

[84] プレキャストコンクリートトラス耐震要素の研究

正会員 川 股 重 也 (東北工業大学建築学科)

正会員 ○大 沼 正 昭 (東北工業大学建築学科)

正会員 荘 田 信 彦 (ビーエスコンクリート調査室)

1. 序論

近年の日本の地震による建物の被害の中で、一文字型プランをもつ学校建築の桁行方向地震力による破壊が、数の上でも激しさの上でも際立っている。

壁量の不足による耐力の低さと、短柱の存在による脆性が主な原因と考えられており、壁の配置に対する構造計画的な配慮と、柱に対するX型配筋の例に見られるような部材性能の改善が重要であると思われる。しかし一文字型の校舎において、桁行方向に多量の壁を確保することは、平面計画上かなりの制約となることは避けられず、問題の根本的な解決のためには新しい構造形式の可能性をさぐる必要がある。

1978年宮城県沖地震の際に、東北工業大学5号館は、一文字校舎の典型として、多数の柱がせん断破壊した。その後に行った同館の耐震補強の経験から、この種の建物の外壁面に鉄骨プレースを配置することにより、耐震性能を著しく高めることができることがわかった。^{2) 3)} 筆者らは、この方法を拡張して、建物の外壁面に沿ってプレキャストR/Cトラスを組み合わせ、図1に例示するような耐震構面を形成する方法を開発中である。(特許申請中)

図2は建物躯体とトラス構面の関係を例示したものである。桁行方向の地震力は、建物の外部に張り出した床スラブの先端からトラス構面に伝えられる。トラス構面は全体として1枚の連続壁と同様に水平力に抵抗するから、建物内部には桁行方向の壁が不要となり、なおかつ外部からの採光が妨げられないという利点がある。

また、耐震トラスは原則として内部躯体の重量を支えていないから、大地震によって過度の残留変形を生じた場合は容易に取替えが可能であるという新しい性質を備えている。

このようなR/Cトラス耐震要素の可能性をさぐるために、単位トラスの一翼に相当するI型の部分トラスおよび単位トラスの

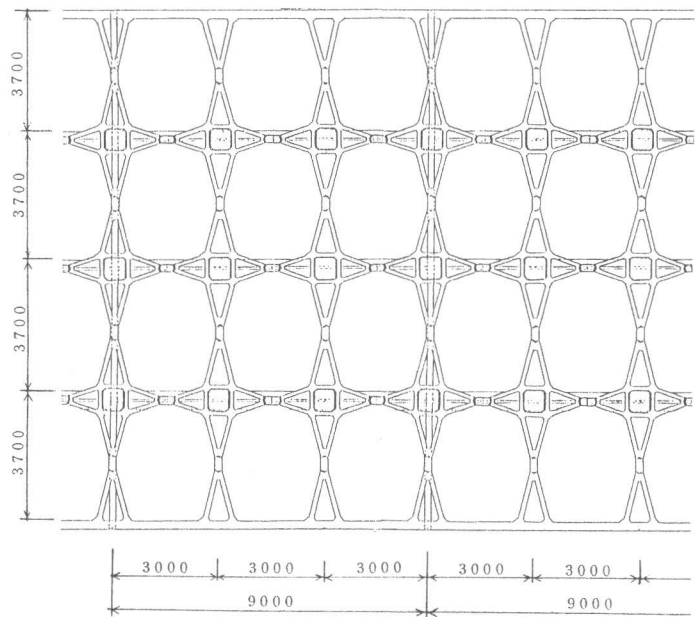


図1 プレキャストR/Cトラスによる耐震構面の例 単位mm

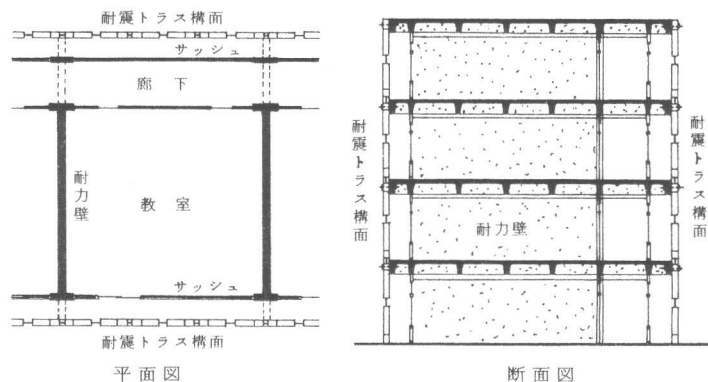


図2 建物躯体と耐震トラス構面の関係

1/2模型を製作し、静的な水平力を加える予備実験を行った⁴⁾(A型4体、単位トラス2体)。図3は予備実験に用いた単位トラスの形状・寸法と配筋を表わす。左右両端をピン支持し、上下両端に繰り返し交番水平荷重Pを加えた。

