

鋼材ダンパー付き鉄骨梁を組み込んだ RC フレーム架構の開発

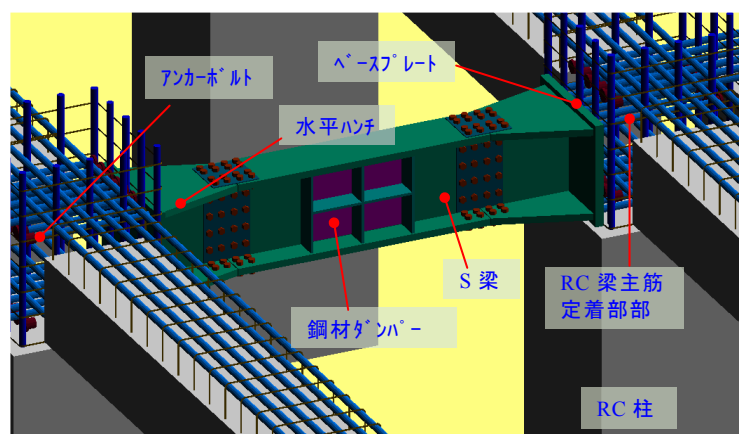
収まりのよい短スパン S 梁ダンパーを実現

成瀬 忠 ・ 岡村 喜吉 ・ 牧野 行伸*¹ ・ 古宮 嘉之*¹

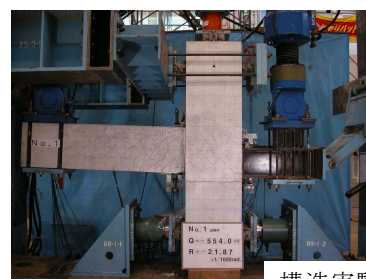
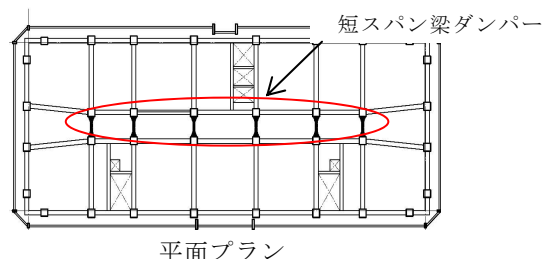
DEVELOPMENT OF R/C FRAME STRUCTURE WITH STEEL GIRDERS IN WHICH STEEL DAMPERS ARE EMBEDDED

Advent of Short Span Steel Girders Containing Steel Dampers realizing more favorable space..

Tadashi NARUSE, Kiyoshi OKAMURA, Yukinobu MAKINO, Yoshiyuki KOMIYA



構法概要



構造実験風景

研究の目的

板状集合住宅では、中央に共用廊下を設け外面に居室を配置することで採光に有利となるが、廊下部分が短スパン梁となり過大なせん断変形が生じることとなる。しかし短スパンの梁を S 造に変更し、梁中央に極低降伏点鋼を埋設し、積極的に水平変形によるエネルギーを消費させる制振機構を付与することにより、合理的な構造とすることが可能となる。このとき技術的な課題として、鉄骨梁と鉄筋コンクリート躯体との接合部の強度が十分であることを確認し、鉄骨梁の回転剛性を正確に評価する手法を確立することが必要となる。

本研究は、構造実験により本構法の接合部の性能を把握し、実験結果を評価する解析モデルを提案・検証を目的として実施した。さらに本報では、29 階建て板状集合住宅に本構法を適用した場合の設計例を報告する。

技術の説明

鉄骨梁の中央に極低降伏点鋼を埋設した短スパン梁ダンパーを鉄筋コンクリート躯体に接合する技術である。短スパン梁ダンパーを構成する鉄骨梁はベースプレートを介して、柱にアンカーボルトで固定する構造である。アンカーボルトには異形鉄筋を用い、末端に定着プレートを設けた。鉄骨梁フランジには水平ハンチを設け、アンカーボルトをフランジと等しい高さに一列に並べることで、引張力を直接伝達できるようにした。アンカーボルトとベースプレートはネジ接合により固定した。また、鉄骨梁は床スラブと切り離すため、鉄筋コンクリート梁とは段違い梁となり、アンカーボルトと鉄筋コンクリート梁主筋はそれぞれ柱梁接合部に機械式定着されている。

また、極低降伏点鋼ダンパーは、ボルト工事のみで交換が可能であり、大地震などで損傷した場合には軽微な工事により居住者が居ながら工事することが可能である。

主な結論

短スパン梁ダンパーの適用を可能とする鉄骨梁と鉄筋コンクリート柱との接合部を模擬した構造実験により、接合部が十分な構造性能を有することを確認した。また実験結果を精度よく評価する設計手法を提案し、実験結果と照合しその妥当性を検証した。

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング・設計部 構造設計

鋼材ダンパー付き鉄骨梁を組み込んだRCフレーム架構の開発

成 瀬 忠 岡 村 喜 吉
牧 野 行 伸*¹ 古 宮 嘉 之*¹

要 旨

中廊下タイプの板状集合住宅では、柱を建物外周と中廊下側に寄せると広い室内空間が確保でき、プラン計画上の納まりもよくなる。しかし、中廊下部分の短スパン梁は変形が大きくなるので、そのまま鉄筋コンクリート造で構造計画するのには無理がある。このようなプラン計画上の要求に答える構造体を実現すべく、中廊下の短スパン梁に鋼材ダンパーを埋設し、鉄骨梁を組み込んだ鉄筋コンクリート造フレーム架構の開発を行った。せん断設計の厳しい部分に鋼材ダンパーを埋設した鉄骨梁を採用し、早期に降伏させることで制振効果を発揮する機構とした。

本報では、鋼材ダンパーを埋設した鉄骨梁を組み込んだ建物の設計事例を示し、架構全体の安全性が確保できることを報告する。また、鋼材ダンパーが十分なエネルギー消費能をもつためには、鉄骨梁と鉄筋コンクリート柱との接合部の一体性を確保する必要がある。このことから、柱梁接合部の強度および鉄骨梁の回転剛性を把握するために実施した十字型実験の概要について報告する。

キーワード 鉄筋コンクリート／短スパン梁／高層建築物／制振／低降伏点鋼／段違い梁／構造実験

目 次

- | | |
|-------------|---------------|
| 1. はじめに | 5. 構造実験の概要 |
| 2. 構法の概要 | 6. 構造実験の結果と検討 |
| 3. 設計事例 | 7. 結論 |
| 4. 設計モデルの検証 | 8. まとめ |

DEVELOPMENT OF R/C FRAME STRUCTURE WITH STEEL GIRDERS IN WHICH STEEL DAMPERS ARE EMBEDDED

Tadashi NARUSE Kiyoshi OKAMURA
Yukinobu MAKINO Yoshiyuki KOMIYA

Synopsis:

As for thin rectangular plan condominium of which dwelling rooms are divided by main center corridor, columns are expected to be allocated in peripheral fringe and along with corridors so as to save wider living space. However, the shorter are girders oblige to be, the larger shear load become in the case of lateral force such as a earthquake or a taihoon. This suggests that R/C frame be not suited for that plan, though costly superior to S or SRC structure. Our development of new type of short steel girder embedded with damper comes to realize R/C frame structure containing short steel girder. To the contrary, short girder is adequate for consuming deflection energy derived from the lateral force, fitting to the location for a steel damper. As being applied to a corridor, that generally belongs to common property, makes it easier to repair or exchange into new damper.

