

損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修に関する研究

A Study on repair damaged steel bridge pier with rectangular cross section

尾松大道† 鈴木森晶†† 青木徹彦††
Hiromichi OMATSU Moriaki SUZUKI Tetsuhiko AOKI

Abstract Since Hyogoken-nanbu earthquake in 1995, many studies about strength and ductility of steel piers have been conducted. However, the repair method of damaged steel piers which have buckling and crack is not standardized. It is not also specifically how much the reaction force has remained in damaged steel piers.

In this study, repair methods were proposed that is early retrofit for damaged steel pier after severe earthquakes. Five test specimens which have buckling damages at the bottom of columns are repaired. Additionally, cyclic loading tests have performed which is same as previous tests. Moreover, it is important to evaluate exact remain reaction force for a steel pier, in order to investigate the damage levels and the necessity of repair. It is shown that, the fundamental data about the repair method of the square cross section steel pier.

1. はじめに

鋼製橋脚は施工性や工期等の優位性から市街地の高架道路、鉄道に多用されている。また、これらの重要度の高い公共構造物は一般に直列リンク構造であることから、極大地震により局部的に損傷が生じた場合、一箇所の機能不全が輸送路全体の機能損失につながる。

兵庫県南部地震(1995)では、それまで耐震設計で想定していた地震力を大幅に越えていたことにより、多くの橋脚に損傷が生じた。これにより、都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不能となり、救助活動・災害復旧活動の妨げになった。また、完全に倒壊した場合を含めて比較的軽微な損傷にとどまった橋脚においても、部分的な補修では復旧できない場合が少なくなかった。そのため撤去後再構築といった方法を取った場合があり、例えば阪神高速道路神戸線では全線開通までに1年9ヶ月を要した^{1)~5)}。このようなことから、これらの構造物の早期復旧は、人命および都市機能の回復のため極めて重要な要件であるといえる。

以降、各研究機関で鋼製橋脚の耐震性能評価および向上策について精力的に研究が行われている^{6)~12)}。しかし、一方で座屈や亀裂発生などの被害を受けた鋼製橋脚の補修方法はもとより、損傷を生じた橋脚が、どの程度の耐力を有しているかは明らかになっていない。これらの情報は被災後に補修の必要性の判断やあるいは、補修の実行優先順位を決定する上で非常に重要と

なる。

兵庫県南部地震における鋼製橋脚の主たる損傷のうち、橋脚に発生する座屈損傷は、鋼製橋脚の構造安定に大きく影響するものである。矩形断面鋼製橋脚では局部座屈が多くの橋脚の基部および断面変化点直上に発生した。そこで、本研究では矩形断面鋼製橋脚を対象に、簡易的な補修方法を提案した。そして過去に著者らが行った鋼製橋脚の繰り返し載荷実験¹³⁾により座屈の生じた供試体に補修を施した。その後、前回と同様の載荷実験を行い補修後の耐震性能を実験的に明らかにし、補修方法に関する基礎的資料を提示することを目的とする。

2. 実験供試体概要

2.1 供試体諸元

鋼製橋脚の損傷の大半は凹凸状の局部座屈であり、座屈発生断面に塑性ヒンジが生じるため橋脚全体に大きな残留変位が生じることがある。このことから、補修を行う際にはジャッキ操作により橋脚を鉛直に戻す作業が必要な場合もある。本研究では地震後の損傷が局部座屈程度となっており、耐震性能2に相当する橋脚の状態であり¹⁴⁾、さらに局部座屈が加熱等による修復が困難な場合の鋼製橋脚を想定している。

本研究で使用した供試体は同一断面で5体作製した。4体は著者らが過去に行った鋼製橋脚の繰り返し載荷実験¹³⁾で基部に局部座屈が生じた。残りの1体は無損傷の基準供試体(SQ-STD)として基本性能を把握するために繰り返し載荷実験を行った。その後これら(文献13)で用いた4体と基準供試体1体を合わせて5体に補修を施し、補修後の実験を行った。従って、計6つの実

† 愛知工業大学 工学研究科 建設システム工学専攻
†† 愛知工業大学 工学部 都市環境学科 土木工学専攻
(豊田市)

験を行っている。供試体寸法および各パラメータを表-1に、供試体概要図を図-1に示す。供試体は一边 $b=750\text{mm}$ 、板厚 $t=12\text{mm}$ の正方形断面であり、フランジ面にリブ3本、ウェブ面にリブ2本を有している。

2.2 供試体損傷状況

本研究で用いる5体の供試体は、実験で異なる载荷パターンで繰り返し载荷を行っており、損傷状況に差異がある¹³⁾。そのため、各5体について最大座屈量 B_{max} 、平均座屈長 hb 、供試体高 h 、座屈領域 hr を測定した(図-1, 2参照)。その結果、基部に生じた局部座屈は、座屈変形量の大小はあるものの、ほぼ同等の損傷がみられた。表-2に測定諸量を示す。

表-1 供試体諸元および各パラメータ¹³⁾

鋼種		SM490YA
幅	b (mm)	750
板厚	t (mm)	12
補剛材幅	bs (mm)	90
補剛材板厚	ts (mm)	9
供試体高	h (mm)	3700
断面二次半径	r (mm)	290
幅厚比パラメータ(フランジ)	R_f	0.476
幅厚比パラメータ(ウェブ)	R_w	0.357
細長比パラメータ	λ	0.350

