

塑性領域を考慮したラーメン高架橋の柱基部の 耐震補強法に関する実験的研究

Experimental study on seismically retrofitting method of column base of ramen bridges
which used characteristic of plasticity area

岩田 秀治*, 関 雅樹**, 長縄 卓夫***

Shuji IWATA, Masaki SEKI, Takuo NAGANAWA

* 博(工), 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545 番 33)

** 博(工), 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (同 上)

*** 修(工), 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (同 上)

After Hyogoken-nanbu earthquake 1995, the seismic design was newly revised, and the seismically retrofitting to an existing structure was also advanced. Then, a new seismically retrofitting method was developed. It was a method of using the characteristic of the plastic hinge area of the column base of RC ramen bridges. As for the experiment result, the earthquake performance was satisfied though the reinforcement of the column base was omitted in 1D section. The performance prevented the shear failure, became a flexure fracture type, and the ductility was demonstrated. And, the test result of the influence of the force of constraint of the overburden part of the bottom of the column was shown.

Key Words : retrofitting, cyclic loading test, plasticity area, seismic performance, level2 ground motion

キーワード : 耐震補強, 交番載荷実験, 塑性領域, 耐震性能, レベル2 地震動

1. はじめに

兵庫県南部地震後、鉄道構造物の甚大な被災を鑑み、新しい耐震設計基準が制定され、同時に高架橋柱の脆性的なせん断破壊の防止を目的に、耐震補強として、主に鋼板巻き補強を実施してきた^{1), 2)}。しかし、店舗等の高架下利用による制約条件箇所では、施工困難となる場合も多く、合理的な補強工法の開発が急務とされてきた。

今回、高架橋柱の耐震補強に関して、従来の基本補強工法である鋼板巻き補強(土被り部を掘削し地中部まで施工)よりも、経済的で施工性も良く、かつ構造系としてより合理的な補強工法を提案することを目指し、柱補強における地中部補強の必要性に関して、模型試験体による載荷実験により検討を行い、柱基部 1D 区間 (D: 柱短辺) の補強を行わない工法を提案するものである。

本補強法での要求性能は、高架橋柱のせん断破壊防止し、破壊形態を曲げ破壊型に移行させ変形性能を発揮させるものであり、以下、これら実験的研究について報告する。

2. 研究の目的

兵庫県南部地震では、鉄道ラーメン高架橋の一部に大きな被害が集中した。損傷箇所は、主にせん断破壊型の柱であった。これらの被災を教訓とし、長期不通防止、耐震性能および復旧性能の向上を図るため、耐震補強を実施している。

既存の鉄道 RC ラーメン高架橋の柱部材の耐震補強では、せん断破壊モードから曲げ破壊モードへの移行(せん断破壊の抑制)および柱の変形性能を向上させることを目的とし、標準工法として、柱全長を巻立てる鋼板巻き補強を採用している^{1), 2)}。

鋼板巻き補強は、柱のせん断耐力を向上させ、巻立てによる拘束力により鉄筋の座屈を抑制し、変形性能も向上できる。また、制約条件がない一般的な施工条件では、鋼板巻き補強が経済性にも最も優れている。

一方、既設鉄道高架橋柱の建設時の帯鉄筋量は中間部に比較して、端部は密に配筋されている。加えて、柱下端には土被りが存在し、この部分の拘束効果も期待できることから、せん断破壊さえ確実に抑

表-3.1 試験体一覧

NO	試験体名	断面 (mm×mm)	せん断スパン (mm)	土かぶり部 (mm)	せん断曲げ耐力比 破壊モード (無補強)	補強の種類 と補強範囲	備 考
1	SNF-1	300×300	1450	300	0.66 せん断破壊モード	SRF 300～1200	
2	SNF-2	300×300	1450	鋼板 (4.5mm) 25～300	0.70 せん断破壊モード	SRF 300～1200	基部帯鉄筋あり
3	SGF-1	300×300	1450	300	0.66 せん断破壊モード	SRF 300～1200	乾燥 5号珪砂
4	SGF-2	300×300	1450	150	0.66 せん断破壊モード	SRF 150～1200	湿潤 5号珪砂
5	SNP-1	300×300	1450	300	0.70 せん断破壊モード	鋼板 3.2mm 300～1200	
6	SGP-1	300×300	1450	150	0.66 せん断破壊モード	鋼板 3.2mm 150～1200	湿潤 5号珪砂
7	MNF-1	600×600	2900	600	0.61 せん断破壊モード	SRF 600～2500	基部帯鉄筋あり
8	MGF-1	600×600	2900	600	0.61 せん断破壊モード	SRF 600～2500	基部帯鉄筋あり 土強度 0.37N/mm ²
9	MGF-2	600×600	2900	600	0.61 せん断破壊モード	SRF 600～2500	基部帯鉄筋あり 土強度 0.80N/mm ²

S:30cm 角, M:60cm 角, N:土かぶりなし, G:土かぶりあり, F:SRF 補強, P:鋼板補強

表-3.2 コンクリートの配合

呼び 強度 N/mm ²	セメン トの 種 類	粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラン プの 範囲 (cm)	水セメン ト比 (%)	空気量 (%)	細骨 材率 (%)	単位量 kg/m ³				
							水 W	セメン ト C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
27.0	普通	13	15±2.5	60	4.5±1.5	46.2	180	300	646	990	3.00
18.0	普通	20	15±2.5	65	4.5±1.5	45.3	166	255	831	1035	0.64

制すれば、柱端部の補強を行わなくとも、L2 地震動に対し損傷レベル 2～3 の耐震性能を満たす可能性はあると考え、本研究の目的とした。

3. 実験方法

3.1 実験概要

高架橋柱部材の合理的な耐震補強工法を提案するために、柱基部（土被り部）の補強を省略した場合の耐震性能の検討を、柱部材の正負交番載荷実験を実施することで検証した。

土被り部の拘束効果を考慮するために、試験体フーチング上に砂を詰めた土槽を取り付けた状態でのものなど試験体数は 9 体とし、柱断面寸法、土被り部の有無、補強方法、補強範囲を実験要因とした。

柱断面が 300mm 角の S シリーズ（6 体）は実高架橋柱の 1/2 縮小モデル、600mm 角の M シリーズ（3 体）は実大モデルである。

補強方法は、鋼板またはポリエステル繊維巻き補強（以下、SRF 補強）とし³⁾、柱基部の無補強区間は 0.5D または 1D とした。

柱基部の主鉄筋が降伏ひずみに達した時点を降伏と定義し、載荷点変位を降伏変位、荷重を降伏荷重とした。載荷は基準変位の整数倍で、正負交番繰り返し載荷を行った。載荷中の軸力は一定（死荷重＋列車荷重分）とした。同一変位での繰り返し回数は 3 回とし、最大荷重に達した後、荷重が降伏荷重

の 50%を下回るか、軸力を保持できなくなるまで載荷を実施した。計測項目は、水平荷重、鉛直荷重、柱の水平変位、柱の鉛直変位、軸方向鉄筋のひずみ、SRF ひずみおよび鋼板ひずみである。

