

# 鋼製天井下地を用いた吊り天井の耐震性に関する研究

## STUDY ON ASEISMIC SUSPENSION CEILING WITH STEEL FURRINGS

小林俊夫\*<sup>1</sup>, 由利隆行\*<sup>2</sup>, 荒井智一\*<sup>3</sup>  
Toshio KOBAYASHI, Takayuki YURI and Tomokazu ARAI

Collapse damages of suspended ceilings during recent severe earthquakes are focused as mentioned in references 3), 6). In order to establish aseismic design method of suspended ceiling, static lateral loading tests are conducted for both conventional and grid system ceilings that are partial models made of real components. Newly developed aseismic stiffeners are applied in the models and their availabilities are confirmed through the tests. Finally, evaluation formulas of buckling strength, which are based on Euler's formula, for combined bracing system are proposed.

**Keywords :** Steel Furrings for Ceiling, Aseismic Ceiling, Collapse, Conventional Ceiling, Grid System Ceiling, Stiffner  
軽量鉄骨天井下地、耐震天井、崩壊、在来天井、グリッド天井、補強金具

### 1. はじめに

2005年8月16日に発生した宮城県沖地震では仙台市スポパーク松森屋内プールの天井が落下し、31人(仙台市発表)が負傷した。文献<sup>1)</sup>等によれば、従来も大きな地震が発生した場合に天井落下事故は発生していたが、建物本体の地震被害が大きかったため天井の落下は注目されなかった。しかし最近では柱・梁・壁・基礎といった建物本体の耐震性能が向上したため建物本体が大きな被害を受けにくくなった。これと比較して、一般建物の天井の耐震性能に関しては、建築確認申請の際に構造力学的見地に立った地震力の伝達機構を合理的に検討するといったことが要求されることも少なく、各指針等(文献<sup>2)~文献<sup>6)</sup>)が出されてはいるが、従来の慣習に従ってブレース等の設置が行われている。文献<sup>7),8)</sup>によれば天井に対する「水平の補強及び斜めの補強は、必ずしも耐震性を考慮することを意図したものではない」とした上で、「特別に、耐震性を考慮する必要がある天井」の場合は、文献<sup>7)</sup>では文献<sup>9)</sup>などを参考に適切に補強材を設置するなどの対策を考える</sup>



写真1 天井被害状況

必要がある。」と記され、文献<sup>9)</sup>では「文献<sup>9),10)</sup>を参考にするとよい」と記されている。このように一般建物の天井の多くは耐震性を考慮していないので、地震時の天井の落下事故がクローズアップされる結果となったものと思われる。

文献<sup>11)</sup>では、事前実施した予備実験で相対的に弱かった部分に補強金具を開発し、それらの試作部品を用いて静的載荷実験によりその耐震性能を確認したが、本報では一部産産部品を用いた同様の実験と天井仕様を変更した追加実験を実施してその耐震性能を確認した。

さらに、吊り天井を対象としたブレース材の座屈耐力評価方法に関する新たな知見が得られたので報告する。

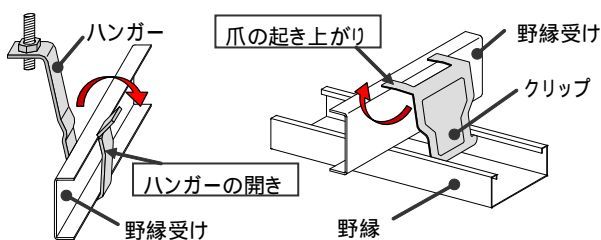


図1 ワンタッチハンガー・クリップの変形

本論文は参考文献<sup>11),10)</sup>で発表した内容にその後の研究成果を加えて加筆したものである。

\*<sup>1</sup>桐井製作所 工学博士  
\*<sup>2</sup>桐井製作所  
\*<sup>3</sup>桐井製作所 工学修士

Kirii Construction Materials Co., Ltd., Dr.Eng.  
Kirii Construction Materials Co., Ltd.  
Kirii Construction Materials Co., Ltd., M.Eng.

## 2. 在来天井の載荷実験

### 2.1 耐震補強の概要

体育館やターミナル等の大規模な天井の地震被害の要因の一つとして、ワンタッチで取り付けられる接合金物(クリップ、ハンガー)の剛性・耐力の不足が指摘、報告<sup>文献(12)</sup>されている(図1参照)。また、野縁方向も野縁受け方向も摩擦力のみで水平力を伝えるため、天井面の重量が大きいと滑ってしまい、その挙動を把握し耐震性能を定量的に評価することは非常に困難である。

そこで、在来鋼製天井下地材による耐震天井を実現するために、接合部の補強方法およびブレースの取り付け方法に関する検討を行い、その性能を確認した。

地震時に天井面に生じた野縁方向の水平慣性力は、

天井面	野縁	クリップ	野縁受け	ハンガー
吊りボルト	(ブレース下端取付部)	ブレース	ブレース	ブレース
ブレース上端取付部)	吊りボルト	インサート	上階床	

といった経路をたどって上階床に伝達される。このうち予備実験で特に剛性・耐力共に低かった、接合金物であるクリップ、ハンガーおよびブレース取り付け部の補強金具を下記のように開発した。

#### ・野縁と野縁受けとの接合部「クリップ」の補強

ビスによる補強を(図2-a)に示す。

ネジ式クリップを使用した補強を(図2-b)に示す。

これにより野縁受け方向の滑りに対しては野縁受けの下フランジを挟みつけて摩擦抵抗を大きくし、さらに野縁受けの背側への立ち上がり部と野縁受けとをビス留めする。野縁方向の滑りに対しては野縁の内側曲がり部を挟みつけて摩擦抵抗を大きくし、さらに補強カバーを介して野縁とビス留めする。その結果、両方向の滑りの発生を防止している。