In addition to that advantages concerning planning and maintenance, the performance of structural stiffness and strength has been also verified through the experiment with 1/2 scale-down miniatures.

* 1 本店 建築エンジニアリング・設計部 構造設計

1. はじめに

建築計画では、居室内での柱型を可能な限り減らし、広々とした室内空間を確保することを要求されることが用途を問わず多い。鉄筋コンクリート（以下、「RC」）造集合住宅においても、居室空間には柱型がない方がプランの自由度が増し、特に供用期間が長く将来間仕切り変更を行う SI（スケルトンインフィル）住宅では必須の条件となっている。

本報告の設計事例で取り上げたような横長の敷地に計画される中廊下タイプの板状集合住宅では、柱を建物外周と中廊下側に寄せ、中廊下の両端に柱を設けると広い室内空間が確保でき、プラン計画上の納まりもよくなる。しかし、中廊下部分の短スパン梁は変形が大きくなるので、そのまま RC 造で構造計画するには無理がある。

このようなプラン計画上の要求に応える構造体を実現すべく、中廊下の短スパン梁に鋼材ダンパーを埋設した鉄骨梁（以下、「短スパン梁ダンパー」）を組み込んだ RC フレーム架構の開発を行った。せん断設計の厳しい部分に短スパン梁ダンパーを採用し、早期に降伏させることで制振効果を発揮する機構とした。また、専有部ではなく共用部に短スパン梁ダンパーを設置することで、メンテナンス効率も向上する。

本研究のフローを図-1 に示す。まず、対象とする建物については、本構法が最も適用される可能性が高い中廊下タイプの板状集合住宅を想定した。短スパンとなる共用廊下に鉄骨（以下、「S」）梁を配置しダンパーを有効に機能させる計画とした。このとき廊下の天井高さをできるだけ制限しない形状であることを優先課題として構法を考案した。そして、構造実験により S 梁と RC 柱梁接合部の応力伝達メカニズム、および S 梁端部の回転剛性を把握し、簡易モデルのフレーム解析により設計モデルの妥当性を検証した後、実建物のフレーム解析を実施し、短スパン梁ダンパーを適用した建物の設計事例を示した。

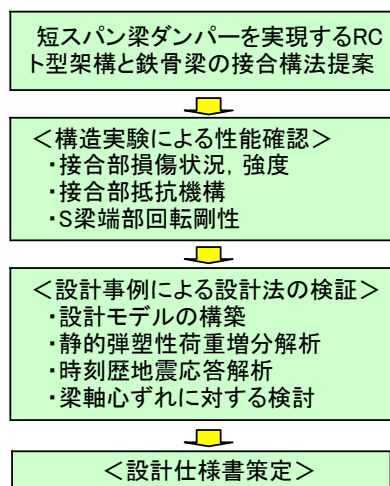


図-1 研究のフロー

2. 構法の概要

図-2 は本構法の施工状況を示す。柱を先行打設した後、ハーフプレキャスト梁および短スパン梁ダンパーをセットし、柱梁接合部内および RC 梁上筋を配筋した状態である。短スパン梁ダンパーを構成する S 梁はベースプレート（以下、「BP」）を介して、柱にアンカーボルト（以下、「A.Bolt」）で固定する構造とする。A.Bolt には異形鉄筋を用いて末端に定着プレートを設けた。S 梁フランジには水平ハンチを設け、A.Bolt をフランジと等しい高さに一列に並べることで、引張力を直接フランジから A.Bolt に伝達できるようにした。A.Bolt は BP に設けたネジ孔部でネジ接合により固定した。また、S 梁はダンパーの変形を拘束しないように床スラブと切り離しているため、RC 梁とは段違い梁となり、A.Bolt と RC 梁主筋はそれぞれが柱梁接合部内に機械式定着とした。鋼材ダンパーが十分なエネルギー消費能をもつためには、S 梁と RC 柱との接合部の一体性を確保する必要がある。

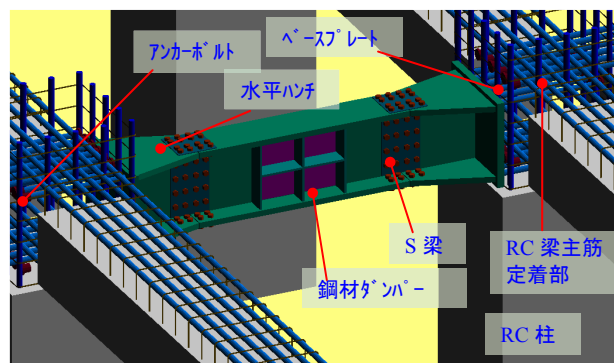


図-2 構法の概要

2. 構造実験の概要

2.1 構造実験の目的

本構法による柱梁接合部は、RC 梁の梁主筋と S 梁の A.Bolt がそれぞれ柱梁接合部内で段違いに機械式定着されることとなるため、一般的に用いられている AIJ の靱性指針⁴⁾による柱梁接合部せん断耐力式を直接適用することはできない。そこで第 4 章で示す設計事例建物の低層階と上層階の柱梁接合部を含む十字型の試験体を製作し、損傷状況、柱梁接合部強度、架構としての挙動を確認することを目的として構造実験を実施した。また、併せて短スパン梁ダンパーの数学的モデルを構築するため、S 梁端部の回転剛性を評価した。

2.2 試験体

表-2 に試験体諸元の比較を示す。図-3 に No.1 試験体の形状と配筋を示す。表-2 にコンクリートの機械的性質、表-3 に鋼材の機械的性質を示す。試験体は、柱梁接合部を模擬した 1/2 縮小模型とし、試験パラメータは、コンクリート強度、梁主筋量、A.Bolt 量および BP の柱へのかか

り代（埋込深さ）の有無を変数とし2体製作した。柱芯から S 梁—加力点間距離の 800mm, 柱芯—RC 梁加力点間距離の 1,700mm, 柱支点間距離の 1,650mm は各試験体とも共通とした。試験体の製作方法は, BP 下まで柱コンクリートを先行打設したのち, 柱梁接合部, RC 梁, 上柱を一体で打設した。S 梁には鋼材ダンパーは埋設していない。梁主筋, A.Bolt ともに柱梁接合部内への定着長さは鉄筋径の 22 倍とした。

また, RC のト型架構と看做した場合の梁の曲げ耐力に対する柱梁接合部せん断耐力の比を AIJ 靱性指針式を用いて計算した場合に 1.2 となるように計画した。

(1) No.1 試験体

A.Bolt は D19 を上下各 6 本配置する。RC 梁は D19 を上下各 11 本とし, RC ト型架構としての柱梁接合部せん断耐力／梁曲げ耐力の比が 1.2 となるようにした。実験

表-1 試験体諸元

項目			No.1試験体	No.2試験体
S 梁	A.Bolt	配筋(Pt)	上下6-D19(2.09%)	上下4-D19(1.39%)
	BP	形状	360×350×t28	224×350×t28
		かかり代	8mm	0mm
RC 梁	主筋	配筋 (p _t)	上下共11-D19 (2.06%)	上下共7-D19 (1.31%)
柱梁接合部Fc (N/mm ²)			54	30
共通事項	S梁加力点-柱芯間距離800mm			
	RC梁加力点-柱芯間距離1,700mm			
	柱支点間距離1,650mm RC-S梁上面レベル差200mm			
	柱 475(b)×550(D)mm 柱主筋24-D19(Pg2.64%)			
	フープ 4-D10@75mm(pw0.797%)			
	RC梁 375(b)×450(D)mm スターラップ 4-S6@100mm(pw0.341%)			
	S梁 H-300×150×9×16			
柱梁接合部 せん断補強筋2-D10×7段 (pijw0.466%)				