3.2 試験体の製作

試験体は、高架橋柱の柱下半分をモデル化した 1/2 スケールの S シリーズ 6 体と、実大スケールの M シリーズ 3 体の製作を行い、その種類を表- 3.1 に示す。

また、コンクリートの設計基準強度は 24N/mm² とした。表- 3.2 にコンクリートの配合を示す。

図- 3.1, 3.2 に S シリーズ試験体の形状寸法と柱部の配筋を示す。柱の断面は 300mm 角で、有効高さ 270mm、柱高さ 1450mm、せん断スパン比 5.37 である。主鉄筋は D16 を 12 本配置するが、補強しない場合に確実にせん断破壊させるため帯鉄筋は SNF-2 試験体以外配置していない。SNF-2 試験体の帯鉄筋は柱基部から 500mm の範囲のみ ϕ 4mm の丸鋼を 50mm ピッチで配置した。主鉄筋はフーチング下面の鋼板に溶接し定着させた。

図- 3.3 に M シリーズ試験体の形状寸法と柱部の配筋を示す。柱の断面は 600mm 角で、有効高さ 540mm、柱高さ 2900mm、せん断スパン比 5.37 である。主鉄筋は D32 を 12 本配置し、帯鉄筋は柱基部から 1000mm の範囲のみ ϕ 9mm の丸鋼を 100mm ピッチで配置した。

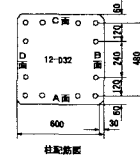
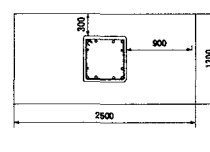
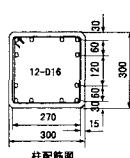
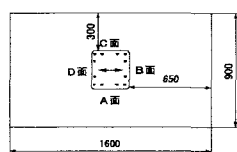
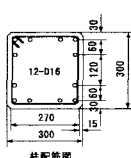
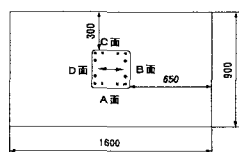


図-3.1 Sシリーズ試験体
帯鉄筋なし

図-3.2 Sシリーズ試験体
帯鉄筋あり

図-3.3 Mシリーズ試験体

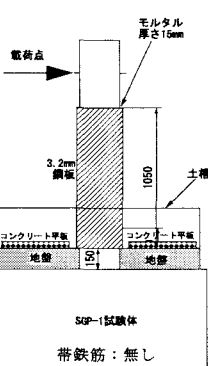
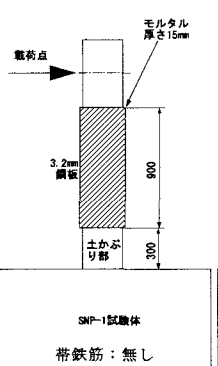
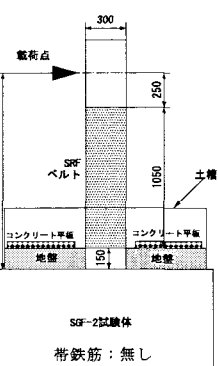
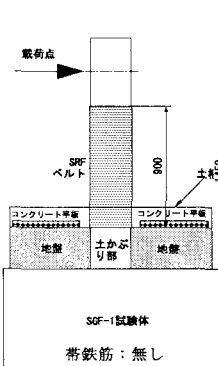
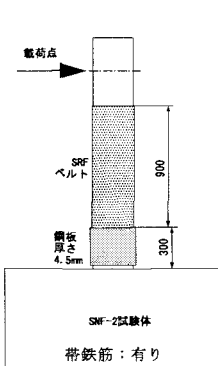
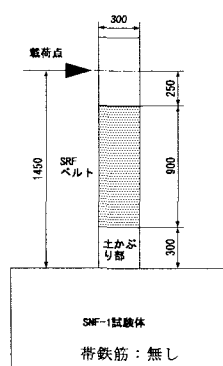


図-3.4 Sシリーズ試験体補強方法

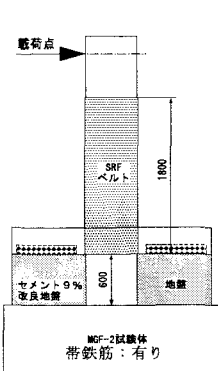
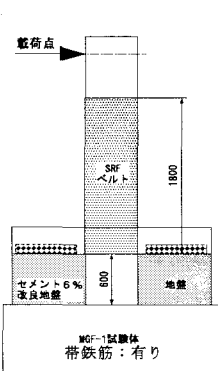
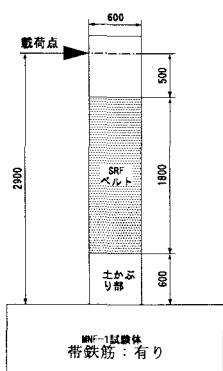


図-3.5 Mシリーズ試験体補強方法

3.3 試験体の補強方法

試験体は9体すべて載荷実験前にSRF補強または鋼板補強を実施した。

(1) SRF補強

鋼板巻き補強と同等の耐震性能を有し⁴⁾、施工性に優れたSRF補強の材料特性等を以下に示す。

- ・ 材質：ポリエステル繊維（ベルト状に織上げ）
- ・ 補強材厚：4.0mm/層
- ・ 設計破断強度：400N/mm²（10%ひずみ）
- ・ 接着剤：無溶剤ウレタン系（塗布0.5mm厚）
- ・ 接着強度：1.0N/mm²以上

・ 重量：5.1kg/m²

(2) 試験体の補強

SRF補強は、補強範囲の下部から上部に向けて巻き付け、鋼板補強は、コの字型に加工した鋼板2組を、あらかじめ溶接してロの字型に組み立てた状態で、試験体にセットしモルタルを注入した。

事前補強した各試験体の図面を図-3.4～図-3.5に示す。7体がSRF補強試験体で、Sシリーズの2体が鋼板補強試験体である。SRF補強の場合、Sシリーズは幅45mmのベルトを、Mシリーズは幅64.5mmのベルトを各1層巻き付けた。鋼板補強の場合、1/2スケールであるので3.2mm厚鋼板（実大6mm相当）を使用した。MシリーズのSRF補強量はせん断破壊を防止する最低巻き数である。

SNF-2試験体は柱基部から300mm（=D：柱幅）の範囲に厚さ4.5mm（実大9mm相当）の鋼板を巻き立て、1D区間より上部はSRF補強した。これは、異種の工法を用いた補強効果の確認を行うもので、4.5mmの鋼板を使用したのは、地中部に差し込むことを想定して腐食代を見込んでいる。

