アンボンドブレースの開発

藤本盛久・和田　章・佐伯英一郎・竹内　徹・渡辺　厚

1 はじめに

鉄骨構造による建築骨組において，最もポピュラーな耐震・耐風要素といえばおそらくブレースであろう。海外ではこの耐震・耐風要素を構造上のみならずデザインに生かし，特徴あるファサードを実現した建築も少なくない。パリの Pompidou Centre や，シカゴの John Hancock Center，香港の中国銀行等はその良い例である。

水平方向の剛性・強度を得る上で，ブレース架構が経済的であることは一般的に知られている。しかしわが国ではブレース構造というと中小規模の建物に使われることが多く，大規模建築では一様にラーメン構造が主体である。何故であろうか。

その理由として，地震国であるわが国の大規模建築は弾塑性設計に拠つていることが第一にあげられる。座屈をするブレースは圧縮降伏後，耐力が低下してしまうため塑性設計での扱いが難しい。ブレースの細長比を大きくして，引張りしか期待しない設計を行つた場合，履歴性状がスリップ型となつて充分なエネルギー吸収が期待できず，座屈しない程の大きな断面を入れてみた場合，応力がさらに集中してやたらとごつくなつてしまい，どうにも具合が悪い。

特に高層ビルの場合，その剛性と強度を調整する上でブレースは非常に有効なのであるが，上のような問題をクリアするために採用される架構はかなり限られたものになつてくる。よくある架構形式としては，ブレースを連層耐震壁として使うことにより，境界梁の降伏を先行させ<図１>，耐震壁は足元で曲げ降伏させて充分な塑性変形が得られるまでブレース自身は座屈しない範囲内にとどめる方法である。しかし柱を含めて，最終的にはどこかで座屈が生じ，またブレースは大断面となつて，本来の剛性調整機能は失われてしまつている。

そこで，これを解決するために，耐震壁自身に塑性変形能力を持たせるさまざまなアイデアが考案され，実用化されてきた。図２に示すような鋼板耐震壁や偏心Ｋ型ブレース，各種塑性材内蔵型ＰＣ壁はその代表である。このような耐震壁を用いることによつて，強度，剛性調整機能を維持したまま，耐震壁自身にも地震エネルギー収吸機構としての性質を期待することができる。しかしこれらはいずれもモデル化・設計が難しい，施工に手間がかかる等の難点も持つている。

その一方で，ブレース自身を座屈させない試みもなされてきた。木村ら[1]は従来のブレース材の外側に角鋼管をかぶせ，ブレース材と鋼管との間にモルタルを充填したブレース材について，安定した履歴性状を示すことを確認している。しかし圧縮時の，ブレース材が降伏した後の断面積の変化をモルタルの変形で収吸できないため，復元力特性の圧縮側の耐力上昇が引張側よりも大きくなり，繰返しによりブレース材端部の抜け出しが蓄積され，その部分で局部座屈を生じ耐力低下を招いている。

望月ら[2,3]は，鉄筋コンクリートで鉄骨筋違を巻き，座屈を抑え，筋違とコンクリートとの付着を切る緩衝材を使用した実験を行つている。しかしながら，座屈防止に鉄筋コンクリートを用いた場合，繰返し加力によりコンクリートにひび割れが入り，座屈防止効果が薄れてブレースが座屈しやすい傾向になることを報告している。

このような背景と，このアイデアをさらに現実的なものにするため，筆者らは安定した復元力特性を持つ，鋼管コンクリートで座屈を防止したブレース（以下，アンボンドブレースと呼ぶ）を開発，実用化した。このブレースは芯となるブレース材（以下，芯ブレースと呼ぶ）を，フレームや芯ブレースと絶縁し軸力が伝達されないようにした鋼管コンクリートにより被覆し，座屈を拘束したもので<図３>，ブレースの本来持つモデル化のし易さ，ディティールの単純さを生かし，かつ圧縮・引張りに対し完全に対称な，安定した履歴特性を実現したものである。

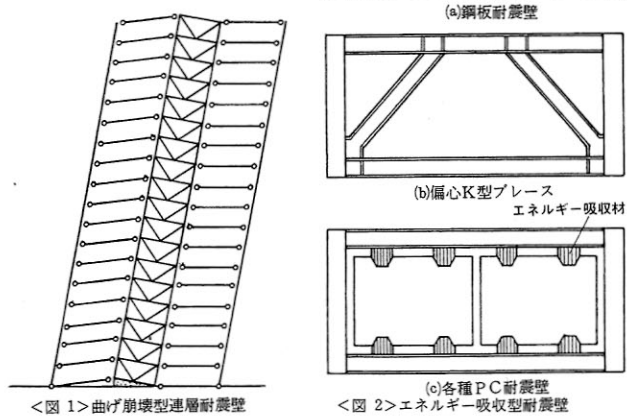
本稿ではこのブレースに関する基礎・応用実験，解析結果，実施プロジェクトへの適用について報告すると共に，このブレースを用いた新しい架構形式の提案を行う。

2 基礎実験

実用化に先立ち，基礎的性状を把握するための実験を行つた。以下にその概要を示す。

1 試験体と実験方法

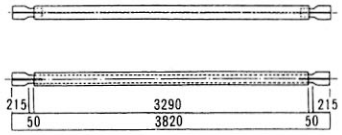
試験体は，図４に示すように芯ブレースを鋼管コンクリートにより被覆したものである。芯ブレースにはＳＳ41材を用い素材試験による降伏応力度は2880kg/cm²，鋼管には STKR 50 を用い素材試験による降伏応力度は3700kg/cm²であつた。コンクリートをフレームと絶縁するために，試験体端部では芯ブレースが露出しているが，この部分の局部座屈を防止するために，図５に示すように芯ブレースの両端での断面形状を十字型にし，鋼管内部にくい込ませている。このとき，この座屈止が鋼管コンクリートに軸力を伝えないように，材軸方向に発泡スチロールにより隙間を設けた。またコンクリートと芯ブレースとの間に，芯ブレースが塑性に入つたときの断面方向の膨張を吸収できるアンボンド材を用いることで，鋼管コンクリー