h は供試体基部から水平荷重載荷位置までの高さである

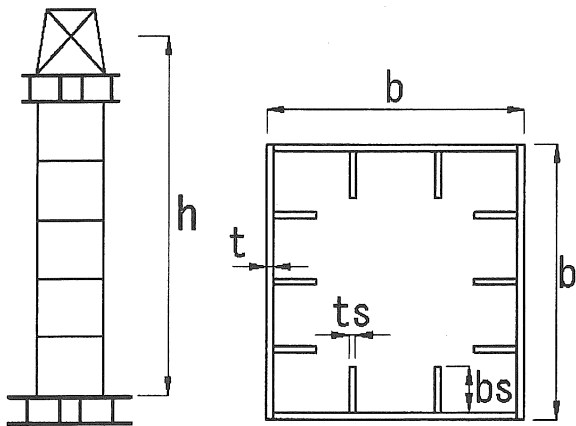


図-1 供試体概要図

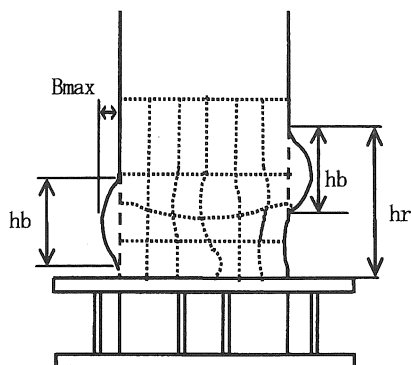


図-2 損傷状況測定概要図

表-2 供試体損傷測定結果

供試体名	SQ-I	SQ-O	SQ-I-O	SQ-R	SQ-I-R
最大座屈量 B_{max} (mm)	31	23	27	20	25
	-38	-24	-21	-26	-24
平均座屈長 hb (mm)	230	320	235	292	205
座屈領域 hr (mm)	466	478	474	471	470
供試体高 h (mm)	3662	3679	3680	3680	3678

※座屈量での(-)表記は供試体内部への座屈量である

文献 13) で用いた供試体は実験後野外に保管されていたため、錆などによる耐力低下が懸念された。そのため、補修を行う前に4体の供試体に文献 13) と同様の鉛直荷重(理論値) $P=2984\text{kN}$ 作用させ、降伏水平変位(理論値) $\delta_y=19.5\text{mm}$ の約50%(10mm)以内での繰り返し载荷を行い、保有剛性を測定した。また、過去の実験における水平荷重-水平変位履歴曲線より実験終了時の最終剛性を求め、降伏荷重(理論値) $H_y=877\text{kN}$ 、降伏変位(理論値) $\delta_y=19.5\text{mm}$ で無次元化した。その結果、供試体4体は過去に行った実験での最終剛性と最大で13%の差はあるもののほぼ同程度の剛性があることを確認した。保有剛性測定結果を表-3に示す。

表-3 保有剛性測定結果

供試体名	SQ-I	SQ-I-O	SQ-R	SQ-I-R
最終剛性 ¹³⁾	0.575	0.716	0.753	0.696
保有剛性	0.652	0.649	0.770	0.660
最大荷重(kN)	1160	1050	1034	1074

3. 実験载荷方法

3.1 実験载荷装置

実験载荷装置および供試体のセット状況を図-3に示す。上部工重量を想定した鉛直荷重は、供試体上部に载荷梁を設け、4400kNアクチュエータ2基を鉛直方向に取付け载荷する。アクチュエータの両端はピン構造になっているため、供試体の大変形にも対応できる。地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重は4400kNアクチュエータ1基を用いて载荷する。また、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正しており、以後水平荷重は補正した値で評価している。

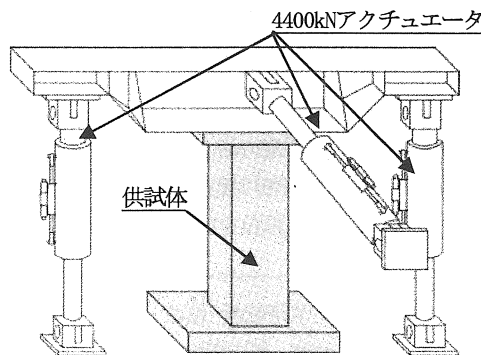


図-3 実験载荷装置

3.2 鉛直荷重および降伏水平荷重, 変位の算定

上部工重量を想定した鉛直荷重 P は有効座屈長の概念に基づき, 式(1), (2)に示す局部座屈を考えない「はり一柱」強度相関式により算出する. 算出された P のうち小さいほうの値を鉛直荷重($P=2984\text{kN}$)として採用する.

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M}{M_y (1 - \alpha P / P_E)} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$M = k_h P h \quad (3)$$

地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重は式(4), (5)により算出する. 算出された H_y のうち小さいほうの値を降伏水平荷重($H_y=877\text{kN}$)として採用する. また降伏水平変位 δ_y は弾性理論式(6)により求める ($\delta_y=19.5\text{mm}$).

$$H_y = \frac{\left(1 - \frac{P}{P_u}\right) M_y \left(1 - \lambda^2 \frac{P}{P_y}\right)}{0.85h} \quad (4)$$

$$H_y = \frac{\left(1 - \frac{P}{P_y}\right) M_y}{h} \quad (5)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (6)$$

ここで, α : 安全率(=1.14), C_m : 等価モーメント修正係数(=0.85), P_E : オイラーの座屈強度, P_y : 降伏軸力, P : 鉛直荷重, M_y : 降伏モーメント, P_u : 道路橋示方書に示される局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮強度, M : 柱基部の曲げモーメント, k_h : 震度法に用いる設計水平震度(本研究では, 0.18)であり, 公称値を用いて求める.

本実験では, 繰り返し荷重の荷重条件として各変位における繰り返し回数を文献13)と同様に一回ずつとした. 荷重パターンを図-4に示す.

4. 補修方法の概要

鋼製橋脚に地震時の水平力が作用した場合, 基部に軸圧縮力と曲げモーメントが作用し, 局部座屈が生じる. このような局部座屈が生じることで, 地震などの繰り返し荷重下では, 変形性能が低下すると考えられる.

本研究では, このように基部に局部座屈が生じた供試体に簡易補修を施した. 以下に提案する補修方法を述べる.

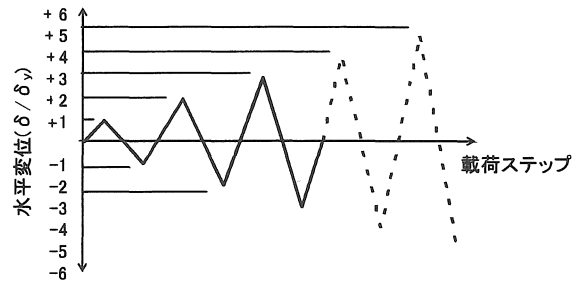


図-4 荷重パターン

4.1 座屈拘束タイプ補修

座屈拘束タイプは, 座屈が生じている範囲にはある程度の残存耐力があるとみなした場合の補修方法である. この補修方法は座屈部分を外側, または内側から拘束し, 座屈を生じた部分と補修部分が一体となり, 地震力に抵抗する機構である.

