

論文 梁 S, 柱 RC で構成される混合構造の実大架構実験

千葉隆史*1・小澤潤治*2・豊嶋 学*2・磯 雅人*1

要旨:プレキャスト化と主筋の細径化を行ったRC柱とS梁とで構成される混合構造の架構としての挙動を把握するため、実大実験を行った。架構は計画した梁降伏先行型の全体崩壊機構を形成し、崩壊機構形成後も局所的に破壊することなく、安定した履歴性状を示した。接合部においても目立った損傷が生じることもなく、終局に至るまで良好な定着が得られた。又、固有振動数、メカニズム時耐力については解析により精度よく評価することが出来た。

キーワード:混合構造, 実大架構, 全体降伏機構, プレキャスト

1. 序論

近年、梁S, 柱RCで構成される混合構造に関して実験研究が盛んに行われている。これら研究の中心は接合部の部材実験であり、著者等もこの種の研究を行い異種部材間の応力伝達機構の確認を進めてきた[1]。しかしながら、合理的な設計法を目指すに当たって、架構全体の挙動に関しても把握しておく必要がある。このような立場から文献[2]において3層2スパンの実大規模の混合構造架構について実験を行い基礎資料を得た。本研究ではこの結果に基づき、過剰な柱耐力の割増しを避け合理的な設計を行うために柱主筋の細径化を行い、又、施工の省力化を狙い柱にプレキャスト構法を採用した架構について、弾性時並びに弾塑性時挙動の確認をすることを目的として実験を行った。

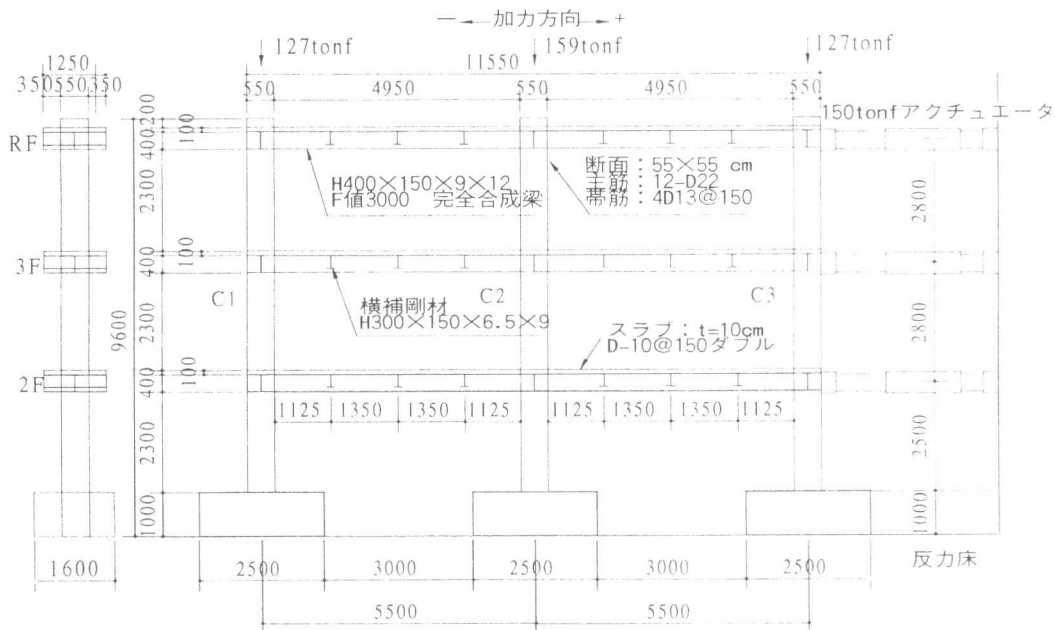


図-1 試験体の形状・寸法

*1 東急建設(株)技術研究所(正会員)