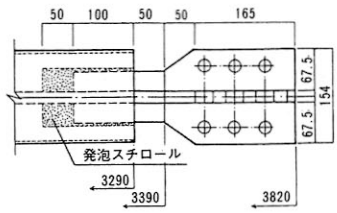
<図 2>エネルギー吸収型耐震壁

<図 3>アンボンドブレース

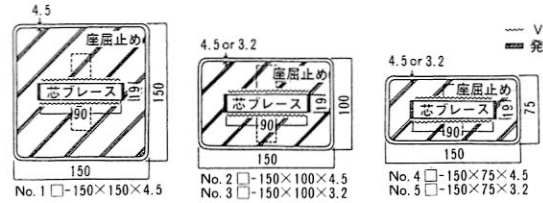
<図 1>曲げ崩壊型連層耐震壁



<図 4>試験体



<図 5>試験体端部詳細



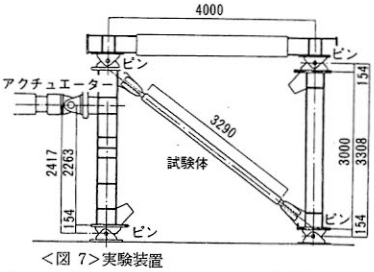
<図 6>試験体断面

<表 1>計算耐力及び実験結果

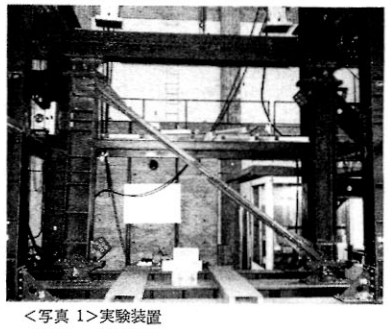
試験体番号	実験変数	計算耐力					実験結果						
		鋼管		芯ブレース		P_E/P_y	引張降伏		圧縮降伏		座屈		
	鋼管寸法 B×D×t (mm)	断面二次モーメント I_k(cm⁴)	座屈荷重 P_E (ton)	断面積 A (cm²)	降伏荷重 P_y (ton)		荷重 P_t (ton)	P_t/P_y	荷重 P_c (ton)	P_c/P_y	荷重 P_{cr} (ton)	P_{cr}/P_y	P_{cr}/P_E
No. 1	150×150×4.5	896	171.0	16.84	48.50	3.53	48.6	1.00	51.5	1.06	—	—	—
No. 2	150×100×4.5	352	67.4	16.84	48.50	1.39	48.3	1.00	51.8	1.07	—	—	—
No. 3	150×100×3.2	262	50.2	16.88	48.61	1.03	47.6	0.98	49.3	1.01	—	—	—
No. 4	150×75×4.5	183	35.0	16.84	48.50	0.72	48.3	1.00	—	—	46.5	0.96	1.33
No. 5	150×75×3.2	137	26.2	16.62	47.87	0.55	47.9	1.00	—	—	43.1	0.90	1.65

計算では，モルタルは繰り返しによりひび割れが入るため，耐力・剛性は無視した。

オイラー座屈荷重 $P_E=\frac{\pi^2 E I_k}{l^2}$



<図 7>実験装置



<写真 1>実験装置

トに軸力が摩擦によつても伝達されないようにしている。この時用いたアンボンド材は，芯ブレースの厚さ方向に両面にVMテープ，幅方向に両側に厚さ3 mm の発泡スチロールである。図6に示すように，芯ブレースの断面はすべて19×90mm で一定とし，鋼管の断面寸法を変えることで，芯ブレースの降伏荷重 P_y に対する鋼管のみのオイラー座屈荷重 P_E の比が，0.55～3.82となる計五つの試験体について圧縮試験を行つた。表1に各試験体の計算耐力を示す。実験装置は図7及び写真1に示すように，フレームの中にこのブレースを組み込んだものである。このフレームは，柱の上端と下端がピンとなつており，ブレースは柱に取りついているため，フレームの変位に応じて実際の構造物と同様に，ブレースの端部に曲げモーメントの影響等が加わる。

加力方法は，110 t アクチュエータにより，フレームに水平力を加えることにより行つた。芯ブレースの長期及び短期許容荷重と，最大層間変形角が1/400～1/50のときをピークとする計8回の正負交番繰り返し載荷を行つた。

変位測定は，ブレースの軸方向変位，弱軸方向のたわみ，及び芯ブレースの鋼管コンクリートからの抜け出し量について行つた。芯ブレースの8断面及び鋼管の3断面について軸方向の歪みを，鋼管の中央断面について周方向の歪みを測定した。

2 実験結果

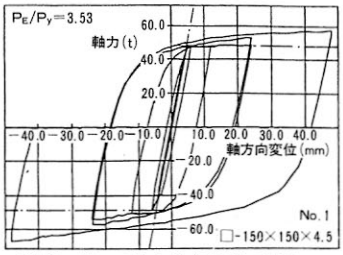
実験結果の一覧を，表1の後半に示す。鋼管の座屈耐力が，芯ブレースの降伏耐力を越えた試験体（No. 1～No. 3）については圧縮力を受けても座屈せず，図8～図10に示すように，エネルギー吸収が大きく，安定した対称な履歴性状を示した。引張側の履歴曲線は，芯ブレースの弾性剛性と一致した勾配で荷重が上昇し，芯ブレースの降伏荷重に達したところでブレースも降伏する。この傾向は圧縮側についても言えるが，降伏荷重は芯ブレースの降伏荷重よりやや高い。降伏時の層間変形角は，約1/500 であり，最終変形時の層間変形角1/50においても安定した性状を示していることから，一般的なラーメンの変形 1/200～1/50 に対して充分協調性のある履歴性状を有するといえる。また，芯ブレースの断面積が全ての試験体について共通なため，鋼管の寸法に関係せずに，三つの履歴曲線ともほとんど同様な曲線が得られた。