この座屈拘束タイプの補修を, 3体の供試体に対して3種類の補修を施した. 以下に詳細を示す.

(1) 座屈拘束タイプ1 (SQ-1)

座屈拘束タイプ1の補修として, コンクリート充填補修を提案する. 座屈部分の形状をそのままにして供試体内部にコンクリートを基部から1段目のダイヤフラムがある500mmの位置まで充填する補修方法である. 補修概略図を図-5(a)に示す.

この補修方法は, 充填されたコンクリートにより内部に生じようとする局部座屈や内部のリブの変形を抑制することを目的としている.

(2) 座屈拘束タイプ2 (SQ-0)

座屈拘束タイプ2の補修として, 巻き立て補修を提案する. 供試体まわりに40mmの隙間を明け, 長さ700mmの一边25mmの等辺山形鋼のシメルを溶接した鋼板(図-6, 写真-1参照)を巻き立て, その間にコンクリートを充填する補修方法である. 補修概略図を図-5(b)に示す.

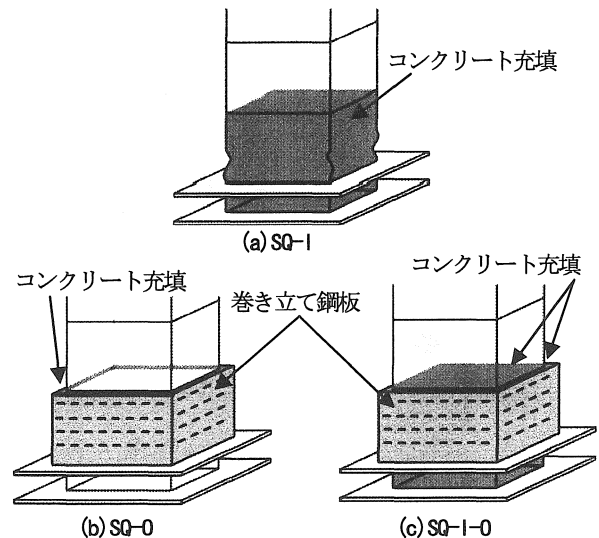


図-5 座屈拘束タイプ補修概略図

この補修方法は、座屈を外部から拘束して、座屈部と補修部が一体となり地震力による曲げや引張りの外力に抵抗させることを目的とする補修方法である。

(3) 座屈拘束タイプ3 (SQ-I-0)

座屈拘束タイプ3 補修として、コンクリート充填(SQ-I)と巻き立て補修(SQ-0)を組み合わせた補修を提案する。補修方法は座屈拘束タイプ2の補修を施した後、座屈拘束タイプ1と同様な補修を施す。補修概略図を図-5(c)に示す。

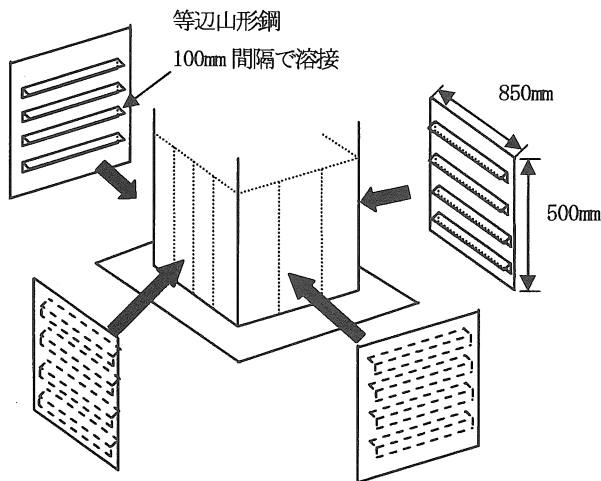


図-6 巻き立て鋼板概略図

この補修方法は、外部・内部の両側に膨らむ座屈を拘束することで、補修部を剛体にし、橋脚の耐力を増加させることを目的とする。

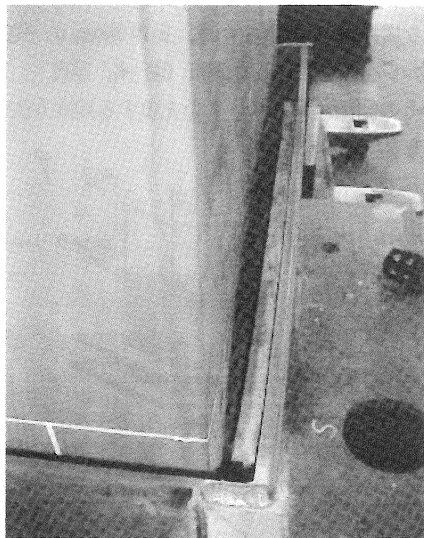


写真-1 鋼板巻き立て

4.2 応力伝達タイプ補修

応力伝達タイプは、座屈が生じている範囲では残存耐力が期待できないとみなして補修を行うものである。この補修方法は

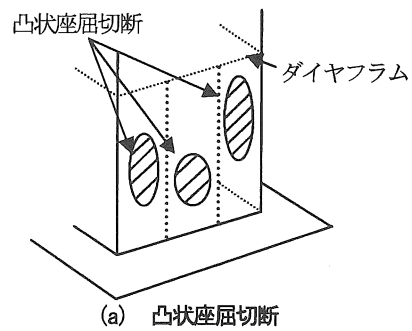
軸圧縮力と曲げモーメントにより基部に生じる応力を、補修部材に伝達することで地震力に抵抗する機構である。

この応力伝達タイプの補修には2体の供試体を用いて、以下に示す2種類の補修を施した。

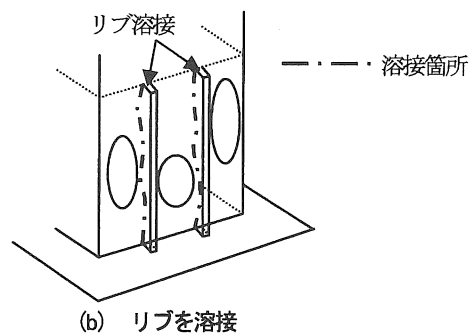
(1) 応力伝達タイプ1 (SQ-R)