表-2 コンクリートの機械的性質

試験体名	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)	使用箇所
No. 1	29	60.9	3.93×10^4	0.21	3.83	下柱
	22	65.6	4.06×10^4	0.24	4.81	上柱、接合部、梁
No. 2	45	32.9	2.72×10^4	0.20	2.80	下柱
	28	31.9	3.22×10^4	0.20	3.11	上柱、接合部、梁

表-3 鋼材の機械的性質

	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-3}$)*1	使用箇所
D19 (SD490)*2	513	691	23.2	1.87×10^5	2.75	柱・梁主筋
D10 (SD390)	429	691	21.9	1.80×10^5	2.38	アンカーボルト
S6*2 (KSS785)	986	1194	23.3	1.92×10^5	5.13	スターラップ
t16 (SM490A)	407	557	44.4	2.12×10^5	1.92	H鋼フランジ
t9 (SM490A)	359	520	38.0	2.07×10^5	1.74	H鋼ウェブ
t28 (SN490C)	355	508	43.9	2.06×10^5	1.73	ベースプレート

*1 : 降伏ひずみ度=降伏点/ヤング係数 *2 : 0.2%オフセット値

表-4 加力スケジュール

繰返し数		1	2	2	2	2	2	2	2	2	1
ト型RC架構変形 Rrc (rad)		1/750	1/500	1/300	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25
S梁 せん断力	No.1	39	78	81	84	89	95	105	115	136	157
	No.2	80	159	170	178	189	201	224	247	293	339

時の接合部コンクリート強度は, 65.6N/mm² であった。BP の柱へのかかり代は 8mm とした。

(2) No.2 試験体

A.Bolt は D19 を上下各 4 本配置した。RC 梁は D19 を上下各 7 本とし, RC ト型架構としての柱梁接合部せん断耐力／梁曲げ耐力の比が 1.2 となるようにした。実験時の接合部コンクリート強度は, 31.9N/mm² であった。また, BP の底面を柱面に揃えた。

2.3 実験方法

図-4 に加力装置を示す。柱の上下反曲点位置を支点と

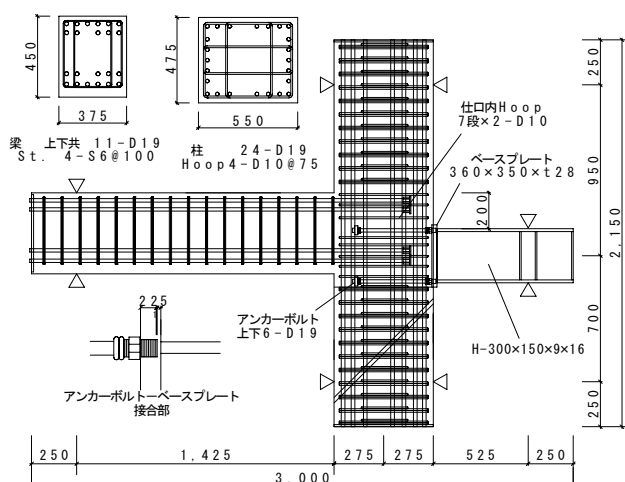


図-3 試験体の形状と配筋 (No. 1 試験体)

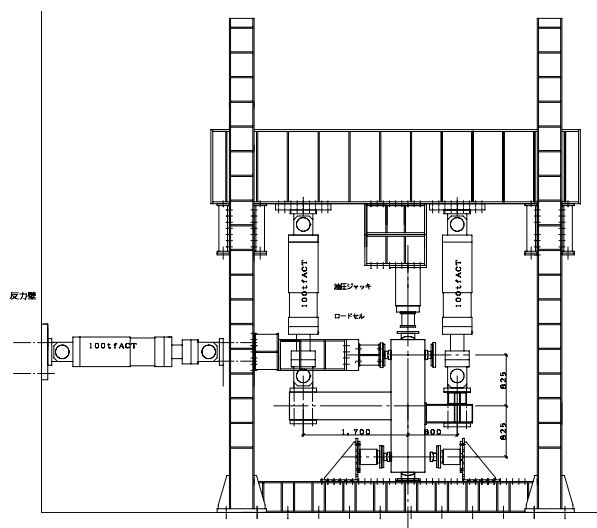


図-4 加力装置

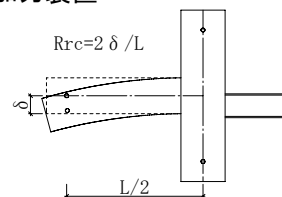


図-5 ト型 RC 架構変形角 (Rrc) の定義方法

し、下側をピン、上側を垂直方向のローラーとした。強風および地震による建物の水平変形を想定し、RC 梁および S 梁先端から逆対称方向にアクチュエータによりせん断力を荷重として入力した。また、柱の軸方向の垂直変位が生じない程度に頂部を油圧ジャッキで固定した。

表-4 に加力スケジュールを示す。S 梁の入力せん断力は、試設計結果を参考に定め、ト型 RC 架構変形角 (Rrc : 図-5 参照) が $1/25rad$ で想定しているダンパーの最大荷重の 1.3 倍、 $Rrc=1/20rad$ で A.Bolt が降伏するように設定した。

2.4 破壊経過

写真-1 にト型 RC 架構としての変形角 $Rrc=\pm 1/33rad$ を 2 周繰り返した破壊状況を示す。外観では柱梁接合部の損傷は軽微で、RC 梁ヒンジ領域が激しく損傷している。図-5 に各試験体の柱せん断カ-ト型 RC 架構変形角関係を示す。図中に主な破壊経過を記入した。

(1) No.1 試験体

梁の曲げひび割れ、柱の曲げひび割れ、梁のせん断ひび割れの順に発生したのち、接合部の斜めひび割れが $Rrc=+5.0 \times 10^{-3}$, $-5.0 \times 10^{-3}rad$ で発生した。梁主筋は $Rrc=+11.8 \times 10^{-3}$, $-11.1 \times 10^{-3}rad$ で引張降伏した。スターラップは $Rrc=-20.8 \times 10^{-3}rad$, 接合部せん断補強筋は $Rrc=-13.0 \times 10^{-3}rad$ で降伏した。最終サイクルの途中でスターラップが破断し、RC 梁の耐力が低下した。 $Rrc=\pm 1/20rad$ 各ピーク時に、A.Bolt が $Q_s=+479.8kN$, $-476.2kN$ で引張降伏したのをひずみゲージの値により確認し実験を終了した。破壊形式は RC 梁の曲げ破壊である。

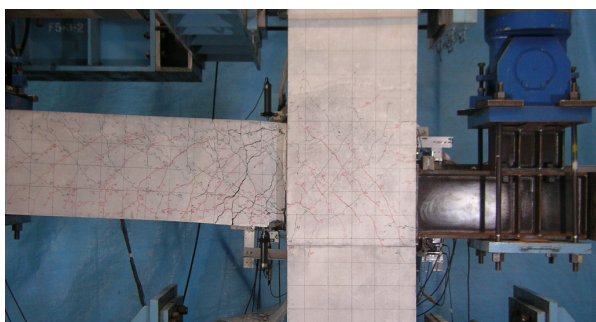


写真-1(a) No. 1 試験体破壊状況 ($Rrc=-1/33rad$.)

