

論文 鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究

熊谷仁志*¹・田村和夫*²・柴 慶治*³・磯田和彦*⁴

要旨：本論文は、地震時に大きな変形を受ける連層耐震壁の連結部分に鉄骨梁あるいは梁の一部に極低降伏点鋼を組み込んだ鋼材ダンパーを設置してエネルギーを吸収させ、地震応答を低減させる制振構造に関するものである。鉄骨梁の耐震壁への埋込接合部について静的加力実験を行った結果、梁フランジ支圧部のコンクリートの圧壊に伴う変形によりエネルギー吸収能力が低下すること、またその度合は埋込長さ等の影響を受けることが確認された。簡易な解析モデルを提案し、こうした影響を評価できることを示した。

キーワード：ハイブリッド構造, 制振構造, 連層耐震壁, 鉄骨梁, 鋼材ダンパー

1. はじめに

並列型連層耐震壁のつなぎ梁部分は地震時に大きな変形を受け、かつ短スパンであるため、X形配筋を施すことによって耐力・変形性能を確保するのが一般的である。筆者らの研究¹⁾では、図1に示すようにつなぎ梁部分に鋼材ダンパーを設置してエネルギーを吸収させ地震応答を低減することが可能であり、さらにX形配筋梁ほど高い耐力・剛性が必要ではないことも明らかになった。鉄骨梁を耐震壁に取り付けるには、アンカーボルトを用いる方法、耐震壁をSRC造とする方法もあるが、施工性やコストの面からは、米国で用いられている鉄骨梁を耐震壁に埋め込む方法が有効である。しかしながら既往の実験結果^{2), 3)}によれば、梁フランジ支圧部のコンクリートの圧壊が報告されており、それに伴う固定度の低下によって想定したエネルギー吸収能力が発揮できないことが懸念される。そこで本研究では、こうした耐震壁に埋め込まれた鉄骨梁の設計に必要なデータを収集するため、静的加力実験を行った。

2. 試験体

試験体は1層分の鉄骨梁および耐震壁の一部を取り出したもので、実際の約1/3の縮小モデルである。試験体の形状・配筋を図2に、試験体一覧を表1に示す。左右の壁はいずれも厚さ250mm、縦筋2-D13@60（一部@40）、横筋2-