応力伝達タイプ1の補修として、損傷した橋脚部分の耐力は無いものと見なし、損傷部分を再構築する補修方法を提案する。

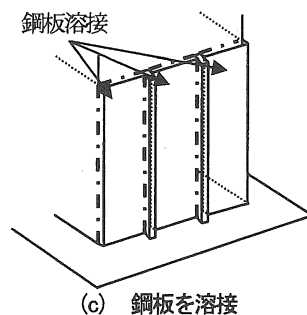
この補修方法は、外部に凸状に生じた座屈を切断し(図-7(a)、写真-2参照)、座屈形状に加工した板厚12mmの補修用リブをフランジ面に3本、ウェブ面に2本の計10本を外側から溶接する(図-7(b)参照)。さらにその間にフランジと同板厚(t=12mm)の鋼板を溶接し(図-7(c)参照)、外側に出すぎているリブを切り取る。



(a) 凸状座屈切断



(b) リブを溶接



(c) 鋼板を溶接

図-7 応力伝達タイプ補修工程図(続き)

これにより、補修部に軸圧縮力と曲げモーメントを受け持たせ、応力を伝達させて補修部での座屈進行を防ぐことを目的とする補修方法である。補修概略図を図-8(a)に示す。

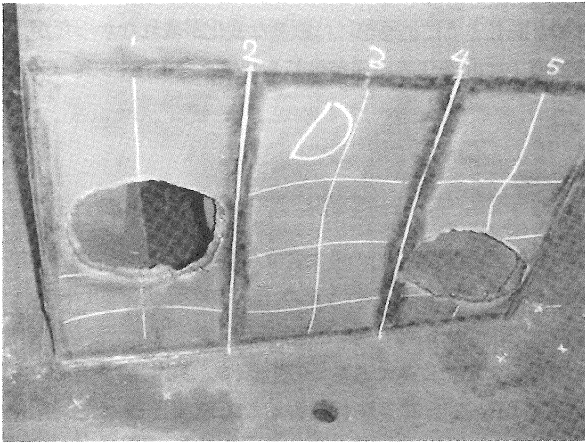


写真-2 凸状座屈切断

(2) 応力伝達タイプ2 (SQ-I-R)

応力伝達タイプ2の補修として、コンクリート充填(SQ-I)とリブと橋脚表面の再構築補修(SQ-R)を組み合わせた補修を提案する。補修方法は応力伝達タイプ1の補修を施した後、座屈拘束タイプ1と同様に内部にコンクリートを充填する。

この補修方法は、橋脚再構築により補修部に応力伝達をさせ、内部にコンクリート充填することで内部への座屈の進行を防ぐことを目的としている。補修概略図を図-8(b)に示す。

なお、すべての補修において、補修した高さは基部から一段目のダイヤフラム間の500mmまでである。

以上、5種類の補修方法を提案した。補修を施した供試体を写真3~5に示す。SQ-0とSQ-I-0(写真4参照)、SQ-RとSQ-I-R(写真5参照)は内部にコンクリートの充填があるかどうかの差があるので外見が同様となる。

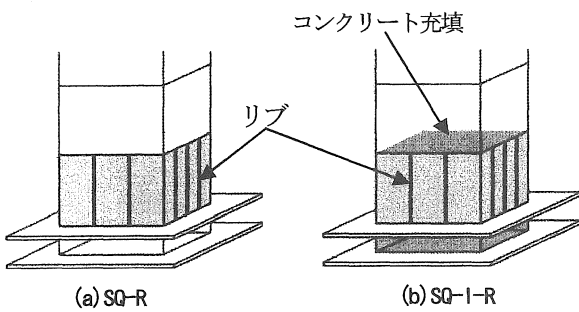


図-8 応力伝達タイプ補修概略図

4.3 材料特性試験結果

応力伝達タイプ、座屈拘束タイプ補修で用いた補修鋼板について、JIS1号試験片を各5本製作し、引張試験を行った。また、補修で使用したコンクリートの試験供試体(φ20×10cm)を各供試体4体作成し、圧縮試験を行った。また、使用した補修用鋼板の鋼種は供試体と同じSM490YAである。表-4に試験結果を示す。

表-4 材料試験結果

適用		座屈拘束	応力伝達	
引張試験	ヤング率	E(GPa)	201	204
	降伏応力	σ_y (MPa)	359	351
	降伏ひずみ	ϵ_y (%)	0.229	0.193
	ポアソン比	ν	0.291	0.299
	硬化開始ひずみ	ϵ_{st} (%)	1.24	1.36
	最大応力	σ_u (MPa)	554	539
圧縮試験	材料	早強コンクリート		
	養生方法	自然養生		
	材齢	28日以上	17日以上	
	圧縮強度	σ_c (MPa)	14.5	19.9