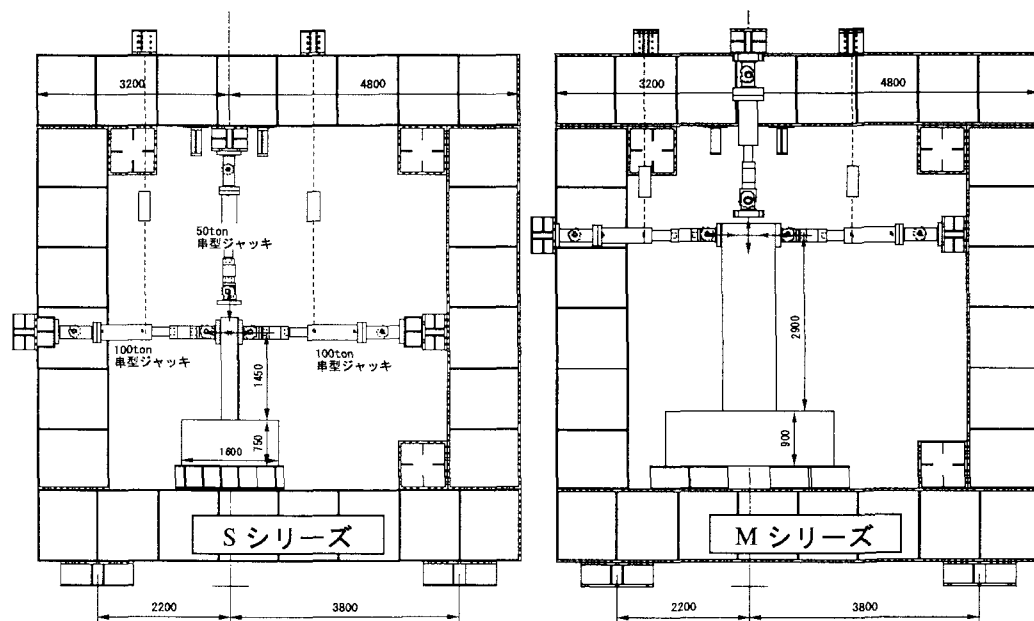


図-3.6 荷装置

3.4 地盤の作成

試験体の大きさごとに土槽を各1個作成し、土槽に詰める砂は、5号珪砂とし、フーチング上に土槽を設置して、0.5Dまたは1Dの高さまで砂を詰めた。土槽正面は、アクリル板を用いて地中部の無補強部分のひび割れ状態が観察できるようにした。土被り部の上面には厚さ50mm（Mシリーズは100mm）のコンクリート平板を柱の左右各1枚ずつ、床面コンクリートに見立てて上載させた。コンクリート板1枚の重量は、Sシリーズ用が16kg、Mシリーズ用が80kgである。ただし、コンクリート板を介して水平方向の力が土槽の外枠に伝わらないように、柱とコンクリート板、コンクリート板と土槽の間には隙間をあけた。

SGF-1試験体は、柱基部から300mmの範囲（1D）に乾燥砂を詰めた。SGF-2、SGP-1試験体は、基部から150mmの範囲（0.5D）に湿潤砂を詰めた。

MGF-1、MGF-2試験体は、基部から600mmの範囲（1D）を土被り部とし、長年にわたり締固まった既存高架橋のフーチング上の土被りを想定した。具体的には、粘性土混じり砂層で、その土の強度と整合性を持たせるため、砂とセメントとベントナイトを練り混ぜて砂の強度を増大させた。MGF-1試験体は砂に対するセメント重量が6%、MGF-2試験体は9%とした。ベントナイトはどちらも3%である。配合はセメント改良土の配合を参考に、試験練りを行って決定した。

3.5 荷荷実験

図-3.6に荷装置の概要を示す。水平ジャッキは1MNジャッキを柱の左右に各1台取り付けて使用した。軸力荷荷用ジャッキは、Sシリーズでは500kNジャッキを、Mシリーズでは2MNジャッキ

をそれぞれ使用した。荷荷方法は、すべて変位制御で行った。試験体損傷にともなうねじり変形を抑えるために、引張側の水平ジャッキのみを使用し、圧縮側の水平ジャッキには荷重がかからないように圧抜弁を開放しておいた。荷荷は、計算降伏荷重の75%の予備荷重1回と、基準変位の整数倍の正負交番

荷荷とし、主鉄筋降伏後の同一変位における繰り返し回数はすべて3回とした。降伏変位の設定は、柱基部の最外縁の主鉄筋4本に貼り付けたひずみゲージのうち3か所以上の測定値が、事前に実施した鉄筋の引張試験により求めた降伏ひずみに達した時点の変位とした。

荷荷範囲は、最大荷重に達した後、荷重が降伏荷重の50%を下回るか軸力を保持できなくなるまで荷荷することを基本とした。Sシリーズ試験体の正負交番荷荷中の軸力は、死荷重+列車荷重分の軸力（294kN）とし、水平荷重0（残留変位）状態においては、死荷重+列車荷重+衝撃相当分の軸力（422kN）と増分させ荷荷し、転倒の有無を検証した。Mシリーズの場合は、死荷重+列車荷重分の軸力が1176kN、死荷重+列車荷重+衝撃相当分の軸力が1688kNとなる。

4. 実験結果

4.1 材料試験結果

(1) コンクリートおよびモルタル

コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-4.1に示す。試験体はSシリーズ2回、Mシリーズ1回の合計3回に分けて打設した。SNF-1、SGF-1、SGF-2、SGP-1試験体の材料試験は、荷荷前、荷荷中、荷荷後の3回実施した平均値とし、その他の試験体については、荷荷前と荷荷後の2回の平均とした。モルタルは、鋼板補強試験体の鋼板とコンクリート躯体の間に注入した無収縮モルタルである。

(2) 鉄筋および鋼板

鉄筋および鋼板の引張試験結果を表-4.2に示す。降伏変位の決定は、主鉄筋の降伏ひずみ（D16：

表-4.1 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体名	部 位	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
SNF-1,SGF-1	柱	27.8	26.9	0.197
SGF-2,SGP-1	基礎	30.9	28.1	0.203
SNF-2,SNP-1	柱	35.4	28.8	0.182
	基礎	35.7	29.0	0.188
M シリーズ	柱	29.7	28.9	0.213
	基礎	26.8	27.0	0.196
SGP-1	鋼板内モルタル	74.2	24.5	0.221
SNF-2	鋼板内モルタル	53.0	20.9	0.203
SNP-1	鋼板内モルタル	47.8	20.6	0.201

表-4.2 鉄筋および鋼板の材料試験結果

鋼材の 種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひ ずみ(μ)	弾性係数 (N/mm ²)	破断伸び (%)	備 考
D16 鉄筋	387.8	567.4	2052	188.9	22.7	SNF-1,SGF-1,SGF-2,SGP-1
D16 鉄筋	399.6	591.8	2066	193.5	27.8	SNF-2,SNP-1
ϕ 4 鉄筋	564.7	615.4	2996	188.5	16.0	SNF-2
D32 鉄筋	345.4	540.2	1754	196.9	29.5	M シリーズ
ϕ 9 鉄筋	332.7	441.7	1621	205.2	40.3	M シリーズ
t3.2 鋼板	278.0	374.7	1382	201.2	33.7	SGP-1
t3.2 鋼板	272.9	381.7	1422	191.9	36.2	SNP-1
t4.5 鋼板	322.3	412.5	1764	182.7	37.6	SNF-2

