

令和元年度 建築研究所講演会

巨大地震に対する鋼構造建築物の 終局状態の評価と損傷検知

構造研究グループ 長谷川 隆



はじめに（背景と目的）

- 巨大地震に対する建築物の終局状態の解明と評価法の検討
今後、発生が懸念される首都直下地震や巨大海溝型地震などの巨大地震に対して、鋼構造建築物の倒壊、崩壊を防止するためには、建築物の最大耐力以後の終局状態の挙動（鉄骨造梁端部の破断や局部座屈発生後の挙動）の解明やその評価手法を確立しておく必要がある。

- 鋼構造建築物の地震後の損傷検知手法の検討

鋼構造建築物では、構造躯体が内外装材に覆われているために、大地震後の被害を容易に確認できない。そのため、建物の梁端破断の可能性やその部位等を即座に推定する手法が必要となる。



建研の指定課題「過大入力地震に対する鋼構造建築物の終局状態の評価手法と損傷検知に関する研究（H28～H30）」を実施した。

講演内容

・巨大地震に対する建築物の終局状態の解明と評価法の検討

(1) 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討

- 1) 梁端部破断までの限界繰り返し性能に関する載荷実験
- 2) 振動台実験による梁端部疲労性能評価式の検証

(2) 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討

- 1) エネルギー法告示の計算への適用
- 2) 試設計建物による検討例

・鋼構造建築物の地震後の損傷検知手法の検討

(3) 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討

- 1) 地震後の鉄骨造建築物の梁端部の損傷評価法
- 2) 加速度記録の積分方法と振動台実験による検討

(1) 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討

1) 梁端部破断までの限界繰り返し性能に関する載荷実験

鉄骨造梁端部が破断するまでの塑性変形性能に関する多数回繰返し載荷実験と限界性能曲線の検討

① 梁端部の多数回繰り返し載荷実験

a) 基本性状把握のための実験 (28年度)

梁端部の限界繰り返し性能に関する基本性状を把握するため、柱を極厚H形鋼治具とした状態での梁端部の多数回繰り返し載荷実験を実施

b) 柱を角形鋼管とした梁端接合部の実験 (29年度)