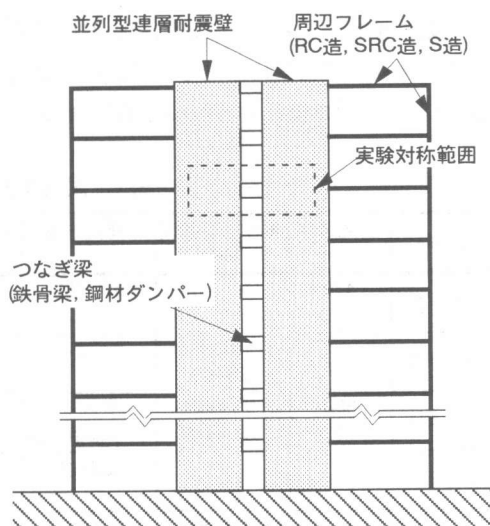


図1 本研究の架構イメージ

* 1 清水建設（株）技術研究所 工修（正会員）

* 2 清水建設（株）和泉研究室主席研究員 工博

* 3 清水建設（株）技術研究所主任研究員 工博

* 4 清水建設（株）設計本部主査 工修

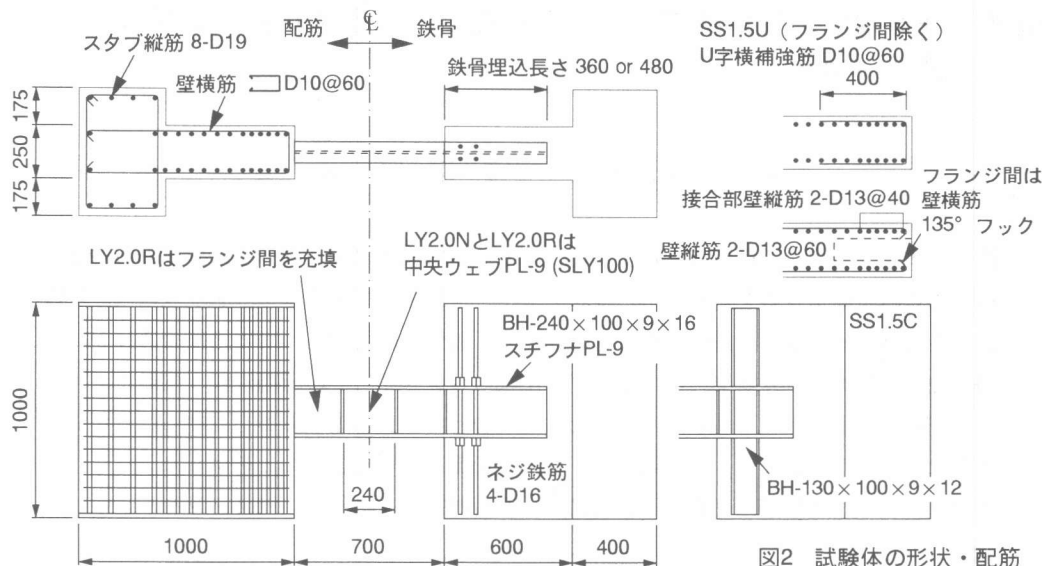


図2 試験体の形状・配筋

D10@60である。縦筋は両端がプレート（厚さ20mm）に溶接されている。コンクリートの設計基準強度は36MPaで、実施工と同じ方向から打設している。鉄骨梁は4体が普通鋼のBH-240×100×9×16、2体は微小な変形からエネルギーを吸収するように梁中央部ウェブに極低降伏点鋼を用いている。いずれも鉄骨梁のせん断降伏が先行するように設計されている。埋込長さは梁せいの1.5倍、2.0倍の2種類である。

埋込接合部を補強するためのネジ鉄筋4-D16をフランジに貫通させナットで固定したものを基本とする（SS2.0N、SS1.5N、LY2.0N）。SS1.5Uは支圧部の補強を目的にU字筋D10@60を配している。SS1.5Cは梁に鉄骨柱BH-130×100×9×12を溶接接合している。ネジ鉄筋および鉄骨柱の両端はプレートに溶接していない。LY2.0Rは中央部に変形を集中させるため梁端フランジ間にコンクリートを充填している。