#### ・野縁受けと吊りボルトとの接合部「ハンガー」の補強

ハンガー開き止め金具を使用した補強を(図2-c)に示す。

#### ・ブレース下部取付部の補強

野縁受けとハンガーを一体化し、直接ブレースを取り付ける補強を(図2-d)に示す。

なお、野縁受け方向に関しては、ブレースを直接野縁受けに接続することができるので補強金具は必要ない。

### 2.2 静的水平加力実験

#### a) 試験体概要

試験体は図3、4に示すように、在来鋼製天井下地材(JIS25形、JIS19形)を用いた幅2,100mm×長さ2,700mmの実物部分天井とした。ブレース

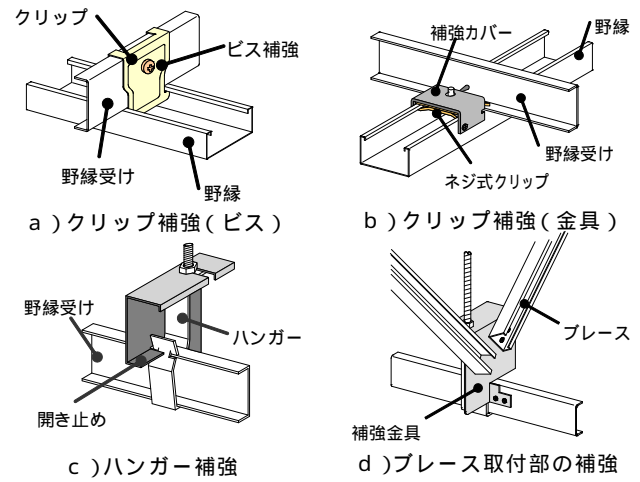


図2 接合部の補強方法

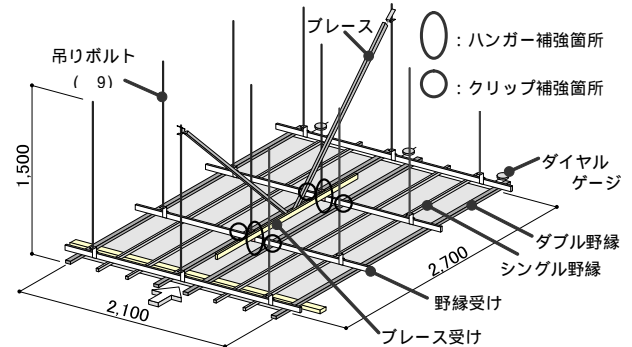


図3 試験体概要(野縁方向)

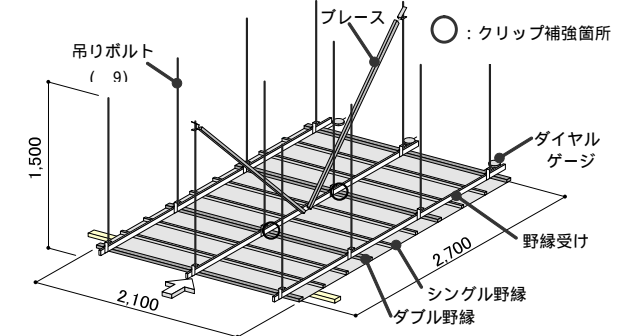


図4 試験体概要(野縁受け方向)

はAS-25<sup>注1)</sup>をV字配置した。加力は加力側縁の天井面(ボード面)にC型鋼をボルト締めし、この中央を油圧ジャッキで水平加力した。荷重レベルはロードセルで測定し、変位はダイヤルゲージで測定した。

表1 試験体および実験結果一覧

試験体名称	使用部材	加力方向	クリップ補強	ハンガー補強	最大耐力(N)	変位15mm時耐力(N)	終局状態
1	25A-00	JIS25形 野縁A	×	×	1755	675	ハンガーの変形およびクリップの滑り
2	25A-0H	JIS25形 野縁A	×	金具補強	1334	570	クリップの野縁受けからの外れ
3	25A-KH	JIS25形 野縁A	金具補強	金具補強	2795	-	ブレース上部取付金具の変形
4	25A-BH	JIS25形 野縁A	ビス補強	金具補強	1657	1275	野縁とクリップの滑り
5	19A-KH	JIS19形 野縁A	金具補強	金具補強	2895	2225	圧縮側ブレースの座屈変形
6	25B-00	JIS25形 野縁B	×	×	2628	1065	ハンガーの変形およびクリップの滑り
7	25B-0H	JIS25形 野縁B	×	金具補強	1628	1375	野縁とクリップの滑り
8	25B-KH	JIS25形 野縁B	金具補強	金具補強	2971	2940	ブレース上部取付金具の変形
9	19B-KH	JIS19形 野縁B	金具補強	金具補強	2780	2242	圧縮側ブレースの座屈変形
10	25C-00	JIS25形 野縁受け	×		971	-	野縁受けとクリップの滑り
11	25C-K0	JIS25形 野縁受け	金具補強		2157	-	ブレース上部取付金具の変形
12	25C-B0	JIS25形 野縁受け	ビス補強		2677	-	野縁およびクリップの変形
13	19C-K0	JIS19形 野縁受け	金具補強		2487	-	ボードの外れ 局所的に加力した為

## b) 実験パラメータ

加力方向と接合金物の補強の有無および補強方法を実験のパラメータとした。加力方向は野縁方向と、野縁受け方向とし、図3の矢印の方向(ハンガー背側から加力)をA方向、反対方向をB方向とした。接合金物は図3,4に示す箇所のみを補強した。また、補強した天井は使用部材を変更し、JIS25形とJIS19形とした。実験ケースの一覧を表1に示す。

## c) 実験結果

- (1) 25A-00: 最大耐力1755Nのときの変位は49.0mmであった。終局状態はハンガーが開き、クリップが滑った。
- (2) 25A-0H: 最大耐力1334Nのときの変位は52.0mmであった。終局状態は変形と共にクリップの爪が開き野縁受けから外れた。
- (3) 25A-KH: 最大耐力2795Nのときの変位は14.9mmであった。終局状態はブレース上部取付金具が変形した。その他の接合部には大きな変形はなかった。
- (4) 25A-BH: 最大耐力1657Nのときの変位は32.5mmであった。終局状態は野縁とクリップが滑った。
- (5) 19A-KH: 最大耐力2985Nのときの変位は24.7mmであった。終局状態は圧縮側のブレースが座屈変形した。
- (6) 25B-00: 最大耐力2628Nのときの変位は52.2mmであった。終局状態はハンガーが開き、クリップが滑った。
- (7) 25B-0H: 最大耐力1628Nのときの変位は21.6mmであった。終局状態は変形と共にクリップの爪が開き野縁受けから外れた。
- (8) 25B-KH: 最大耐力2971Nのときの変位は16.3mmであった。終局状態はブレース上部取付金具が変形した。その他の接合部には大きな変形はなかった。
- (9) 19B-KH: 最大耐力2780Nのときの変位は24.0mmであった。終局状態は圧縮側のブレースが座屈変形した。
- (10) 25C-00: 最大耐力971Nのときの変位は3.9mmであった。終局状態は野縁受けとクリップが滑った。その後の加力に対して900N程度で断続的に滑り変形が進んだ。
- (11) 25C-K0: 最大耐力2157Nのときの変位は10.2mmであった。終局状態はブレース上部取付金具が変形した。その他の接合部には大きな変形はなかった。
- (12) 25C-B0: 最大耐力2677Nのときの変位は19.7mmであった。終局状態は野縁とクリップが局所的に変形した。
- (13) 19C-B0: 最大耐力2487Nのときの変位は11.2mmであった。終局状態は仕上げ材ボードがビスの支厚により外れた。

