の新しい橋脚形式を開発する上でいろいろな成果が得られている。ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着し、これを橋脚躯体、フーチングにアンカーで定着すれば、かぶりコンクリートには軽微な水平曲げクラック以上の損傷が生じない状態で、橋脚はドリフトで4%までの水平変位に追従することができる。橋脚ほとんど剛体的に回転し、損傷を生じない。今後、ゴム層を厚くした場合のせん断変形の制限方法等を検討していくことが求められている。

参考文献

6. 7. 1) 川島一彦, 永井政伸: 塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発, 土木学会論文集 (投稿中)
6. 7. 2) 藤倉修一, 川島一彦, 庄司学, 張建東, 武村浩志: インターロッキング式帯鉄筋を有するRC橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No. 640/I-50, pp. 71-88, 2000.
6. 7. 3) 柳下文夫, 田中仁史, Park, R.: インターロッキングスパイラル筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, 土木学会論文集, No. 662/V-49, pp. 91-103, 2000
6. 7. 4) 川島一彦, 細入圭介, 庄司学, 堺淳一: 塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学会論文集 (投稿中)
6. 7. 5) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹, 鶴飼正裕: アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚の高耐震化に関する基礎的研究, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計法に関するシンポジウム, pp. 433-438, 2000.
6. 7. 6) Ikeda, S.: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, *13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium*, Vol. 2, pp. 879-884, 1998.
6. 7. 7) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No. 5, pp. 40-47, 1998.
6. 7. 8) 劔持安伸, 川島一彦: 部分拘束を加えた中空断面RC橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集 (投稿中)
6. 7. 9) 潤田久也, 川島一彦, 庄司学, 須藤千秋: 高面圧を受ける直方体ゴム製緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究, 土木学会論文集, No. 661/I-53, pp. 71-83, 2000.
6. 7. 10) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
6. 7. 11) Kent, D. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, 1971.
6. 7. 12) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No. 654/I-52, pp. 297-316, 2000.
6. 7. 13) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp. 15-22, 1973.

(執筆者: 川島一彦)