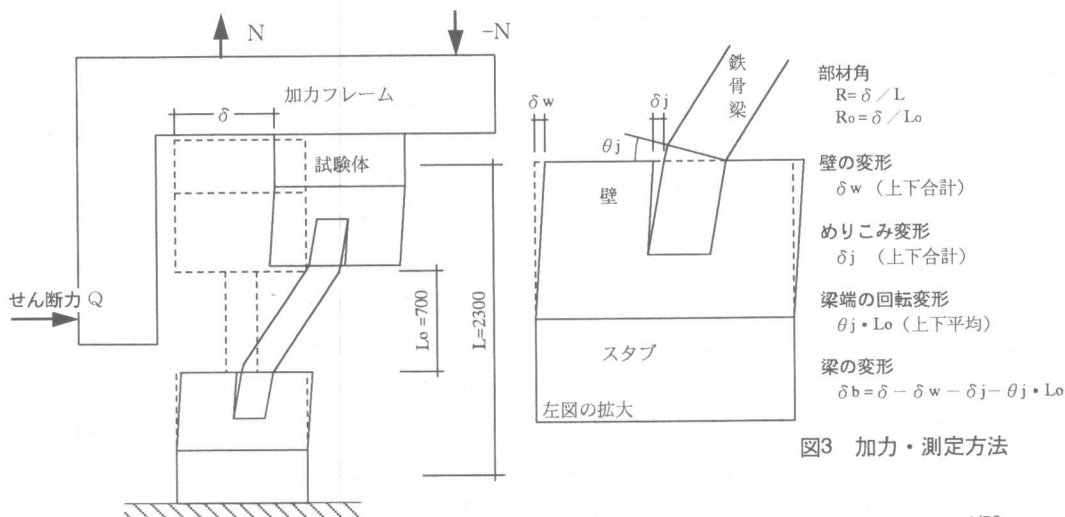
表1 試験体および実験結果一覧

試験体	埋込長さ (mm)	梁ウェブ強度 (MPa)	補強方法	コンクリート強度 (MPa)	最大荷重 (kN)		ウェブ降伏時		K/Kcal
					R=1/50	R=-1/50	Q _y (kN)	δ _y (mm)	
SS2.0N	480 (2.0D)	PL-9 SS400 σ _y =294 σ _t =448	ネジ鉄筋	38.4	437	-463	-340	-11.8	0.543
SS1.5N	360 (1.5D)		ネジ鉄筋	38.4	333	-420	-362	-10.2	0.523
SS1.5U			ネジ鉄筋＋ U字横補強筋	40.0	402	-402	-298	-6.9	0.549
SS1.5C			鉄骨柱	40.0	486	-518	288	5.6	0.596
LY2.0N	480 (2.0D)	中央部 PL-9 SLY100 σ _y = 77 σ _t =271	ネジ鉄筋	40.0	405	-425	99	1.4	0.504
LY2.0R			ネジ鉄筋＋ 梁端 R C 補強	38.4	452	-462	104	1.3	0.615

脚注) D: 梁せい, σ_y: 降伏強度 (MPa), σ_t: 引張強度 (MPa)

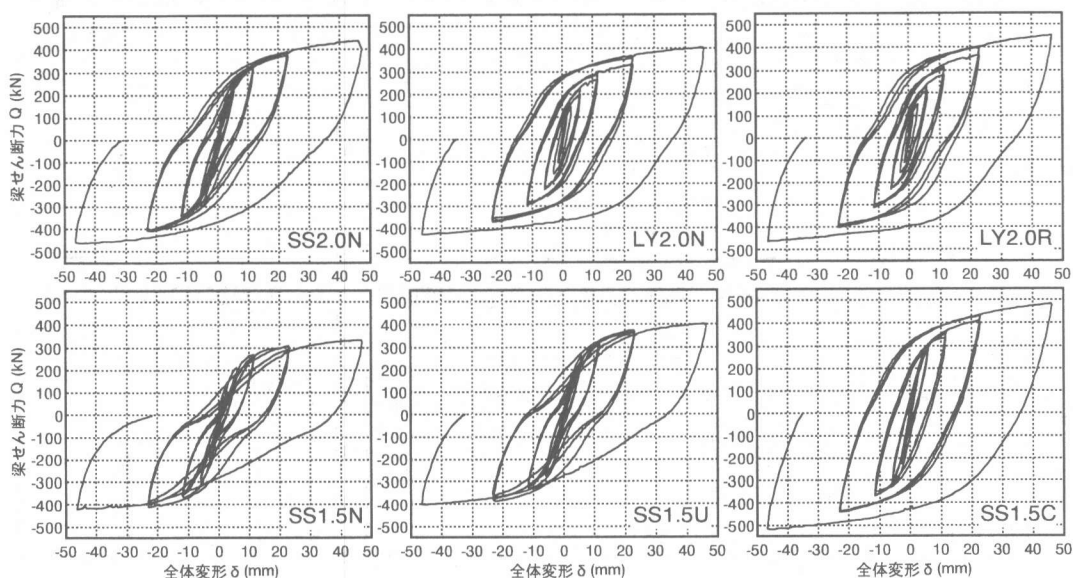
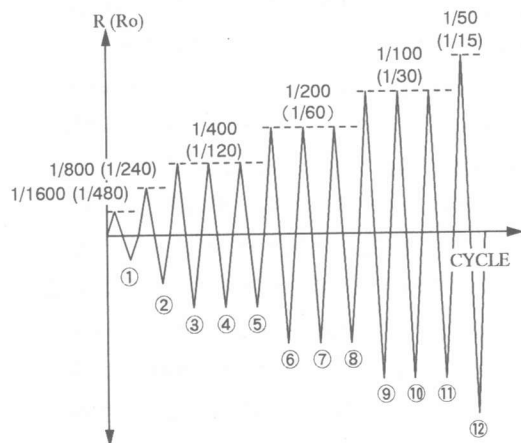
K: 初期剛性 (R=1600時の割線剛性), K_{cal}: 梁端固定としたときの弾性剛性計算値