## 2.3 耐震補強の効果

文献<sup>13)</sup>では地震時に天井と壁とが衝突しないようクリアランスを設けるよう国土交通省から技術的助言が出ている。一方天井周辺の廻り縁幅はデザイン上20mm～30mm以下の細目の要請が多い。これらを勘案してブレース構面内に関して天井深さに対する天井面の変位として1/100を許容変位の目安とした。従って本試験では変位15mm以下の耐力により評価すると、25A-KH, 25B-KH, 25C-K0, 25C-B0, 19C-B0の5試験体が、他の試験体に対して2倍以上の耐力となった。このことから、耐力・剛性の向上に対して、野縁方向は、クリップ、ハンガー両方への補強金具の使用が、野縁受け方向は、クリップの滑り止め補強が効果的であることが確認できた。また、天井部材にJIS19形を使用した場合、野縁方向の変位15mm以下の耐力はJIS25形に対し80%弱であった。

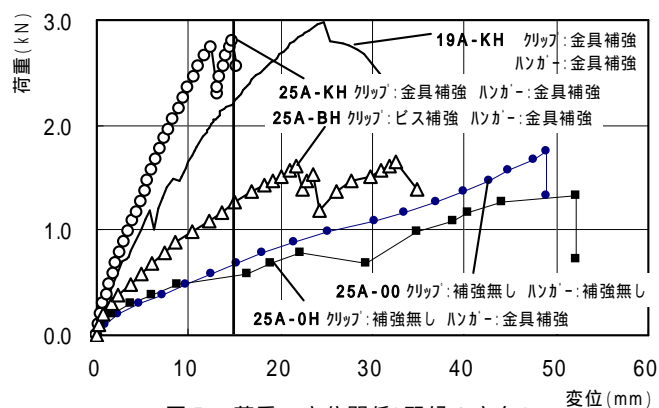


図5 荷重 - 変位関係(野縁A方向)

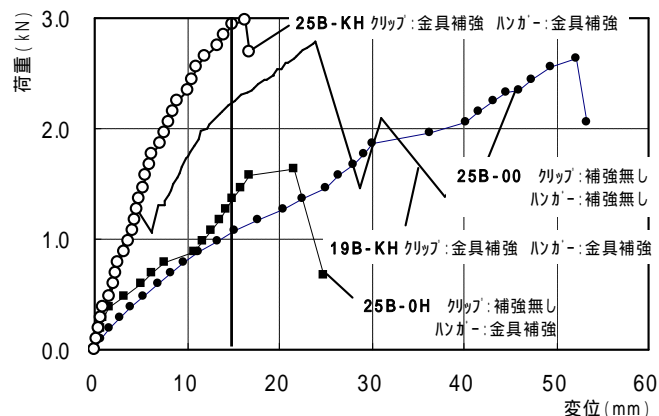


図6 荷重 - 変位関係(野縁B方向)

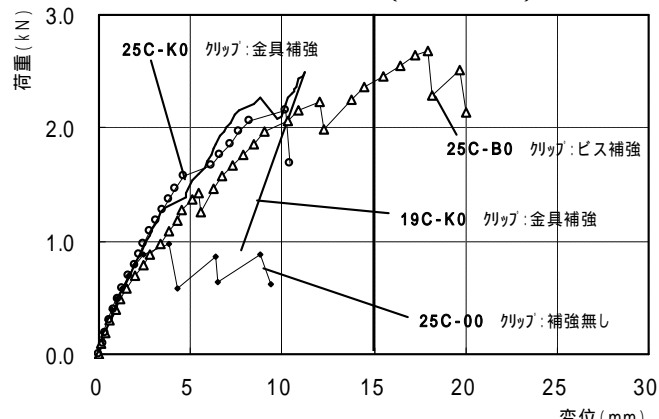


図7 荷重 - 変位関係(野縁受け方向)

剛性にばらつきが大きかった野縁方向では、ブレース取付部の補強金具を使用してもクリップを補強しなければ(25A-0H)剛性は向上せず、ビスによる補強を施しても(25A-BH)大きな剛性の向上にはつながらなかった。つまり、耐震天井を実現するためには、接合金物の補強とブレースの設置を総合的に行う必要がある。また、ふところ寸法1500mmに45°V字型配置したブレース材AS-25には、座屈等による大きな変形は生じなかった。

## 3 グリッドシステム天井の載荷実験

### 3.1 耐震補強の概要

グリッドシステム天井は下記の利点を持ち、日本でも最近急速に普及してきた。

在来天井に比べて施工期間が短い。

室内レイアウト変更に伴う天井照明器具等の移動が簡単である。

軽量で組み立て式のため現場搬入、施工が容易である。

Tバー部材やボードの転用や交換が可能である。

しかし地震荷重の低い欧米で開発されたグリッドシステム天井を地震国日本で採用する場合には日本の実情に合わせた耐震設計が必要であり、筆者等は振動台実験に基づく改良を加えて実プロジェクトに適用した経緯(文献<sup>14)</sup>)がある。この度、さらに耐震性能が高く施工性に優れた直吊りハンガー補強金具を開発し、実験によりその性能を確認した。

地震時に、グリッドシステム天井の天井面に生じた水平慣性力は、

天井面 Tバー ハンガー 吊りボルト (ブレース下端取付部  
ブレース ブレース上端取付部) 吊りボルト インサート 上階床

といった経路をたどって上階床に伝達される(図8参照)。今回開発した補強金具は、この水平力伝達経路の内、特に剛性・耐力共に低い(Tバー ハンガー 吊りボルト ブレース下端取付部)の部分をも強く一体化するもので、写真2のような形態をしている。設置方法としては上部は直吊りハンガーと共通のナットで吊りボルトに挟み込み、下部はTバー上部を横から抱え込んでビス留めする。これを用いることにより水平力は補強金具が負担し、自重は直吊りハンガーが負担するというように役割分担される。ハンガーの剛性・耐力を補強するということで在来天井の補強金具(図2 c), d)と同様の機能をもつ。尚、ブレース上端取付部には、金具に羽子板ボルトを組み合わせたブレース上部取付金具(図9参照)を使用している。

### 3.2 静的水平加力実験

#### a) 試験体概要

実物部分天井を設置し、クロスTバーの4ヶ所に加力板を取付け油圧ジャッキにより加力した。荷重レベルはロードセルで計測し、変位は変位計で計測した。試験体概要を図9に、実験ケースを表2に示す。

#### b) 実験結果

V字配置ブレース(メイン方向)

(1) AS-25を用いた場合：最大耐力3010Nのときの変位は10.4mmであった。終局状態は、補強金具の圧縮ブレース取り付け側が面外に傾き、擦れる様な変形をした後に引張側のブレース上部取付金具が下方にずれた。

(2) CC-19<sup>注2)</sup>を用いた場合：最大耐力1557Nのときの変位は6.2mmであった。終局状態は圧縮側ブレースが両端ピンモードで座屈し、これにつられて吊りボルトも座屈した。

(3) (参考:CC-19のブレースをハンガーに直にビス留めして補強金具を用いない場合)：変位16.5mm時に1235Nを示した後一度耐力低下し、その後最大耐力1692Nのときの変位は93.8mmであった。終局状態はTバーの接続部分を潰しながらハンガーが回転した。ブレース本体、吊りボルトに異常は見られなかった。