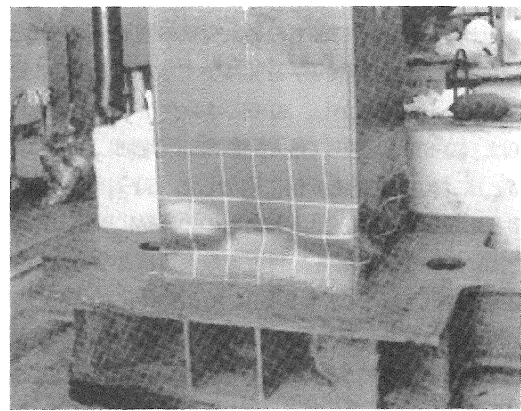


写真-3 SQ-I

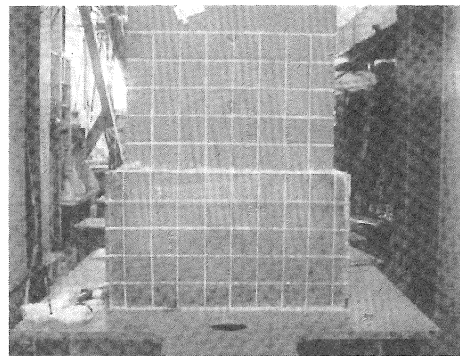


写真-4 SQ-0, SQ-I-0

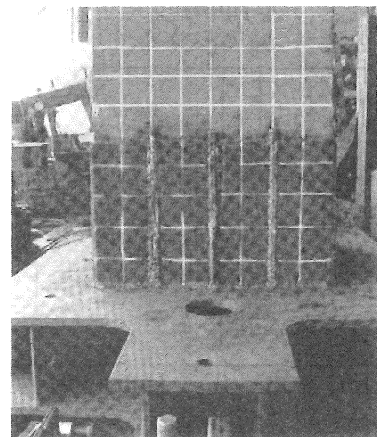


写真-5 SQ-R, SQ-I-R

5. 実験結果

5.1 水平荷重—水平変位履歴曲線

図-9 に本実験より得られた各供試体の水平荷重—水平変位履歴曲線を示す。図中には最大荷重 H_{max} (kN) と最大荷重時の変位 δ_{Hmax} (mm) を示す。

これらの図よりSQ-STDと比較して, SQ-Iのみがまったく異なった履歴ループを示した。これは, ダイヤフラムの位置まで内側にコンクリートを充填したため, 座屈の進行を抑制したことに加えて, 曲げによる圧縮力をフランジだけでなく充填コンクリートでも分担し, RC橋脚とよく似た最大点志向の履歴を描いたためと考えられる。その他については復元力の大小はあるもののSQ-STDと同様な形状の履歴ループを描いた。SQ-R, SQ-I-Rは, SQ-STDと比較すると約 15%もの最大荷重の増加が得られたが, SQ-0においては最大荷重が約 23%減少するなど, 満足のいく値が得られなかった。しかし, SQ-0にコンクリート充填を行ったSQ-I-0は, SQ-STDと比較して最大荷重が約8%増加し, 最大荷重時の変位(δ_{Hmax})においても約 1.5 倍に増加した。SQ-Iは最大荷重こそSQ-STDと比較して約 11%低下したものの非常に安定した履歴ループを描いている。また $4\delta_y$ 付近で最大荷重となったが以降も急激な荷重の低下はなく, 最終的に $10\delta_y$ の時に補修部のフランジ面全幅にわたり亀裂が生じた(写真-6 参照)。SQ-0は, 補修部と供試体との間に隙間が約 40mm生じ, 内部に膨らむ座屈も進行していた(写真-7 参照)。SQ-I-0では, 補修部での座屈に関しては拘束することができたが, 新たに補修部直上に凹凸状の座屈

が生じた(写真-8 参照)。応力伝達型補修のSQ-R, SQ-I-Rでは, SQ-I-0と同じように補修部には顕著な変化が表れなかったが, 補修部直上に凹凸状の座屈が生じる結果となった(写真-9 参照)。

5.2 包絡線

図-10 に各載荷変位での最大変位点を結んだ履歴曲線の包絡線を示す。SQ-STDと比較を行うため, SQ-STDの降伏荷重 $H_y=877$ kN, 実験時の降伏変位 $\delta_y=27.3$ mmで無次元化した。

SQ-Iは最大荷重に達するまでの変位(δ_{Hmax})が一番大きく, 最大荷重後の荷重低下が最も小さくなる結果となった。同様に, SQ-I-0も, SQ-STDと比較すると最大荷重後の耐力の低下が緩やかである。SQ-0においては, 最大荷重後の耐力の低下はSQ-STDより緩やかなものの, 最大荷重の値が下回り, また早期に最大荷重に達してしまう結果となった。SQ-R, SQ-I-Rの最大荷重はSQ-STDより大きい, 最大荷重後の耐力低下が著しい。

5.3 塑性率

構造物の変形性能を評価する指標の 1 つに塑性率があるが, その定義は様々である。本研究では, 最大水平荷重を過ぎた後, 最大水平荷重の 95%の点での変位を δ_{95} とし, 塑性率 $\mu_{95} (= \delta_{95} / \delta_y)$ を算出し, 図-11 に示す。補修後の各供試体の塑性率をSQ-STDと比較を行うため, SQ-STDの μ_{95} で無次元化した。