表-4.3 実験結果一覧

試験体 名	降伏変位 (mm)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	終局変位(mm)	じん性率	
					正負結果	平均
SNF-1	11.2 (-12.2)	90.9 (-94.9)	106.8 (-104.9)	50.4 (-39.8)	4.5 (3.3)	3.9
SNF-2	11.5 (-12.0)	95.8 (-91.9)	113.6 (-113.4)	103.3 (-106.1)	9.0 (8.9)	9.0
SGF-1	12.1 (-11.1)	91.5 (-89.5)	107.9 (-103.9)	50.4 (—)	4.2 (—)	4.2
SGF-2	12.2 (-11.2)	93.2 (-90.8)	106.2 (-105.8)	64.1 (-62.0)	5.2 (5.6)	5.4
SNP-1	8.8 (-9.9)	81.2 (-89.9)	105.2 (-108.7)	54.3 (-44.5)	6.2 (4.5)	5.4
SGP-1	8.0 (-8.9)	84.1 (-91.5)	105.3 (-110.2)	59.0 (-55.0)	7.4 (6.2)	6.8
MNF-1	20.4 (-18.6)	312.4 (-301.7)	366.4 (-363.8)	112.1 (-118.8)	5.5 (6.4)	6.0
MGF-1	21.8 (-19.3)	339.6 (-303.2)	388.6 (-371.6)	170.9 (—)	7.9 (—)	7.9
MGF-2	21.3 (-19.9)	314.1 (-308.9)	372.8 (-367.6)	159.6 (-158.2)	7.5 (7.9)	7.7

() 内は載荷負側の値、—は計測値なし、終局変位は降伏荷重維持 (N 点) の値

2052 μ , 2066 μ , D32 : 1754 μ) を用いて決定した。

4.2 載荷実験結果

(1) 実験結果一覧

表- 4.3 に実験結果の一覧を示す。() 内は負側の値を示す。じん性率は、降伏荷重を維持した最大の変位を降伏変位で除した値である。

載荷基準変位は、試験体ごとの比較を行うために降伏変位の近い試験体は同じ値として載荷を行った。S シリーズの場合、土槽の有無に関わらず SRF 補強試験体は 12mm、鋼板補強試験体は 8mm とした。M シリーズの場合は、土槽なしの MNF-1 試験体は 20mm、土槽ありの 2 試験体は 22mm とした。

(2) 破壊状況

今回の試験体 (SNF-2 を除く) の無補強部分は、基部から 1D または 0.5D であるが、損傷範囲はこの無補強部分に集中し、主鉄筋の座屈長さは無補強部分が 1D の場合は 1D に、0.5D の場合はほぼ 0.5D となり、補強部にはほとんど変状が見られなかった。

SNF-1, SGF-1, SGF-2, SNP-1, SGP-1 試験体の場合、主鉄筋の座屈を防止するための帯鉄筋が配置されていないため、 $4\delta_y$ 以降になると主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが発生し、急激に荷重が低下して軸力を保持できない状態に至った。

S シリーズの試験体のうち、土槽ありの試験体では乾燥砂 (SGF-1) または湿潤砂 (SGF-2, SGP-1) を用いたが、これらの砂は柱の変形にともない柱周辺部分が最大で 30mm 程度盛り上がった。

無補強部分が 0.5D で鋼板補強した SGP-1 試験体と基部 1D 区間に 4.5mm 厚の鋼板を差し込んだ SNF-2 試験体では、 $9\delta_y$ 以降の大変形時に鉄筋が破断し荷重が低下したが、無補強部分が 1D で鋼板補強した SNP-1 試験体は、鉄筋が破断しないまま荷重が降伏荷重の 50% を下回った。

M シリーズの土槽あり試験体 (MGF-1, MGF-2) は、砂にセメントを加えて強度を高めたものであるが、載荷実験時の地盤の強度は、それぞれ 0.37, 0.80N/mm² であった。MGF-1 試験体の場合、 $2\delta_y$