*2 東急建設(株)技術研究所

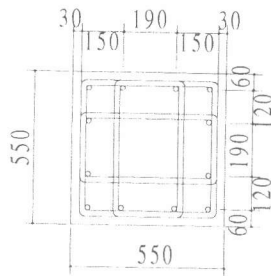


図-2 柱・梁断面

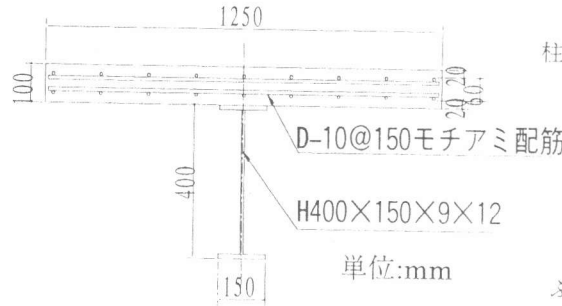


図-3 接合部形状

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体の形状・寸法, 図-2に柱・梁断面, 図-3に接合部形状を示す。試験体は3層2スパンの実大架構で文献[2]で検討を行った試験体と基本的には同一形状であるが, 柱の脚部で全主筋にスリーブ継手を設け, コンクリートを打継ぐことによりプレキャストを模擬した。又, 主筋の細径化(12-D29, $P_g=2.55\%$ →12-D22, $P_g=1.54\%$)も併せて行った。一方, 梁, ス

表-1 材料試験結果

| 鋼材 使用箇所 | 形状・材質 | 降伏強度 (kgf/cm ²) | 引張強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 ×10 ⁴ (kgf/cm ²) |
|----------------|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---|
| 梁鉄骨フランジ | PL-12(SS400) | 2910 | 4500 | 2.15 |
| 梁鉄骨ウェブ | PL-9(SS400) | 3310 | 4580 | 2.19 |
| 接合部ふさぎ板 | PL-4.5(SPHC) | 2790 | 4490 | 2.17 |
| 柱主筋 | D22(SD345) | 4050 | 5980 | 2.00 |
| 柱帯筋(一般部) | D13(SD295A) | 3250 | 5030 | 1.81 |
| (継手部) | D10(SD295A) | 3800 | 5390 | 1.91 |
| スラブ筋 | D10(SD295A) | 3840 | 5300 | 1.95 |
| コンクリート 打設箇所 | 設計基準強度 (kgf/cm ²) | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 割裂強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 ×10 ⁴ (kgf/cm ²) |
| 1F柱 2Fスラブ | 210 | 391 | 32.7 | 2.85 |
| 2F柱 3Fスラブ | | 387 | 33.0 | 2.79 |
| 3F柱 RFスラブ | | 341 | 36.1 | 2.85 |

ラブ, 接合部については変更は行わなかった。尚, 接合部は内側にコッター筋($\phi=6.0\text{mm}$)を有するふさぎ板($t=4.5\text{mm}$)によって拘束された形状としている。表-1に使用材料の試験結果を示す。

2.2 実験方法

実験は常時微動測定, 地震観測, 柔性・剛性マトリクス測定により弾性挙動の測定を, 静的繰り返し载荷により弾塑性挙動の測定を行った。尚, 観測された地震の諸元は表-2のとおりである。水平加力は先ず微小変位加力による柔性・剛性マトリクスの測定を行った後, 正負交番繰り返し载荷により破壊加力を行った。

水平力は3台のアクチュエータ(150tonf, $\pm 50\text{cm}$)により与えた。又, 油圧ジャッキにより一定の長期軸力(C2柱: 159tonf [軸力比: 0.25], C1柱, C3柱: 127tonf [軸力比: 0.20])を加えたが, 柔性・剛性マトリクスの測定では軸力の有無による影響も見つかるため, 軸力を導入する前にも測定を行った。破壊加力ではR階を変位制御とし, 3階, 2階は荷重が逆三角形分布となるようにR階の荷重に追従するよう制御した。図-4に加力スケジュールを示す。尚, 途中 1/100 から 1/50

表-2 観測地震諸元

| | |
|----------|-------------------------|
| 発生年月日 | 1994年6月29日 |
| 発生時刻 | 午前11時01分 |
| 震源位置 | 千葉県南方沖 |
| 震源深さ | 60km |
| マグニチュード* | 5.3 |
| 震度 | 東京: 3 |
| 備考 | R階加力方向の 最大加速度: 20gal |

