

自動倉庫用軽量骨組の耐震性

Seismic Study on Rack-Supported Building

滝 沢 章 三*
Shozo Takizawa

山 本 昇**
Noboru Yamamoto

持 永 恒 美***
Tsunemi Mochinaga

Synopsis:

Rack-supported building, where the rack structure is designed to support roof and side components, has come to be built widely to reduce the total cost of new warehouse construction. Due to economic reasons, rack frames are composed of thin-wall, cold-formed steel members assembled by eccentric connections.

This paper presents the analytic and experimental investigations of the effect of eccentrically welded connections on the seismic behavior of rack-supported structural systems. The study covers the strength and ductility of the welded connection and the elastic-plastic restoring force characteristics of the rack frame under both static and dynamic loading conditions. The response behavior in the full-scale shaking table test is also included. Through correlation and evaluation of the test results, the seismic safety as well as the earthquake resistant design techniques of the rack structure have been determined.

1. はじめに

立体自動倉庫は物流分野における、物品の保管、供給の自動化と省力化を図る有力な手段として、広く普及しつつある。自動倉庫はその構造形式により

- (1) ラック（荷棚骨組）とそれを覆う建屋が構造的に分離したもの
- (2) ラックに直接屋根、壁を取り付けて一体化したもの

の2種類に大別されるが、後者は当然ながら、ラック構造に建築基準法の適用を受ける。しかし、倉庫ラックの機能上、柱間隔およびはりの上下間隔を短くしなければならず、通常の建築構造と比較して部材数が非常に多くなる。このため、必

然的に、軽量の冷間成形材を用い、かつ、それらを集成すべき接合部も大胆な単純化を志向することとなる。この単純化は基準法に基づく構造設計を行う上で、安全性を明確にすべき問題点となる。さらに、通常のラーメン構造を主に想定して制定された新耐震設計規定を、トラス構造である特殊なラック骨組に適用する場合に生ずる問題などがあり、耐震安全性の検討が重要な課題となる。

ところで、一体型自動倉庫は荷物の収納配置方法が規則的であることから、標準化と、プレファブリケーションによる量産メリットを生み出す可能性を有しており、さらに省スペース、低価格、短工期等の利点を生かせば、今後の自動倉庫の主流になるものと考えられる。このような観点から、需要の最も多い軒高約9mの一体型自動倉庫について一連の設計標準化を実施したが、ラック特有

* エンジニアリング事業部構造技術研究所主任研究員・工博

** エンジニアリング事業部構造技術研究所主任研究員

*** 川鉄インターレイク㈱常勤顧問開発室担当

〔昭和57年4月1日原稿受付〕

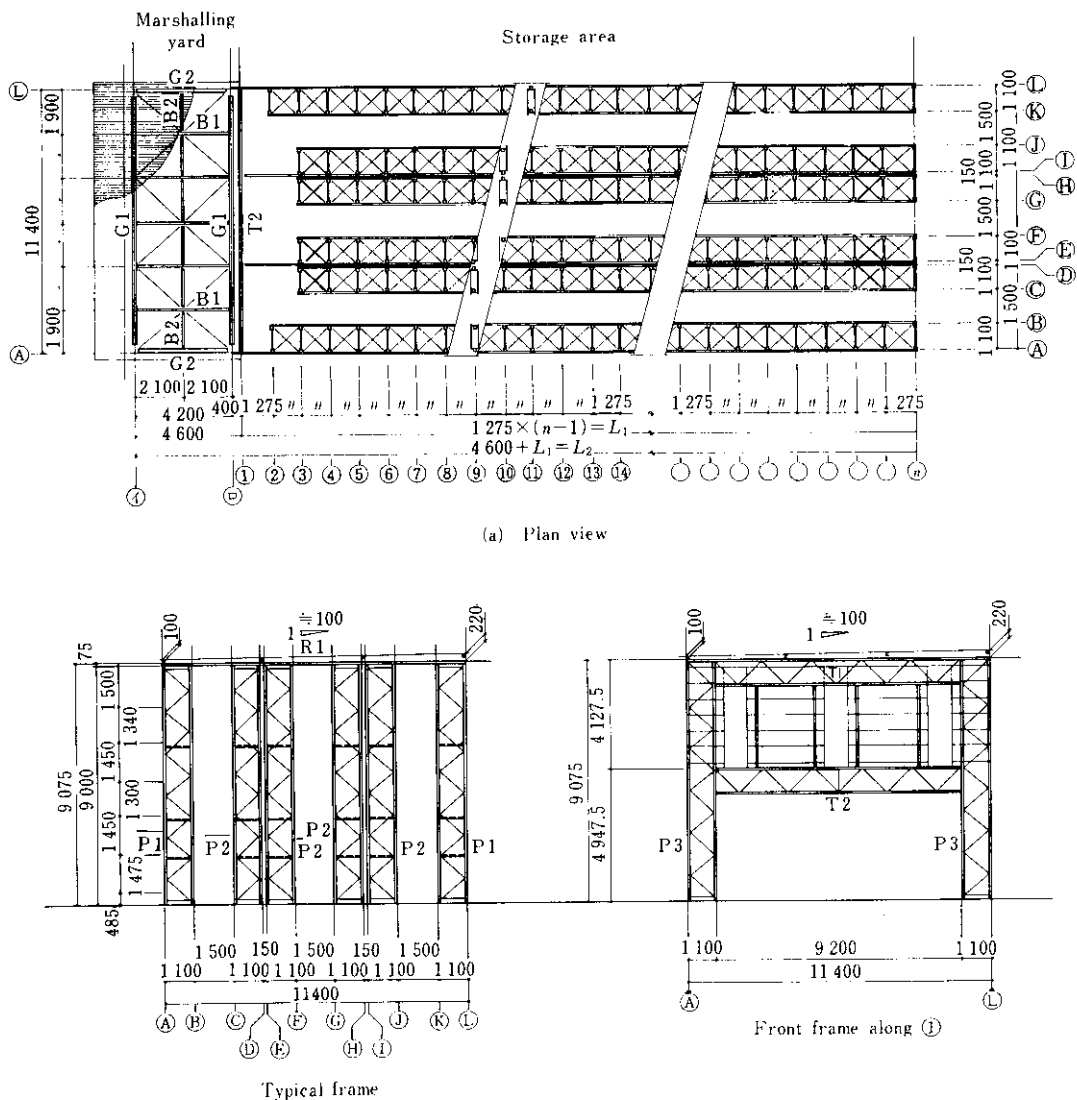
の片持型トラス柱の弾塑性域における変形能力を増大させる手段として、簡略化した節点接合部の柔軟性を逆に利用する偏心接合法を導入した。このように当初から意図した偏心接合法を、構造設計に組み込むことはいまだ公認されておらず、解析的、実験的に確認しておく必要が生じたが、これを機会に、上記ラック構造に関する諸問題の解明を計画、弾塑性域にわたる静的、動の実験、および数値解析により、ラックの耐震安全性を実証した。

なお、本標準設計は昭和56年10月に(財)日本建築センターの構造評定を取得し、ひきつづき建設大臣の特別認定を得た。

2. 構造の概要と実験の目的

2.1 構造概要

Fig. 1に標準型の代表例として、3クレーン、荷棚6段の構造を示す。倉庫はラック部分と荷棚置き場とから構成され、両者はエクスパンションジ



(b) Frame elevations in transverse direction

Fig. 1 Standard rack-supported building

ジョイントを介して独立の構造となっており、荷捌き場は通常の圧延形鋼を用いた小規模鉄骨造として設計している。

ラック部は短辺方向に 1036mm、長辺方向には 1275mm 間隔に柱を配置し、水平力に対して、短辺方向には柱間のトラスにより、長辺方向は軸組ブレースでそれぞれ抵抗する。軒高は 9.25m で、この高さを大略等分して荷棚を配置するが、最多 6 段として各荷棚の積載荷重を最大 1 t に制限しており設計上最も不利な状態は 6 段の場合となる。

使用部材は柱すなわちトラス弦材は $\square-75 \times 75 \times 18.85 \times 4$ 、トラス腹材は $\square-36.9 \times 50.8 \times 3.2$ であり、長辺方向におけるはりりは $\square-75 \times 45 \times 18.85 \times 2.3$ 、また、ブレースは W7/8-W5/8 の棒鋼である。柱材には成形性、溶接性にすぐれた自動車構造用鋼 SAPH 45 (JIS G3113) を用い、他部材は全て SS 41 である。