メイン直交方向の結果もほぼ同様であった。

単独ブレース

(1) AS-25を圧縮ブレースに用いた場合：最大耐力1627Nのときの変位は18.8mmであった。終局状態は、補強金具の圧縮ブレース取付側が面外に傾き、擦れる様に变形した。

(2) AS-25を引張ブレースに用いた場合：最大耐力1035Nのときの変位は45.7mmであった。終局状態は、吊りボルトがピン・固定モードで座屈した。他の部分には異常は見られなかった。

(3) CC-19を圧縮ブレースに用いた場合：変位10.5mm時に466Nを示

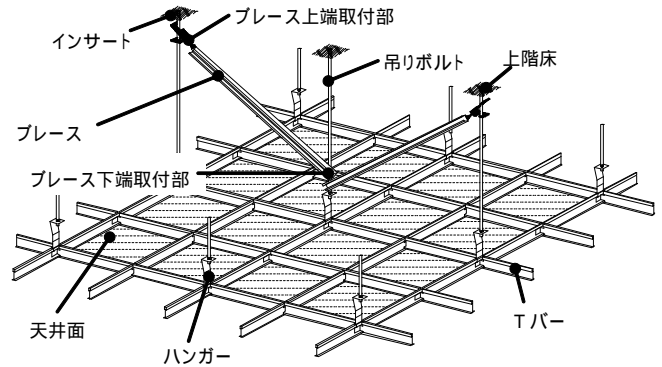


図8 グリッドシステム天井の鳥瞰図

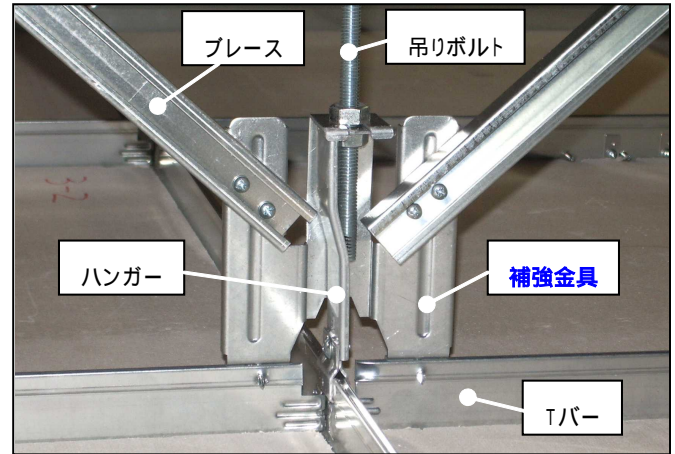


写真2 直吊りハンガー補強金具

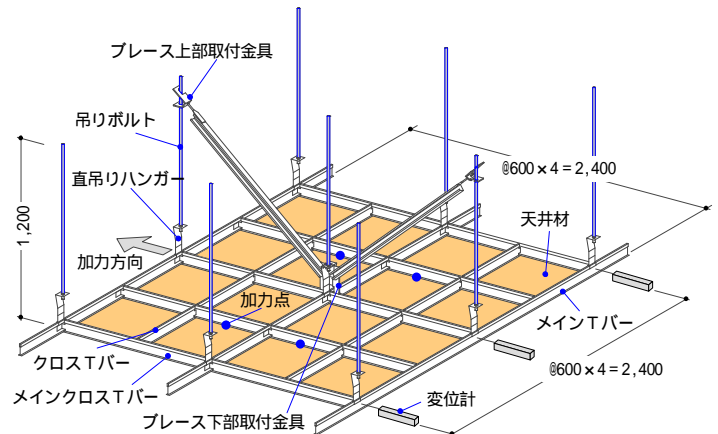


図9 試験体概要

した後一度耐力低下し、400N程度の耐力を保ちながら変形が進んだ。終局状態は、ブレースが両端ピンモードで座屈した。

(4) CC-19を引張ブレースに用いた場合：最大耐力1087Nのときの変位は48.1mmであった。終局状態は、吊りボルトがピン・固定モードで座屈した。他の部分には異常は見られなかった。

### 3.3 耐震補強の効果

前述のようにブレース構面内に関して天井深さに対する天井面の変位が1/100を許容変位の目安とすると本試験体の場合は12mmが許容変位の目安となり、下記の結論が得られた。

(1) ブレースや吊りボルトの座屈後は水平耐力を保持したまま変形が進んだ。従って同一ライン上のバーに取り付けられた複数のブレースの水平耐力が座屈で制限される場合は、これらを足し算することができる。

- (2) AS-25をV字配置したブレースは、メイン方向、メイン直交方向共に12mmよりも小さな変位時に最大耐力3010N、3055Nを示した。
- (3) ハンガー補強金具を用いないと耐力は約1/2~1/3に低下する。
- (4) AS-25〔弱軸〕の断面2次モーメントはCC-19〔弱軸〕の約3.6倍あるので、AS-25の座屈が天井の耐力限界の原因となることはなかった。
- (5) 単独引張ブレースの水平耐力は吊りボルトの座屈で決定されるので、ブレース材はCC-19でもAS-25でも水平耐力は同程度であった。
- (6) 単独圧縮ブレースの座屈開始時、水平荷重はブレース分力に対して両端ピンと仮定したEulerの弾性座屈式で安全側に評価できる。安全側になる理由としては

ピン仮定している節点に若干の回転拘束効果が生じている  
吊りボルトも若干ではあるが水平力を負担している  
の2点が考えられる。

- (7) 単独引張ブレースが接続する吊りボルトの座屈開始時水平荷重は吊りボルト分力に対して上端固定・下端ピンと仮定したEulerの弾性座屈式で安全側に評価できる。安全側になる理由としては

吊りボルトが支持している天井面の荷重が下向きに作用する(但し、この効果は地震時の天井面の上下応答に依存して増減する)  
ピン仮定している節点に若干の回転拘束効果が生じている  
吊りボルトも若干ではあるが水平力を負担している  
の3点が考えられる。

- (8) 単独引張ブレースは吊りボルト座屈後の加力に対して変形の増加に伴って耐力が増加し、最終的には座屈開始時耐力の約2倍に達する。耐力増加の原因としては、

座屈している吊りボルトの両側の健全な吊りボルトで両端を支持されたTバーの上下方向曲げ剛性による拘束  
座屈した吊りボルトが座屈の進行に伴って天井面を引き上げることにより支持重量の支配領域が増大し下向き荷重が増加する(但し、この効果は地震時の天井面の上下応答に依存して増減する)  
の2点が考えられる。

#### 4 複合ブレースの座屈耐力

##### 4.1 ブレース設置の組み合わせ

ブレースの設置にあたり、押し引き両方向に対応するため2方向1対とし、V字型に配置するのが有効であるが、天井懐内の設備機器の干渉等によりV字型に配置できず、(逆)ハの字型の配置とするケースもある。また、ブレース材の耐力を評価する場合、V字型配置や(逆)ハの字型の配置であっても、単独圧縮ブレースとして算定するのが一般的である。