芯ブレースと鋼管コンクリートとの間の付着力については，初期剛性が芯ブレースのみの剛性にほとんど一致していること，歪測定によると，圧縮力を受ける場合においても鋼管コンクリート部に流れた軸力は全体の5％程度であること等により，アンボンド材の絶縁効果が認められた。

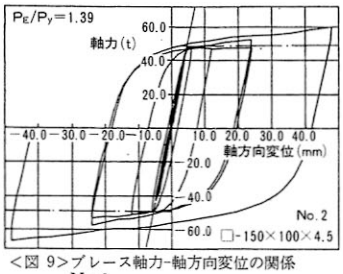
実験後，鋼管コンクリートをはつり，芯ブレースの変形状況を調べたが，芯ブレースは降伏した後全長にわたつて幅方向に，アンボンド材として用いた発泡スチロールの幅の範囲で緩やかに波うつ変形を生じていた。しかしながらこの変形は，コンクリートに突き当たり拘束されていることと，芯ブレースの歪み分布は特に大きな値を示しているところがなく，芯ブレース一様に降伏しているため，このことが全体の履歴性状に及ぼす影響は少ないものと考えられる。この点については，後に考察を行う。

一方，鋼管の座屈耐力が，芯ブレースの降伏耐力を下回つた試験体（No. 4，No. 5）においては，圧縮時の芯ブレースが降伏する前に全体座屈を起こし，図11，図12に示すように，急激に耐力が低下した。座屈荷重は No. 4 で46.5 t，No. 5 で 43.1 t でありそれぞれ芯ブレースの降伏荷重 P_y の96％，90％であつた。

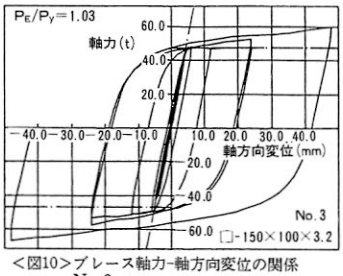
一旦座屈が起こると，圧縮時には部材が曲線状になるため，芯ブレースと鋼管コンクリートとの間に摩擦力が生じ，鋼管コンクリー



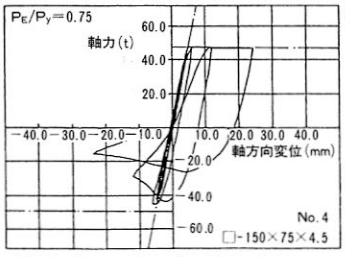
<図 8>ブレース軸力-軸方向変位の関係 No. 1



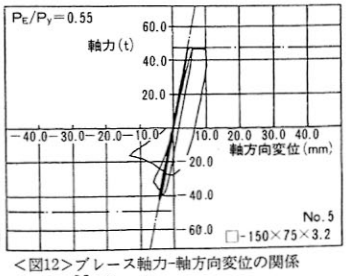
<図 9>ブレース軸力-軸方向変位の関係 No. 2



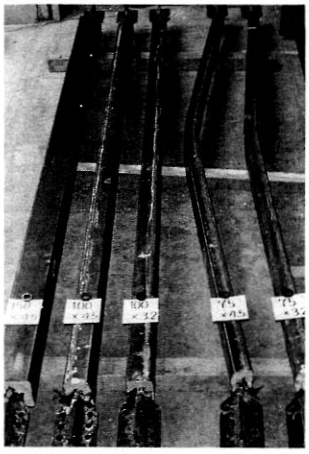
<図10>ブレース軸力-軸方向変位の関係 No. 3



<図11>ブレース軸力-軸方向変位の関係 No. 4



<図12>ブレース軸力-軸方向変位の関係 No. 5



<写真 2>最終変形状況

ト部に軸力が流れる。そのため，一般的なブレースが座屈した場合と同様な履歴曲線を示した。しかしながら，引張時には座屈が生じた後も付着が再び切れ，芯ブレースのみが降伏するため，芯ブレースには引張歪みが蓄積され，端部の抜出し量を増大する結果となつた。

実験後の試験体の状況を写真2に示す。

3 解析及び設計式

1 鋼管コンクリート内における芯ブレースの挙動

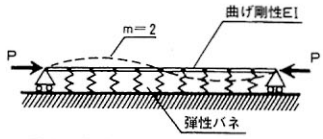
芯ブレースが圧縮力を受けても鋼管コンクリートには軸力が伝達されないため，基本的に鋼管コンクリートの Euler 座屈荷重が芯ブレースの降伏耐力を上回つていれば，全体座屈は生じない。しかし芯ブレースがその降伏荷重を有効に発揮するためには，鋼管コンクリート内での芯ブレースの座屈を防止しなければならない。鋼管コンクリート内での芯ブレースの座屈挙動に関して，以下に示す点について検討する。

(a)鋼管と芯ブレースとの間に充填してあるコンクリートについては，芯ブレースがコンクリートを押しのけ，鋼管内で波長の短い座屈を起こさないよう十分な剛性を持つていること。

(b)コンクリートが十分な剛性を持つていても，アンボンド材が充填された隙間で芯ブレースは波うつ変形をおこすが，このことがブレースの履歴曲線に影響を及ぼさないこと。

(c)またこの波うつ変形がコンクリートに突き当たることにより生じる曲げモーメントが鋼管を降伏させたり，その結果として座屈拘束効果を低下させないこと。

(a)の問題に関して鋼管が充分に剛と仮定して，図13に示すように，鋼管と芯ブレースの間のコンクリートを材軸に沿つて連続的に配置された弾性バネ（弾性床）とする。このとき単位あたりのバネ定数 β は，圧縮側のコンクリートだけを考慮し，コンクリートのヤング係数に芯ブレースの幅を掛けたものを，鋼管と芯ブレースの間のコンクリートの片側の厚みで割つたものである。



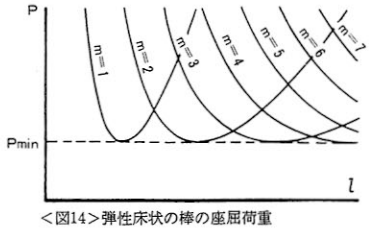
<図13>弾性床状の棒の座屈問題

これを弾性床上の棒の座屈問題として考えると，座屈に対して細分される半正弦波の数mに応じて芯ブレースの座屈荷重 P_m は下式で表される。

$$P_m=\frac{\pi^2EI}{l^2}\left(m^2+\frac{\beta l^4}{\pi^2m^4EI}\right) \qquad (1)$$