2.2 実験の目的

前節に示したように、本ラックの長辺方向は従来どおりの架構方法を踏襲しており、新たな問題はなく、構造的な特徴は短辺方向の架構にある。すなわち、弦材に用いた等辺リップ溝形鋼の開口部に腹材を挿入し、弦材リップと腹材壁をすみ肉溶接することにより節点を構成するトラス構造としたことであり、かつ腹材軸心を弦材軸線上で交差させない、いわゆる偏心節点とした新しいタイプのトラス柱を採用したことである。偏心節点とした理由は、通常のトラスが腹材の座屈以後急激に耐力低下を招くのに対し、腹材座屈以前に節点部に変形（主にリップの曲げ変形）を生じさせることにより、腹材軸方向の節点間変位ひいてはトラス全体の变形能力を増大せしめて、地震エネルギー吸収能力を高めようとい図したためである。このような考えに基づく偏心節点は現行のトラス設計法では認知されておらず、むしろ避けるべきであるとの考え方が支配的であるが、技術的裏付けを明確にすれば極めて合理性に富んだ設計思想であると思われる。かかる筆者らの主張を実証するため、以下のようなトラス柱の静的および動的挙動に係わる問題点を明らかにし、もって、本設計の実用化を図ることとした。

(1) 節点の耐力と変形状、およびこれらに及ぼ

す腹材偏心距離の影響。

(2) 全体の塑性変形能力の評価と、その耐震 2 次設計への導入。

(3) 繰返し大変形時の復元力特性、および繰返し変形に対する節点溶接継手の塑性疲労に対する安全性。

(4) 地震応答解析に用いる数学モデルの妥当性。

(5) 荷物の対地震有効質量の検討。

3. 実験概要

実験にはいずれも実物供試体を用いたが、大きく分けて、(a)トラス節点の変形挙動、(b)トラス柱曲げ挙動、および、(c)架構振動に関するものである。まず、(a)では節点部分を取り出した偏心距離の異なる 3 種類の K 型試験体を用い、その耐力、変形状から最適な偏心距離を選定した。次に、(b)においては、単調載荷および漸増変位振幅繰返し載荷実験により、地震水平力に対するトラス柱の弾塑性域復元力特性と節点挙動が復元力特性に与える影響を調査した。さらに、多数回定変位振幅繰返し実験を行うことによって、節点溶接部の大ひずみ域疲労破断に対する安全性に検討を加えた。最後の(c)では振動台上に 1 スパン、荷棚 6 段全高 9 m のラック骨組を組立て、自由振動、共振実験、および実地震波応答実験を行い、減衰定数、固有周期、最大応答量を測定した。また、荷物やパレットの滑動と減衰効果、および耐震設計に考慮すべき有効質量等に関するデータを採取した。

なお、各試験体に用いた部材は共通の圧延コイルから成形したが、成形に先立って JIS Z 2201 に基づき、6 号試験片による引張試験を実施したが、その結果を Table 1 に示した。

4. トラス柱節点の耐力と変形に関する実験

4.1 試験体および実験方法

試験体は弦材表面における腹材の偏心距離 (G) を 30, 50, 100mm の 3 種類とし各 1 体を製作した。試験体の名称はそれぞれ K-1, K-1, K-3 とした。

試験体形状と載荷方法の概要を Fig. 2 に示す。載荷は、ピン穴 H_A , H_B をピンを介して反力装

Table 1 Mechanical properties of materials

Steel	Thickness (mm)	Y.P. (kgf/mm ²)	T.S. (kgf/mm ²)	El. (%)
SS41	3.2	29.8	44.2	30
SAPH45	4.0	31.6	47.3	33

Name	G (mm)
K-1	30
K-2	50
K-3	100

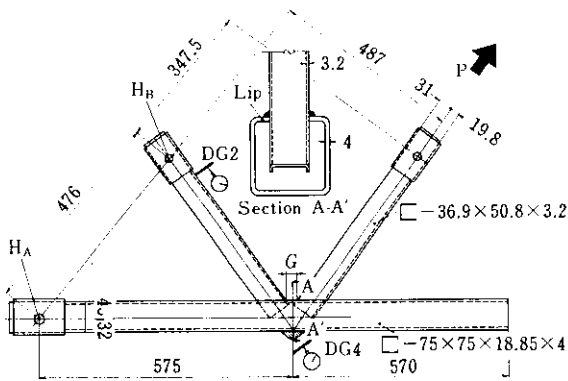


Fig. 2 Specimen and loading condition of brace-to-chord connection test

置に固定し、残りの腹材に引張軸力を加えた。荷重測定には 10t ロードセルを用い、リップの曲げひずみおよび腹材、弦材の応力をひずみゲージ (G.L.=2mm) により測定した。また、各部変位をダイヤルゲージ (1/100mm) で読み取り、部材の軸方向および剛体的回転変位を算出した。

4.2 実験結果と考察

K-1 試験体においてはリップの変形がほとんど認められない低荷重段階で、圧縮側腹材の接合部付近のウェブが局部変形して急激に耐力が低下した。

一方、K-2、K-3 試験体では、リップ表面ひずみが降伏点を越えてからも、腹材は健全な形状を保ち、リップの変形のみが進行する。やがて、接合部近傍の腹材ウェブが面外にはらみ出して耐力低下に至った。Fig. 3に3タイプの試験体における腹材軸力と軸方向変形量の関係を示す。ただし、ここでの軸方向変量とは、圧縮側腹材の固定端と節点における弦材の外側壁面間の相対変位、すなわち、Fig. 2のダイヤルゲージ DG2とDG4の指示値の差である。また、軸力はロードセルの測定値から得た値である。

Table 2に実験結果の耐力と変形量をまとめたが、Fig. 3にもみられるように、K-1に比較して K-2、K-3は大きな変形能力を有し、とくに K-3は最大耐力値ではK-2を下回るものの、塑性変形能力ははるかに大きく、偏心節点トラスの有効性

Table 2 Test results of brace-to-chord connections

Specimen	Yield strength (kgf)	Max. strength (kgf)	Max. deformation (mm)
K-1	—	4 100	0.7
K-2	4 405	4 900	14.4
K-3	3 630	4 140	25.1

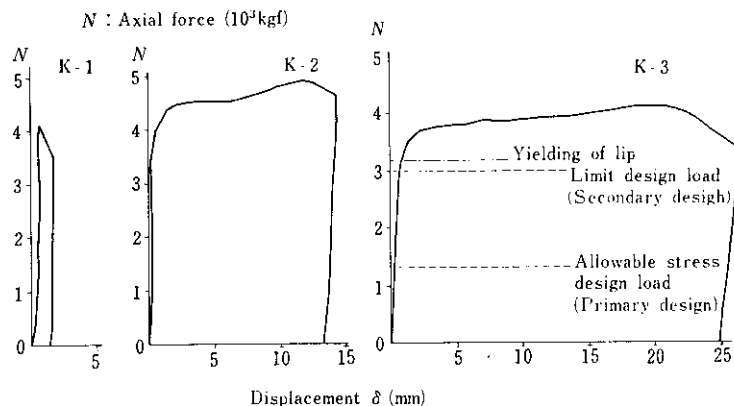


Fig. 3 Axial force-displacement relationships for connection test

を示している。このように、偏心距離が大きくなると変形能力が増大する原因として、偏心によって生ずる節点の局部曲げモーメントの腹材材端に与える影響が、偏心距離が大きいほどかえって小さくなるためと考えられる。すなわち、リップの曲げ変形が曲げモーメントを吸収する作用を持っているため、偏心距離が長ければ腹材間の弦材リップ長も大きくなり、材端へのモーメント伝達率が減少して、腹材座屈に影響しなくなると考えられる。加えて、リップが長くて自由な変形が可能であれば、腹材材端の軸方向への変位の許容量も当然大となり、変形能力の増大に寄与することになる。

本実験と次章に述べるトラス柱実験を総合的に考察し、自動倉庫用標準骨組にはK-3タイプの節点を採用したが、参考までに、最終的に本設計に用いた1次および2次設計荷重時の腹材軸力をFig. 3のK-3に対して示した。これより、節点の挙動が各設計荷重レベルに対応して、適切なものであることが明瞭である。