柱を実際の角形鋼管とした梁端接合部 (通しダイアフラム形式) の多数回繰り返し載荷実験を実施

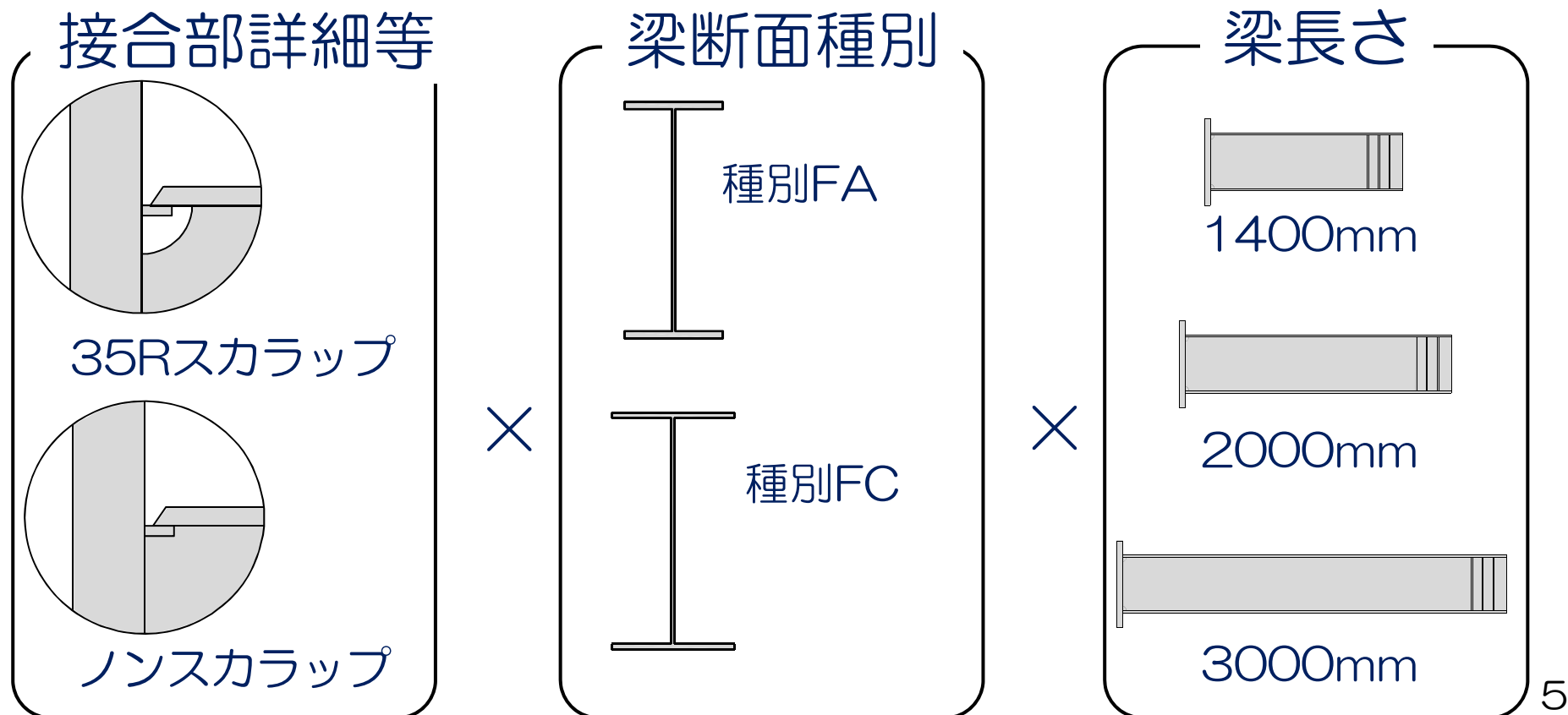
c) 床スラブが取り付いた梁端接合部の実験 (30年度)