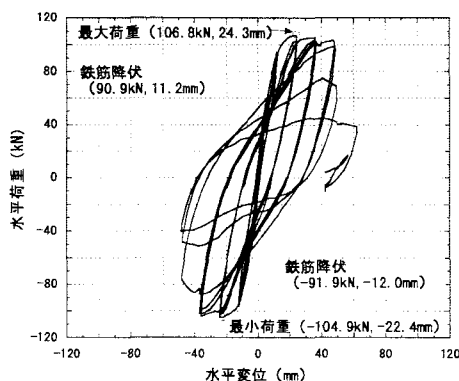


図-4.1 SNF-1 試験体の履歴曲線

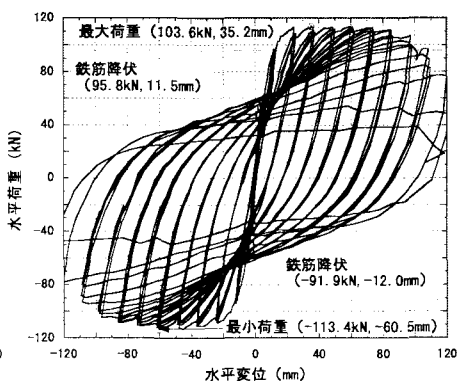


図-4.2 SNF-2 試験体の履歴曲線

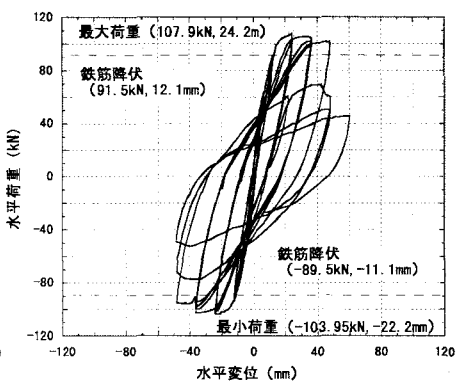


図-4.3 SGF-1 試験体の履歴曲線

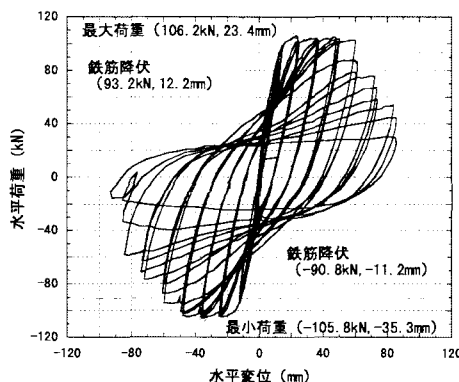


図-4.4 SGF-2 試験体の履歴曲線

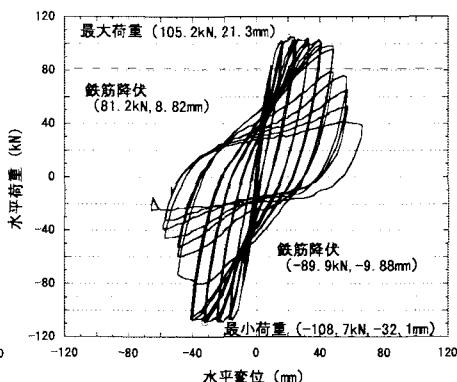


図-4.5 SNP-1 試験体の履歴曲線

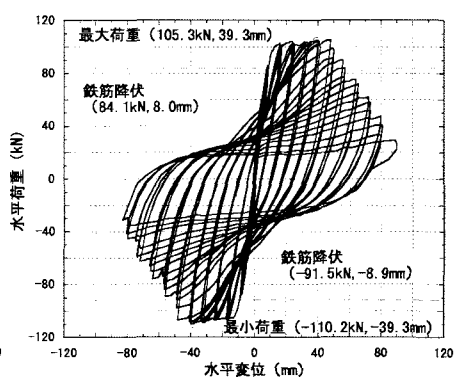


図-4.6 SGP-2 試験体の履歴曲線

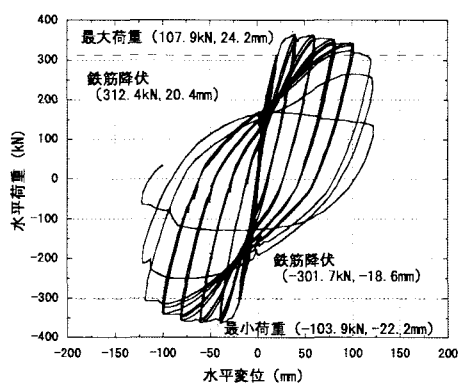


図-4.7 MNF-1 試験体の履歴曲線

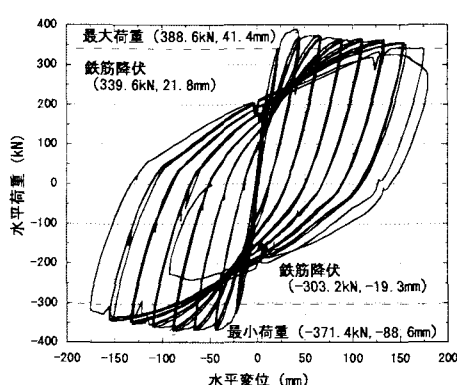


図-4.8 MGF-1 試験体の履歴曲線

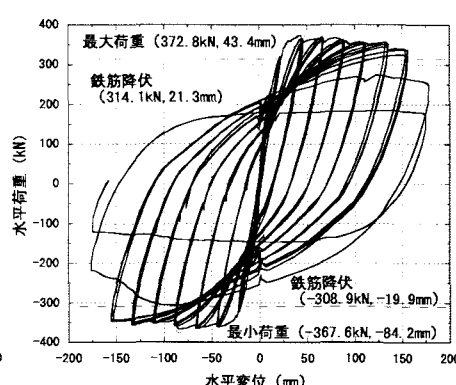


図-4.9 MGF-2 試験体の履歴曲線

載荷時に地盤内に水平方向のひび割れが発生し、地盤が上下に分離した状態となった。地盤上部は柱の動きにあわせて左右に移動するようになったが、地盤下部は最後まで柱を拘束していた。MGF-2 試験体の場合は、地盤内にひび割れは認められなかったが、フーチング上面と地盤の縁が切れて、柱の動きにあわせて土槽全体が左右に移動する状態となった。M シリーズ試験体の主鉄筋の座屈については、座屈上端は 3 体ともに 1D 付近となっているが、MGF-1 試験体は座屈下端が他の 2 体に比べて上に上がっており、地盤による拘束効果が見られた。

(3) 荷重-変位関係

図- 4.1～図- 4.9 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は軸力ジャッキの水平方向分力と軸力による

付加モーメントを考慮した換算水平荷重である。

SNF-1 試験体は、 $4\delta_y$ 載荷の負側の第 2 サイクル（以後、4-2 サイクル）で荷重が大きく低下している。 $5\delta_y$ 載荷の正側の第 1 サイクル（以後、5+1 サイクル）においては、途中から水平荷重が減少しており、軸力を保持できなくなった状態となっている。

SNF-2 試験体は、エネルギー吸収性能の高い紡錘型の履歴曲線を描いており、急激な荷重低下も見られず、高い変形性能を示している。 $10\delta_y$ 載荷時のループで荷重が低下している部分は、鉄筋が破断した点である。

SGF-1 試験体の履歴曲線は、SNF-1 試験体とほぼ同様な形を示しており、乾燥砂の場合にはほとんど拘束効果が見られないことがわかる。

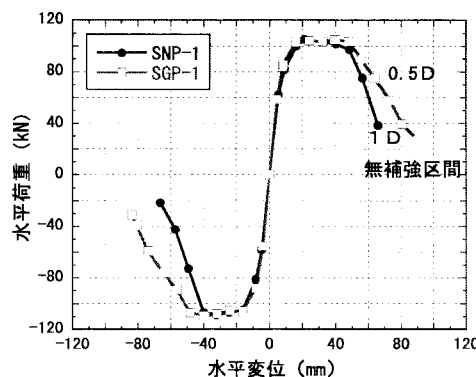


図-5.1 鋼板補強試験体の包絡線

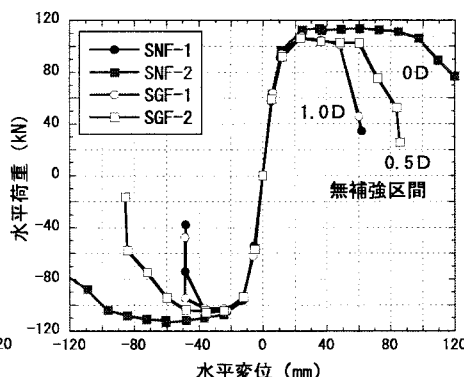


図-5.2 SRF 補強試験体の包絡線

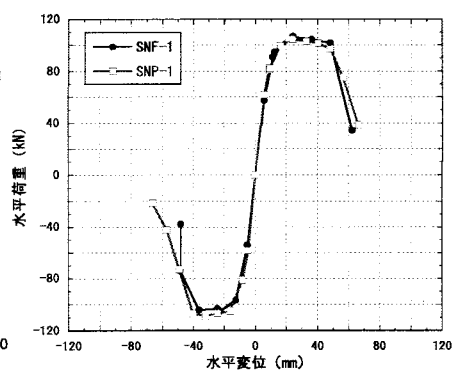


図-5.3 補強法の相違による比較

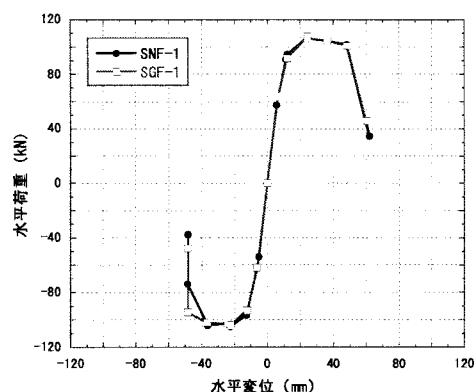


図-5.4 土被りの影響 (30cm モデル)