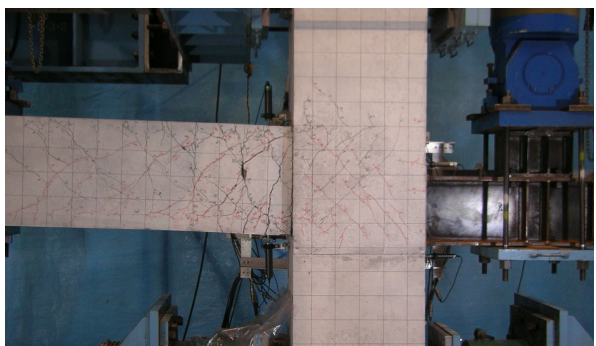


写真-1(b) No. 2 試験体破壊状況 ($Rrc=-1/33rad$.)

(2) No.2 試験体

梁の曲げひび割れ、柱の曲げひび割れ、梁のせん断ひび割れの順に発生したのち、接合部の斜めひび割れが $Rrc=+4.46 \times 10^{-3}$, $-3.33 \times 10^{-3}rad$ で発生した。梁主筋は $Rrc=+9.98 \times 10^{-3}$, $-9.99 \times 10^{-3}rad$ で引張降伏した。スターラップは $Rrc=+40.3 \times 10^{-3}$, 接合部せん断補強筋は $Rrc=-33.7 \times 10^{-3}rad$ で降伏した。最終サイクルでスターラップが破断し、RC 梁の耐力が低下した。 $Rrc=\pm 1/20rad$ 各ピーク時に A.Bolt が $Q_s=+329kN$, $-319kN$ で引張降伏したのをひずみゲージにより確認し実験を終了した。破壊形式は RC 梁の曲げ破壊である。

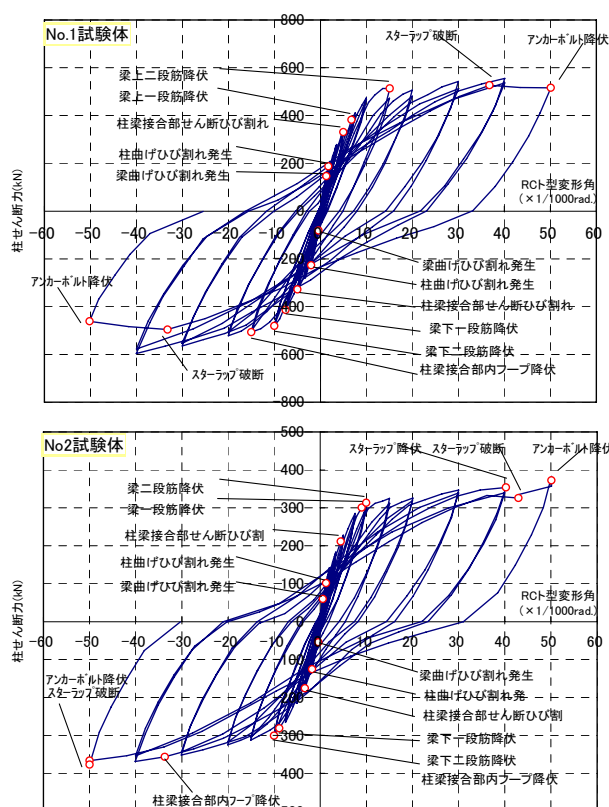


図-5 破壊経過および荷重-変形関係

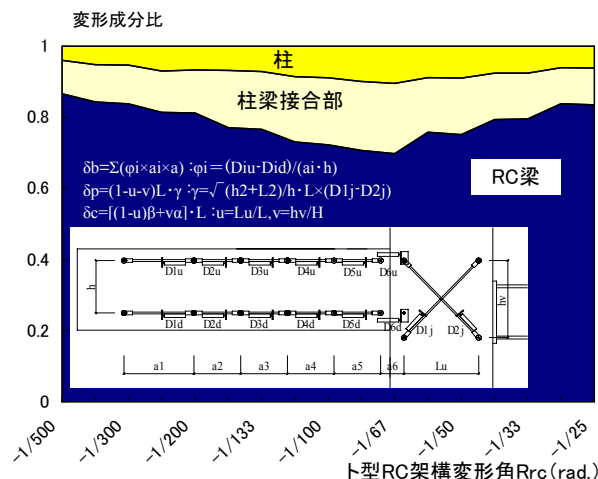


図-6 No. 1 試験体の変形成成分離 (負加力時)

3. 構造実験の結果と検討

3.1 柱梁接合部の抵抗機構

図-6 は No.1 試験体の負側サイクルピーク時の RC 梁、柱梁接合部、柱ごとの変形成分の比率の推移を示す。図-6 より RC 架構の変形の大部分が梁の変形によるものであることが分かる。また写真-1 より、外観では柱梁接合部の損傷は軽微で RC 梁ヒンジ領域が激しく損傷している。しかし、図-7 の柱梁接合部内のフープに貼付したひずみゲージによる計測値から、負側加力時には H-6、H-7 のフープが降伏ひずみに達しており、局部的に大きなせん断力が発生していた。図-8 に推定される負側加力時の抵抗機構を示す。負加力時には RC 梁下端筋と S 梁上端

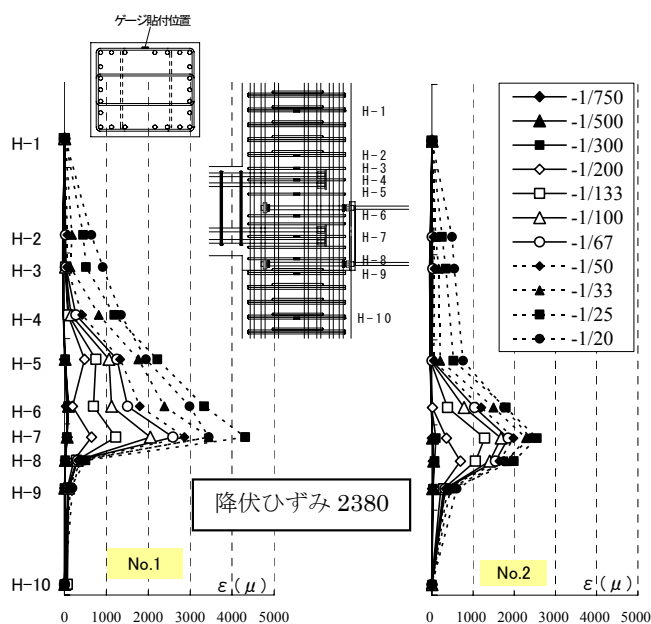


図-7 フープのひずみ分布（負加力時）
（左：No. 1 試験体、右：No. 2 試験体）

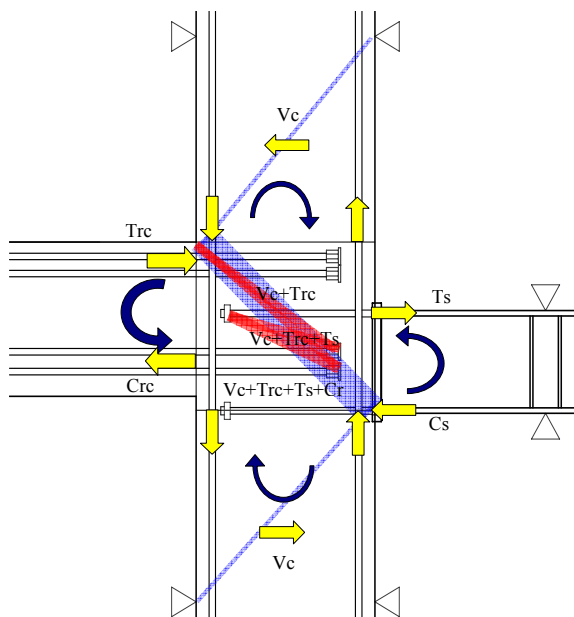


図-8 柱梁接合部の抵抗機構（負加力時）

A.Bolt が逆方向に引っ張り合うため、局部的に大きなせん断力が発生する。このため、特に図-7 における H-6、H-7 のフープに大きなせん断力が発生したと考えられる。