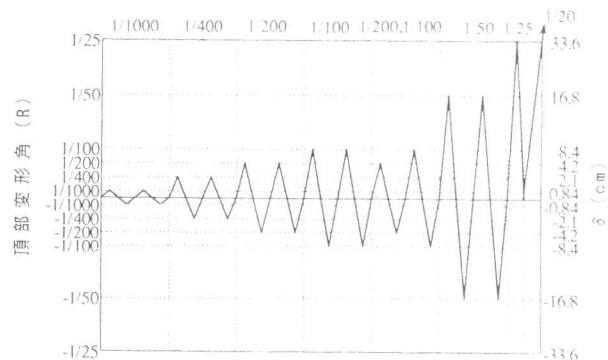


図-4 加力スケジュール

の間に 1/200 と 1/100 を各 1 サイクルずつ加力することにより、耐力、復元力特性の変化等を確認した。又、R 階における変位は加力反対側の C 1 柱梁芯の水平変位により制御を行った。

2. 3 解析方法

解析は構造計画研究所開発の RESP-F3[3]を用い、単調荷重により行った。柱の履歴はひび割れを考慮した Tri-Linear モデルとし、耐力には長期軸力による影響を考慮した。鉄骨梁とコンクリートスラブによる合成梁の履歴は全塑性モーメント以降の剛性低下のみを考慮した Bi-Linear モデルとし、諸特性は各種合成構造設計指針[4]に従った。又、接合部は柱・梁の応力中心間を剛域と仮定した。尚、材料強度は材料試験結果に基づいた実強度を用い、降伏後の剛性については初期剛性の 1/1000 とした。

3. 弾性挙動の検討

表-3 固有振動数の比較

| | 軸力 | 柔性マトリクス測定 | | | 剛性マトリクス測定 | | | 常時微動測定 ^{*)} | 地震観測 ^{*)} | 固有値解析 |
|----|----|-----------|-------|-------|-----------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| | | C 1 柱 | C 2 柱 | C 3 柱 | C 1 柱 | C 2 柱 | C 3 柱 | | | |
| 1次 | なし | 4.64 | 4.66 | 4.60 | 4.99 | 4.80 | 4.58 | 6.41 23.67 (不詳) | 6.45 23.90 (不詳) | 5.45 25.16 55.05 |
| 2次 | | 18.49 | 17.74 | 17.13 | 19.26 | 17.92 | 16.20 | | | |
| 3次 | | 40.92 | 39.69 | 29.58 | 35.56 | 32.78 | 28.87 | | | |
| 1次 | あり | 5.37 | 5.38 | 5.32 | 5.98 | 5.91 | 5.53 | ※セゾング周波数は200Hz | | |
| 2次 | | 22.52 | 20.63 | 19.11 | 23.31 | 22.26 | 19.41 | | | |
| 3次 | | 60.14 | 42.90 | 33.92 | 45.51 | 40.78 | 34.63 | | | |

表-3 に各測定から得られた固有振動数を固有値解析を行った結果と併せて示す。又、図-5 には 1 次固有振動数の比較を示す。常時微動測定と地震観測より得た固有振動数はほぼ一致した。柔性・剛性マトリクス測定より得た固有振動数は、常時微動測定、地震観測より得たものと比べ、低いものとなった。柔性・剛性マトリクスより得た振動数について軸力の有無による比較をすると軸力ありの方が振動数が高かった。これらの違いの原因として変形レベルの違いが考えられる。即ち、頂部水平変形と比較すると、常時微動測定では約 1.5 μm、地震観測では約 120 μm であるのに対して、柔性マトリクス測定では約 6mm と地震観測の 50 倍の変形を与えており、この違いにより初期ひび割れ等が影響を及ぼしたものと考えられる。又、柔性・剛性マトリクスより得た振動数では、C 3 柱側からの片側加力のため C 3 柱よりも C 1 柱で測定した方が振動数が高く評価される傾向があった。一方、固有値解析の結果は常時微動測定、地震観測より算出した固有振動数と極めてよい対応を示した。尚、地震観測より推定された試験体の減衰定数は約 0.3% 程度であった。