そこで、より無駄なく有効にブレースの耐力を評価する事を目的と

表2 試験体および実験結果一覧

試験体名称	ブレース配置	ブレース材	加力方向	ハンガー補強金具	最大耐力(N)	変位12mm時耐力(N)	終局状態
1	V25-MH	V字	AS-25	メイン	3,010	-	補強金具が抜けた
2	V25-SH		AS-25	メイン直交	3,055	-	ブレース上部取付金具が下方へ移動した
3	V19-MH		CC-19	メイン	1,557	-	圧縮ブレースが座屈した
4	V19-SH		CC-19	メイン直交	1,815	-	圧縮ブレースが座屈した
5	V19-MO		CC-19	メイン	1,692	1,165	Tバーを変形させながらハンガーが回転した
6	V19-SO		CC-19	メイン直交	1,662	170	ハンガーが大きく変形した
7	B25-MH	単独	AS-25(圧縮)	メイン	1,627	1,570	ブレースが座屈した
8	B19-MH		CC-19(圧縮)	メイン	512	435	ブレースが座屈した
9	H25-MH		AS-25(引張)	メイン	1,035	825	吊りボルトが座屈した
10	H25-MH		CC-19(引張)	メイン	1,120	840	吊りボルトが座屈した

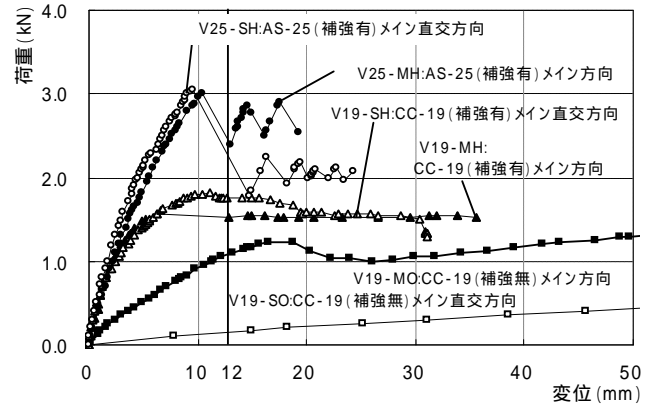


図10 荷重 - 変位関係 (V字ブレース)

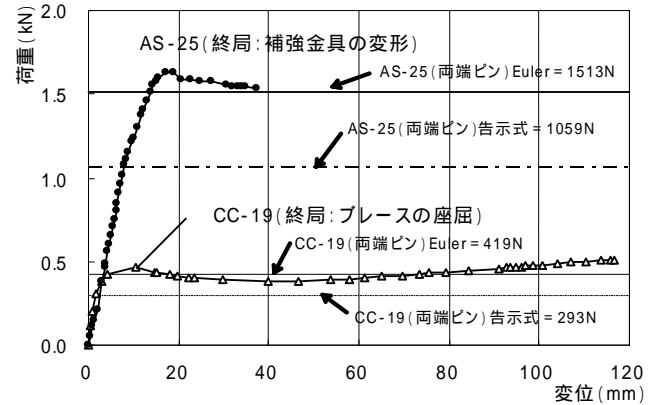


図11 荷重 - 変位関係 (圧縮ブレース)

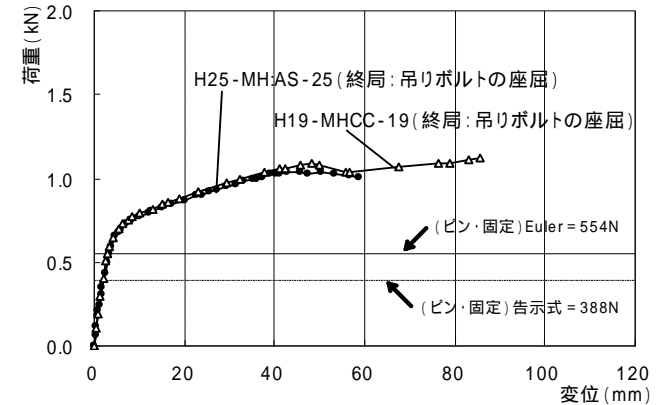


図12 荷重 - 変位関係 (引張ブレース)

し、図13のような6パターンのブレース設置の組み合わせに対し座屈耐力の評価方法を提案し検証を行う。

##### 4.2 複合ブレースの座屈耐力の評価

複合ブレースの座屈耐力を評価するに際して、ブレースや吊りボルト

トに座屈を生じさせる水平力に対して他のすべての部材が未だその耐力に達していないことを前提とする。そして図11や図12のブレースと吊りボルトの座屈後の挙動を安全側に簡略化し、座屈後の加力に対してはそれぞれEulerの弾性座屈式で評価された座屈荷重を生じさせる水平荷重(単独圧縮ブレースを座屈させる水平荷重を $F_B$ 、単独引張ブレースの吊りボルトを座屈させる水平荷重を $F_H$ とする)を保持したまま変形が進むものと仮定する。

- (1) 仮定により圧縮ブレース単独の水平耐力は $F_B$ である。
- (2) 仮定により引張ブレース単独の水平耐力は $F_H$ である。引張ブレースの断面をあげても、吊りボルトが座屈してブレースの上下成分の増加を負担できなくなるので単独引張ブレースの水平耐力は $F_H$ となる。

- (3) 地震時にブレースに作用する力は引張と圧縮の交互繰り返しになるので単独ブレースの終局耐力( $F_{単U}$ )は $F_B$ と $F_H$ の小さい方となる。

$$F_{単U} = \text{MIN}(F_B, F_H) \quad (1)$$

- (4) (逆)ハの字型に離れて配置された一組2本のブレースは交互繰り返し荷重に対しそれぞれ同時に圧縮と引張になるので、一組2本のブレースの終局耐力 $F_{単U}$ は $F_B$ と $F_H$ の和となる。参考までに、字型の配置もブレースとして水平力を負担する二個の三角形を構成する各部材の応力に干渉が生じないのでこのケースに含まれる。

$$F_{単U} = F_B + F_H \quad (2)$$

- (5) 吊りボルトを挟んでV字型に配置された一組2本のブレースが負担する水平力は次のようになる(図14 ブレース分担図参照)。

**圧縮ブレース座屈耐力以下の載荷時(図a)**

ブレース下部に天井の水平慣性力が作用するとそれぞれのブレースに相互に等しい大きさの引張力と圧縮力が生ずる。それぞれの上下成分は絶対値が等しく符号が逆なのでキャンセルされ、吊りボルトには軸力は生じない。圧縮ブレースが座屈耐力に達するときその水平成分は $F_B$ となり、引張ブレースも同じ水平成分を負担しているので合力は $2F_B$ となる。参考までに、吊りボルトを挟まずV字型に配置された場合はこの状態が終局耐力( $F_{単U}$ )となる。

$$F_{単U} = 2F_B \quad (3)$$

**吊りボルト座屈耐力到達時(図b)**

天井の水平慣性力が $2F_B$ を超えると、既に座屈している圧縮ブレースは $2F_B$ 以上の増分を分担することができず、引張ブレースのみが増分の全てを負担する。その引張ブレースが負担した増分の上下成分は吊りボルトの圧縮力で釣り合う。