(1)式の表す一般的な場合について，mを1から7まで変化させて図14に示す。この各曲線の最低値 P_{min} が芯ブレースの降伏荷重を上回つていれば，鋼管内部で波長の短い座屈を起こさずに，芯ブレースの降伏荷重 P_y まで耐力が上昇するはずである。この座屈荷重Pの最低値 P_{min} は，1やmに関係なく(2)式で表される。

$$P_{min}=2\sqrt{\beta EI} \qquad (2)$$

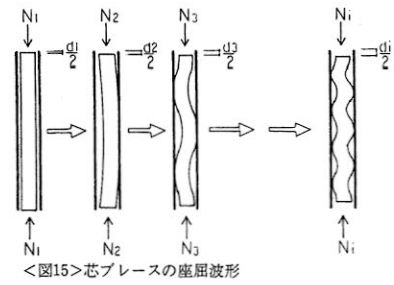


<図14>弾性床状の棒の座屈荷重

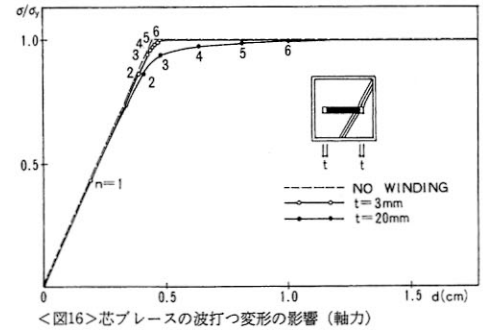
今回の実験の No. 1 を例にとれば，片側のコンクリートの厚み6 cm，幅9 cm，コンクリートのヤング係数を210t/cm²として β=315 t/cm² となる。これより P_{min} は1170 t となり，これは芯ブレースの降伏荷重 P_y=48.5 t に対して十分に大きい。芯ブレースが降伏する前に，コンクリートの間でこのような変形をする場合に必要な β を逆算すると 0.55t/cm² となるが，これは No. 1 の β の 1/500 以下であり，コンクリートが 1/100 の硬さのばねであると仮定しても，P_m が P_y を下回ることはない。このようにコンクリートは，鋼管内での芯ブレースを抑えるのに充分な硬さを持つ材料であるといえる。

次に(b)の問題について考える。芯ブレースがあるクリアランスを持つた剛な筒の中で圧縮力を受けた場合，まず1次波形で座屈しようとして壁に突き当たり，順次高次波形へと移行していく<図15>。この各次座屈波形が生じた時の軸力および軸方向変形を計算し，荷重一変形関係を求める。ただし座屈荷重については Johnson-Euler 荷重を採用し，軸方向変形については座屈波形を正弦波と仮定して（軸歪みによる変形）＋（座屈波形による軸方向変位）を求める。

芯ブレースをPL-250×25とし，クリアランスを3mmまたは20mmとした場合の荷重一変形曲線を図16に示す。引張軸力下の理論曲線と比較すると，20mm では多少の有為差が認められるが，今回の実験で用いた3 mm のケースでは，殆ど無視し得る範囲である。これより芯ブレースがコンクリートとのクリアランス内で起こす波うつ変形が，ブレースの履歴曲線に及ぼす影響は無視し得るものと考えられる。



<図15>芯ブレースの座屈波形



<図16>芯ブレースの波打つ変形の影響（軸力）

次に(c)の問題について，隙間の大きい芯ブレースの強軸回りについて考えると，発泡スチロールの厚さをdとして，鋼管内部で芯ブレースが座屈した場合に加わる最大モーメントは，図17に示すように $P_y\cdot d$ で表される。両側の隙間が大きくなるに従い，このモーメントは大きくなるが，本実験では 48.5t×3mm で約15t. cm となり，これは鋼管の塑性モーメント M_p（座屈を起こさなかつた試験体の内 M_p が最も小さい No. 3 でも M_p=240t. cm である）に対して十分に小さい。

これより，芯ブレースが鋼管内部のがたによつて変形したことにより鋼管に加わる曲げモーメントが，鋼管を降伏させたり，その座屈拘束効果を低下させる影響は無視し得るといえる。

2 全体座屈を起こさない条件

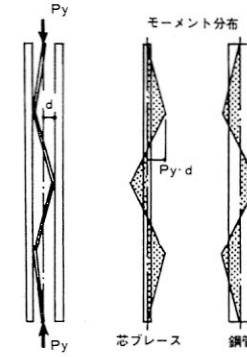
以上の検討により，今回の試験体程度の断面形状では，鋼管コンクリート内部での座屈拘束効果は十分であることがわかつた。

従つて，鋼管コンクリート自身の Euler 座屈耐力を芯ブレースの降伏荷重以上に設定すれば，アンボンドブレースは圧縮軸力下でも引張耐力と同様の耐力を発現することになる。その座屈判定式は，鋼構造規準を参考に次式で表現できる。

$$\frac{N_u}{A_k}\geqq\frac{0.277F}{(\lambda/\Lambda)^2} \qquad (3)$$

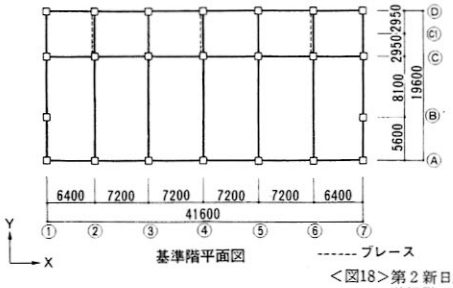
N_u：芯ブレースの降伏荷重

A_k：鋼管の断面積



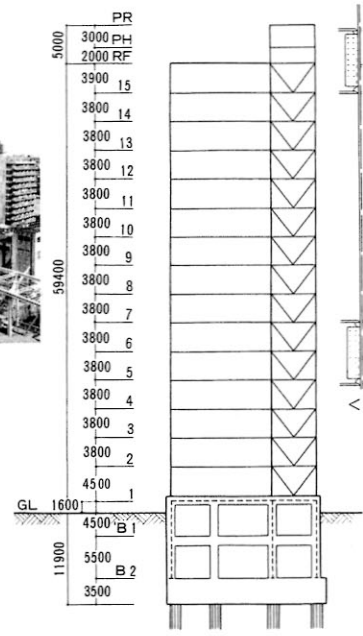
<図17>芯ブレースの波打つ変形の影響（鋼管）
軸力の他に外力が加わつていないため鋼管と芯ブレースのモーメントの和は材軸上で0である。