3.2 鉄骨梁脚部の回転剛性

図-9 は上端の A.Bolt に貼付したひずみゲージの値を負側サイクルピーク時ごとにプロットしたグラフである。

No.1, No.2 試験体ともに $Rrc=\pm 1/25rad$ までひずみ勾配がほぼ直線になっており、繰返し加力による定着劣化がほとんどないと考えられる。

S 梁脚部の回転剛性を以下の通り仮定した。A.Bolt の回転剛性 K_{ab} (N・m/rad.) は、

$$1/K_{ab} = 1/K_{\gamma} + 1/K_s \quad (1)$$

K_{γ} : 接合部せん断変形による回転成分

K_s : A.Bolt の抜け出しによる回転成分

とする。ここで回転剛性は、梁端部のモーメント／梁端部の回転角として定義した。 K_{γ} は靱性指針¹⁾のひび割れ発生後の第2剛性 G_2 を準用する。

$$G_2 = 1593 \cdot K_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \quad (2)$$

$$K_0 = 0.14 \sigma_B^{0.33} (kgf/cm^2) \quad (3)$$

$$K_1 = 1.5 \cdot p_{jw} + 0.5 \quad (4)$$

$$K_2 = 0.25 \cdot p_{ci} + 0.8 \quad (5)$$

$$K_3 = -3 \times 10^{-3} \sigma_0 + 1.1 \quad (6)$$

G_2 : 接合部ひび割れ後剛性

K_0 : コンクリート強度を考慮する係数

K_1 : 接合部せん断補強筋を考慮する係数

K_2 : 柱中段筋を考慮する係数

K_3 : 柱軸応力度を考慮する係数

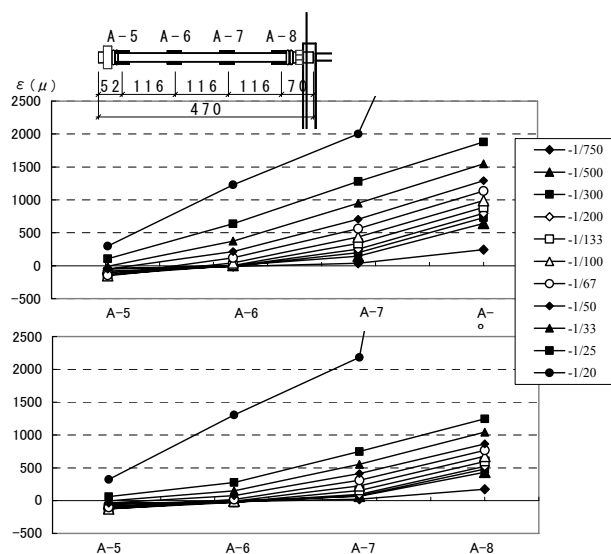


図-9 上端アンカーボルトのひずみ分布（負加力時）

ここで、

$$M = \tau \cdot b_i \cdot L_d \cdot j \quad (7)$$

θ : 接合部せん断変形角 j : S 梁の応力中心間距離

b_i : 接合部有効幅で靱性指針¹⁾による

L_d : A.Bolt 定着長さ

より、

$$G_2 = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{M / (b_i \cdot L_d \cdot j)}{\theta} = \frac{M}{\theta} \cdot \frac{1}{b_i \cdot L_d \cdot j} \quad (8)$$

従って、接合部のせん断変形による回転剛性は、

$$K_\gamma = \frac{M}{\theta} = G_2 \cdot b_i \cdot L_d \cdot j \quad (9)$$

となる。

次に、A.Bolt の抜出し量 (S_y) は靱性指針¹⁾を準用し

$$K_s = \frac{M}{S_y / j} \quad (10)$$

M : ダンパー耐力時 BP 底面における曲げモーメント

$$S_y = (0.321u_b / \sigma_B^{2/3} + 0.463) \cdot \Delta S \quad (11)$$

$$u_b = (1 + \gamma) \cdot (\sigma_y \cdot d_b) / 4D$$

S_y : ダンパー耐力時の主筋抜け出し量

γ : 複筋比 D : 定着板の定着長さ

ΔS : 定着板での歪を 0 とし、主筋の歪を直線分布と仮定した基本抜け出し量

図-10 に鉄骨脚部の $Rrc=\pm 1/25rad$ までの回転剛性を示す。縦軸は柱フェイス位置でのモーメント、横軸は柱面に対する BP の回転角とした。写真-1 に各試験体のト型 RC 架構としての変形角 $Rrc=\pm 1/33rad$ を 2 周繰り返した破壊状況を示す。フランジに対するベースプレートの回転角と柱フェイス面でのモーメントとの関係を示す。

図中の破線は(1)～(11)式により算出した回転剛性計算値を示す。計算値は実験値と良く対応している。

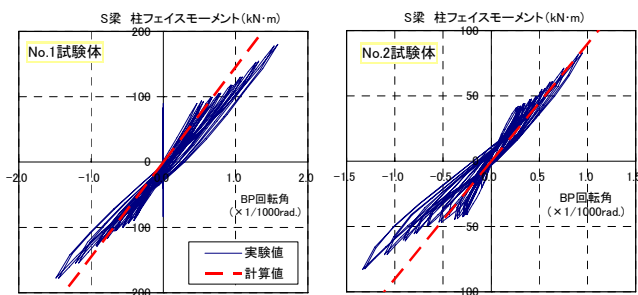


図-10 鉄骨脚部の回転剛性

3.3 構造実験のまとめ

ト型 RC 架構に S 梁を定着させた試験体を用いて実施した構造実験により以下の結論を得た。

- (1) 柱梁接合部の損傷は軽微であるが、局部的にフープが降伏するほどの応力集中箇所が発生する。

- (2) アンカーボルトの回転剛性は(1)～(11)式を用いて計算することにより精度よく評価することができる。

4. 設計事例

短スパン梁ダンパーを高層集合住宅に適用した場合の設計例を示すことにより、構造実験で得られた成果を実設計に適用する場合の具体的な過程を説明する。

4.1 建物概要

モデル建物は、図-11、図-12 に示すように、50.5m×20m の平面形状をした地上 29 階、地下 1 階、塔屋 1 階、軒高 95.6m の超高層 RC 造集合住宅である。X 方向 7 スパン、Y 方向 3 スパンの純ラーメン構造で、Y 方向の塔状比は 4.4 である。固有値解析による 1 次固有周期は、X 方向 1.71sec、Y 方向 2.32sec である。

短スパン梁ダンパーは図-13 に示す形状とする。S 梁には H 形鋼（普通鋼：SM490A）、鋼材ダンパーには低降伏点鋼（LY160、LY225）を用いる。なお、短スパン梁ダ