仮定により圧縮ブレースは座屈後 $F_B$ を保持しつづけるので、V字型ブレースに対する $2F_B$ 以上の増分に関しては単独引張ブレースの場合と同じ状態となる。従って $2F_B$ 以上の増分に関しての耐力は $F_H$ となり、終局耐力( $F_{単U}$ )は圧縮ブレース座屈時耐力 $2F_B$ と、それ以後の増分に対する耐力 $F_H$ の和となる。

$$F_{単U} = 2F_B + F_H \quad (4)$$

2、3節の結果を総合し、さらにその後実施した同種の実験結果の内、ブレース材または吊りボルトの座屈による耐力評価に適する(座屈発生以下の耐力で接続金具が滑ったり破壊した場合等を除く。これらの現象に対する対策は紙面の都合上割愛する)実験結果を図15~19に抽出し、図中にブレースの各組み合わせに対応してそれぞれ前記 $F_B$ 、 $F_H$ (注3)、 $F_{単U}$ 、 $F_{単U}$ および $F_{単U}$ を記入した。図20は写真3に示す試験体に対し、実施した繰り返し載荷実験の結果である。図15~20のい

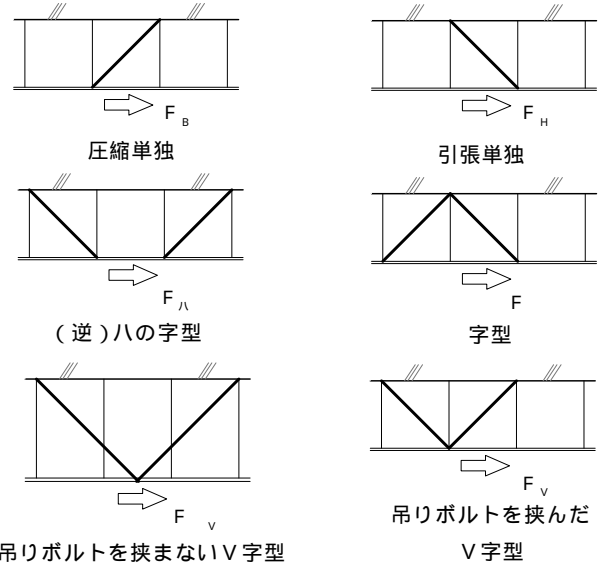
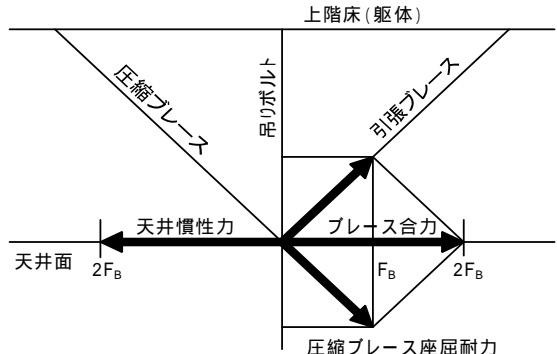
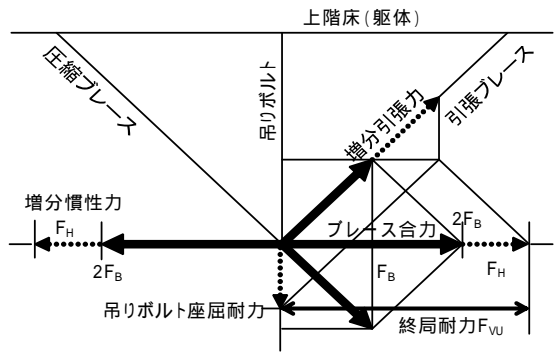


図13 ブレース設置の組み合わせ



a) 圧縮ブレース座屈耐力到達時



b) 吊りボルト座屈耐力到達時

図14 ブレース分担図(節点に作用する外力として表示)

れも前記評価法はほぼ安全側の結果となっている。但し、図15の単独圧縮ブレースのケースではCC-19の実験結果の座屈荷重はEulerの弾性座屈式で評価された座屈荷重( $F_B$ )を超えているものの、更なる加力に対しては $F_B$ の約9%減まで耐力が低下し、その後再び回復して $F_B$ を超えている。しかし、一般的には単独圧縮ブレース状態となることは少なく、(逆)ハの字型またはV字型に配置する機会が多いので、対応する引張ブレース側では吊りボルトの座屈発生後にも大幅に耐力が増加する(図16)という余裕(3.3(9)参照)を考慮すると、上記単独圧縮ブレースの若干の耐力低下は十分に補償されることになる。この状況は(逆)ハの字型およびV字型配置の実験結果(図17~20)に認められ、前記評価法(本節(4)項、(5)項)が安全側になることが確認できる。

## 5 吊り天井の座屈耐力評価式

文献<sup>15)</sup>によれば、圧縮材の短期座屈許容応力度  $f_c$  は次式で与えられる。

$$f_c = 1.5 \times (18/65) \times F / (l/L)^2 \quad (\text{ただし } l > L \text{ の場合}) \quad (5)$$

ここに  $F$  : 基準強度(単位 :  $\text{N}/\text{mm}^2$ )、

$L$  : 限界細長比、 $L = 1,500 / (F/1.5)^{0.5}$

$l$  : 有効細長比、両端ピンの場合は  $l = L/i$ 、 $L$  : 部材長さ、

$i$  : 断面2次半径、 $i^2 = I/A$ 、 $I$  : 断面2次モーメント、 $A$  : 断面積

これらに基づき座屈荷重 $N_1$ (両端ピン)は

$$N_1 = A \times f_c = (18/65) \times (1,500 \times 1.5)^2 \times I / L^2 \\ 1.40 \times 10^6 \times I / L^2 \quad [\text{N}] \quad (6)$$

一方、Eulerの弾性座屈式によると座屈荷重 $N_2$ (両端ピン)は次式で与えられる。

$$N_2 = p^2 \times E \times I / L^2 \quad (7)$$

ここで、鋼材のヤング率を  $E = 0.206 \times 10^6 \text{ N}/\text{mm}^2$  とすれば

$$N_2 = 2.03 \times 10^6 \times I / L^2 \quad [\text{N}] \quad (8)$$

両者を比較すると、文献<sup>15)</sup>式の $N_1$ (6式)はEulerの弾性座屈式 $N_2$ (8式)の約0.7倍となっている。

一般の構造部材に関しては、ブレースが地震時に圧縮力の増大により座屈すると層間変位が大きくなり、いわゆるP-d効果により重力はますます変形を増加させる方向に作用し、やがて構造物の全体崩壊という重大な現象を発生させるケースも考えられる。また、鉛直材としての柱は常時荷重を圧縮材として支持しているためその座屈は全体崩壊に直結する可能性がある。これらの理由により一般構造部材のブレースや柱は座屈に対して十分に余裕を持った設計が要求され、短期座屈許容応力度として(5)式が用いられている。