<写真 3>第２新日鐵ビル



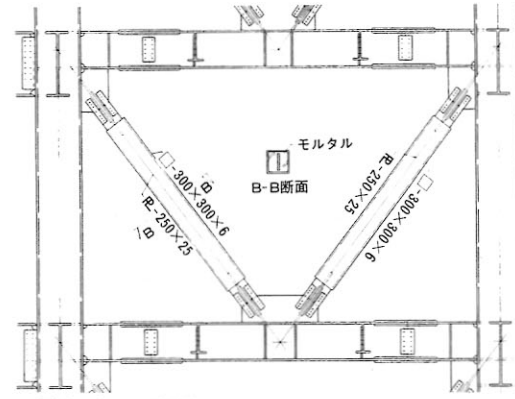
基準階平面図

------ ブレース

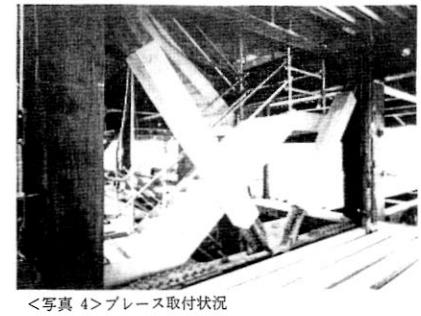


架構図(Y方向)

<図18>第２新日鐵ビル
基準階平面図および架構図



<図19>ブレース詳細図

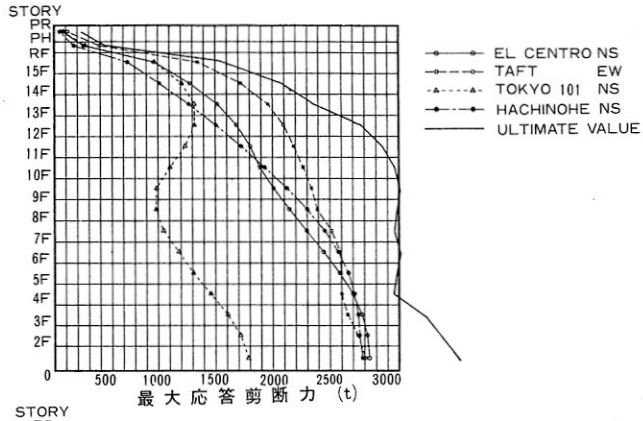


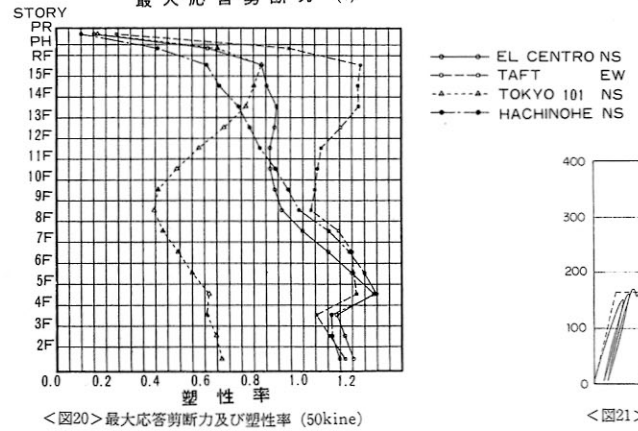
<写真 4>ブレース取付状況

名　　称	―第２新日鐵ビル
所 在 地	―東京都中央区新川２丁目
発 注 者	―小川運輸
設計・監理	―新日本製鐵
施 工 者	―新日本製鐵
施工期間	―昭和63年２月～平成元年11月
＜建築概要＞	
敷地面積	―4307m²
建築面積	―1970m²
延べ面積	―２万6698m²

$$A:\sqrt{\pi^2E/0.6F}$$

なおこの式は初期たわみ等の影響を考慮し，2.17の安全率をとつている。文献[4]によれば，本ブレースにおける初期たわみの影響はたわみ1/200に対しても1.5程度で十分であり，上式で判定を行うこととする。





<図20>最大応答剪断力及び塑性率（50kine）

4 実施物件への適用

本ブレースを東京・中央区に建設された第２新日鐵ビル（新川ビル）に適用した。建物概要を写真３，図18に示す。当ビルは地上15階地下２階，主体構造鉄骨造のオフィスビルである。基準階平面は20m×42mの片コア形式でコア内部スパン方向に３ヵ所の連層耐震壁が配置されている。この部材にアンボンドブレースを適用した。取付けディティール及び断面形状を図19に示す。ブレースは各層をＶ字型とし，接合部は梁端部及び中央部より十字型のガセットプレートを出し，高力ボルトによる摩擦接合を行つている。また，ガセットプレートの取りつく梁・柱には，必要に応じて局部座屈を防ぐ補強を行つた。

芯ブレース断面は一律に ＰＬ-250×25 とし，１～３階はＳＭ50材，４階以上はＳＳ41材を使うことによつて，設計せん断力に応じた降伏耐力を得ている。各層の芯ブレースの断面積と降伏点を調整することにより，耐震壁の剛性と降伏耐力を，それぞれ自由に設定できることがこのブレースの最大の特徴であり，建物の固有周期を調整し，所定の保有耐力を得る上で非常に有用であつた。芯ブレースを拘束する鋼管は，製造上の利便性により，芯ブレース端部の補強板の通る□－300×300×6×6とした。全体座屈に対する安全率は(3)式より