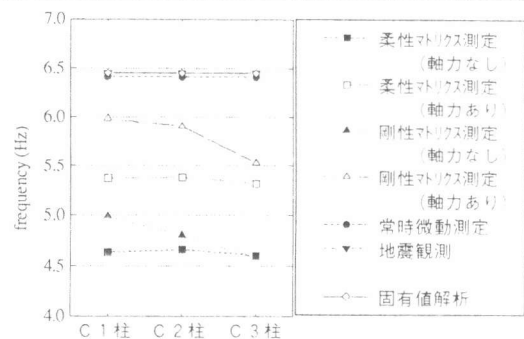
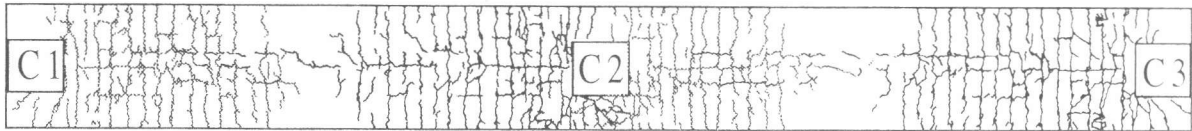


図-5 1 次固有振動数の比較

4. 弾塑性挙動の検討

4. 1 破壊経過

表-4 に諸耐力一覧、図-6 に降伏ヒンジの発生順序及びメカニズム時の水平力・水平変形を解析結果と比較して示す。尚、梁における塑性ヒンジの発生はフランジの縁降伏により判断した。ひび割れは頂部変形角 1/1000~1/400 で各階スラブに生じ、続いて 1/400 で 1 階柱脚、1/300 で 3 階柱頭、1/200 で 2 階柱頭に順次曲げひび割れが発生し、進展した。降伏は 1/300 で 2 階圧縮側梁フランジに生じ、続いて 1/150 で 3 階圧縮側梁フランジに生じた。その後順次上層の梁も降伏し、1/60 で R 階の一部の梁端部を除きほとんどの梁端部が降伏した。一方、柱は 1/150 で C 2 柱の 1 階柱脚



3階

表-4 諸耐力一覧

| 発生現象 | 頂部 変形角 | 層せん断力 (tonf) | | | | | |
|------------|-----------|--------------|-------|--------|--------|--------|--------|
| | | 3層 | | 2層 | | 1層 | |
| | | 実験 | 解析 | 実験 | 解析 | 実験 | 解析 |
| R階スラブひび割れ | 1/1000 | 10.30 | — | 17.00 | — | 20.10 | — |
| 3階スラブひび割れ | 1/800 | 12.29 | — | 20.27 | — | 24.06 | — |
| 2階スラブひび割れ | 1/400 | 21.50 | — | 35.46 | — | 42.06 | — |
| 1階柱脚曲げひび割れ | | | 18.08 | | 29.91 | | 35.49 |
| 2階梁端降伏開始 | 1/300 | 26.74 | 34.21 | 44.14 | 56.59 | 52.31 | 67.14 |
| 3階柱頭曲げひび割れ | | | 28.93 | | 47.85 | | 56.78 |
| 2階柱頭曲げひび割れ | 1/200 | 36.00 | 28.93 | 59.45 | 47.85 | 70.44 | 56.78 |
| 3階梁端降伏開始 | 1/150 | 43.81 | 41.11 | 72.20 | 68.01 | 85.41 | 80.70 |
| 1階柱脚降伏開始 | 1/120 | 50.16 | 52.61 | 82.63 | 87.03 | 97.81 | 103.27 |
| R階梁端降伏開始 | 1/60 | 62.06 | 58.61 | 102.44 | 96.96 | 121.39 | 115.05 |
| メカニズム形成 | 1/50 | 64.45 | 62.92 | 106.37 | 104.08 | 126.04 | 123.50 |