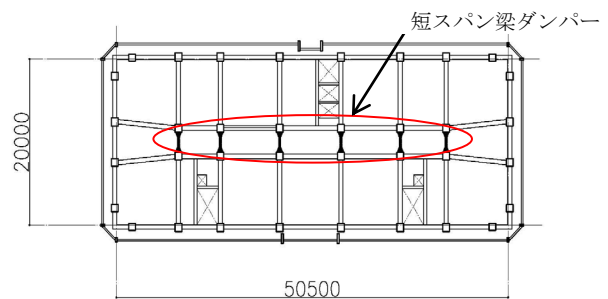


図-11 伏図

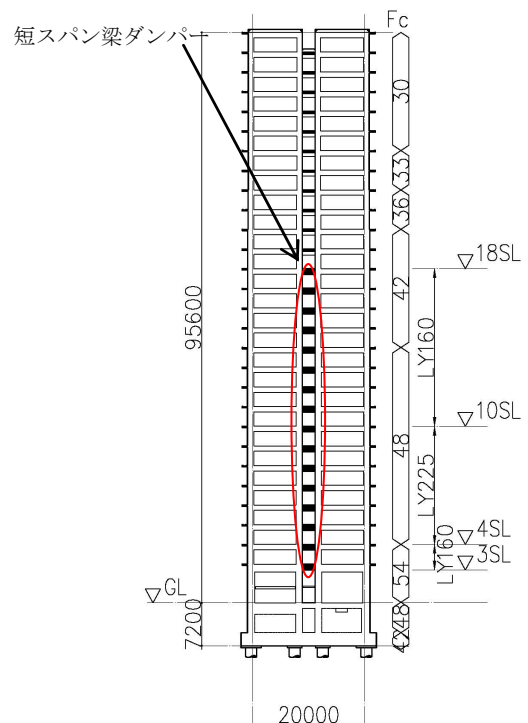


図-12 軸組図

ンパーの設置は 18 階梁までで、それより上部は通常の S 梁としている。表-5 に主要断面と使用材料を示す。

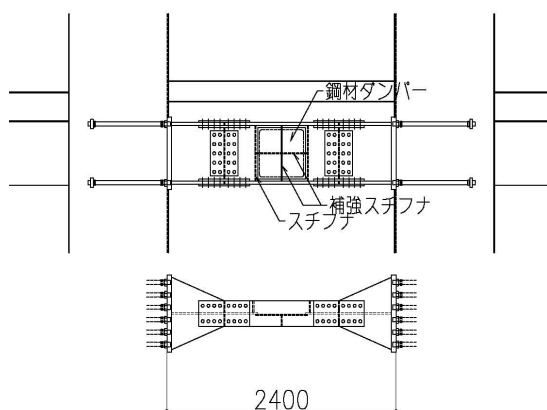


図-13 短スパン梁ダンパー

表-5 断面諸元および使用材料

種別	主要断面, 使用材料
柱	850mm×850mm～1000mm×1300mm
RC梁	535mm×790mm～605mm×1300mm
短スパン梁ダンパー	H-600x200x12x19 (SM490A, LY160) ～ H-600x250x16x22 (SM490A, LY225)
コンクリート	$Fc30N/mm^2 \sim Fc54N/mm^2$
鉄筋	D10 (SD295A)～D41 (SD490) S13～S16 (KSS785)

4.2 設計方針

本研究における設計方針として以下のクライテリアを設定した。

稀に発生する地震動では、層間変形角 1/200 以下、構造上主要な部分のひび割れは許容するが降伏は許容しない（鋼材ダンパーを除く）とする。

極めて稀に発生する地震動では、層間変形角 1/100 以下、鋼材ダンパーのせん断変形角は $\gamma=1/20$ 以下¹⁾、累積塑性変形倍率は $\eta=(B/t)^{1.105}$ ¹⁾ 以下とする。

3.3 解析モデル

建物の立体フレーム解析するため、以下の通り解析モデルを仮定した。RC フレーム架構に S の短スパン梁ダンパーを組み込んだ混合構造であるため、解析モデルは 1,184 質点から成る線材置換した立体フレームモデルとした（図-14）。各階はスラブによる剛床を仮定している。

柱は両端に剛域を考慮した端部 MS 要素+中央線材要素モデル²⁾とした。端部 MS 要素の軸バネ復元力特性は、材料の応力ひずみ曲線を基本として、鉄筋の抜け出し、付着、ひび割れによる剛性低下を考慮したモデルとした。中央線材要素のせん断復元力特性は、原点志向型の Bi-Linear 型モデルとした。

RC 梁は両端に剛域を考慮した材端剛塑性バネモデルとし、復元力特性は TAKEDA モデルとした。

短スパン梁ダンパーは、A.Bolt、左右の支持部（元の H 形鋼とハンチ付き H 形鋼）、中央の鋼材ダンパー（ウェブを低降伏点鋼に置き換えた H 形鋼）から成る。この変断面 H 形鋼と A.Bolt 回転バネを、図-15 に示すように 1 本の等価な断面の材端剛塑性バネモデルに置換した。鋼材ダンパーのせん断降伏は、梁の逆対称曲げを仮定して材端曲げ剛性で評価した。復元力特性は Normal Tri-Linear 型モデルとし、その剛性低下率は文献 3) により設定した。

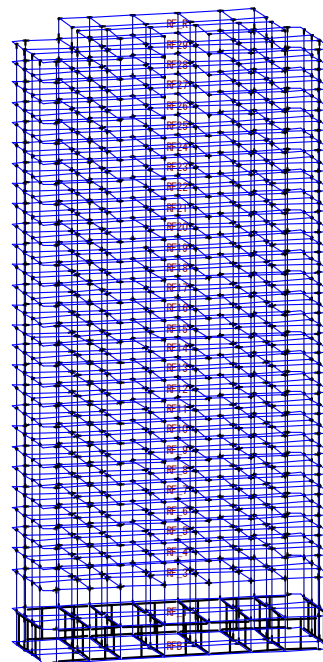


図-14 建物モデル

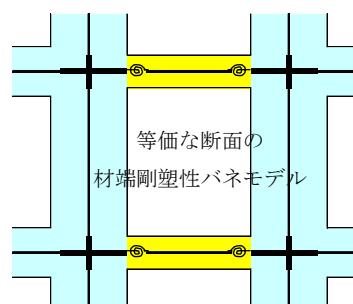
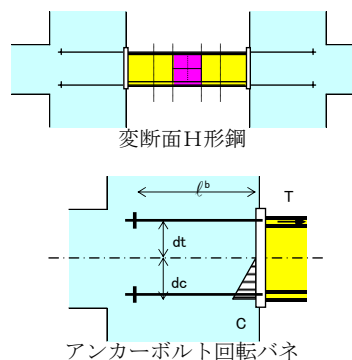
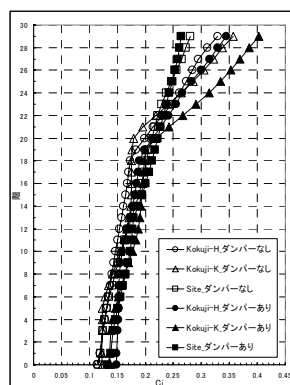
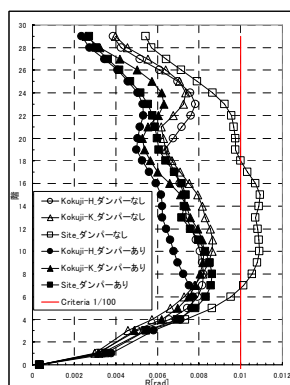