$N_u=227t$，$A_k=69.6cm^2$

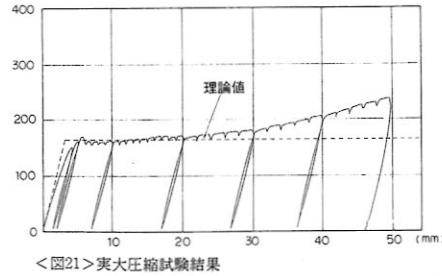
$\lambda=27.5$

$$\frac{0.277F}{(\lambda/\Lambda)^2}\Big/\frac{N_u}{A_k}=3.88$$

と十分な余裕をもつている。

図20に本建物の50kine最大応答せん断力及び各層の塑性率を示す。各層の塑性化はＲＦ～５Ｆで境界梁が先行し，４Ｆ～１Ｆでブレースが先行している。降伏したブレースの最大塑性率は1.25程度であり，先述の実験結果と比較すると，まだ十分な余裕があるといえる。

ブレースの製作はまず芯ブレース及び接合部を製作し，これにアンボンド材を塗布し，立てた鋼管内に固定して，上からモルタルを注入することにより行つた。立てることにより，モルタルの充填を



<図21>実大圧縮試験結果

<表 2>素材試験による降伏応力度

試験体名	使用鋼材	降伏応力度 σ_y(t/cm²)	芯ブレース	芯ブレース断面積A (cm²)	降伏荷重P_y 計算値 (t)	鋼　管
S-28	極軟鋼	0.93	PL-90×19	17.41	16.16	□-150×150×4.5×4.5 (SS41)
S-41	SS41	2.66		17.34	46.18	
S-58	SM58	4.87		17.36	84.61	

確実に行い，また初期たわみをある程度防ぐことができた。

現場での取付けは，従来のブレースと全く同様の要領で行われた。在来工法における取付上の問題点は特になく，優れた施工性が確認された。なお施工に先立ち，実大圧縮試験を行い，その剛性と耐力を確認した。図21にその荷重／変形関係を示す。

5 特殊鋼の適用

本ブレースの最大の利点は耐震壁の剛性と降伏耐力を自由に調節できることであり，芯ブレースの降伏応力のバリェーションを拡大することにより，その適応範囲は大きく広がる。そこで既に採用実績のあるＳＳ41・ＳM50に加え，より降伏点の高いＳM58，及びＳＳ41よりさらに降伏点の低いSMIP材（極軟鋼）を芯ブレースに用いた場合の履歴性情について実験を行つた。以下にその概要を示す。

試験体は基礎実験における No. 1試験体（芯ブレースＰＬ-190×19，鋼管150×150）を用い，芯ブレースに極軟鋼，ＳＳ41，ＳM58の３種の鋼材を用いた。素材試験によるそれぞれの降伏応力度を，表２に示す。極軟鋼の降伏応力度はＳＳ41の約35％であり，ＳM58はＳＳ41の約1.8倍である。鋼管は各芯材に対し，全体座屈が生じないよう設計されている。

載荷装置は基礎実験と同様であり，最大変形各1/50（ＳM58については試験機の能力より1/75）に対応する計８回の繰り返し載荷を行つた。

図22～図24に履歴曲線を示す。各試験体共に引張・圧縮共対称で，安定した履歴性状を示している。また弾性剛性，降伏耐力共に理論値との良い一致をみており，極軟鋼，ＳM58においてもアンボンドブレースの性状は，そのまま維持されることが確認された。

なお，本実験に併せＳＳ41について，最大速度 25cm/s の動的繰り返し載荷試験，及び長期許容荷重下１万回の疲労試験を行つた。動的加力下の履歴性状及び疲労試験後の加力試験結果をそれぞれ図25，図26に示す。いずれも静的加力下と同様の安定した履歴を示しており，動的加力下，疲労後でも，十分な性能を有していることが確認された。

6 新しい架構形式の提案

アンボンドブレースは，その座屈しない性質ゆえに，従来の連層耐震壁としての使い方以外に，わが国では今までなかつた新しい架構形式を実現する可能性を秘めている。その例について幾つか紹介する。

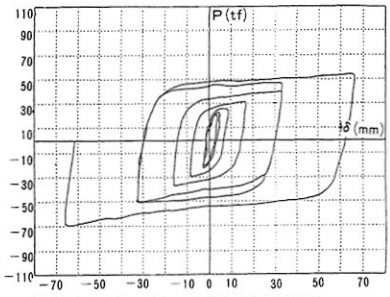
1 全面ブレース構造

冒頭で紹介した海外の設計例のように，全面にブレースを配した高層ビルは，その架構の脆性さゆえに日本では実現していない。しかし，安定した履歴性状をもつアンボンドブレースを使えばこのような架構がわが国でも可能になる。これにより高層ビルのデザイン自由度が大きく広がるだけでなく，構造上も建物の剛性を効果的に確保できるため，経済設計が期待できる。

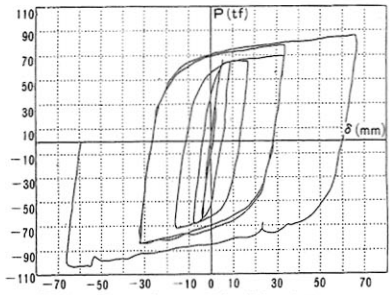
図27～図28は40階建のオフィスビルを想定し，従来の連層耐震壁を用いた架構及び外周に，全面ブレースを設けた架構の二つのモデルについて試設計を行い，比較を行つたものである。いずれも最大速度25kineの地震波について振動解析を行い，最大層間変形 1/200，各部材の応力が許容応力度の 0.9 倍以下となるよう設計を行つた。

主要部材断面を表３に示す。柱，梁共に全面ブレース架構モデルの方が連層耐震壁架構モデルに比べ，ワンサイズ小さな部材で収まつている。これは剛性の確保，せん断力の負担共に外周ブレースが受持ち，内部の柱・梁の負担が軽減しているためである。ブレース断面も，全面ブレース架構モデルの方が小断面で済んでいる。使用鋼材量は全面ブレースの方が全体で約10％少ない結果となつた。