鋼材) 梁フランジ: PL16 (SM490) σ_y=376, σ_t=536, 柱フランジ: PL12 (SM490) σ_y=408, σ_t=558
 壁縦筋: D13 (SD345) σ_y=357, σ_t=520, 壁横筋: D10 (SD345) σ_y=373, σ_t=512
 ネジ鉄筋: D16 (SD345) σ_y=384, σ_t=603



3. 実験方法

図3に加力・測定方法を示す。スタブ間が平行になるように制御しているが、梁に軸力は作用していない。スタブ間水平変位 δ を基準とした変形制御で加力を行い、壁のせん断変形 δw 、鉄骨梁の壁へのめりこみ変形 δj 、梁端の回転角 θj を計測し、梁の変形 δb を分離できるようにしている。図4のようにスタブ間の変形角 R にして1/1600, 1/800, 1/400(3回), 1/200(3回), 1/100(3回), 1/50で正負交番繰返しを行



う。これは梁端固定とすれば、それぞれ1/480, 1/240, 1/120, 1/60, 1/30, 1/15に相当する。

4. 実験結果

図5に梁せん断力と全体変形の関係を示す。降伏開始時荷重、最大荷重は表1に記している。埋込長さ1.5DのSS1.5NとSS1.5Uはスリップ型に近いループ形状を示している。同じ埋込長さで鉄骨柱補強を施したSS1.5Cは紡錘形のループ形状でSS1.5N, SS1.5Uに比べて耐力も高い。埋込長さ2.0DのSS2.0N, LY2.0N, LY2.0Rはいずれも紡錘形のループ形状である。極低降伏点鋼を用いたLY2.0N, LY2.0Rも最終的には普通鋼を用いたSS2.0Nと同等の耐力に達している。図6は図3の方法で分離した各変形成分の比率を示したものである。SS1.5N, SS1.5Uは変形が進むごとにめりこみ変形や梁端の回転による変形の比率が大きくなり梁の変形の比率が低下し、最終的には約20%になっている。SS2.0N, SS1.5Cは変形が進むごとに梁の変形の比率が低下するもののウェブが降伏する第6サイクル以降は梁の変形が50~60%である。LY2.0N, LY2.0Rは梁の変形は一定して約60%

である。第1サイクルの梁の変形の比率はいずれも約60%である。この値は表1の初期剛性と梁弾性剛性計算値の比率とほぼ一致している。すなわち梁の変形の比率が分かれば梁弾性剛性計算値にこれを乗じることにより埋込接合部を含んだ弾性剛性を計算できる。また今回の試験体については概算的には梁の長さを両側にD/2ずつ延長しても評価できる。写真1は実験終了時の試験体の破壊状況である。SS1.5Nは $R=1/100$ で梁フランジ支圧部のコンクリートが剥落し、支圧部と反対側のフランジには目視で隙間が観察されるようになった。U字筋で補強したSS1.5Uも同様にコンクリートが剥落した。SS2.0Nは最終サイクルで軽微な圧壊が観察された。SS1.5C, LY2.0N, LY2.0Rは圧壊は認められなかった。以上のことから、鉄骨柱が無い場合、埋込長さが短いと梁フランジ支圧部のコンクリートが圧壊し、めりこみ変形や梁端の回転による変形が増大することが明らかになった。埋込長さを十分にとれば、梁の変形が50%以上を占めるようになり、ひずみ硬化によって耐力も上昇し、より大きなエネルギーを吸収できるものと考えられる。図7は累積履歴吸収エ