5. トラス柱曲げ実験

5.1 単調載荷実験

5.1.1 試験体および実験方法

前章で述べたK-2とK-3タイプの節点を有する

2種類のトラス柱を両端単純支持、中央集中載荷による曲げ実験に供した。Fig. 4に両試験体の形状を示すが、節点試験体に対応して偏心距離50mmと100mmのものをそれぞれA-M、B-M試験体と呼称する。

実験装置の概要をFig. 5に示す。試験体はテストベッド上に固定したH形鋼に支点を設けて支持し、荷重測定用10t引張圧縮型ロードセルを介して、油圧ジャッキにより載荷した。また、支点と加力点はピン接合として面内回転を許容する一方、上弦材の両端部では弦材軸方向変位を自由とするローラー支承により構面外変位を拘束している。

各節点の上下、水平方向面内変位を1/100mmダイヤルゲージを用いて測定した。ダイヤルゲージの取り付けは下弦材両端の支点補強部に溶接した2本のボルトに、一端固定、他端スライド可能のようにアングルをわたし、このアングルを全ダイヤルゲージの共通不動点として用いた。さらに、各部材のひずみは、材端接合部より120mm離れた位置において、材軸方向にひずみゲージを貼付して測定した（Fig. 4参照）。ひずみゲージは節点弦材壁の3方向、リップの曲げ測定用を合わせると合計198測点となった。

載荷は圧縮荷重により段階的に実施し、各荷重段階において、上記の測定に加えて腹材の座屈変形、リップの変形等について目視観察を行った。

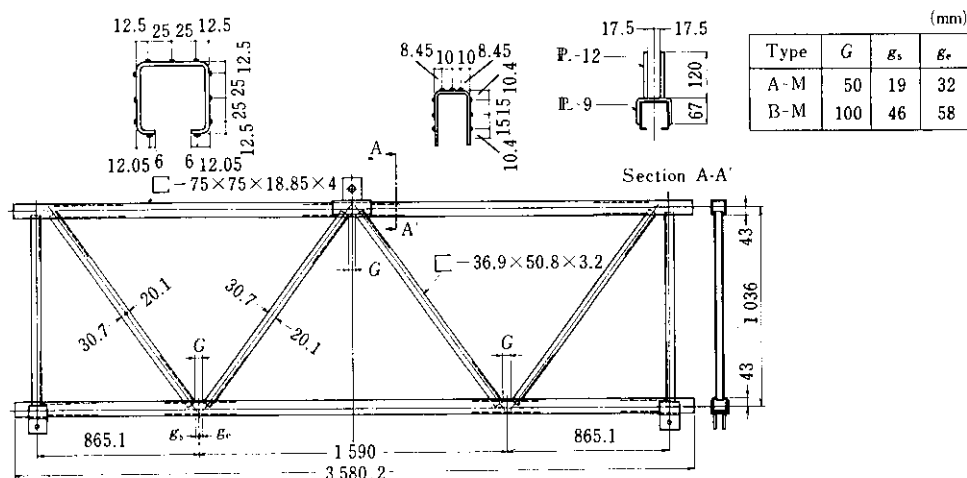


Fig. 4 Test model of rack frame

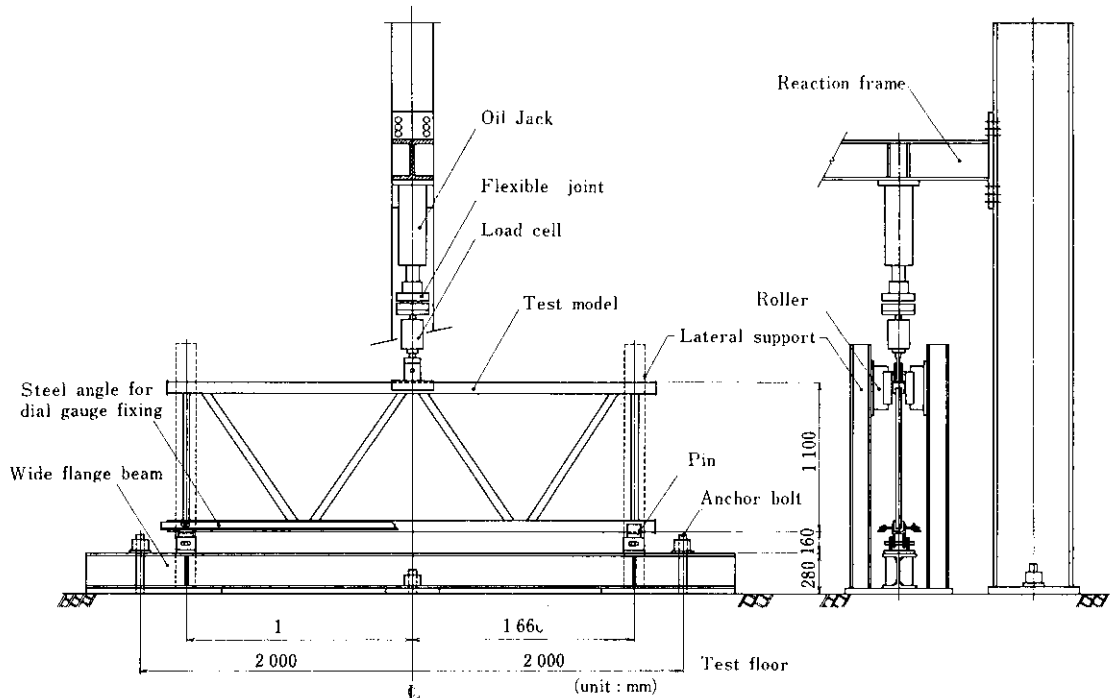


Fig. 5 Rack frame static test set-up

5.1.2 実験結果

A-MおよびB-M試験体の荷重 P と中央たわみ δ の関係を Fig. 6 と Fig. 7 にそれぞれ示す。

A-Mタイプの崩壊に至る状況は P - δ 曲線に見られるごとく、荷重が5 000kgを越えてたわみが

やや大きくなり、曲線の勾配が緩やかに減じた。 $P=7\,180\text{kgf}$ に達したときに、突然腹材の曲げねじり座屈が生じ、これ以後耐力は急激に減少した。この間、腹材の接合部付近のリップの変形は肉眼ではほとんど認められなかった。なお、腹材の曲げねじり座屈荷重は計算値¹⁾によく一致している。

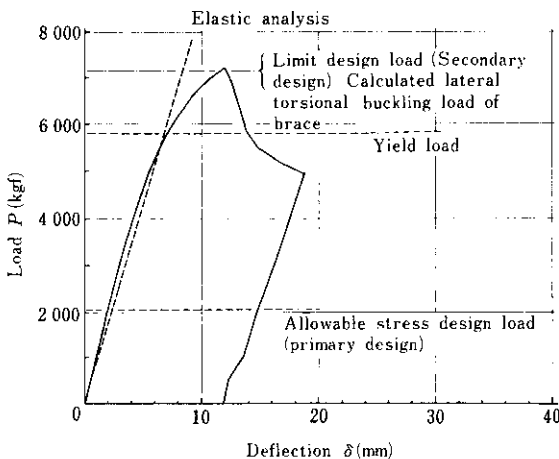


Fig. 6 Load-deflection relationship for model A-M

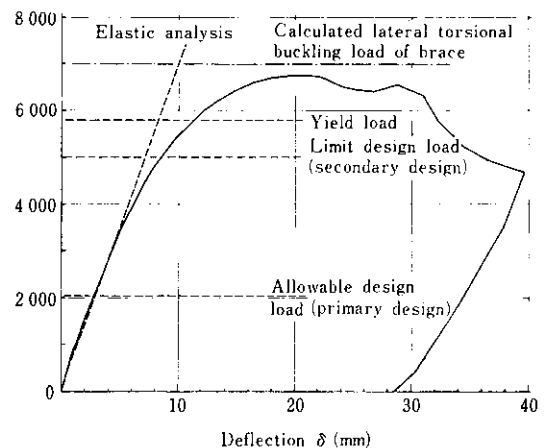


Fig. 7 Load-deflection relationship for model B-M

一方、B-Mタイプについては、A-Mよりやや低い荷重 ($P=4\,500\text{kgf}$) から変形量の増加がみられた。 $P=6\,600\text{kgf}$ で節点における圧縮側腹材接合部の弦材リップが断面内部方向へ変形する状態が観察され、同時に腹材端部のウェブの局部変形がわずかながら見られた。これ以降、荷重の上昇はわずかで、たわみのみが増大し、節点の弦材リップの曲げ変形が進行した。最後に、腹材材端におけるウェブの局部変形が拡大されたことにより、腹材の曲げねじり座屈が誘発され、耐力は減少に向った。