これらの予備実験の結果、次のことが判明した。

- 1) トラスの耐力は主筋の引張降伏に支配される。
- 2) 引張、圧縮両部材の主筋は全長にわたり一様に降伏する。
- 3) 荷重-変位曲線は紡錘形をなし、荷重が低下することなく層変形角 $R=3/100$ に達する変形能力をもつ。

4) 中央のパネル部は、ななめひびわれを生じるものの、トラス部材耐力を上廻る強度をもつ。

5) 主筋は圧縮降伏以後も安定しており、終局に到るまで座屈しない。また中央パネル部周辺のリップにおける主筋の定着は十分であり滑りは生じない。

以上のような予備実験の成果をふまえて、4階建校舎に対応する外力を想定した新たな模型実験を行なった。新たな実験シリーズの特徴は次の2点である。

- 1) トラス材主筋に、より太径のD13、D16を用い、それぞれ2本を断面の中央部に配置した。
- 2) 単位トラスの加力にあたり、反力分布を明快にするために3点をテフロン板による滑り支承とした。

2. 実験概要

2.1 材料：試験体に使用した鉄筋、番線、コンクリートの材料定数を表1と表2に示す。主筋はSD30、フープと補助筋には3.2 ϕ の番線を用いた。

2.2 部分トラスの実験

A-A2型試験体の形状と配筋を図4に示す。主筋の降伏までは荷重制御、降伏後は変位制御で変層形角 $R=1/100$ で3回、 $R=2/100$ まで4サイクル各2回づつ、さらに $R=3/100$ まで正負繰り返しの水平力を加えた後、正荷重で破壊させた。

荷重変位曲線を図5に示す。軸ひずみは図6に見るように圧縮剛性が高いために圧縮側では小さく、引張側では主筋の降伏により大きな塑性変形を示す。荷重0.6tで引張部材中央部にキレツが入り、その後荷重増加に伴ないキレツは部材全長にわたり均等に分散している。層変形角 $R=4/1000$ 前後で引張側の主筋が降伏した。定変位の繰り返し加力時の耐力低下もわずかで、安定したループを描きながら終局で $R=1.22/10$ と十分な塑性変形能力を示した。

ここで、トラスの引張部材では鉄筋のみの軸剛性を、また圧縮部材では鉄筋とコンクリートの軸剛性のみを評価し、トラスの曲げ耐力や補助筋の効果等は省略した単純な型で弾塑性解折を行なった結果を図5に破線で示す。実験結果は、

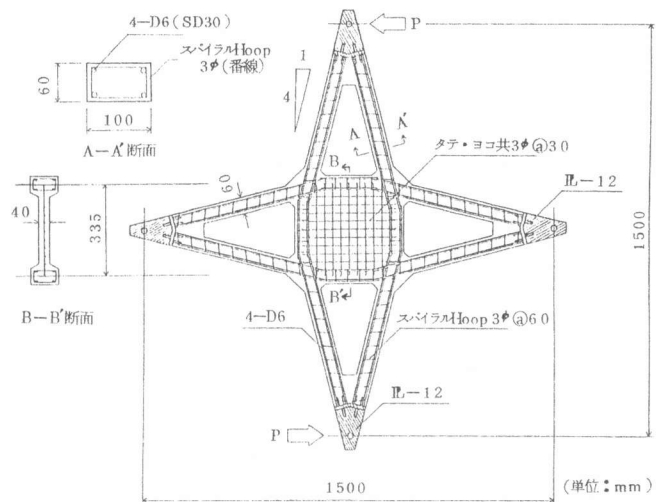


図3 予備実験に用いた単位トラス試験体

表1 鉄筋、番線の引張強度 (単位:kg/cm²)