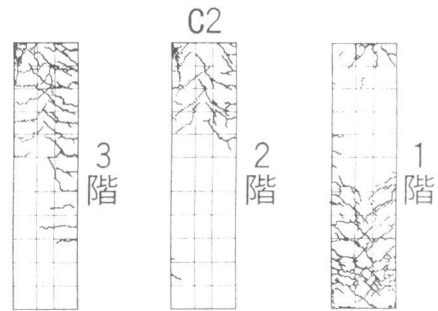


図-7 最終ひび割れ状況

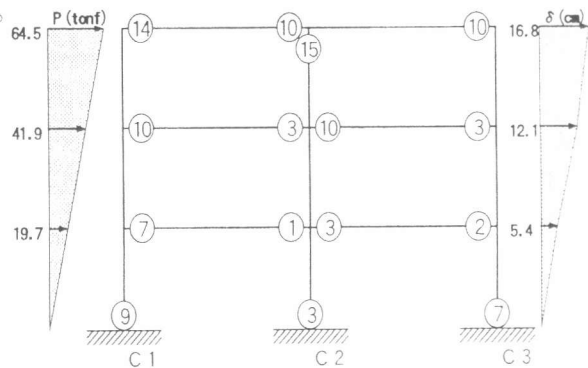
が降伏するとC1柱, C3柱も相次いで降伏した。そして1/50でC2柱の3階柱頭が降伏し, 全体降伏機構が形成された。降伏機構形成後は2階圧縮側梁下フランジ及びウェブで局部座屈が生じたが, 柱・梁接合部においては終局に至るまで目立った損傷もなく推移した(図-12)。

解析では塑性ヒンジの発生順序に若干の差異があるものの, 下層の梁から降伏が先行しメカニズムに至る傾向は大方捉えられた。又, 解析ではC1柱とC2柱の2階柱頭に降伏ヒンジが生じているが, 実験においてもメカニズム形成後の1/33で同一箇所以降に降伏が生じている。図-7に3階スラブ上面とC2柱正面の最終ひび割れ状況を示す。C2柱の3階柱頭に降伏ヒンジが発生したため, この位置でひび割れが多くなった他はどのスラブ, 柱もほぼ同じ傾向を示した。

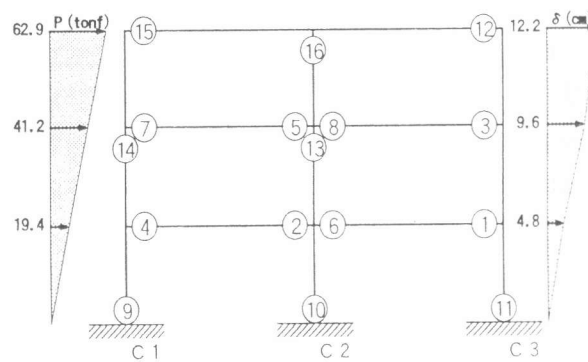
4. 2 荷重-変形関係

図-8に層間変形-層せん断力関係を示す。

架構は繰り返し加力による耐力の低下も少なく, 降伏機構形成後も終局に至るまで耐力が劣化することなく, 安定した履歴性状を示した。メカニズム時の層せん断力は解析値と実験値とがほぼ一致した。しかしながら層間変形については差が生じた。これは解析では合成梁におけるスラブのひび割れやスラブ筋の降伏による剛性低下, 梁フランジの縁降伏後の全塑性に達するまでの剛性, 及び柱降伏後剛性を的確に評価できていなかったためと思われる。



(a) 実験結果



(b) 解析結果

4. 3 等価粘性減衰定数

図-9 に等価粘性減衰定数の推移を示す。頂部変形角 $1/1000 \sim 1/200$ では $1.5 \sim 5.5\%$ 、 $1/100$ では $5.5 \sim 10\%$ 程度であったが、メカニズムを形成した $1/50$ では鉄骨梁の挙動が支配的となるため $16 \sim 18\%$ と履歴エネルギー吸収能は大きくなった。

4. 4 歪分布

図-10 に正加力時の C2 柱の主筋歪を示す。歪の分布は、1 階では柱脚の歪の大きい片持ち梁形式、2 階では逆対称に近い形、3 階では柱頭の歪の大きい片持ち梁形式となったが、2 階において柱脚の歪はあまり増加せず $1/50$ では柱頭の歪の大きい片持ち梁に近い形となった。C1 柱、C3 柱においても値そのものは若干小さいものの同様の傾向となった。各柱とも頂部変形角 $1/100 \sim 1/50$ のサイクルで 1 階柱脚が降伏し、C2 柱は $1/50$ のサイクルで 3 階柱頭も降伏した。接合部内における歪は滑らかに変化し、十分な応力伝達が行われたと思われる。一方、R 階ではスラブ下面で歪はほぼ 0 となっており、鉄筋の定着は終局に至るまで良好であったと思われる。