このような崩壊に至るまでの変形状態の相異は、明らかに両タイプの変形能力の差となって表われており、B-Mタイプはその最大耐力がA-Mに比してやや低いものの変形能力については十分大きい。なお、Table 3 に実験結果を概括した。

Table 3 Test results of rack frames

Model	Yield load (kgf)	Max. load (kgf)	Max. deflection (mm)	Ductility factor μ
A-M	5 800	7 180	11.8	1.9
B-M	5 800	6 770	29.4	3.6

5.2 繰返し載荷実験

5.2.1 試験体および実験方法

単調載荷実験の結果から、B-Mタイプのトラス柱が適切な降伏耐力と良好な塑性変形能力を保持することが判明した。このためB-Mタイプと同一、すなわち節点の腹材偏心距離 G が 100mm のトラス柱を標準タイプと定め、改めて2体の試験体を製作し、繰返し載荷実験に供した。これら2体のうち1体は大地震時の交番繰返し水平力に対する弾塑性域復元力特性を調査する目的で、漸増変位振幅繰返し載荷実験に供した。また、他の一体については復材と弦材間の溶接継手が繰返し塑性変形に対して安全かどうかを検証するため、大変形域での多数回にわたる定変位振幅繰返し実験を行った。なお、試験体名は前者がB-C、後者がB-F試験体である。

実験装置、ならびに変位とひずみの測定方法は前節と同様である。ただし、B-Fタイプの実験で

は、中央載荷点のたわみを変位計で測定し、荷重に対する関係をX-Yレコーダーに自動記録した。

荷重の繰返し方法は、B-C試験体では、弾性域より変位振幅を徐々に増加させて最大9サイクルまで行い、一方、B-Fでは ± 10 , ± 12 , $\pm 14\text{mm}$ の最大振幅において各5サイクル繰返した。両実験でも、前節と同様に、各荷重段階の変位、ひずみの計測、および溶接部のクラック、局部変形の有無等の観察を行った。

5.2.2 実験結果

漸増変位振幅実験 (B-Cタイプ) より得られた荷重-たわみ曲線を Fig. 8 に示す。図にみられるごとく、第8サイクルで腹材の座屈が生じたが、それ以後も載荷を続けた。この結果、圧縮荷重域 (荷重符号+) では腹材座屈後、最大耐力は座屈前の約60%に低下するものの、安定した紡錘形のループを描き、引張荷重域の変形能力も極めて大となることが判明した。

一方、B-F試験体の $P-\delta$ 曲線として Fig. 9 が得られたが、全ループを通じて安定した履歴を描いている。また、溶接部にクラック等の発生はなく、局部変形も生じなかった。

5.3 考 察

5.3.1 節点における弦材リップの効果

A-MおよびB-M試験体について弾性域の数値解析を実施した。使用したプログラムは“FRAME”であり、本プログラムは後述の振動解析にも用いた。ここでの主な計算仮定は次の4項である。①各部位は重心線が一致する線材、②微小弾性変形理論による、③部材端は剛接合とする、に加えて、④リップの弾性変形によって腹材材端が受ける影響は、材軸方向の等価な弾性バネとして考慮する。なお、仮定④のバネ定数は節点実験のK-2とK-3試験体について得られた腹材軸力-軸方向変形関係の弾性勾配より決定した。

数値解析より得られた $P-\delta$ 関係を Fig. 6 および Fig. 7 にそれぞれ記入したが、各計算直線は実験における弾性勾配を良好に近似している。したがって、上記の計算に用いた仮定は、本骨組の弾性挙動を説明する上で十分な妥当性を持っており、

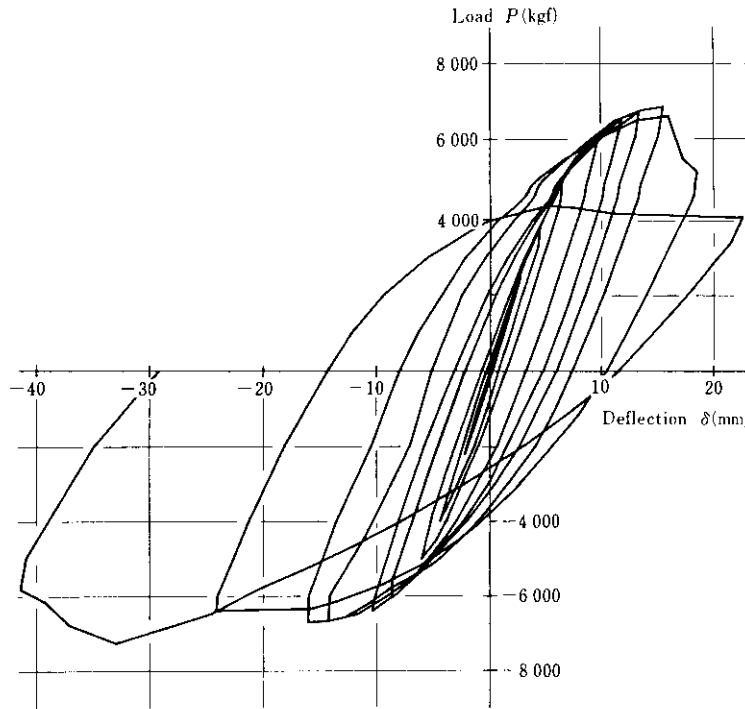


Fig. 8 Cyclic load-deflection relationship for standard frame (Model B-C)

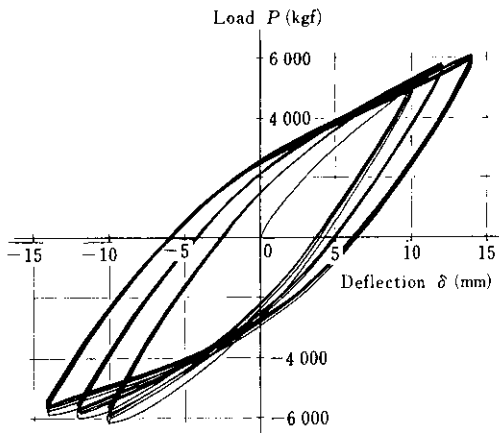


Fig. 9 Load-deflection hysteretic loops for large strain fatigue test of standard frame (Model B-F)

とりわけ、節点実験から導いたバネ定数に基づき、リップを弾性バネに置換するモデル化手法によれば、満足すべき結果が得られることが明らかである。

部材軸力の計算値と測定値を B-M タイプにつ

いて Fig. 10 に比較したが、腹材軸力に良好な一致をみている。Fig. 11 の曲げモーメント分布の比較では腹材の材端モーメントの実験値が計算値に比してかなり小さい。これは節点実験結果でも述べたごとく、リップの弾性支持効果によって腹材材端の回転が弦材が十分に拘束していないことを表わしている。したがって、腹材端はピン接合に近いものと考えられるが、剛接合との計算仮定はトラスの耐荷機構や全体挙動にはあまり影響を与えないとみなされる。

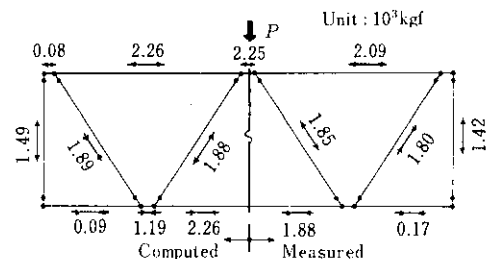


Fig. 10 Comparison of measured axial forces with computed values

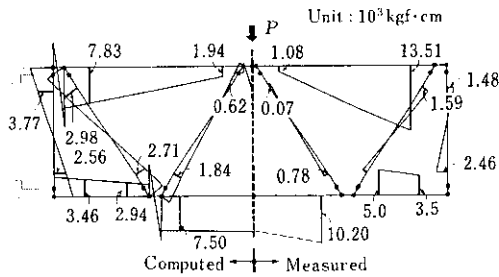


Fig. 11 Comparison of measured bending moments with computed values

5・3・2 変形能力と保有耐力

現行の新耐震基準において2次設計の基本としている保有耐力の観点から本トラス柱の変形能力を評価することができる。いま両試験体の変形能力を塑性率 μ で表わすとTable 3に掲げたごとく、A-MとB-Mタイプについてそれぞれ $\mu=1.9$, および $\mu=3.6$ となる。減衰定数 h に鉄骨造の標準値として0.03をとり、構造特性係数 D_s を、 $D_s=D_h/\sqrt{2\mu-1}$, ただし、 $D_h=1.5/(1+10h)^{2.5}$ として計算すると、 D_s 値はA-Mについて0.66, B-Mでは0.46が得られる。