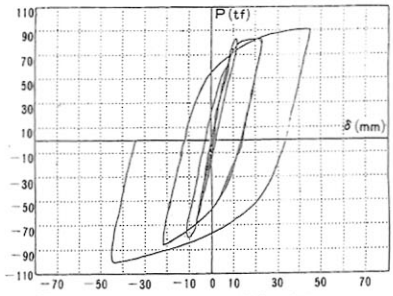
なお，それぞれのブレース構面のせん断力負担率は，連層耐震壁で25％～50％，全面ブレースで40％～60％であつた。周期はいずれ



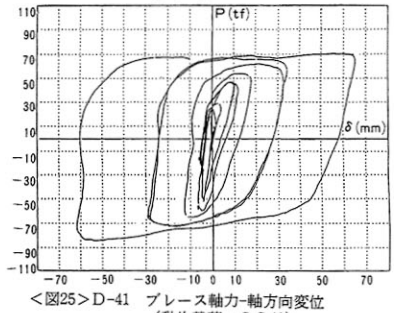
<図22>S-28　ブレース軸力-軸方向変位（極軟鋼）



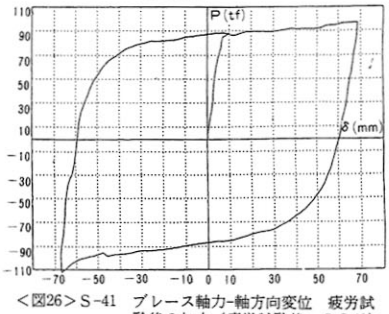
<図23>S-41　ブレース軸力-軸方向変位（SS41）



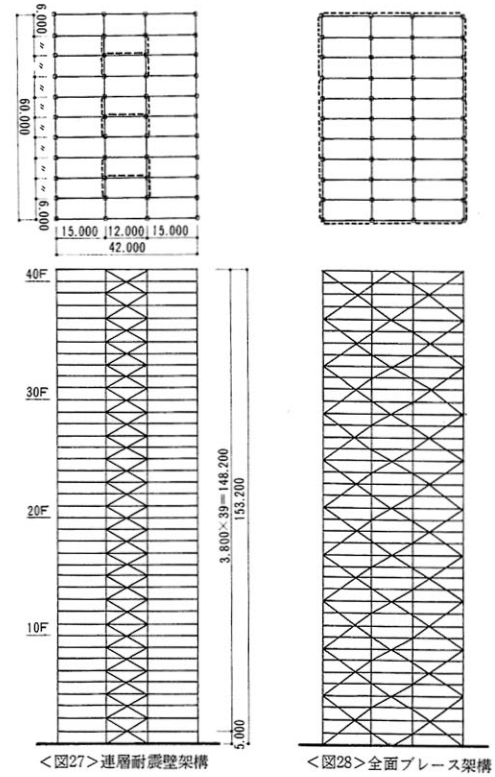
<図24>S-58　ブレース軸力-軸方向変位（SM58）



<図25>D-41　ブレース軸力-軸方向変位（動的載荷・SS41）



<図26>S-41　ブレース軸力-軸方向変位　疲労試験後の加力（疲労試験後・SS41）



<図27>連層耐震壁架構

<図28>全面ブレース架構

<表 3>主要部材断面及び使用鋼材量
（連層耐震壁架構・全面ブレース架構）

連層耐震壁架構

	柱	梁	ブレース（芯材）
40F	□-600×600×28×28	H-850×300×14×32	+-250×250×㉜×㉜
30F	□-600×600×50×50	H-850×300×14×32	+-250×250×㉜×㉜
20F	□-600×600×50×50	H-850×300×14×32	+-250×250×㉜×㉜
10F	□-600×600×65×65	H-850×300×16×32	+-250×250×㉜×㉜
1F	□-600×600×80×80	H-850×300×16×32	+-250×250×㉜×㉜
鋼材量	15,258t（152kg/m²）		

全面ブレース架構

	柱	梁	ブレース（芯材）
40F	□-600×600×22×22	H-850×300×14×28	+-250×250×㉕×㉕
30F	□-600×600×36×36	H-850×300×14×28	+-250×250×25×25
20F	□-600×600×45×45	H-850×300×14×28	+-250×250×25×25
10F	□-600×600×55×55	H-850×300×16×32	+-250×250×25×25
1F	□-600×600×70×70	H-850×300×16×32	+-250×250×㉕×㉕
鋼材量	13,504t（134kg/m²）		

（無印はSM50，○はSS41，□はSM58を示す）

<表 4>主要部材断面及び使用鋼材量
（メガストラクチャー架構）

階	部材	柱	梁	ヒンジ材（芯材）
33	弦材	H-600×600×32×32	H-600×600×28×28	■-220×220＊（A=488cm²）
	斜材	H-300×300×19×19	H-350×350×25×25	
25	弦材	H-600×600×55×55	H-600×600×45×45	■-277×277＊（A=770cm²）
	斜材	H-300×300×19×19	H-350×350×36×36	
17	弦材	H-600×600×70×70	H-600×600×55×55	■-305×305＊（A=930cm²）
	斜材	H-300×300×19×19	H-350×350×40×40	
9	弦材	H-600×600×80×80	H-600×600×60×60	■-317×317＊（A=1008cm²）
	斜材	H-300×300×25×25	H-350×350×40×40	
1	弦材	H-600×600×85×85	H-600×600×80×80	■-362×362＊（A=1312cm²）
	斜材	H-300×300×25×25	H-350×350×45×45	
鋼材量		7,382t（207kg/m²）		

（無印はSM50，＊は極軟鋼を示す）

も4.3秒程度で，高さに対し標準的な値となつている。

また，全面ブレース架構においては，1次レベルの隅柱の引き抜きに留意する必要があるが，これについては香港中国銀行のように足元で自重を隅柱にふりわけてやるか，ある程度の地下階を設けることにより処理することができよう。