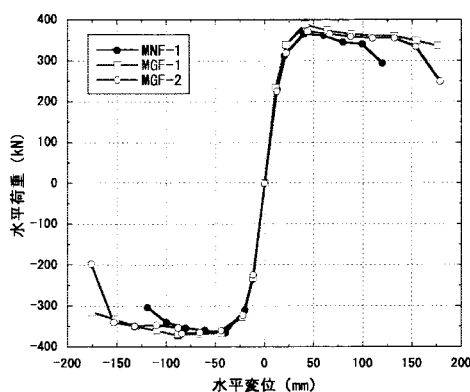


図-5.5 土被りの影響 (60cm モデル)

高架橋柱を模擬した試験体の正負交番載荷実験を実施した結果、柱基部に1D までの無補強区間を有した場合でも、柱上部をSRF 補強した場合のじん性率は3.9~7.9、鋼板補強した場合は5.4 となり、せん断破壊を防止することができた。損傷は無補強部分に集中して、補強部分に変形は見られなかった。

SGF-2 試験体のじん性率は5.4 で、SGF-1 試験体に比べて1 ステップ大きくなっており、荷重低下の度合いも小さくなっている。

SNP-1 試験体のじん性率は5.4 と SNF-1 試験体や SGF-1 試験体と比べると大きくなっているが、初期剛性が高く基準変位が小さいため絶対変位で比べると、SNF-1、SGF-1 試験体と同様の形状を示している。

SGP-1 試験体の履歴曲線は、無補強範囲が同じ0.5D の SGF-2 試験体とよく似た形状を示している。

MNF-1 試験体のじん性率は6.0 で、SNF-1 試験体よりも1 ステップ大きくなっているが、これは柱基部の帯鉄筋の有無の差が考えられる。6+3 サイクル以降は水平荷重が負勾配となっており、軸力を保持できない状態となっている。

MGF-1 試験体は8-2 サイクルで急激に荷重低下しているが、それまでは非常に安定した履歴曲線を描いており、地盤の拘束効果が現れている。

MGF-2 試験体のじん性率は、MGF-1 試験体と同じ7 であるが、履歴曲線は8+1 サイクルから大きく低下しており、8+2 サイクル以降は荷重がほとんど増加していない。

5. 実験結果の検討および考察

5.1 実験結果総括

鋼板補強試験体の初期剛性は、SRF 補強試験体に比べて高く、鋼板補強試験体の降伏変位は、SRF 補強試験体の2/3 であった。しかし、補強方法だけが異なる試験体の結果を比較すると、降伏変位が異なるため載荷変位や同一変位における載荷繰返し回数が異なるにも関わらず、鋼板補強試験体と SRF 補強試験体の包絡線はほぼ一致した。また、鋼板補強の場合も SRF 補強の場合も無補強区間が0.5D から1D へ広がると変形性能は低下する結果が得られた。

破壊状況は土被りの有無に関わらず、無補強部分に帯鉄筋が配置されていない試験体の場合は、主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが発生すると、主鉄筋の座屈を防止することができないため、急激に荷重が低下し軸力を保持できない状態に至った。写真-5.1~写真-5.8 に試験体の最終状況を示す。

土槽に乾燥砂や湿潤砂を用いて土被り部を模擬した場合は、土被りの有無が耐力や変形性能に及ぼす影響は見られなかった。しかし、現状の土被りの強度を模擬し、セメントを混ぜて地盤の強度を0.3N/mm² 程度まで上げると、変形性能が向上し、荷重の低下度合いも改善され、土被りの影響が確認できた。また、写真-5.9、写真-5.10 に示すように、土被りの拘束効果により、鉄筋の座屈も抑制された。