これに対し吊り天井に関しては、地震時応力が設計地震力レベルを超えるような高レベルとなってブレースが圧縮力により座屈して水平変位が大きくなると、振子の場合と同様に重力の水平分力は復元力として天井面の水平変位を減少させる方向に作用する。また、鉛直材としての吊りボルトは常時荷重を引張材として支持し、地震時水平力の増大に伴い、引張ブレースの分力として吊りボルトに生ずる圧縮力により座屈が発生しても地震終了後は重力により安定的な引張状態に戻る。

このように一般構造部材とは異なり吊り天井のブレースや吊りボルトの座屈に関しては、

- (1) 重力が水平変位に対し安定化方向に作用するという特性があること、
- (2) 複数部材の強度ばらつきに関しては、天井のブレースは(特に大空間天井では)一般に複数で並列的に水平力を負担しているため一部の部材が座屈しても応力の再配分が行われること

また、設計荷重以上の力が作用した場合にも

- (3) 非構造部材なので一部の部材が座屈しても構造部材の場合とは異なり影響範囲が限られること
- (4) 水平荷重が増大して座屈が発生し変位が増大しても実験結果によると耐力を保持し続けること

また前述の実験結果のように

- (5) 座屈荷重はEulerの弾性座屈式でほぼ安全側に評価できること等の特性を持つ。このような状況を鑑み、吊り天井のブレースや吊りボルトの短期座屈許容応力度評価の設計式として(5)式に代えてEulerの弾性座屈式(ブレースは両端ピン、吊りボルトは上端固定・下端ピ

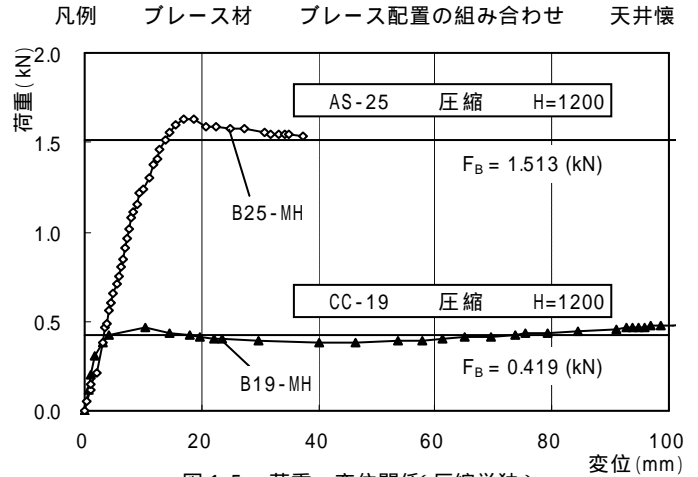


図15 荷重 - 変位関係(圧縮単独)

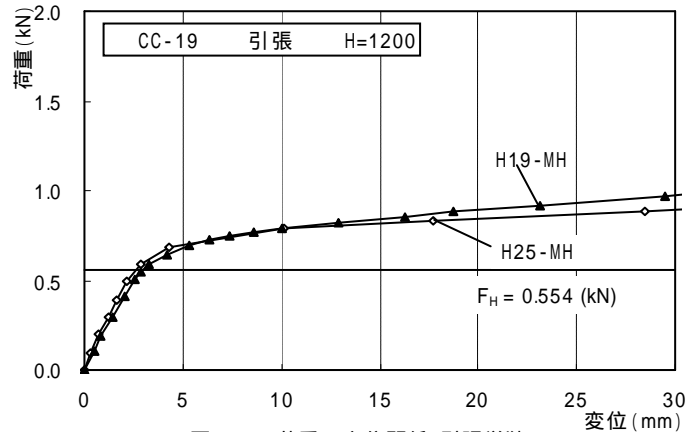


図16 荷重 - 変位関係(引張単独)

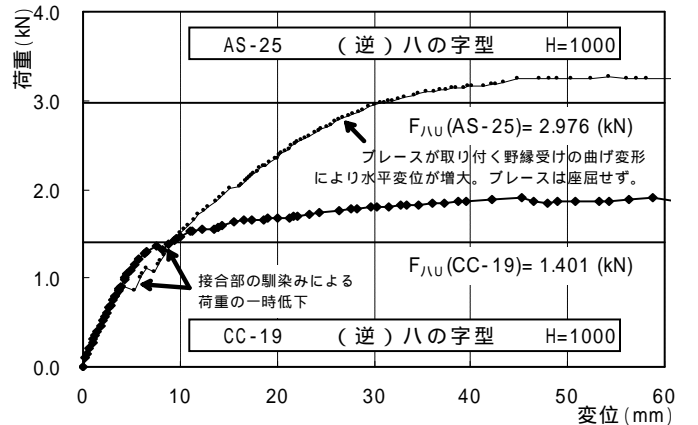


図17 荷重 - 変位関係(逆H字型)

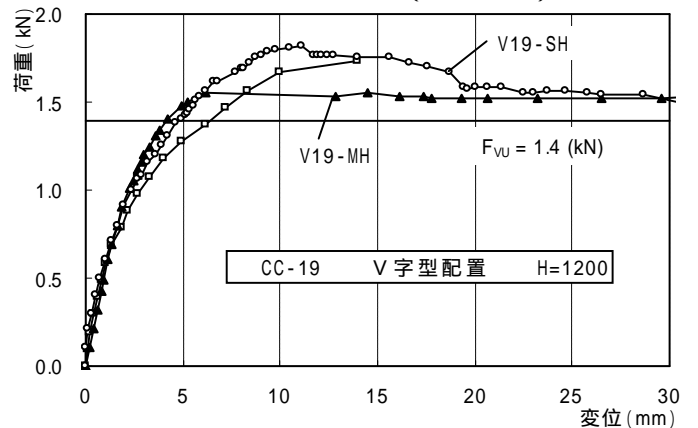


図18 荷重 - 変位関係(V字型 吊りボルトあり)

ン)に基づく下式を各複合ブレースに対して用いることを提案する(記号は4.2参照)。また同じ理由により細長比の制限<sup>4)</sup>も適用させないことを提案する。この場合、安全率に関しては天井の設計用地震力設定の際にこれらを含めて総合的に考慮するものとする。

単独  $F_{\#U} = \text{MIN}(F_B, F_H)$   
 (逆)ハの字型、字型  $F_{\#U} = F_B + F_H$   
 吊りボルトを挟まないV字型  $F_{\#U} = 2F_B$   
 吊りボルトを挟んだV字型  $F_{\#U} = 2F_B + F_H$

ただし、地震応答中に天井面が大きく振動し、ブレースや吊りボルトが座屈状態になると、次に圧縮力の低減に伴って座屈状態が解消され剛性が回復する瞬間毎に衝撃的慣性力が生じるので、その際の天井や付帯設備の挙動が解明されていない現状では、設計地震力レベルでは座屈に伴う極端な剛性低下を許容すべきではない。また、実験結果に見られるEulerの弾性座屈式に対する安全側の要因は設計には考慮せず安全余裕とする。