ここで、最悪条件として第3種地盤を想定し、地震の地域係数 Z および形状係数 F_{cs} を1.0として、トラス柱最下層に要求される保有耐力を計算した。その結果をFig. 6と7の $P-\delta$ 関係上に示し、あ

わせて、同条件の1次設計用水平力も記入した。A-Mタイプでは必要保有水平耐力は7190kgf となって、実験最大耐力に大略等しい。しかし、最大点直後の荷重が急激に下降していることを考慮すると、骨組の安全性に不安が残る。一方、B-Mの実験最大耐力は6770kgfであり、A-Mに比べてやや低いが、 D_s 値が小さくなるために必要保有水平耐力は5020kgfと低く、相対的に実験耐力は十分な安全率を持っていると判断される。

以上の考察より、トラス柱としてB-Mタイプの方が耐震安全性に優れていることは明らかであろう。

5・3・3 繰返し塑性変形に対する復元力と溶接部の安全性

B-C試験体の荷重-たわみ関係はFig. 8に示したが、5・2・2で述べたごとく、安定した紡錘形ループを描き、急激な耐力低下現象等の生じないことを確認した。

次に、B-F試験体の荷重-たわみ曲線もFig. 9にみられるように、全ループを通じて安定しており、ループ形状からは溶接部のき裂発生や破断は読み取れない。また、Fig. 12は、節点の腹材接合部近傍の弦材リップ表面におけるひずみ振幅を繰返し数に対してプロットしたものである。ここでは、一定のたわみ振幅段階においては、一定のひずみ振幅を示し、繰返し数に対する増加や減少

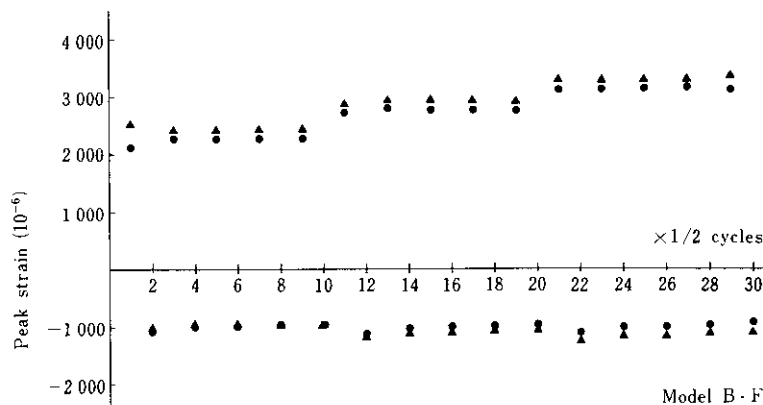


Fig. 12 Histories of lip strain in brace-to-chord connection

等の変化は表われず、安定していることが明瞭である。さらに、最終に至る観察からも、大ひずみの繰返しに対する溶接部の安全性が実証された。

5.3.4 復元力特性のモデル化と実地震波に対する累積塑性変形

実験結果からトラス柱の復元力モデルを決定し、弾塑性地震応答解析を行って、累積塑性変形量³⁾から耐震安全性の検討を行った。

(1) 復元力モデル

本トラス柱の腹材は弾性座屈部材であり、Fig. 7の $P-\delta$ 曲線における塑性域部分は主に弦材リップの降伏変形によるものとみなしてよい。したがって、トラスの動的数値解析用復元力モデルの降伏点は、腹材接合部近傍の弦材リップのひずみ測定結果に基づいて決定した。すなわち、Fig. 13は腹材をはさんだ両側のリップに各3枚ずつ、弦材軸に直角に貼付したひずみゲージによる測定値の平均と荷重との関係を表わしたグラフである。リップが純粋な曲げ変形だけを生ずるものと考え、ここでの降伏ひずみに対応する荷重をトラス柱の降伏荷重とみなすことは妥当であろう。そこで、荷重—変形関係をBi-linearとし、降伏荷重 P_y を引張試験結果より5800kgfと定めるとFig. 14をうる。なお第2分枝直線の勾配は図中斜線部の面積より決定し、かつ、最大変形限度 δ_B を腹材

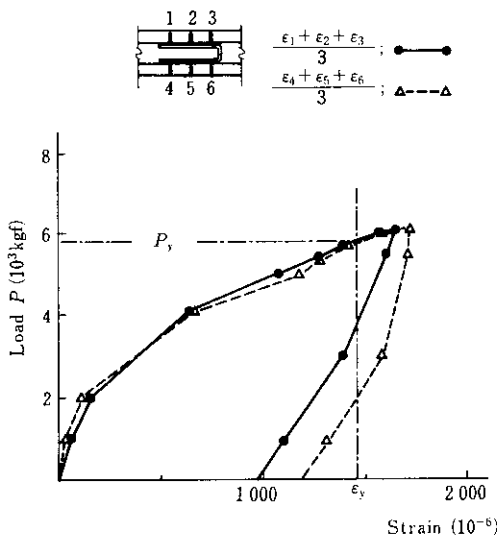


Fig. 13 Relation between load and lip strain

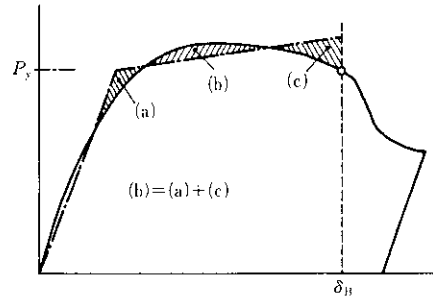


Fig. 14 Idealization of restoring force-displacement relation

座屈発生時のたわみ値とした。

(2) 大地震時の累積塑性変形量

上記の復元力モデルに基づき、実地震波に対する弾塑性地震応答解析を実施した。主な仮定は、①集中6質点—せん断バネ系に置換する。②弾性域では弦材の軸方向変形を考慮した等価せん断バネを用い、降伏後は軸方向変形を無視する、等である。地震波は、El Centro 1940 NS, Taft 1952 EW, および、Tokyo 101 NSの3種類であり、最大加速度はいずれも330Galとした。また、減衰定数は3%と仮定して剛性比例型の減衰行列を用い、積分はRunge-Kutta-Gill法によった。

変位応答値はいずれの地震波に対しても第1層で最も大きい。Tokyo 101では第1層においても降伏変位を越えない。El CentroとTaft地震について、第1層の層せん断力と、累積層間変位の関係を、新たな塑性履歴を生じない弾性変形部分を省略してFig. 15に示した。これより、 δ_P を一方方向の塑性変形、 δ_B を崩壊変位とすれば、

$$\text{El Centro} \cdots \cdots \sum \delta_P = 1.49 < \delta_B = 2.12 (\text{cm})$$