本実験結果を以下の項目を着目して、実験データ

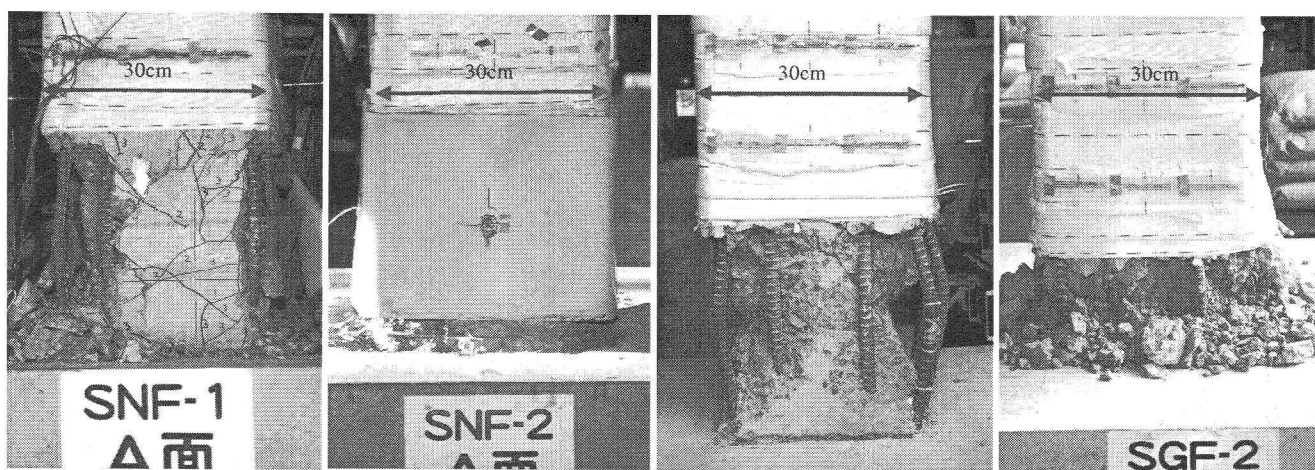


写真-5.1 SNF-1 終了

写真-5.2 SNF-2 終了

写真-5.3 SGF-1 終了

写真-5.4 SGF-2 終了

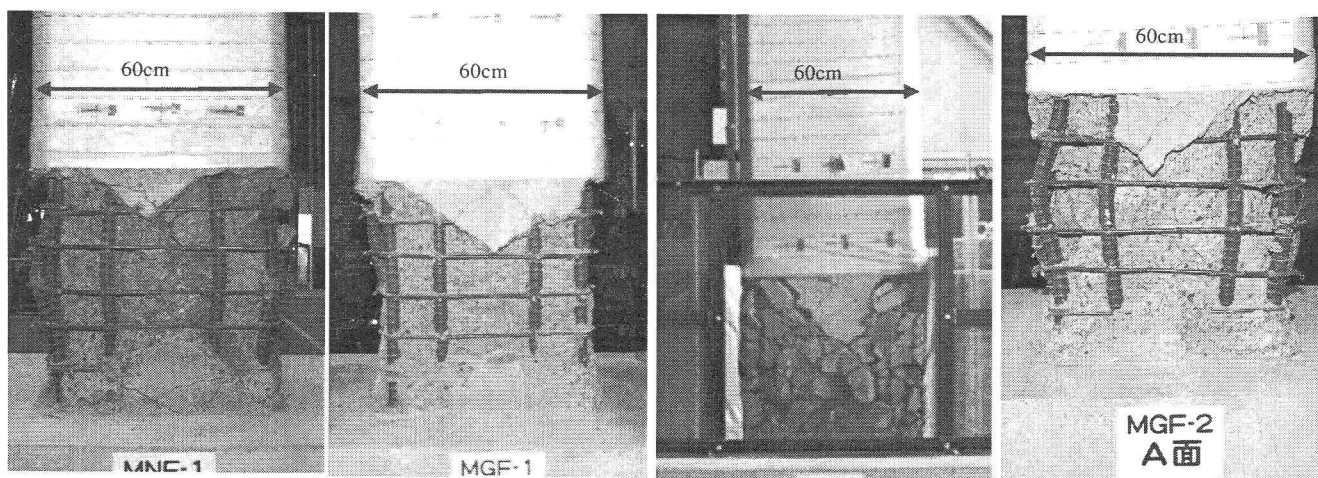


写真-5.5 MNF-1 終了

写真-5.6 MGF-1 終了

写真-5.7 MGF-2 終了

写真-5.8 MGF-2 土槽撤去

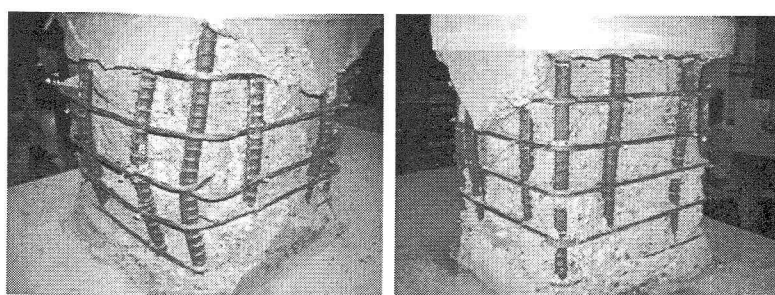


写真-5.9 MNF-1 柱基部

写真-5.10 MGF-1 柱基部

の検討および考察を示す。

- ・ 補強不要となる補強区間
- ・ 柱部材基部の土被り部の拘束効果
- ・ 柱下端の補強省略によるせん断破壊抑制効果
- ・ スケール効果

5.2 補強不要となる補強区間

(1) 鋼板巻き補強の場合で不要となる区間

鋼板補強で不要となる補強区間に関して、鋼板補強試験体 2 体 (SNF-1, SGP-1) の実験結果を基に検討を行う。補強区間だけでなく、土被りの有無もパラメータとなっているが、ここでは土被りの有無

は無視して検討を行う。図- 5.1 に鋼板補強試験体の包絡線の比較を示す。6+1 サイクルまではほとんど同じ挙動を示しているが、6-1 サイクル以降の荷重低下の度合いは SNF-1 試験体の方が著しい。無補強区間が 1D の SNF-1 試験体のじん性率は 5.4、無補強区間が 0.5D の SGP-1 試験体のじん性率は 6.8 となり、柱基部に無補強区間があるにも関わらず、じん性率で評価すると、ある

程度の変形性能を有していることがわかる。変形性能に対しては無補強区間の影響が見られる。無補強区間が広がるにつれて、じん性率は直線的に減少する傾向を示しているため、この関係をそのまま延長すると、無補強区間が 2D の場合はじん性率が 3.6 となる。

(2) SRF 補強で不要となる補強区間

SRF 補強で不要となる補強区間に関して、S シリーズの SRF 補強試験体 4 体 (SNF-1, SNF-2, SGF-1, SGF-2) の実験結果を基に検討を行う。ここでも土被りの有無は無視して検討を行う。図- 5.2 に包絡線の比較を示す。柱基部 1D 区間に 4.5mm 厚の鋼板

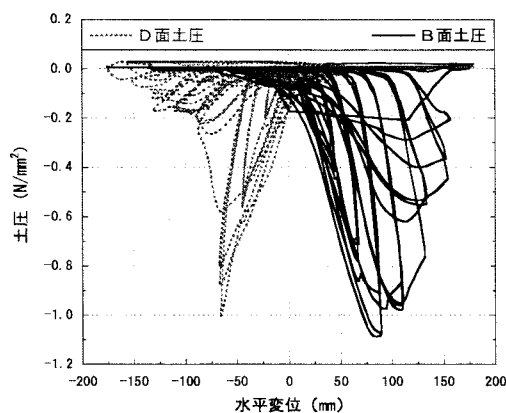


図-5.6 柱側面の作用土圧 (MGF-1)

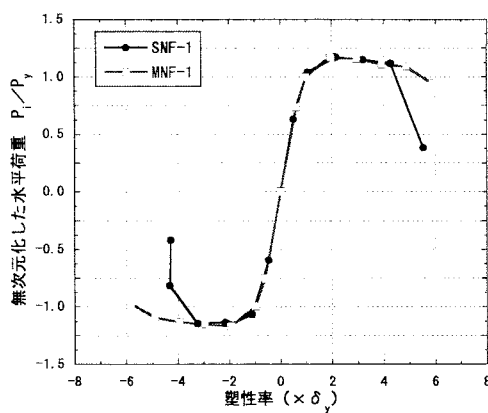


図-5.7 無次元化した包絡線比較

を差し込んだ SNF-2 試験体を除く 3 体の包絡線は、4+1 サイクルまで一致しているが、4-1 サイクル以降の荷重低下の度合いが無補強区間の範囲によって異なっている。無補強区間が 1D の SNF-1 試験体と SGF-1 試験体の包絡線はほとんど一致しており、乾燥砂を用いた地盤の影響は見られない。じん性率は、SNF-1 試験体が 3.9、SGF-1 試験体が 4.2、SGF-2 試験体が 5.4、SNF-2 試験体が 9.0 となり、SRF 補強の場合にも変形性能に対して無補強区間の影響が見られる。SGF-2 試験体と SNF-1、SGF-1 試験体の平均値をそのまま延長すると、無補強区間が 2D の場合はじん性率が 1.35 となる。鋼板補強試験体と異なる結果となった原因としては、鋼板補強試験体の降伏変位が 8mm であるのに対して、SRF 補強試験体の降伏変位は 12mm と 1.5 倍になっていることが挙げられる。図-5.3 に SNF-1 試験体と SNP-1 試験体の包絡線の比較を示す。降伏変位が異なるため載荷変位や同一変位における載荷繰り返し回数が異なるにも関わらず、絶対変位量で表すと 2 体の包絡線はほぼ一致する結果となっている。

5.3 柱部材基部の土被り部の拘束効果

柱部材基部の土被り部の拘束効果を検討するために、無補強区間が同じ試験体の実験結果の比較を行う。S シリーズの場合は SNF-1 試験体と SGF-1 試験体、M シリーズの場合は MNF-1 試験体と MGF-1、MGF-2 試験体の実験結果を用いる。