	降伏点 σ_s	降伏ひずみ ϵ_{ys}	引張強度 σ_t	ヤング率E
SD 30-D13	3640	1850 μ	5378	2.12×10^6
SD 30-D16	3655	1830 μ	5588	2.06×10^6
番線	7375	5599 μ	7516	2.27×10^6

表2 コンクリート強度 (単位:kg/cm²)

打設後日数	供試体名	圧縮強度 σ_c	引張強度 σ_t	ヤング率E
28日	A-A2	426.0	44.3	2.54×10^5
144日	A-B1	624.6	46.8	3.22×10^5
160日	A-B2	631.9	52.0	3.15×10^5
58日	A-1	534.6	44.0	2.90×10^5
87日	A-2	455.2	41.6	2.64×10^5
94日	A-3	602.3	42.8	3.31×10^5

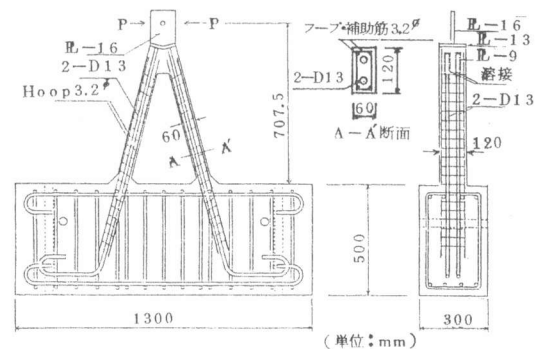


図4 部分トラス試験体の形状・配筋図

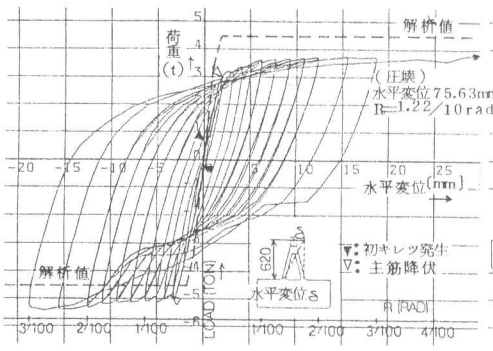


図5 A-A2型荷重～水平変位曲線

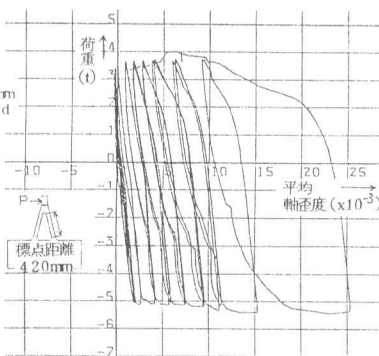


図6 A-A2型軸方向平均ひずみ度

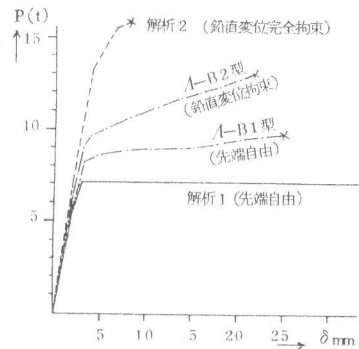


図7 荷重～変位曲線

負荷重側では解析結果と大体一致しており、トラスの水平耐力が主筋の降伏強度に支配されることが確認できる。正荷重側で耐力が解析値を下廻っているのは、この荷重下で引張となる部材の主筋の降伏強度が何らかの原因で低下していたためと推定される。

2-D16を主筋とするAB型シリーズでは2種の異った加力を行った。A-B1ではA-A2と同様先端自由、A-B2では先端金物の鉛直変位をアングル材で拘束して水平加力を行った。図7は、実験で得られた荷重～変位曲線の包絡線と弾塑性解析の結果を比較したものである。解析1とA-B1の実験値の差は主として曲げ抵抗を省略したためと思われる。解析2では、鉛直変位を完全に拘束したため、耐力は上昇するものの、耐力が圧縮部材のコンクリートのひずみ限界で決定されるため、変形限界は $R=1/100$ 程度となる。A-B2型では、鉛直変位の拘束が完全ではないので解析1と解析2の中間程度に位置していると考えられる。