床スラブの影響について検証実験を実施

① 梁端部の多数回繰り返し载荷実験

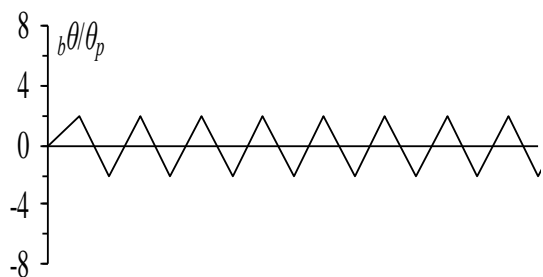
a) 基本性状把握のための実験（パラメータ）

梁端接合部の基本的な限界性能曲線を得ることを目的とし、柱を極厚H形鋼治具として、梁接合部詳細、断面種別、梁長さ及び载荷履歴をパラメーターとした実験を行う。

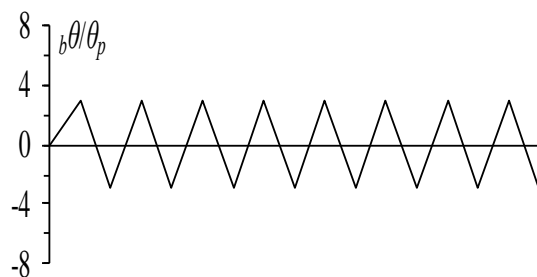


a) 基本性状把握のための実験（載荷履歴）

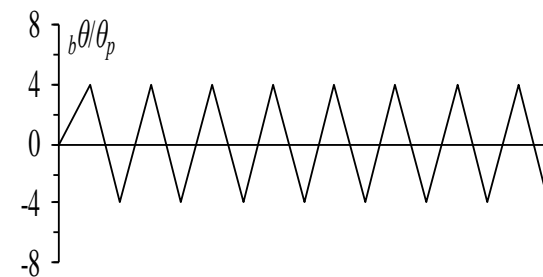
一定変位振幅繰返し載荷



$2\theta_p$ 一定変位振幅

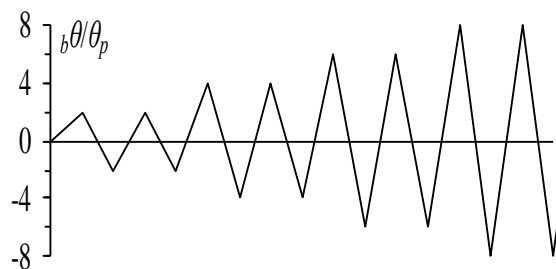


$3\theta_p$ 一定変位振幅



$4\theta_p$ 一定変位振幅

漸増変位振幅繰返し載荷

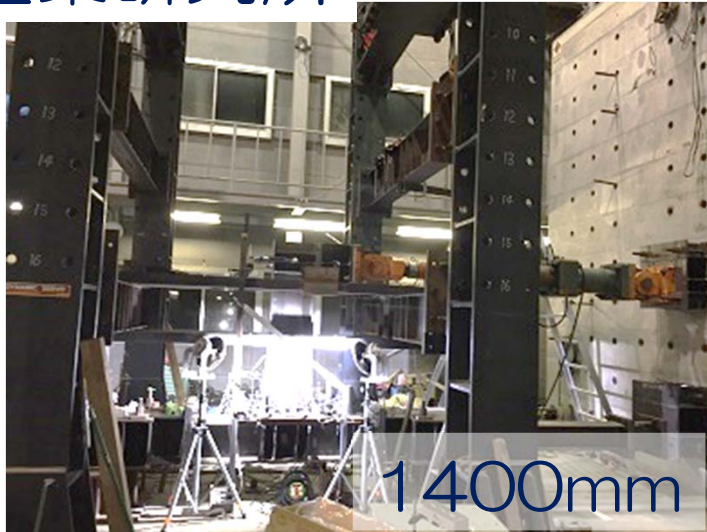


θ_p は梁の全塑性耐力に対する
弾性変形角

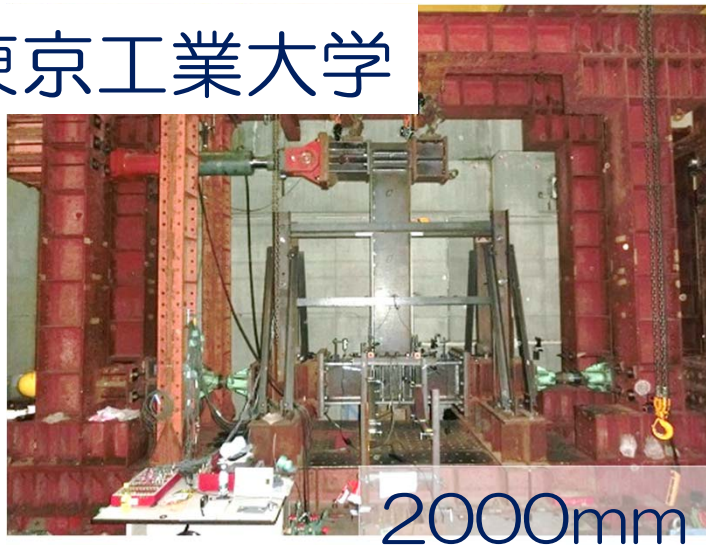
梁端接合部の破断または局部座屈による耐力低下までの限界繰返し性能曲線を得るため、3種類の振幅の一定振幅載荷と漸増振幅載荷を行う。