図-15 短スパン梁ダンパーのモデル化

4.4 解析結果

最大応答層間変形角 (R) を図-16 に、層せん断力係数 (Ci) を図-17 に示す。比較のため、短スパン梁ダンパーを除いた場合も載せている。R の最大値は、ダンパーなしが R=1/91rad., ダンパーありが R=1/116rad.となっており、短スパン梁ダンパーのエネルギー消費により応答値が減少している。一方、Ci はダンパーありの方が大きい。

鋼材ダンパーの最大応答せん断変形角 (γ) を図-18 に、累積塑性変形倍率 (η) を図-19 に示す。最大値は、γ=1/30rad., η=98 で、何れも設計クライテリア以下である。



白抜き印：ダンパーなし 黒色印：ダンパーあり

図-16 最大応答層間変形角 図-17 層せん断力係数

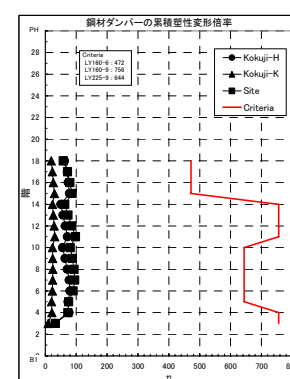
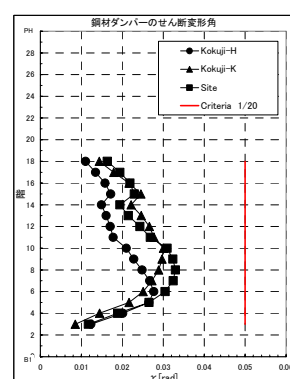


図-18 鋼材ダンパーの最大応答せん断変形角

図-19 鋼材ダンパーの累積塑性変形倍率

4.5 解析のまとめ

中廊下タイプの超高層 RC 造集合住宅で、短スパン梁ダンパーを組み込んだ RC フレーム架構を有する建物の設計を行った。その結果、短スパン梁ダンパーによってエネルギーが消費され、最大応答層間変形角を減じて設計クライテリアを満足でき、架構全体の構造安定性が確保できることを確認できた。

5. 設計モデルの検証

5.1 短スパン梁ダンパーのモデル化に対する検討

短スパン梁ダンパーは、図-20 に示すように、A.Bolt による定着部、支持部 1 (水平ハンチ部)、支持部 2 (H 形

鋼部)、鋼材ダンパーから成る。それぞれに曲げ剛性とせん断剛性をもち、非線形復元力特性は鋼材ダンパーのせん断剛性により受けもたれる。これをそのままモデル化すると Model-1 となるが、節点数が多く、立体解析を行うと解析時間の増大を招く。また、解析プログラムの都合上、せん断非線形では除荷で不釣り合い力が生じる。

このことから、Model-2 のように、1 本の等価な断面の材端剛塑性パネモデルに置換して解析を行うことにした。

$$\text{等価な曲げ剛性} \quad \frac{1}{eK_b} = \frac{1}{bsK_b} + \frac{1}{s1K_b} + \frac{1}{s2K_b} + \frac{1}{dK_b}$$

$$\text{等価なせん断剛性} \quad \frac{1}{eK_s} = \frac{1}{s1K_s} + \frac{1}{s2K_s} + \frac{1}{dK_s}$$

前の添え字：bs；アンカーボルト，s1；支持部 1，

s2；支持部 2，d；鋼材ダンパー

後の添え字：b；曲げ，s；せん断

せん断降伏後の剛性低下率は、梁の逆対称曲げを仮定して材端曲げ剛性で評価した。鋼材ダンパーのせん断剛性低下率を α とした場合、1 本の等価な断面の材端剛塑性パネの剛性低下率 α'' は下式により求まる。

$$\frac{1}{\alpha' e K_s} = \frac{1}{s1 K_s} + \frac{1}{s2 K_s} + \frac{1}{\alpha_d K_s}$$

$$\frac{1}{\alpha'' e K_b} + \frac{1}{e K_s} = \frac{1}{e K_b} + \frac{1}{\alpha' e K_s}$$

$$\alpha'' = \frac{1}{e K_b} \frac{1}{\frac{1}{e K_b} - \frac{1}{e K_s} + \frac{1}{s1 K_s} + \frac{1}{s2 K_s} + \frac{1}{\alpha_d K_s}}$$

このように置換した Model-2 のモデル化が妥当であることを、Model-1 の解析結果と比較することで検証する。

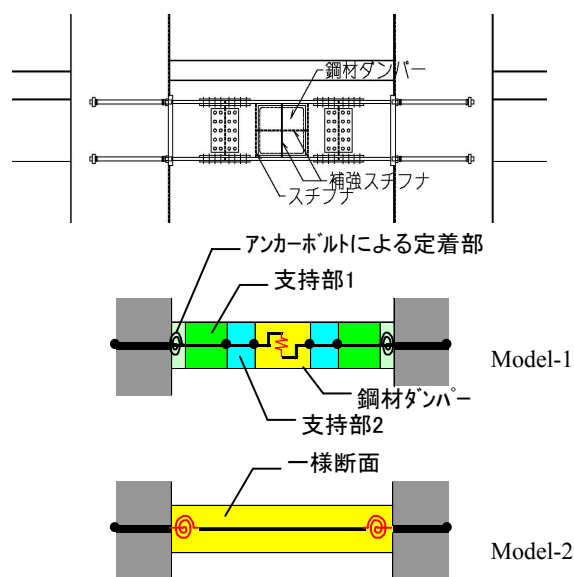


図-20 短スパン梁ダンパーのモデル化

表-6 鋼材ダンパーの復元力特性

鋼種	降伏応力度 σ_y [N/mm ²]	最大応力度 σ_u [N/mm ²]	第2剛性 低下率 α	第3剛性 低下率 β
LY160	160	256	0.034	0.001

表-7 短スパン梁ダンパーの復元力特性

断面	降伏強度 Q_y [kN]	最大強度 Q_u [kN]	第2剛性 低下率 α''	第3剛性 低下率 β''
H-600x200x12x19 LY160 PL-6	311	498	0.235	0.009

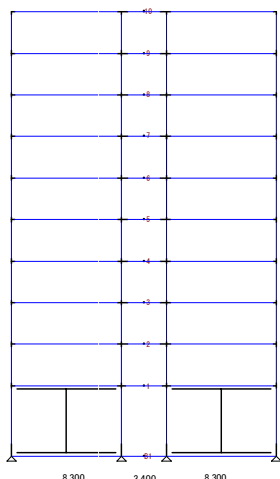
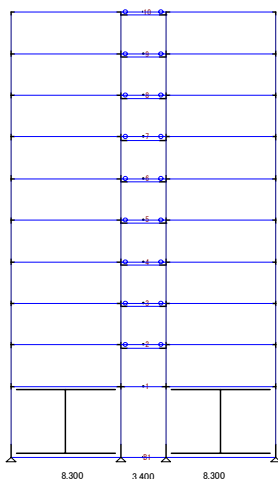


図-21 フレームモデル① 図-22 フレームモデル②



検証に用いる建物モデルは、図-21 に示す地下1階、地上9階スパン数3のフレームモデル①とした。なお、検証においては柱部材を弾性と仮定した。

(1) 静的弾塑性荷重増分解析結果

荷重分布に A_i 分布を仮定し、最上階の水平変位を繰り返し漸増させ、短スパン梁ダンパーの Q-R 関係を求めた。図-22 に示す6階の結果を見ると、何れのモデルともほぼ同じループを描いている。除荷点で、Model-1 は変形一定のまま荷重が落ちる傾向が見られる。