### 6.まとめ

天井の耐震性能向上を目的として、在来天井及びグリッドシステム天井の各々に対し耐震補強金具を開発し、その性能を確認するために静的載荷実験を実施した。

実験の結果、在来天井でもグリッドシステム天井でも耐震天井を実現するためには、接合金物の補強と適切な断面のブレース設置を総合的に行う必要がある事が確認できた。

さらに、天井下地材が非構造部材である点や吊り天井の力学特性を考慮して複合ブレースの各種組み合わせそれぞれに対する水平耐力評価式を提案し、その有効性を確認した。

#### 注

- 注1) AS-25 : C-25 × 19 × 5 × 1.0 (リップ付チャンネル)
- 注2) CC-19 : C-38 × 12 × 1.2 (チャンネル)
- 注3) 吊りボルトにはウイトねじ(W3/8")を用いた。カタログの有効断面積  $A_e=49.1\text{mm}^2$  から有効直径  $D_e=7.91\text{mm}$  を求め、これから求まる有効断面二次モーメント  $I_e=\pi D_e^4/64=191.8\text{mm}^4$  を使用した。
- 注4) AS-40 : C-40 × 20 × 7 × 1.0 (リップ付チャンネル)

#### 参考文献

- 1) 「阪神・淡路大震災調査報告 建築編-5 非構造部材/材料施工」、日本建築学会 災害調査委員会、2000.5
- 2) 「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領」、日本建築学会、2003.1
- 3) 「学校施設の非構造部材等の耐震点検に関する調査研究」、日本建築学会、2003.5
- 4) 「実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例」、監修/国土交通省住宅局建築指導課、発行/財団法人日本建築防災協会及び社団法人建築研究振興協会、2004.8
- 5) 「体育館等の天井の耐震設計ガイドライン」、日本建築センター、2005.5
- 6) 「非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領」、日本建築学会、1985.11
- 7) 「建築用鋼製下地材(壁・天井) JIS A 6517 標準施工要領書 平成17年版」、日本鋼製下地材工業会
- 8) 国土交通省大臣官房庁営繕部監修「建築工事監理指針 平成19年版(下巻)」、社団法人 公共建築協会
- 9) 「大規模空間を持つ建築物の天井の崩落対策について(技術的助言)」、国土交通省住宅局建築指導課 国住指第2402号、2003.10.15
- 10) 「地震時における天井の崩落対策の徹底について(技術的助言)」、国土交通

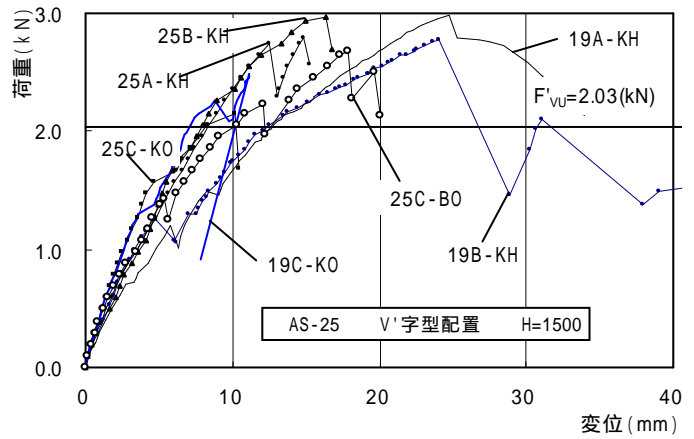


図19 荷重 - 変位関係(V字型 吊りボルト無し)

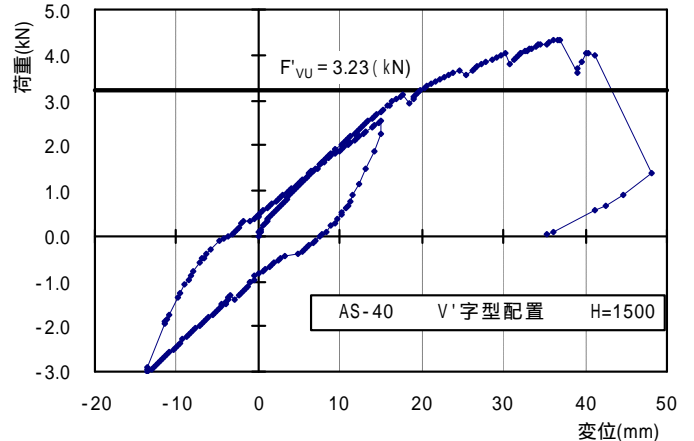


図20 荷重 - 変位関係(V字型 吊りボルト無し)繰り返し載荷

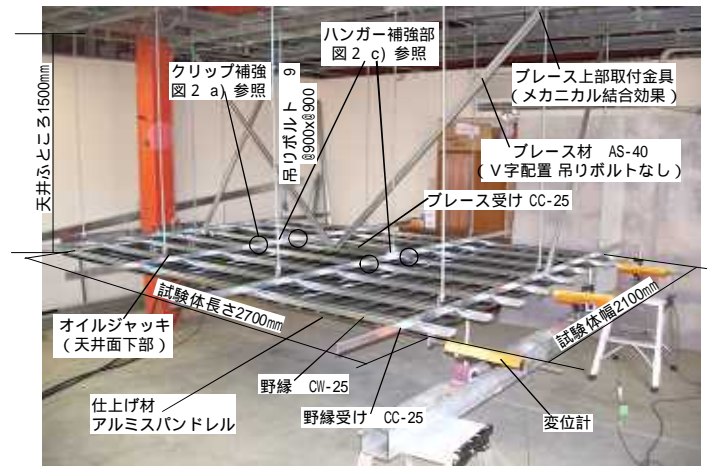


写真3 金属パネル天井の繰り返し載荷実験状況

- 省住宅局建築指導課長 国住指第1427号、2005.8.26
- 11) 「天井の耐震性に関する研究(その1)(その2)(その3)」、小林俊夫、由利隆行、荒井智一、日本建築学会大会梗概集、2006.9
- 12) 「宮城県沖地震によるスポーツ施設の天井落下事故の現地調査結果について」、国土交通省住宅局建築指導課、2005.8.26
- 13) 「芸予地震被害調査報告の送付について(技術的助言)」、国土交通省住宅局建築指導課長 国住指第357号、2001.6.1
- 14) 「グリッドシステム天井の耐震実験」、小林俊夫、五十嵐克哉、黒川泰嗣、日本建築学会技術報告集 第15号 pp83-88、2002.6
- 15) 「特殊な許容応力度及び特殊な材料強度を定める件」、2001.6.12、国土交通省告示 第1024号、第1 特殊な許容応力度
- 16) 「天井の耐震性に関する研究(その4)」、小林俊夫、日本建築学会大会梗概集、2007.8