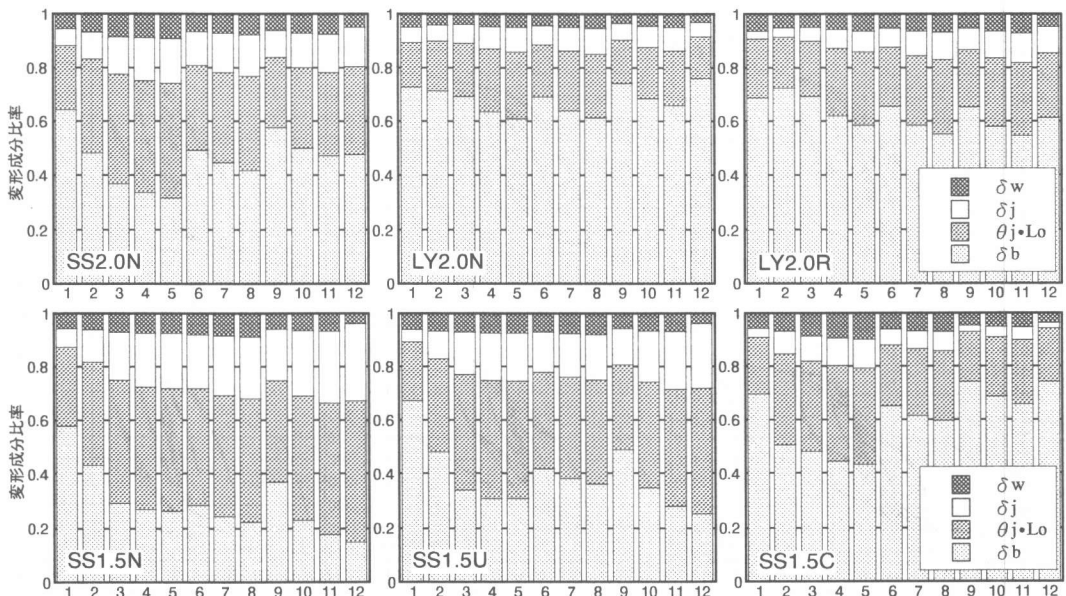


図6 各サイクルピークにおける変形成分の比率（正負平均）

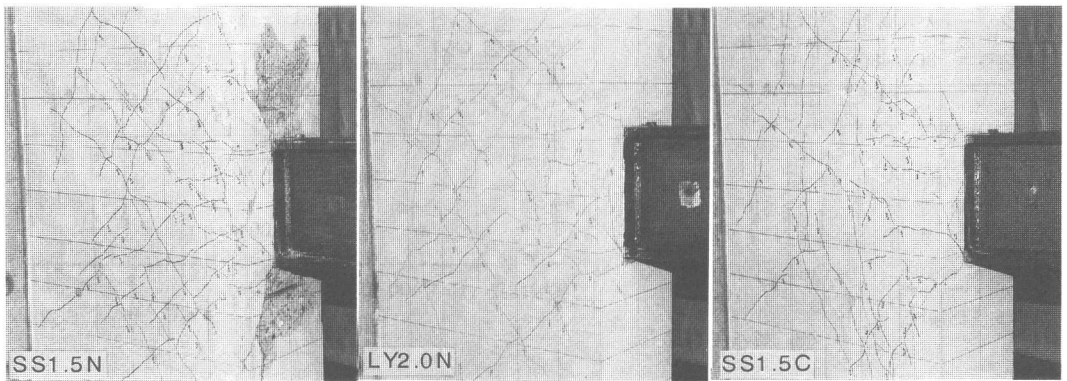


写真1 実験終了時破壊状況

ネルギーの推移を示したものである。せん断力～全体変形関係で見るとSS1.5CはSS1.5Nの約2倍の、せん断力～梁変形関係で見れば約6倍のエネルギーを吸収している。SS1.5C, LY2.0R, LY2.0Nでは累積履歴吸収エネルギーの80～90%を梁が吸収している。梁端部にコンクリートを充填したLY2.0RとLY2.0Nに顕著な差は見られなかった。