$$\text{Taft} \cdots \cdots \sum \delta_P = 1.13 < \delta_B = 2.12 (\text{cm})$$

となる。大地震に対して生ずる塑性変形の一方向への累積値が、崩壊変位に達し得ないことが証明され、十分な耐震安全性を有するものと結論される。

6. 振動実験

6.1 試験体および実験装置

実験に供した標準型ラックは、荷棚6段、全高9075mm、トラス柱2面で構成される単位架構である。また、それぞれの荷物は鋼製の箱の中に厚

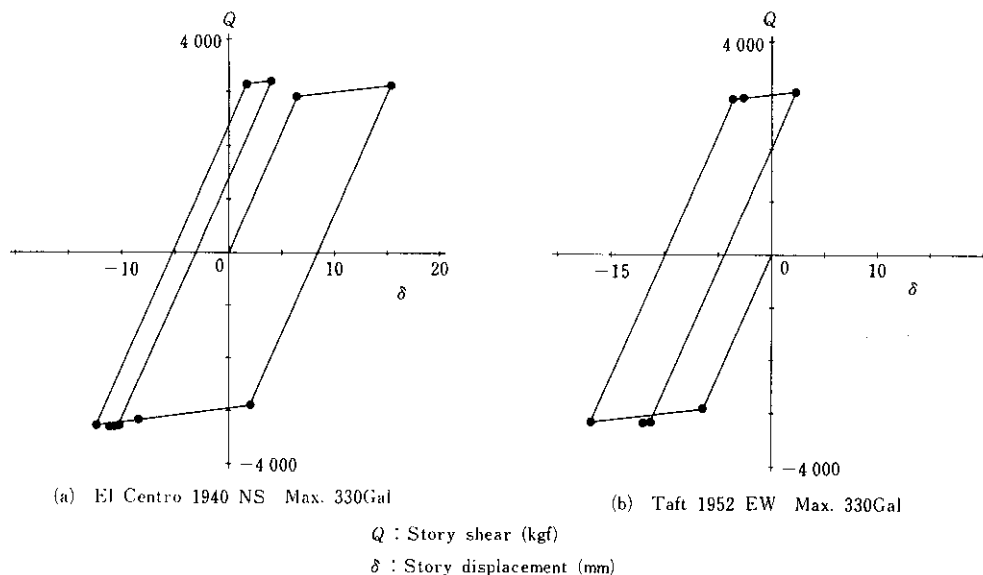


Fig. 15 Computed cumulative plastic deformations during strong earthquakes

さ 30mm の鋼板を積み重ね、溶接で固定したうえ木製パレットに載せて、骨組の荷物支持枠上に置いた。なお、荷物重量は各 1 000kgf であり、鋼製荷物とパレットの合計重量である。このように組み立てた試験体の概要を Fig. 16 に示した。

測定は、骨組の主要な弦材と腹材に対し、1 断

面当り 2 枚のひずみゲージを対称位置に貼付し、部材軸方向ひずみを検出した。さらに、Fig. 16 に記号で印すように、骨組、荷物および振動テーブルの各位置に加速度検出器（圧電型）を取り付け、加速度を測定した。図中の検出器記号で、①～⑥は本試験体の骨組加速度および変位を 6 層に分割した位置で測定するためのものであり、後に述べる振動解析モデルの集中質点位置（6 質点）に対応している。F2、F4、F6 は荷物位置の骨組、また、L2、L4、L6 は同じく荷物そのものの加速度を測定するためのピックアップを示している。以後、集中質点に対応する位置を 1～6 層、荷棚位置については 1～6 段と呼ぶ。

呼ぶ。

なお、使用した振動台の諸性能を Table 4 に掲げた。

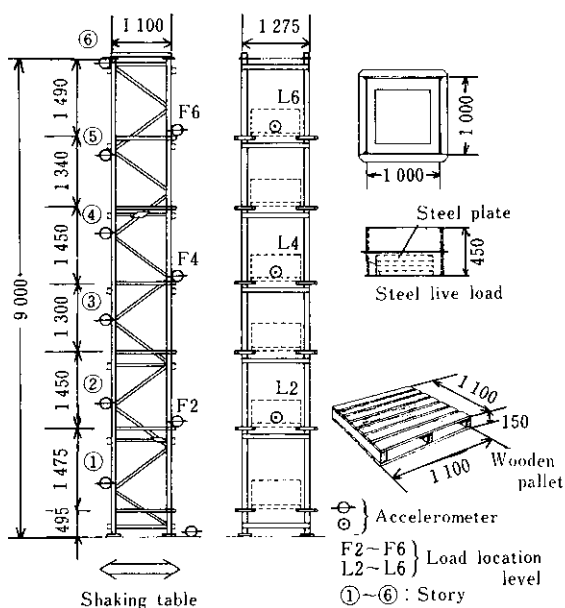


Fig. 16 Shaking table test set-up

Table 4 Specification for electromagnetic vibration testing machine

Loading capacity	7 500kgf
Frequency range	0.1~50Hz
Max. acceleration	0.5G (full load)
Max. velocity	300mm/s
Max. displacement	± 50mm
Test-table size	2 000×3 000mm
Wave form	Regular & random
Table suspension	Hydrostatic bearing

6・2 自由振動および正弦波掃引実験

6・2・1 実験方法

自由振動実験は引き綱切断法を用い、5mmの初期変位を骨組頂部に与えて2回行い、加速度と変位に関する時刻歴データを記録した。

掃引実験では、振動台へ入力する正弦波の振動数を段階的に漸増させ、各振動数における、テーブル加速度と骨組各層の応答加速度および変位を測定した。振動数の範囲は0.2~20Hzであり、0.2~5 Hz区間では0.2Hzごとに、5~20 Hz区間で0.5 Hzごとに測定し、とくに共振点付近ではさらに小さな振動数増分で行った。なお、応答は常に弾性域内に収まるよう、加速度とひずみ振幅をチェックして入力レベルを調整した。

6・2・2 実験結果

自由振動実験から得られた1次固有周期と減衰定数をTable 5に示す。変位と加速度両記録からの固有周期は同一値で、後述の解析による結果にも良く合っている。

Fig. 17には、掃引実験から得られた2, 4, 6層の加速度共振曲線をプロットし、さらに、Table 6には曲線より読み取った第1, 2, 3次の固有周

Table 5 Free vibration test results

Recorded data	Natural period (s)	Damping ratio
Acceleration	0.36	0.025
Displacement	0.36	0.022

Table 6 Natural periods from frequency sweep tests (unit: s)

Mode	Test result		Computed
	Acceleration response	Displacement response	
1st	0.38	0.36	0.34
2nd	0.11	0.11	0.11
3rd	0.067	0.067	0.066

期を解析結果と比較して示した。ここでも、3次までの固有周期は解析結果と良好な一致をみている。

6・3 実地震波による加振実験

6・3・1 実験方法

入力地震波にはEl Centro 1940 NSを採用し、デジタルテーブにより繰返し入力加振を行った

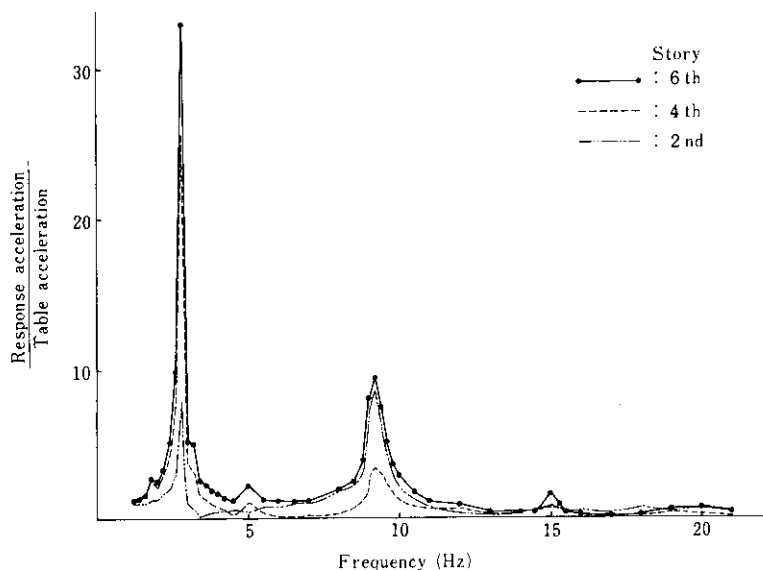


Fig. 17 Acceleration response curves

各加振回ごとに振動テーブルの最大加速度を漸増させ、最終的に約 500Gal に達するまで増大させた。

各加振段階では、荷物ならびに荷物と同位置の骨組（荷物支持枠取り付け位置）における応答加速度を測定した。また、弦材と復材のひずみ時刻歴を記録するとともに、荷物のパレット上の位置と、パレットの支持枠上の位置をマーキングし、加振前後における、3 者の相対的位置ずれを観測した。