a) 基本性状把握のための実験（載荷方法）

建築研究所



東京工業大学



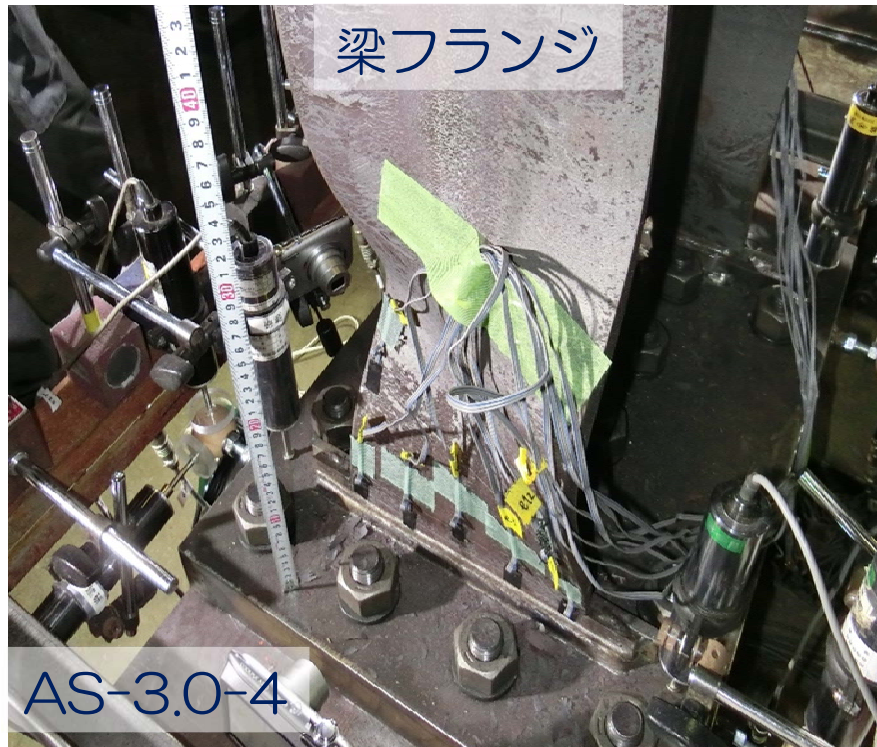
建築研究所（短スパンと長スパン）
と東京工業大学（標準スパン）で
分担して実験を実施。

a) 基本性状把握のための実験（試験体一覧）

梁接合部詳細、断面種別、梁長さ及び载荷履歴をパラメーターとして合計28体の試験体の実験を行う。

試験体	スカラップ	鋼種	梁断面	梁長さ (mm)	载荷履歴	δK (kN・m)	δM_p (kN・m)	θ_p (rad)		
AS-1.4-2	あり (R35)	SS400	BH-400×200×9×12 (フランジ:FA, ウェブ:FA)	1400	$2\theta_p$ 一定変位振幅	74680	351	0.0047		
AS-1.4-3					$3\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-1.4-4					$4\theta_p$ 一定変位振幅					
AS-2.0-2				$2\theta_p$ 一定変位振幅	58407	351	0.0060			
AS-2.0-3				$3\theta_p$ 一定変位振幅						
AS-2.0-4				$4\theta_p$ 一定変位振幅						
AS-2.0-I						漸増変位振幅				
AS-3.0-2			3000	$2\theta_p$ 一定変位振幅	41538	351	0.0084			
AS-3.0-3				$3\theta_p$ 一定変位振幅						
AS-3.0-4				$4\theta_p$ 一定変位振幅						
CS-2.0-2			なし	SN400B	BH-400×250×6×9 (フランジ:FC, ウェブ:FB)	2000	$2\theta_p$ 一定変位振幅	50776	288	0.0057
CS-2.0-3							$3\theta_p$ 一定変位振幅			
CS-2.0-4							$4\theta_p$ 一定変位振幅			
CS-2.0-I							漸増変位振幅			
AN-1.4-2	なし	SN400B				BH-400×200×9×12 (フランジ:FA, ウェブ:FA)	1400	$2\theta_p$ 一定変位振幅	77649	362
AN-1.4-3			$3\theta_p$ 一定変位振幅							
AN-1.4-4			$4\theta_p$ 一定変位振幅							
AN-2.0-2			2000	$2\theta_p$ 一定変位振幅	60621		362	0.0060		
AN-2.0-3				$3\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-2.0-4				$4\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-2.0-I							漸増変位振幅			
AN-3.0-2			3000	$2\theta_p$ 一定変位振幅	43064	362	0.0084			
AN-3.0-3				$3\theta_p$ 一定変位振幅						
AN-3.0-4				$4\theta_p$ 一定変位振幅						
CN-2.0-2			なし	SN400B	BH-400×250×6×9 (フランジ:FC, ウェブ:FB)	2000	$2\theta_p$ 一定変位振幅	53309	342	0.0064
CN-2.0-3							$3\theta_p$ 一定変位振幅			
CN-2.0-4	$4\theta_p$ 一定変位振幅									
CN-2.0-I							漸増変位振幅			