SQ-STD と比較すると, SQ-I, SQ-I-0 はそれぞれ 50%, 29%増

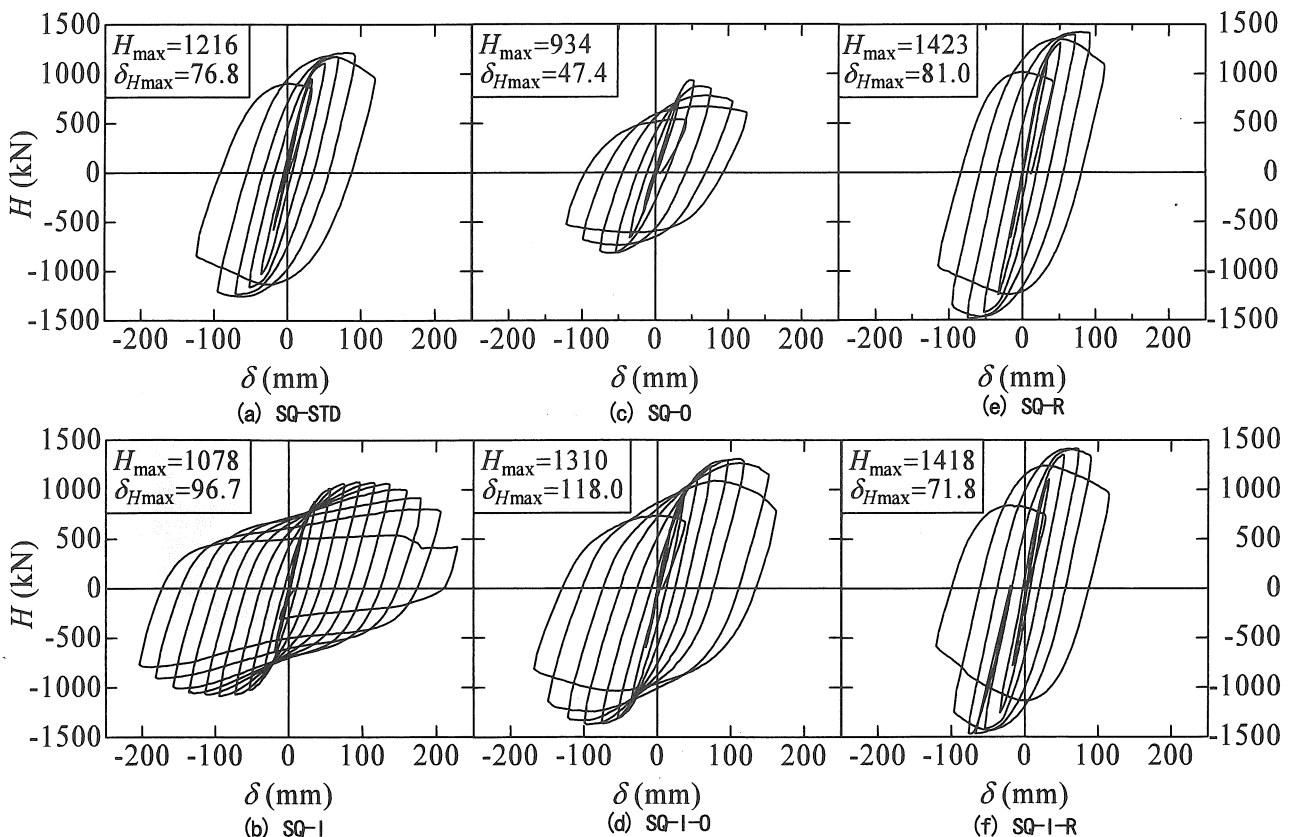


図-9 水平荷重—水平変位履歴曲線

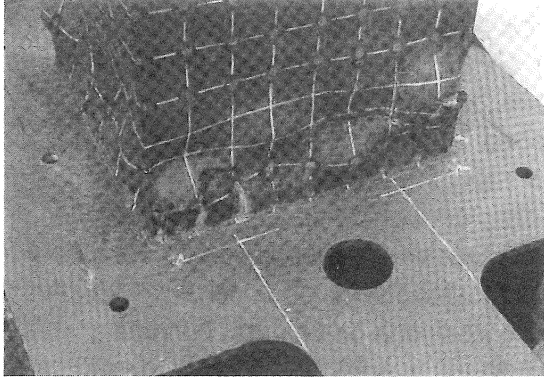


写真-6 SQ-I

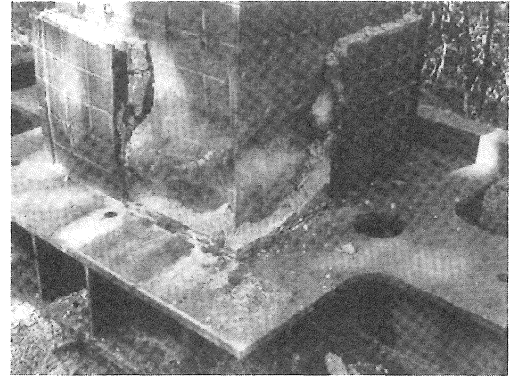


写真-7 SQ-O

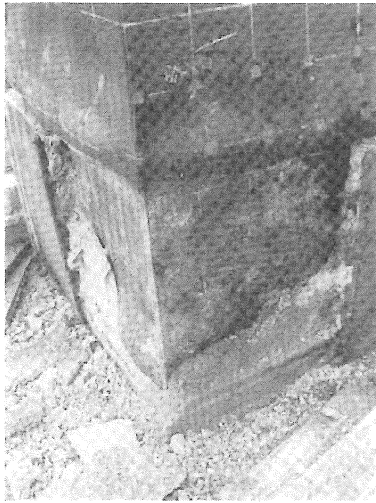


写真-8 SQ-I-O

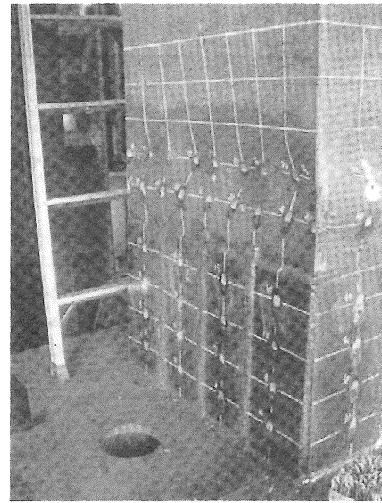


写真-9 SQ-R, SQ-I-R

加している。SQ-O, SQ-R, SQ-I-R においてはそれぞれ 23%, 5%, 14% 減少している。SQ-O を除く座屈拘束タイプ補修は塑性率が SQ-STD を上回り、塑性変形能が向上したといえる。

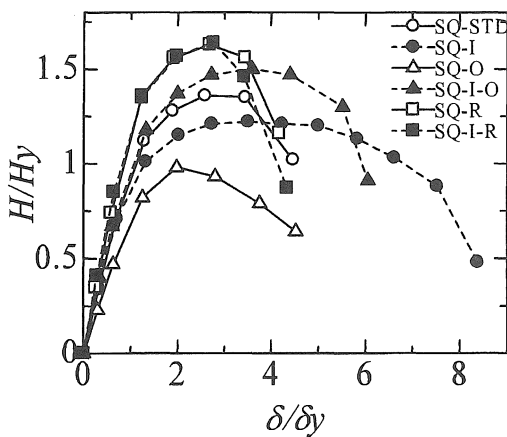


図-10 包絡線

5.4 エネルギー吸収量

各载荷サイクルにおける履歴エネルギー吸収量 E を図-12 に、累積履歴エネルギー吸収量 E_c を図-13 に示す。なお、エネルギーは弾性ひずみ E_e 、累積履歴エネルギー吸収量 E_c を図-13 に示す。なお、エネルギーは弾性ひずみエネルギー $E_e = H_y \cdot \delta_y / 2$ ($H_y = 877 \text{ kN}$,