6・3・2 実験結果と考察

(1) 応答加速度

Table 7 に各加振段階におけるテーブル最大加速度、および 2, 4, 6 段目の棚位置における骨組と荷物の最大応答加速度を一括して掲げた。さらに、各加振段階のテーブル最大加速度を横軸に、各荷棚位置での最大応答加速度を縦軸にとって、Fig. 18 (a)~(c) に比較した。同図よりテーブル加速度に対する応答加速度の上昇が予想外に緩や

Table 7 Maximum response accelerations observed in shaking table tests

(unit: Gal)

Test No.	Table acceleration	Frame			Live load		
		Level			Level		
		2nd	4th	6th	2nd	4th	6th
1	123	99	97	140	91	120	238
2	159	126	124	174	114	150	302
3	195	157	152	219	143	180	383
4	245	197	184	264	171	215	477
5	288	225	216	319	206	252	539
6	339	278	271	398	229	288	651
7	389	324	324	465	274	347	679
8	404	378	342	598	331	396	727
9	447	441	450	830	378	455	639
10	489	531	559	996	435	515	756

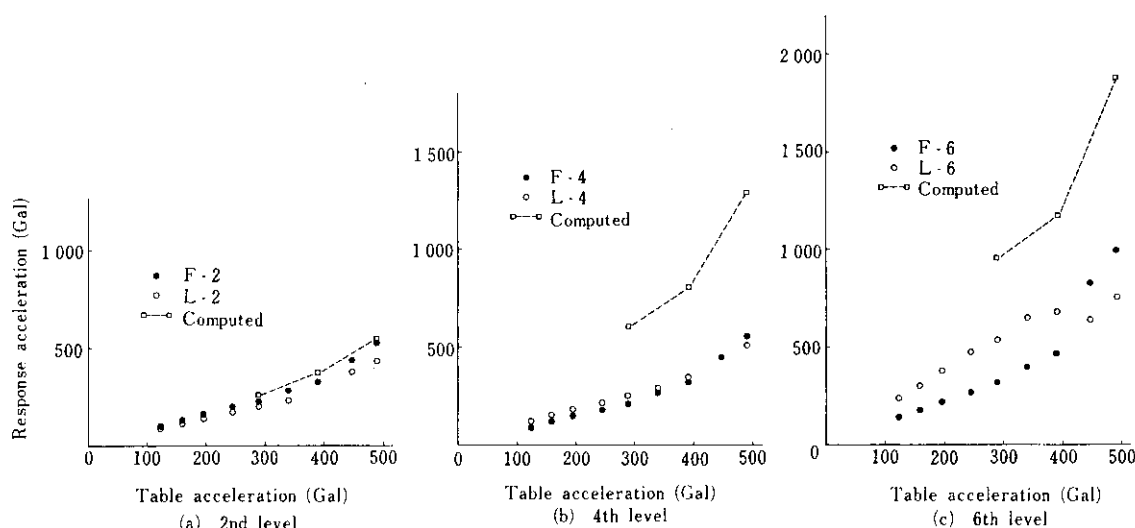


Fig. 18 Maximum response acceleration versus maximum table acceleration

かであること。比較的高い応答を示す6段目に注目すると、テーブル加速度が330Galを越えて以降、骨組加速度が上昇するのに対して荷物加速度の増大がみられないことなどがわかる。

Fig. 19にはラック高さ方向の最大加速度分布の例を示した。

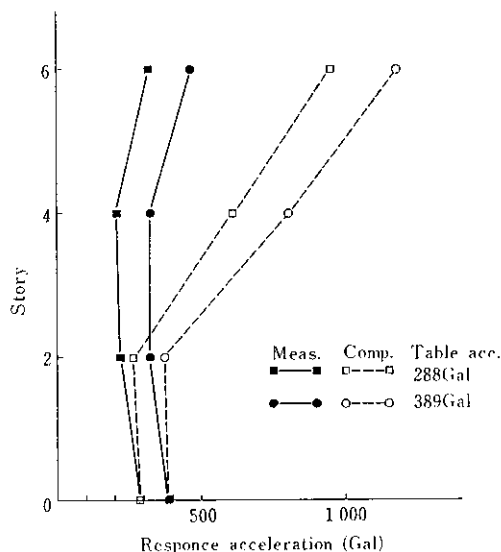


Fig. 19 Maximum response acceleration at each story

(2) 最大層せん断力および弦材軸力

腹材ひずみ応答値より計算した最大層せん断力とテーブル加速度の関係を Fig. 20に、骨組高さ方向の分布を Fig. 21にそれぞれ示す。同様に弦材のひずみから得られた弦材最大軸力の高さ方向分布を代表的な加振回について Fig. 22にプロットした。

以上の結果より、最大応答加速度が頭打ちとなること、および最大層せん断力と部材軸力が6・2で測定した減衰量から判断して、かなり低いレベルにあることが顕著な特性として認められる。このような特性は、パレットと荷物支持枠間に滑りが生じ、相互の力の伝達が抑制されたために生じたものと考えられる。このような現象はテーブル加速度が300Galを越えてから、1回の加振ごとに2～3mmのパレット位置のずれが観察されていることから十分に首肯される。

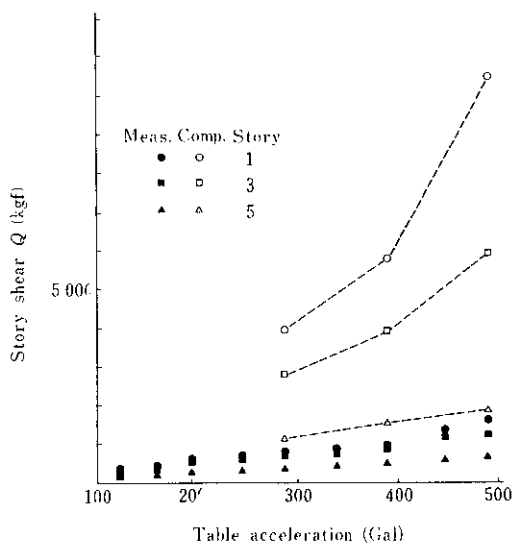


Fig. 20 Maximum story shear versus maximum table acceleration

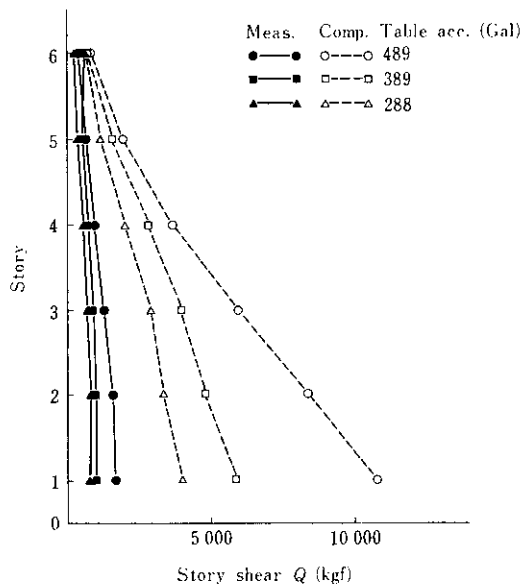


Fig. 21 Maximum story shears

6・4 応答解析との比較

6・4・1 解析法

解析に用いたプログラムおよび仮定は5・3・1の静解析の場合と同じであるが、Fig. 23に示すように荷物支持枠の効果も等価部材として考慮し、

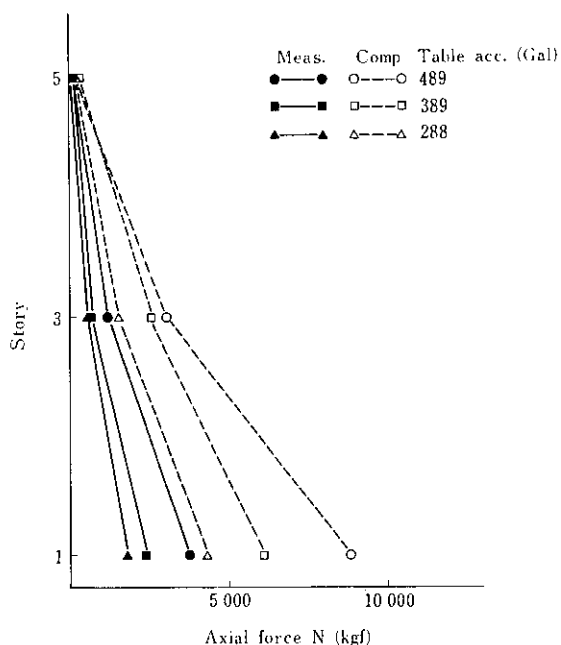


Fig. 22 Maximum axial force in chord member

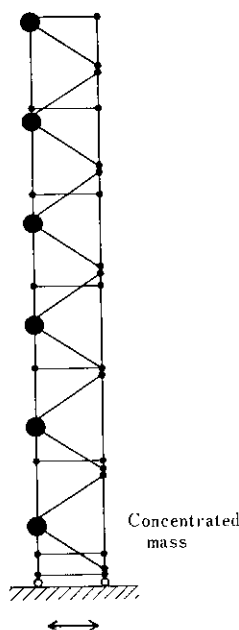


Fig. 23 Mathematical model for response analysis

トラス柱を59部材42節点の平面骨組6質点モデルに置換した。なお、荷物を含めた質量が骨組に完全固定されていると仮定している。

解析用入力地震波は振動テーブル加速度を0.01

秒間隔でデジタル量に変換したデータである。積分は線型加速度法で計算し、積分間隔は0.01秒、減衰は剛性比例型を用いた。なお、減衰定数には、自由振動実験より得られた2.5%を用いた。