2.3 単位トラスの実験

試験体は3種類で、中央パネルの配筋のみが異なり、主筋はすべて2-D13(SD30)を用いた。主筋はパネル周辺のリップ内を通し配筋し、両端をトラス先端の金物に溶接してある。試験体形状と中央パネルの配筋図を図8と図9に示す。加力装置を図10に示す。試験体端部の3点をテフロン・ローラー支承とし、他の1点に正負繰り返しの水平力を加えた。主筋降伏までは荷重制御、その後は変位制御とした。加力装置には、試験体の高さ・巾の関係が逆にセットされているため、荷重Pはラーメン構造と対比させるとき梁のせん断力に相当し、反力Qは柱のせん断力に相当する。

A-1型試験体は、荷重0.76tで初キレツが生じ、層変形角 $R=5/1000$ までにトラス部材全長にわたって均等にキレツが生じ、パネル部分では $R=3/1000$ 前後からキレツが生じ $R=1/150$ までには全面にキレツが観察された。 $R=7/1000$ で主筋が引張降伏した。13Cycleの $R=3.13/100$ まで加力した後、負荷重で最終に入り、 $R=4.2/100$ で

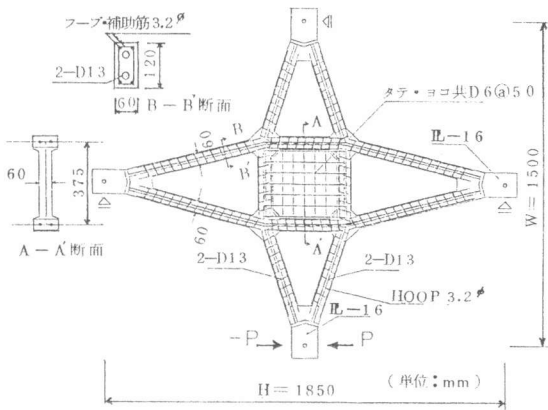


図8 単位トラスの試験体形状・配筋図

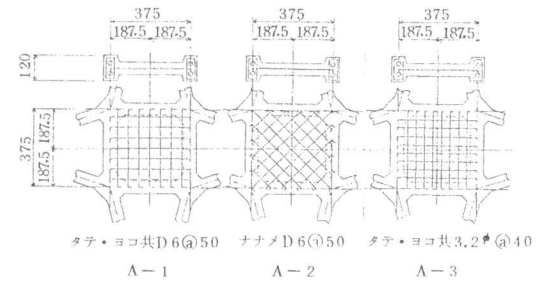


図9 単位トラスパネル部分配筋図

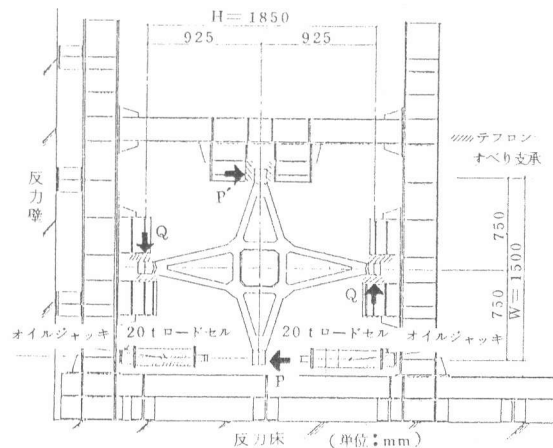


図10 単位トラスの加力装置

補助筋である番線が破断したが、耐力低下もなく、さらに $R=8.76/100$ まで変形させても破壊に至らず実験を終了した。層せん断力と層変形角との関係を図12に、パネル部分のせん断変形角を図11に示す。パネルのせん断変形によって生じるトラス先端の水平変位は、単位トラス全体の水平変位の約36% ($R=1/100$) ~ 17% ($R=3/100$) である。主筋の降伏後はパネルのせん断変形が増加しないため相対的に比率は小さくなる。

A-2型は、荷重0.98tで初キレツが生じ、 $R=7.5/1000$ で主筋が降伏、 $R=2/100$ まではA-1型と同様安定した変形性状を示した。 $R=2/100 \sim 3/100$ の間で番線が破断し、 $R=3/100$ まで加力した後、正荷重時に $R=1.1/100$ でトラス部材が座屈した。A-2型、A-3型の実験結果を図13と図14に示す。