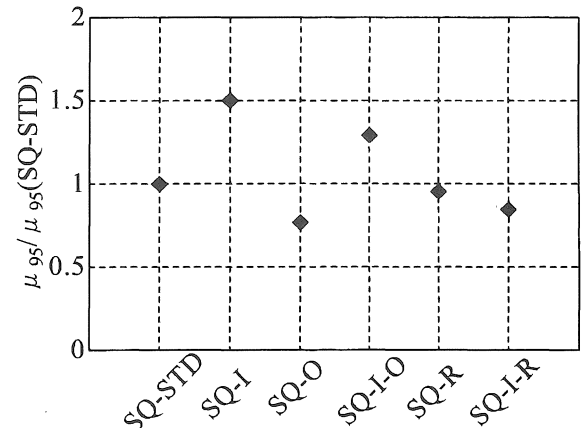


図-11 塑性率

$\delta_y = 27.3 \text{ mm}$) で除して無次元化した。

応力伝達タイプ補修 (SQ-R, SQ-I-R) については図に示す様に同等のエネルギー吸収量となり、SQ-STD より吸収量が増加した。また、座屈拘束タイプ補修 (SQ-I, SQ-O, SQ-I-O) では、SQ-O は $3 \delta_y$ 以降から全体的に下回った。しかし、SQ-I と同様に補修部の内部にコンクリートを充填 (SQ-I-O) することで、全体的に吸収量が大きくなった。図-10 の包絡線をみると SQ-I-O は、SQ-STD と比べ最大荷重が上回ったが、エネルギー吸収量にはあまり有意な差は見られなかった。また、図-13 に示す様に、SQ-O を除

くほとんどの補修方法においてSQ-STDと比較してエネルギー吸収量が同等もしくは、大きくなったことがわかる。

5.5 剛性変化

水平荷重—水平変位履歴曲線の除荷開始から載荷域に転ずる付近の勾配すなわち剛性は、局部座屈、バウシinger効果などの影響で載荷を繰り返すごとに低下していく。この低下率は供試体のエネルギー吸収量に影響を及ぼす。図-14 に水平変位と剛性の関係を示す。横軸には水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y (実験値)=27.3mmで無次元化した値をとり、縦軸には各ループにおい

て水平荷重がH=0を横切るときの接線勾配 ($H>0$, $H<0$ の平均値)をとった, SQ-STDと比較するため剛性 K_0 (SQ-STDの初期剛性)=36.11kN/mmで無次元化した。

SQ-STDと比較すると, SQ-OとSQ-Iは補修を施した後も剛性が下回り, SQ-I-O, SQ-RとSQ-I-Rは同等もしくは、それ以上の剛性復帰が見られた。また応力伝達タイプ補修(SQ-R, SQ-I-R)においては、補修部と補修部直上で剛性に大きな差があり、補修部直上に損傷が集中して生じ、特に最大荷重後の剛性が急激に低下する傾向がある。それに対し、座屈拘束タイプ補修(SQ-I, SQ-O, SQ-I-O)は、最大荷重後の剛性低下は緩やかなのが分かる。