図-5.4、図-5.5 に包絡線に及ぼす土被り部の影響を示す。S シリーズの場合、土被り部の影響は見られない。これは、地盤に乾燥砂を用いたためと考えられる。一方、M シリーズの場合は包絡線に土被り部の影響が現れており、土被りのない MNF-1 試験体のじん性率が 6.0 であるのに対して、土被りありの MGF-1、MGF-2 試験体のじん性率は 7.9、7.7 となっている。M シリーズの地盤は砂にセメントとベントナイトを混ぜて強度を高めており、載荷実

験時の地盤の強度は、それぞれ 0.37、 0.80N/mm^2 となっていることから、土被りの有無による影響が現れたものと考えられる。図-5.6 に MGF-1 試験体の柱側面に作用する土圧を示す。これは、地盤に接する柱の中央部において、幅 40mm、高さ 80mm のプレート 2 枚の間に圧力計

を 2 個はさみこんで計測したものである。3~4 δ_y 載荷で最大値に達した後は、載荷変位が増大しても土圧の増加は見られない。これは、繰り返し載荷によって地盤と柱の間に隙間が生じたためと考えられる。

5.4 柱下端の補強省略によるせん断破壊抑制効果

S シリーズ試験体のひび割れに関しては、被りコンクリートがはく落する直前のステップでのひび割れは、斜めひび割れは発生しているものの、最終的には主鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが大きく開いて終局に至っており、柱を SRF 補強した場合、1D までの範囲内であれば、無補強区間があってもせん断破壊は生じないことがわかる。

写真-5.1~写真-5.8 に示すように、補強部には変状は見られなく、柱下端の補強を行わない場合でも、せん断破壊を抑制する効果が得られることがわかる。

5.5 スケール効果

スケール効果を確認するために、断面寸法が 300mm 角の SNF-1 試験体と 600mm 角の MNF-1 試験体の実験結果の比較を行う。図-5.7 に正側の降伏荷重および降伏変位で無次元化した SNF-1 試験体と MNF-1 試験体の包絡線の比較を示す。4+1 サイクルまでは 2 体の包絡線は一致している。4-1 サイクル以降は SNF-1 試験体の荷重が急激に低下しているが、これは SNF-1 試験体が無補強区間を含めて全く帯鉄筋が配置されていないのに対して、MNF-1 試験体は基部から 1000mm の範囲までは $\phi 9\text{mm}$ の丸鋼が 100mm ピッチで配置されていることから、SNF-1 試験体のような急激な荷重低下が生じなかったものと考えられる。このため、断面寸法が 2 倍程度異なる試験体の場合には、変形性能や耐力を縮小試験体で確認することが可能であると考えられる。

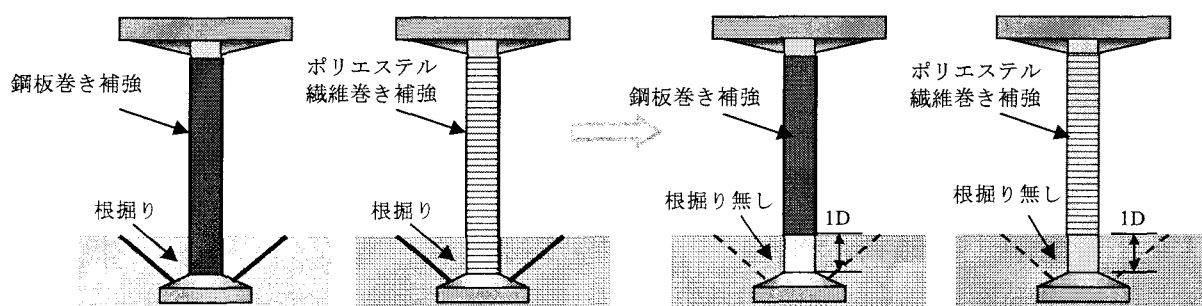


図-6.1 高架橋柱基部の補強省略工法

6. 結 論

駅部高架下の店舗等の利用箇所の耐震補強の施工困難箇所の RC ラーメン高架橋を想定し、柱基部の土被り部の地震時拘束力を評価も含め、その箇所の補強の必要性について、本研究では、高架橋柱を模擬した試験体による正負交番載荷実験により検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 柱下端 1D (D: 柱短辺) の巻立て補強を図-6.1 に示すように省略しても、柱部材のせん断破壊を確実に抑制し、破壊形態を曲げ破壊タイプに移行する所要の耐震性能を満足することを確認した。
- (2) 柱基部 1D および 0.5D 区間を無補強とした鋼板補強試験体のじん性率は、それぞれ 5.4, 6.8 となり、無補強区間があるにも関わらず、変形性能を有していた。無補強区間の大きくなるほど、じん性率は直線的に減少するものと考えられる。
- (3) 柱基部 1D および 0.5D 区間を無補強とした SRF 補強試験体のじん性率は、それぞれ 4.2, 5.4 となり、鋼板補強に比べると小さいものの変形性能を有していた。また、変形性能に対して鋼板補強と同様に、無補強区間の範囲が大きくなるほど、じん性率は減少する。ただし、降伏変位が鋼板補強試験体の 1.5 倍となっており、絶対変位量で比較した場合には鋼板補強の場合との差は見られない。
- (4) 柱基部の土被り部の拘束効果が、じん性率や包絡線に影響を及ぼすためには、地盤の強度が 0.3N/mm^2 程度あることが必要である。
- (5) 帯鉄筋が配置されていない柱で、かつ、基部から 1D までの無補強区間を有する柱でも、せん断破壊を抑制し、じん性率を 4 程度以上に引き上げることができる。
- (6) 降伏荷重および降伏変位で無次元化すると、断面寸法が 2 倍異なる柱の包絡線は一致した。このため、変形性能や耐力を縮小試験体で確認することができるものと考えられる。
- (7) 柱基部に 1D (D: 柱短辺) の無補強区間を

設け、設計上のせん断破壊防止の最低巻き厚で補強した場合でも、初期せん断破壊防止し、変形性能を得られる。

今後は、高架橋柱下端（地中部）の施工省略補強について、各地域の想定地震動を考慮した適用条件の精査や、床面コンクリートの拘束効果の耐震性能への影響の検討を行うものである^{5)・6)}。

謝辞

本稿をまとめるにあたり、清水建設㈱滝本氏をはじめ多くの方に御協力を賜ったことを、ここに感謝します。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 (財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，1999.10.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1999.7.
- 3) SRF 補強技術，構造品質保証研究所㈱発行，2003.1.
- 4) 稲熊弘，関雅樹：鉄道高架橋柱のポリエステル繊維巻き補強に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.50A, pp.515-526, 2004.3.
- 5) 岩田秀治，関雅樹，長縄卓夫：塑性領域を考慮したラーメン高架橋の耐震補強法の提案，土木学会第 59 回年次講演会，I-183, 2004.9.
- 6) 稲熊弘，関雅樹：交番載荷試験における RC 柱のポストピーク挙動に関する考察，土木学会第 59 回年次講演会，V-408, 2004.9.

(2004 年 9 月 17 日受付)