図-11 に正加力時の 3 階梁鉄骨下フランジの歪分布を示す。歪は危険断面位置で大きく、3 階では $1/200 \sim 1/100$ のサイクルで降伏している。尚、引張側において危険断面位置の歪が小さくなっているのは負側のサイクルで $1/600 \sim 1/300$ の時点で圧縮降伏したためである。上フランジ、及び R 階、2 階の梁フランジ歪も 3 階下フランジとほぼ同様の傾向を示したが、上フランジではスラブ圧縮側時に圧縮力をスラブも負担するため圧縮歪は小さいものとなった。又、R 階の歪は上下フランジとも 3 階・2 階と比べると小さいものとなった。接合部内にお

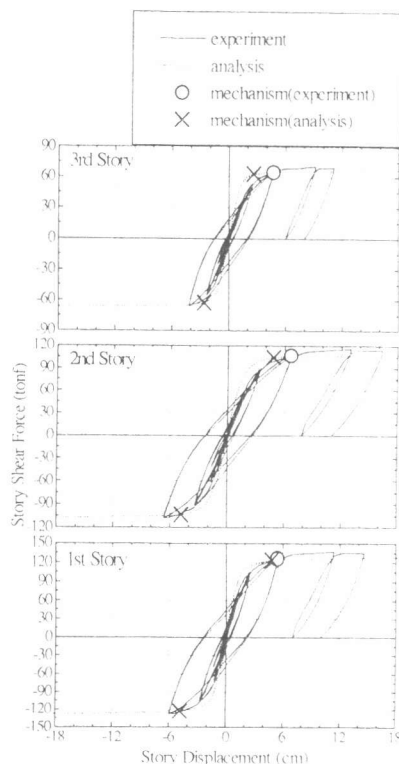


図-8 層間変形-層せん断力関係

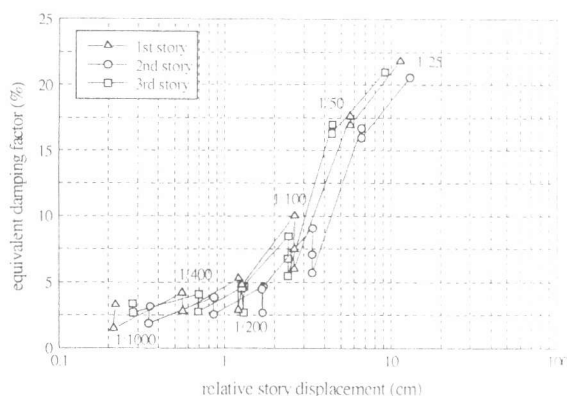


図-9 等価粘性減衰定数

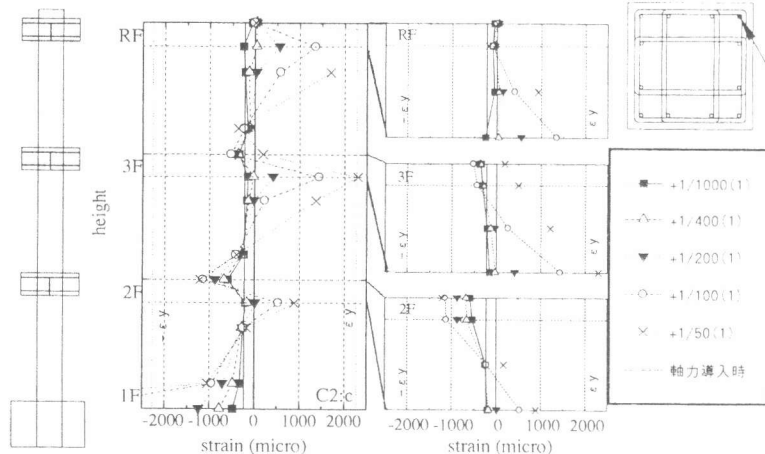


図-10 柱主筋歪

いて歪は圧縮から引張へ反転しており、梁フランジからの応力伝達は滑らかに行われたものと思われる。

4. 5 接合部の挙動

図-12に接合部内コンクリートの最終ひび割れ状況を示す。最終ひび割れ形状は実験終了後にふさぎ板を除去して観察したものである。C1-3F(ト字型)ではひび割れは非常に少なく、コンクリートはほとんど損傷を受けていなかった。C2-3F(十字型)とC2-RF(T字型)ではほぼ同程度のひび割れが発生していたが、その損傷は軽微であった。尚、接合部を囲っていたいずれのふさぎ板にも降伏は生じなかった。