6.4.2 入力地震波の特性

振動試験装置はそれ自体振動系を構成し、試験体負荷状態下では電気信号で入力した地震波の特性がある程度変化するのは不可避である。振動テーブルに再現されたこのような波の特性を検討するため、原波と再現波の応答スペクトルを計算し、Fig. 24に比較した。図によれば、試験体固有周期に等しい $T=0.36$ 秒付近と、 $T>2$ 秒においては、再現波の成分が抑制されていることが応答値の低減状態よりわかる。しかし、これらの周期以外では大略同様な応答倍率であり、El Centro 原波とはやや異なるものの、解析においても再現波を入力し、その結果と実験における応答を比較しようとする本解析の目的からいえば、共通ベースとなる地震波として妥当なものと考えられる。

6.4.3 解析結果と実験結果の比較

固有振動形をFig. 25に示す。なお、既述のとおり、自由振動と共振実験から得た固有周期と本解析による値は良好に一致しており (Table 5, 6 参照)、解析モデルが適切であることは明らかである。

Fig. 18からFig. 22に、実験結果と解析による応答との比較を行った。Fig. 18とFig. 19より4段目と6段目における実験応答加速度が解析に対して30~50%とかなり低いことが示される。この傾向は当然Fig. 20, 21の最大層せん断力応答に反映され、実験では下層のせん断力が上層に比して余り増大していない。実験の解析に対する最大層せん断力のおよその比率は、第3層で25%、第1層で17%となっている。一方、Fig. 22の弦材軸力分布では第3層で35%、第1層で40%となり、層せん断力の場合に比して実験値の比率がやや高い。これは、実際応答では全体曲げ変形が大きく、腹材よりも弦材に比較的多くの力が流れていることを示している。

以上の考察より、実験で測定された応答量が解析結果より小さい原因が、応答加速度が大となる

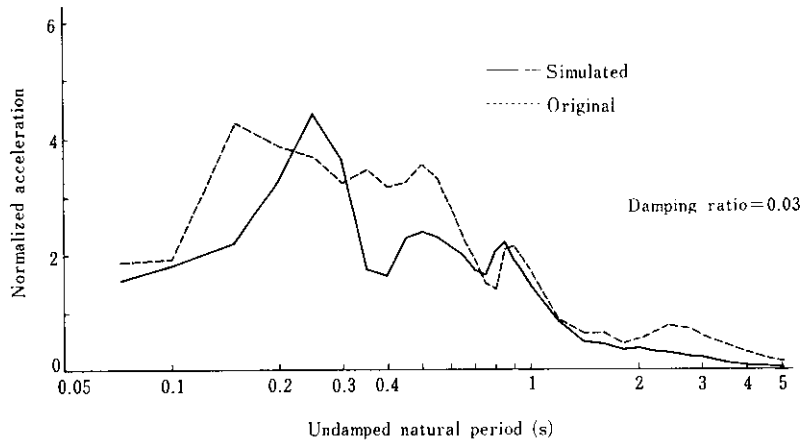


Fig. 24 Comparison of response spectrum of earthquake motion simulated by shaking table with originally recorded motion (El Centro earthquake)

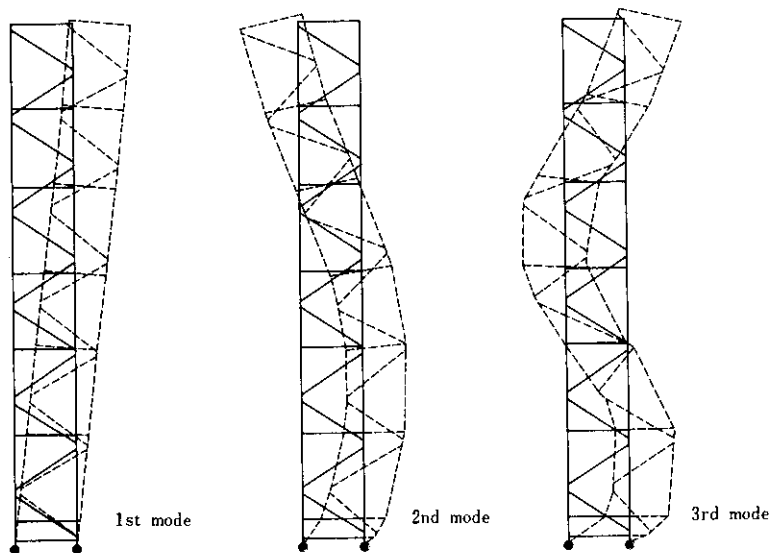


Fig. 25 Mode shapes

につれ、実際の荷物が骨組と一体化した動きをしない、すなわち、木製パレットが滑動するためであることが指摘でき、地震に対する荷物の有効な質量は、安全側に評価しても、層せん断力に対して25%、弦材軸力に対して40%をとれば十分であるとの結論が導かれる。

本実験結果は現行設計法規による倉庫骨組の耐震安全率が高過ぎることの証左であるが、近い将来、さらに関連データの充実を図ることにより、このような実際の現象を設計に取り入れてゆくことが可能であると考えている。

7. 結 び

一体型倉庫用ラックの耐震性を検証するため、主構造部材であるトラス柱に関して一連の静的、動的実験と数値解析を行った。得られた結論を次に要約する。

- (1) 節点における腹材軸線を適宜偏心させることにより、接合部の塑性変形能力を増大させることが明らかとなり、偏心節点を取り入れた標準型トラス柱を考案し実設計に組み入れた。

- (2) 標準型トラス柱は、腹材の座屈以前に弦材リップが塑性変形するため、腹材軸方向において大きな節点間変位を可能とする。これにより、水平力に対するトラス柱全体の塑性変形能力は大となり、塑性率で3.6を示す。しかも、1次、2次設計の外力算定値に対して、リップ降伏時の耐力は適切なレベルにある。
- (3) 繰返し載荷実験により、弾塑性域における繰返し復元力特性は安定したループを描き、かつ、腹材と弦材の溶接接合部に割れや破断の発生がないことを実証した。
- (4) El Centro 地震波を振動試験装置へ入力し、振動台の最大加速度を 500Gal に達するまで増大させたところ、実物試験体における荷物の最大応

答加速度は約 600Gal を上限としこれ以上増加しない。この原因が荷物パレットの滑動であることが判明した。

- (5) 解析応答値に比べ、実物ラック上層部の応答加速度はかなり低く、実験の最大層せん断力と弦材軸力は、全層の最大値をとっても、解析値に対してそれぞれ25%と40%にしか達しない。すなわち荷物の設計用質量を大幅に低減しても立体倉庫ラックの耐震性をそこなわないことを示唆している。

本研究全般にわたって御指導をいただいた東京大学工学部建築学教室、加藤勉教授に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 長柱研究委員会：弾性安定要覧，(1969)，コロナ社
- 2) 建設省住宅局建築指導課監修：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説，(1981)，(財)日本建築センター
- 3) 加藤勉，秋山宏：鋼構造部材の耐力
(その2) 建築学会論文報告集(1968.3) 149, 17
(その3) 建築学会論文報告集(1968.8) 150, 7
(その4) 建築学会論文報告集(1968.9) 151, 15