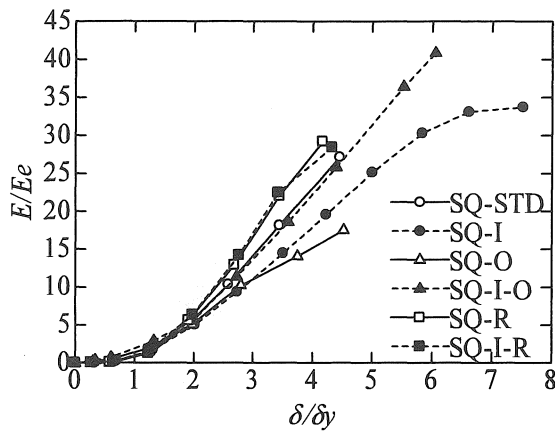


図-12 履歴エネルギー吸収量

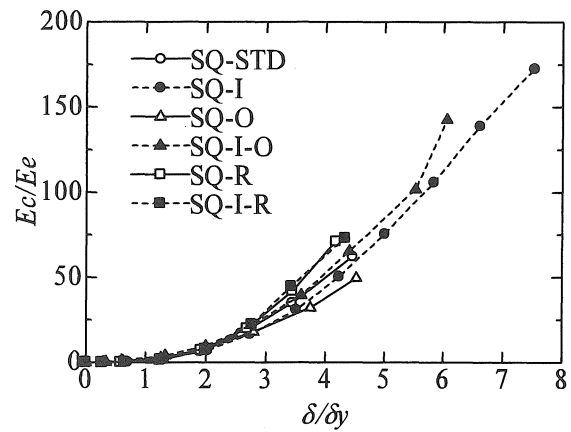


図-13 累積履歴エネルギー吸収量

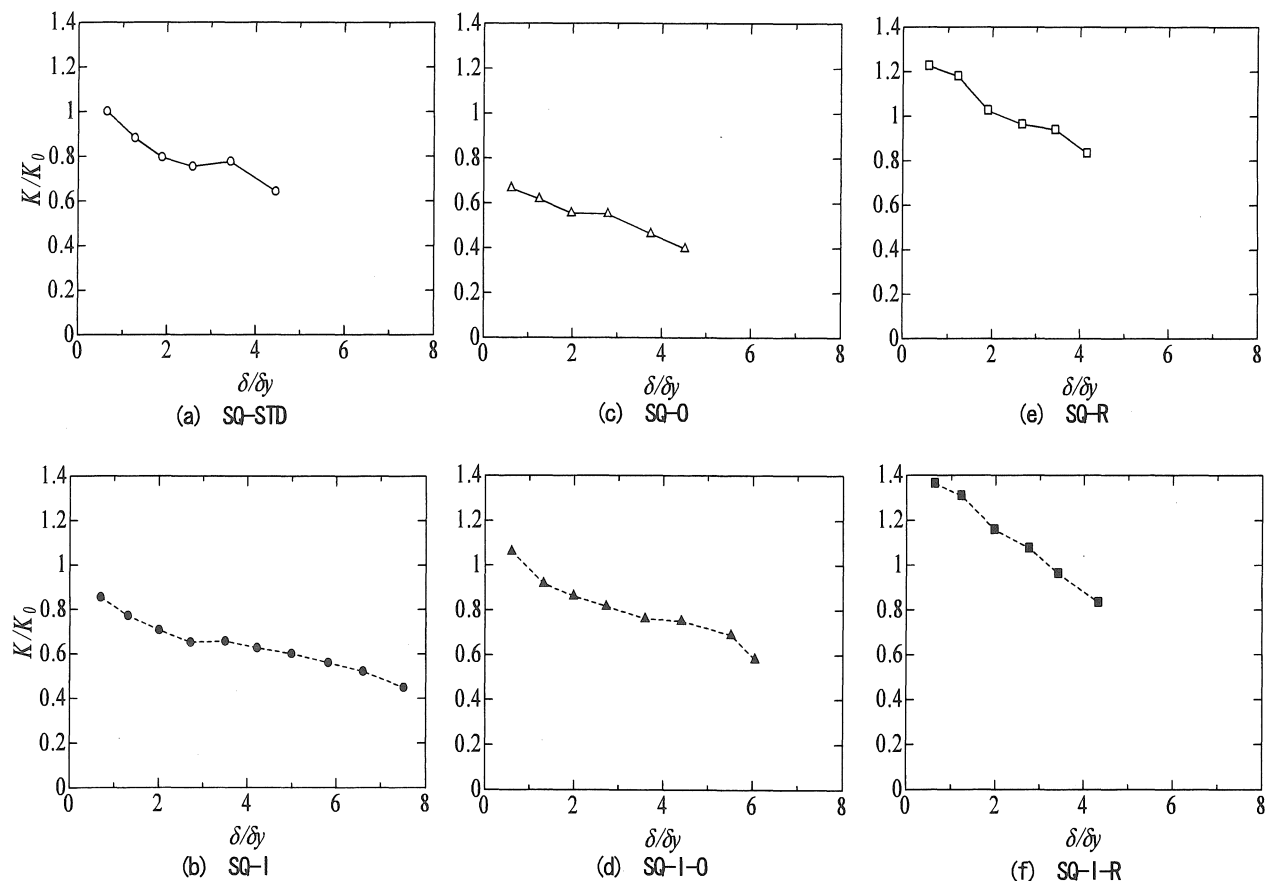


図-14 剛性変化

6. まとめ

大都市が震災を受けたとき、ライフラインである主要幹線道路の早期復旧は、人命および都市機能の早期復旧のために極めて重要な要件である。

本研究では、巨大地震を受けた後の矩形断面鋼製橋脚の早期復旧を想定し、損傷した矩形断面鋼製橋脚に補修を施して、繰り返し載荷実験を行い、強度と変形性能などの耐震性能について実験的検討を行った。本研究により得られた結論は以下のよう

1. 応力伝達タイプ補修は、軸圧縮力や応力などの伝達は十分な効果が得られた。
2. SQ-I-R, SQ-R は内部にコンクリートを充填する補修方法の違いがあるが最大荷重や変形性能に有意な差は表れなかった。しかし、SQ-STD と比較すると最大荷重が約15%上昇し、最大荷重後の変形性能はほぼ同等の性能が得られた。この方法は補修することにより耐力が上昇する結果となった。
3. 座屈拘束タイプ補修では、供試体外側のコンクリート充填のみでは、十分な効果が得られなかった。しかし、供試体内部にコンクリートを充填するだけでも座屈拘束に対しては効果が期待できる結果となった。
4. SQ-I, SQ-I-0 は SQ-STD と比較すると塑性率が大きく向上した。よってコンクリートを充填することで変形性能が向上するところがわかった。よって、これらの補修方法は適切であったといえる。
5. SQ-I-0 は包絡線、塑性率から今回行った中では最も優れた耐震性能を示した。
6. SQ-0 は最大荷重、最大荷重後の変形性能ともに満足な値とはならず、補修方法として適していないといえる。
7. 補修を行ったことにより、一部を除いて基準供試体と同等またはそれ以上の性能を得ることができたため、補修後の継続使用が可能であるといえる。

地震後の損傷は千差万別であり、どのような補修方法を採用するのかを決定するのは非常に重要であり、難しい課題である。今回は同一断面の橋脚で、ほぼ同等の損傷が生じた場合について補修方法の違いによる効果を検討したものである。今後、より有効な補修方法を模索するには、例えば同一断面で異なる損傷レベルの橋脚に対する補修実験を行うなどの検討が必要である。

謝辞：本研究は、愛知工業大学耐震実験センターで行い、耐震実験センター研究費を使用して行いました。ここに深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって一阪神・淡路大震災記録書一，1996. 1.
- 2) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一，1997. 9.
- 3) 東急建設株式会社：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書(土木編)，1995. 4.
- 4) 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報告書，1995. 12.
- 5) 小野寺和良，尾辻亨，利守尚久，森田仁：阪神高速3号神戸線震災復旧工事一復旧第21工区的设计と架設一，サクラダ技報第9号，1997. 3.
- 6) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 525/I-30，pp. 99-108，1995. 1.
- 7) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE，No. 9702，1997. 3.
- 8) 前野裕文，宇佐美勉，葛漢彬：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 189-199，1998. 3.
- 9) 森下益臣，青木徹彦，鈴木森晶：コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 73-83，2000. 3.
- 10) 成瀬孝之，青木徹彦，鈴木森晶：繰り返し等荷重を受ける逆L形鋼管橋脚の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 45-55，2001. 3.
- 11) 前野裕文，森下宣明，青木徹彦，鈴木森晶，梅田聡，三輪恭久，コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験，構造工学論文集，Vol. 47A，2001. 3.
- 12) 前野裕文，森下宣明，葛漢彬，青木徹彦，高野光史，吉光友雄，コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法，構造工学論文集，Vol. 48A，2002. 3.
- 13) 青木徹彦，鈴木真一，渡辺俊輔，鈴木森晶，宇佐美勉，葛漢彬：面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 724/I-62，pp. 213-223，2002. 1.
- 14) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：日本道路協会，2002. 3.

(受理 平成18年3月18日)