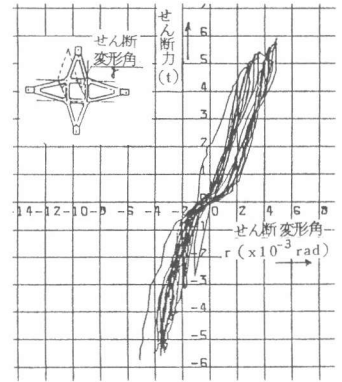


図11 A-1型パネルせん断変形角

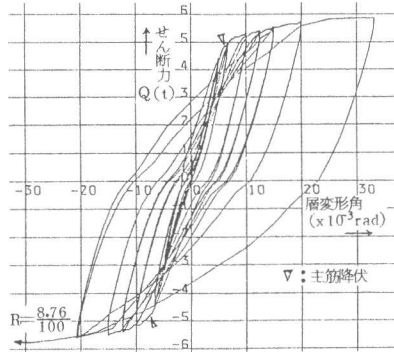


図12 A-1型せん断力・層変形角曲線

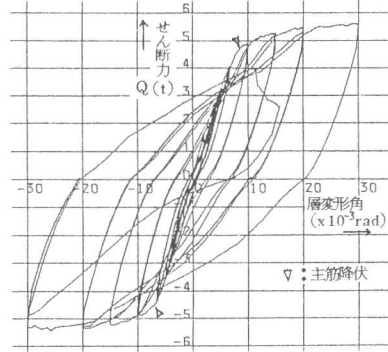


図13 A-2型せん断力・層変形角曲線

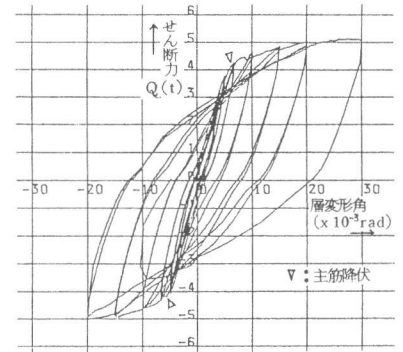


図14 A-3型せん断力・層変形角曲線

A-3型は、荷重0.82tで初キレツが生じ、 $R=7/1000$ で主筋が降伏、その後 $R=2/100$ まで安定した変形性状を示したが、 $R=3/100$ 正加力時に引張部材のかぶりコンクリートが剝離したため、負加力時に $R=-0.9/100$ で座屈した。

各試験体の $R=1/100$ におけるパネルのきれつ状態を図15に示す。この時のパネルのせん断変形角は、A-1型で $3.6/1000$ 、他の2体は約 $2/1000$ (rad)であった。

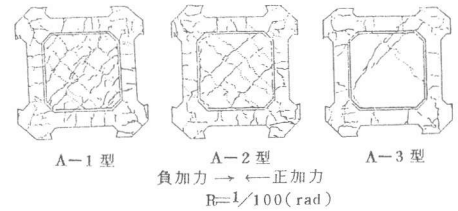


図15 単位トラスパネル部分キレツ図

3. 結論

単位トラスは3種類とも基本的に同一で、きわめて安定した性状を示した。耐力は部分トラスと同様に主筋の降伏強度に依存しており、パネルの配筋の差は初期剛性に多少の影響を与えるものの、全体の挙動に特に著しい影響は与えない。またパネル部分はトラス部材の耐力を発揮するのに十分な強度と剛性を持ち、キレツは生じるもののパネルのせん断変形による単位トラス全体の剛性低下は小さい。本トラスは層変形角 $R=3/100$ に達する十分な変形能力と安定した履歴特性を示し、耐震要素として優れた性能を備えている。

(参考文献)

- 1) 若林・佐々木・南・浅井, “鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究(その1)”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1978年10月, PP1775-1776
- 2) 川股重也, “東北工大5号館の震害修復”, 建築技術No.346, 1980年6月, PP83-95
- 3) S.Kawamata & M.Ohnuma, “Strengthening Effect of Eccentric Steel Braces to Existing Reinforced Concrete Frames”, Proc. 7th World Conference on Earthquake Engineering, 1980, Istanbul, Vol. 4, PP. 513-520
- 4) 川股重也・大沼正昭, “RCトラス耐震要素の研究 その(1) 設計概念と基本的性格”, 日本建築学会東北支部研究発表会梗概集, 1981年2月, PP. 113-116