(2) 時刻歴地震応答解析

25kine に基準化した El Centro-NS 波を入力波として時刻歴地震応答解析を行い、最大応答層間変形角、短スパン梁ダンパーの Q-R 関係を求めた。図-24, 図-25 に示す結果を見ると、両モデルともほぼ同じ層間変形角分布、同じ履歴曲線を描いている。ただし、図-23, 図-25 の赤印で示した箇所では、Model-1 のみ第2勾配上の一部で不安定な動きをしていた。

5.2 梁軸心ずれに対する検討

(1) 軸心ずれのモデル化

短スパン梁ダンパーは、スラブから離すなどの納まり上、それに連続する RC 梁と上下方向に 250mm の軸心ずれを生じている。これに対し、解析モデルは軸心が一致していると仮定している。

ここでは、この仮定が問題ないか検証を行う。検証は、図-21 のフレームモデル①と図-22 のフレームモデル②の比較で行う。その際の短スパン梁ダンパーモデルは Model-2 とする。なおフレームモデル②では、剛床を設定するため RC 梁レベルに両端をピン接合とした剛な梁を設けた。

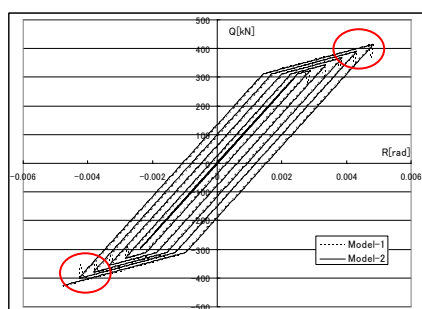


図-23 増分解析における短スパン梁ダンパーの Q-R 関係 (6階)

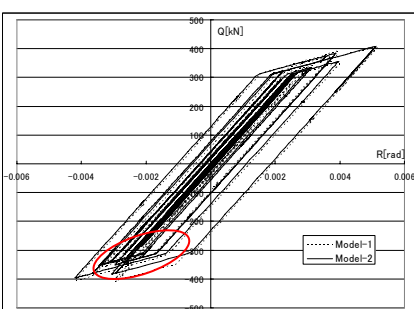
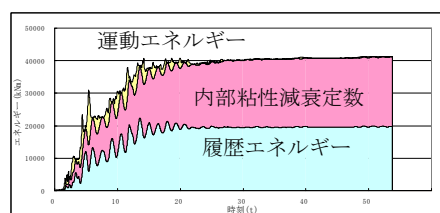


図-25 応答解析における短スパン梁ダンパーの Q-R 関係 (6階)



50kine に基準化した El Centro-NS 波

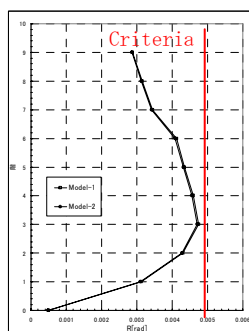


図-24 最大応答層間変形角

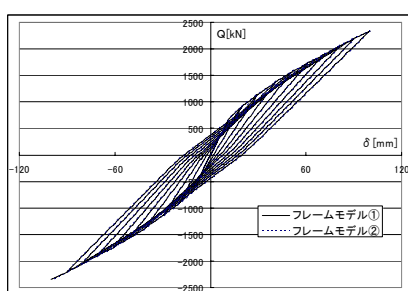
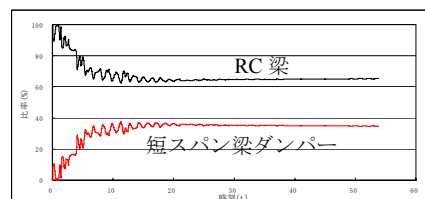


図-26 静的解析における1階せん断力-10階床変位関係



50kine に基準化した El Centro-NS 波

図-28 RC 梁と短スパン梁ダンパーのエネルギー負担割合 (7階梁)

(2) 静的弾塑性荷重増分解析

荷重分布に A_i 分布を仮定し、最上階の水平変位を繰り返し漸増させ、1 階層せん断力-10 階床変位関係を求めた。図-26 に示す結果を見ると、何れのモデルとも同じループを描いている。また、固有値解析における 1 次固有周期は、それぞれ 0.88sec, 0.87sec とほぼ一致している。

(3) エネルギー負担率

図-27 は、設計事例の時刻歴地震応答解析における地震入力エネルギーの消費割合を示している。履歴エネルギーと内部粘性減衰で 50%程度ずつとなっている。図-28 は、図-27 の履歴エネルギーの内、7 階梁の RC 梁と短スパン梁ダンパーの負担割合を示している。短スパン梁ダンパーの負担率が 35%程度となっている。

5.3 設計事例のまとめ

短スパン梁ダンパーの解析モデル比較では、何れのモデルも解析結果に大きな違いは見られないが、Model-1 より Model-2 の方がループは安定する。梁軸心ずれに対する検討では、何れのモデルも解析結果に違いは見られない。このことから、上下方向に 250mm の軸心ずれを生じている短スパン梁ダンパーを、RC 梁の軸心に一致させて解析を行うことは問題ないと判断できる。

以上から、設計事例の解析モデルは妥当であることが確認できた。

6. 結論

本検討により以下の知見を得た。

- (1) RC 造の板状集合住宅において、中廊下部の梁を S 梁とし、スパン中央に履歴型鋼材ダンパーを埋設することにより、短スパン梁を可能とし、平面プランと合致した柱配置を実現した。
- (2) 短スパン梁にダンパーを設置することで、ダンパーの効率が上昇し、かつ大地震後に損傷したダンパーを交換する際にも廊下部にダンパーを配置し、ボルト工事のみで交換可能であるため、メンテナンス効率も向上した。
- (3) 構造実験により、S 梁と RC 柱接合部の強度、損傷状況、回転剛性を把握し、十分設計可能な性能であることを確認した。
- (4) 構造実験結果を反映した解析モデルを構築し、板状集合住宅の静的弾塑性荷重増分解析、時刻歴地震応答解析を実施した。設計結果により、ダンパーが効率良く挙動し、建物全体として設定したクライテリアを満足していることを確認した。

7. おわりに

梁ダンパー構法は、鉄骨梁からアンカーボルトへの力

の流れが力学的に極めて合理的な構造となっており、意匠設計に与える空間上の制約も最小限にとどめ、なおかつダンパーが損傷を被ったあとの交換工事も高力ボルト工事のみであるため無騒音・無振動かつ低コストとなる。

ただし、鉄骨の製作に際して H 形鋼が溶接されているベースプレートに孔を貫通させずグリ加工させることが手間になり鉄骨加工業者に敬遠される要因となっており、改良の余地は残されている。

本研究が、着手から研究成果をまとめて設計資料とするまでおよそ 6 ヶ月という短期間で達成できたのは、先輩諸氏の貴重なアドバイスもさることながら、技術研究所と構造設計グループの若手を中心となり自由な発想で意見を交換できる雰囲気があったことが大きな原動力であった。

参考文献

- 1) 伊藤茂樹他：ダンパー用極軟鋼を用いた履歴型制振デバイス, NKK 技報, No.170, 2000.
- 2) SNAP Ver.3 テクニカルマニュアル, (株)建築ビボット, pp.3-11~3-14, 2004.
- 3) 形山忠輝他：極低降伏点鋼を用いたせん断型鋼製ダンパー設計の一般化に関する研究, 第 2 回制震(振)シンポジウム, pp.189-194, 2000.
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説: (社)日本建築学会, 1999.