ここでは40階のモデルで比較を行つたが，さらに高いビルになると連層耐震壁での剛性確保には限界があり，全面ブレース構造の利点がクローズアップされてくると思われる。またデザインの自由度という点では，最近開発された耐火鋼材（ＦＲ鋼）との組合せにより，構造材を外部に露出したハイテックなファサードも可能になろう<図29>。

2 ヒンジ付メガストラクチャー

新都庁舎，ＮＥＣ本社ビルに見られるように，メガストラクチャーを用いた架構は組立柱，トラス梁で囲まれた境界梁の降伏を先行させることによつて，安定した地震エネルギー吸収能力を確保している。

しかし，通常のブレースを用いた連層耐震壁と同様，最終的には組立柱とトラス梁の接合部付近で座屈が生じる危険性がある。そこで，トラス梁端部の弦材にアンボンドブレースを用い，安定したヒンジを作つてやることが考えられる。これにより，境界梁は地震エネルギー吸収の責務から解放され，各フロアーをメガフレームより吊つたり，ビルに穴をあけて高架を通したり空中庭園をつくるなど，自由な設計が可能になる。ここでは8層おきにトラス梁の入つた40階建のオフィスビルを，5質点のモデルに置き換え概略設計を行つてみた<図29>。メガフレームはそれぞれせん断変形，曲げ変形を考慮した等価剛性を持つ単材に置き換え，8フロアの質点が各トラス梁に集中したものと考えて振動解析を行い，25kineで層間変形1/200，50kineで層間変形1/100，かつヒンジ材以外の部材は弾性範囲内となるよう，各部材を設計した。

主要部材断面を表4に示す。アンボンド弦材の断面積は500cm²～1000cm²，適性降伏応力度は1.5t/cm² 程度となつた。従つて芯材に軟鋼を使うことになる。単位面積当りの鋼材量は207kg/m² となり，この形式の構造物としては標準的な値となつた。

この他，アンボンドブレースの使用法として，大スパン構造への適用が考えられる。人工地盤に代表されるような，トラス部材で構成された大スパン架構では，屋根トラスを支える柱頭部など，水平力に対し，座屈を生じる危険性のある部材が存在する。このような地震時にクリティカルとなる圧縮材にアンボンドブレースを使用することにより，大地震に対する安全性を確保することができる<図31>。

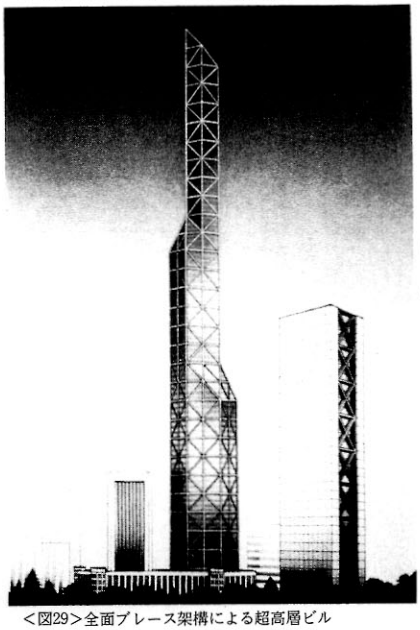
7 おわりに

以上述べてきたように，本プレースの発想は非常に単純なものであるが，その力学的安定性，モデル化・設計の簡便さ，施工の容易さ等，優れた性能を有している。またさまざまな架構への応用により，新しい構造形式を実現する可能性も秘めている。ここではその性状の一部を紹介したが，ますます高層化，個性化する都市の建築物の設計の一助になれば幸いである。

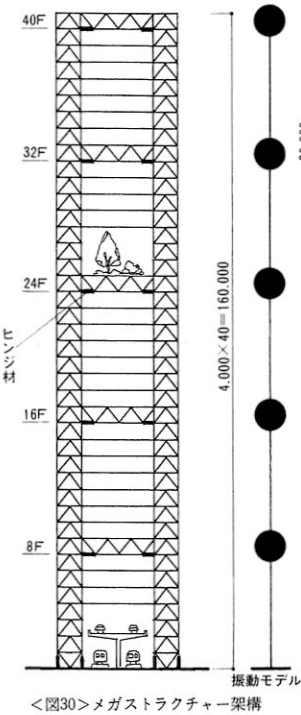
なお，実験にあたつては中込忠男先生（信州大学助教授）の御協力を戴きました。ここに深謝致します。

<藤本：神奈川大学教授　和田：東京工業大学教授　佐伯・竹内・渡辺：新日本製鐵建築事業部>

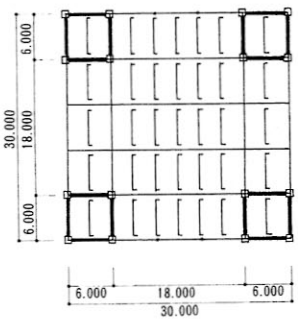
<参考文献>
1)木村他：プレキャスト耐震壁の実験的研究（その3），（その4），日本建築学会関東支部研究報告集，昭和51年度，pp. 257-260，pp. 261-264
2)持月他：中心圧縮力を受けるアンボンドブレースの座屈に関する実験的研究(1)，(2)，(3)，(4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和54年9月，pp. 1623-1624，pp. 1625-1626，昭和55年9月，pp. 1913-1914，昭和57年10月，pp. 226-2264
3)持月他：ＲＣ被覆による鉄骨ブレース材の弾塑性性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和59年10月，pp. 41-51
4)藤本・和田他：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 34B（1988年3月），pp. 249-257

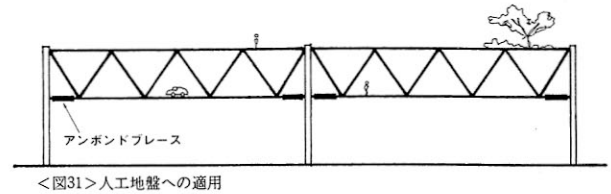


<図29>全面ブレース架構による超高層ビル



<図30>メガストラクチャー架構





<図31>人工地盤への適用