5. 解析的検討

図8に解析モデルを示す。鉄骨梁埋込接合部をバネ支承の梁に置換する。バネの圧縮は下フランジ下面の支圧を、引張は上フランジ上面の支圧を表す。バネの復元力特性はコンクリートの圧縮試験から得られた応力度～ひずみ関係を

そのまま用いる。実験の破壊状況を参考にして図のようにフランジから30°に広がる範囲を支圧部の領域と仮定し、バネの有効幅をフランジ幅と壁厚の平均、有効高さを130mmとする。梁と直交する方向にあるネジ鉄筋についても梁と同様にモデル化するべきであるが、梁に比べて曲げ剛性のはるかに小さく、その影響も少ないことから、軸バネとしてのみ考慮することとする。梁は弾性とし、解析ケースは埋込長さ1.5D, 2.0Dの2種類とした。表2に解析結果一覧を示す。弾性時の各変形の変形成分の比率は図6とほぼ一致している（ただし壁については解析では剛としている）。Q=400kN時のコンクリート外縁のひずみは埋込長さ1.5Dでは約4000 μ で圧縮破壊時のひずみを超過しており、

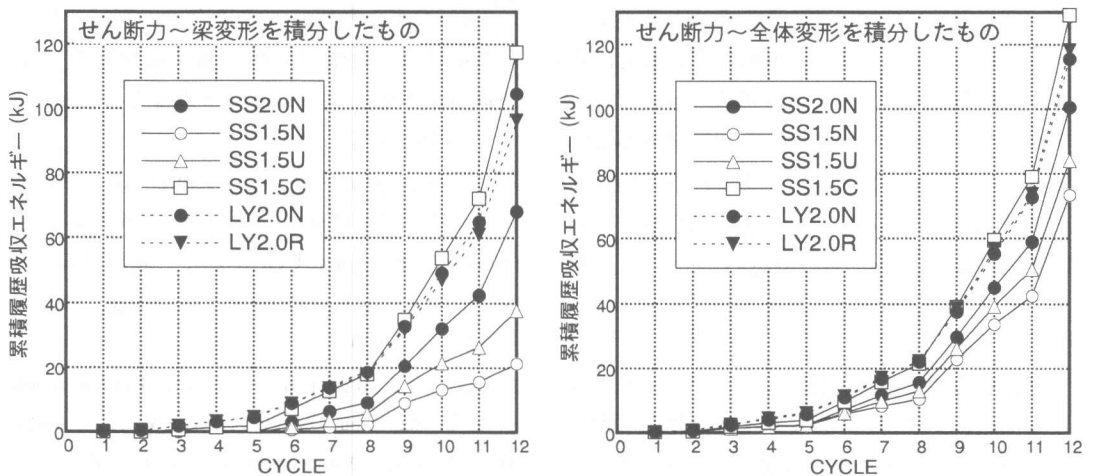


図7 各サイクル終了時の累積履歴吸収エネルギーの推移

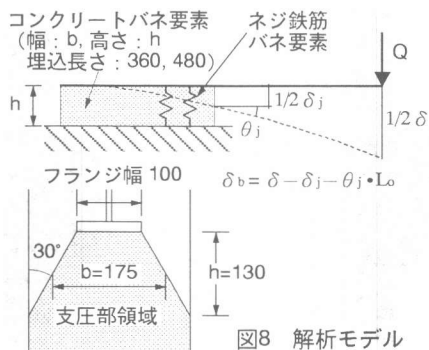


表2 解析結果一覧

埋込長さ	2.0D	1.5D
弾性変形比率 $\delta_b : \theta_j L_o : \delta_j$	52 : 38 : 10	50 : 39 : 11
コンクリート 最外縁ひずみ*	0.00298	0.00390
ネジ鉄筋1段目 ひずみ*	0.00133 (0.00094)	0.00178 (0.00129)
ネジ鉄筋2段目 ひずみ*	0.00030 (0.00037)	0.00028 (0.00036)

* 最大荷重 $Q=400\text{kN}$ 時の値

() 内はSS2.0N, SS1.5Nの実験結果