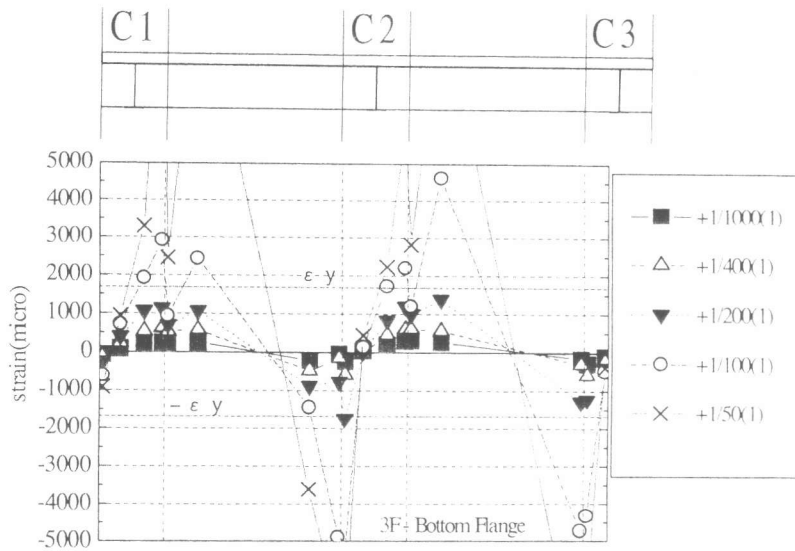


図-11 梁フランジ歪

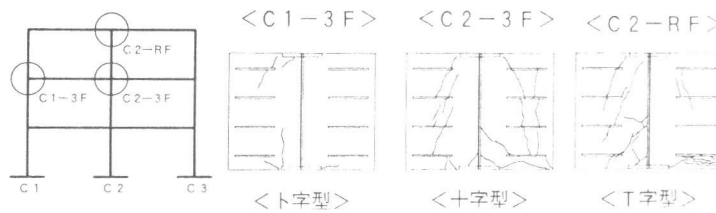


図-12 接合部ひび割れ状況

5. 結論

柱のプレキャスト化と主筋の細径化を行った梁S、柱RCで構成される混合構造について、弾性時及び弾塑性時の架構としての挙動を把握するため、実大実験を行った結果、以下のような結論が得られた。

- (1) 架構は計画した通り1階柱脚、3階中柱柱頭と各階梁端の降伏による全体崩壊機構を形成した。
- (2) 架構は繰り返し載荷による耐力劣化も少なく、崩壊機構形成後も部材が局所的に破壊することなく、安定した履歴性状を示した。
- (3) 異種部材間の接合部となる柱・梁接合部においても、コンクリートに目立った損傷が生じることもなく、終局に至るまで柱主筋、梁フランジとも良好な定着が得られた。
- (4) 崩壊機構及びメカニズム時耐力については解析により精度よく追跡することが出来た。
- (5) 固有振動数は常時微動測定、地震観測、固有値解析ともほぼ一致した結果が得られたが、柔性・剛性マトリクス測定については若干低めの値となった。

【参考文献】 [1] 小澤潤治ほか：RC柱・S造りて構成される合成架構に関する研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1897~1898、1992.8
 [2] 山本俊彦ほか：混合構造(柱RC・梁S)実大架構の弾塑性挙動(その1)~(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1713~1722、1994.9
 [3] 構造計画研究所：建築構造物の3次元立体静的弾塑性解析プログラムRFSP-F3理論マニュアル、1991.4
 [4] 日本建築学会編：各種合成構造設計指針・同解説、1985

【謝辞】 本実験を行うに当たり、東京都立大学工学部建築学科芳村学助教授に御指導を賜りました。記してここに感謝の意を表します。