2.0D では約3000 μ で圧縮破壊時のひずみと同程度である。このことは写真1で示した破壊状況と一致している。()内のネジ鉄筋の軸ひずみはナットで固定するためフランジ面から80mm離れた位置のものであるため若干小さめであるが、解析結果とほぼ一致している。図9はウェブに貼付した3軸ゲージから求めた主応力度、およびフランジの軸ひずみから曲率を求め梁の断面二次モーメントとヤング係数を乗じて計算した曲げモーメントの分布を示したものである。解析結果を点線で示している。埋込部分の曲げモーメント・せん断力はコンクリートとの合成梁の効果があるため、実験結果のほうが小さめの値となるが、全体の傾向は良く一致している。

6. まとめ

- ・鉄骨梁の埋込長さが短くなると、梁フランジ支圧部のコンクリートが圧壊し、鉄骨梁（鋼材ダンパー）のエネルギー吸収能力が低下する。
- ・梁に直交する鉄骨柱がある場合、埋込長さを

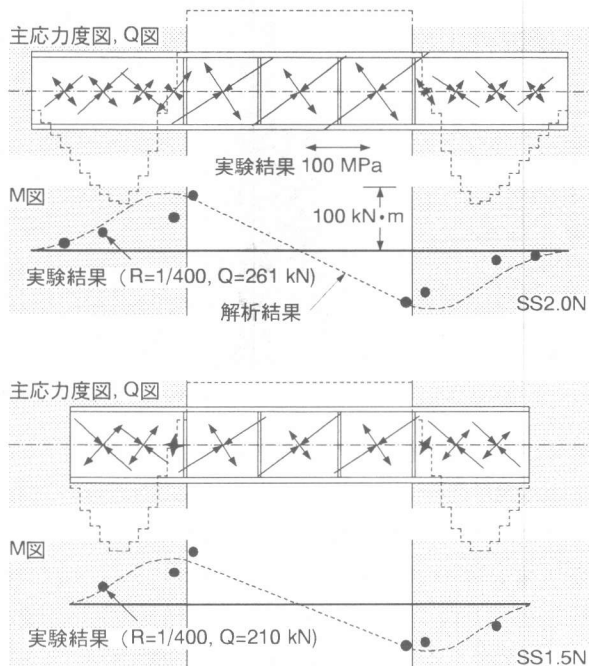


図9 実験結果と解析結果の比較 (M, Q 図)

長くすると同等以上の効果がある。

- ・ウェブの一部に極低降伏点鋼を用いた場合もひずみ効果で耐力が上昇するため、普通鋼梁と同等の埋込接合部の耐力が必要である。
- ・埋込接合部の挙動はバネ支承梁モデルを用いて評価することができる。

参考文献

- 1) 田村和夫, 林康裕, 渡辺宏一: 鋼材ダンパーで連結した連層壁制振架構の振動特性, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第3分冊, pp.2823-2828, 1998
- 2) B. M. Shahrooz et al.: Seismic Response of Composite Coupled Walls, Composite Construction in Steel and Concrete II, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, ASCE, pp.429-441, 1992
- 3) K. A. Harris et al.: Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.12, pp.3611-3629, 1993