a) 基本性状把握のための実験（実験結果：基本的な破壊モード）



局部座屈発生

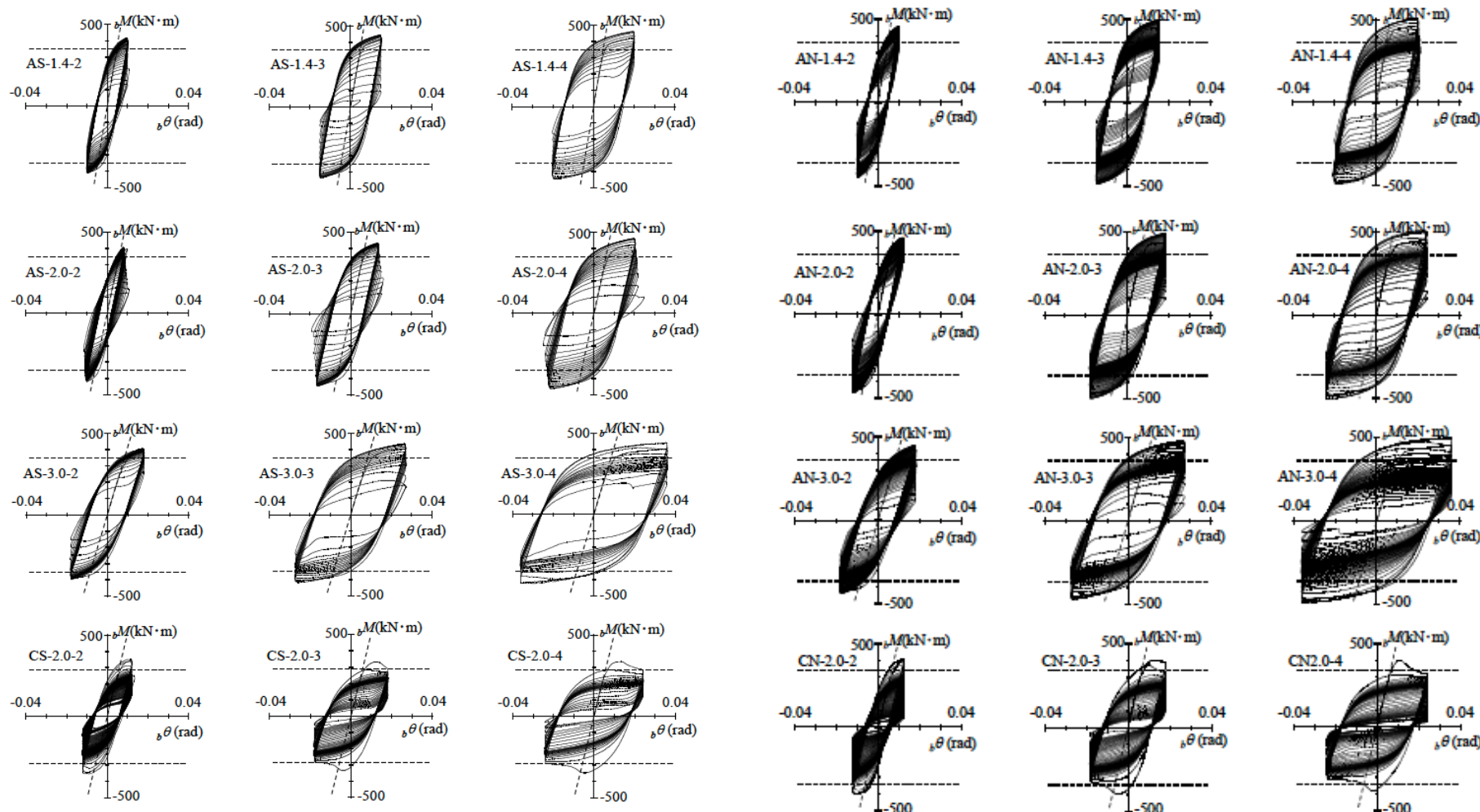
亀裂を起点に破断

局部座屈発生した後に、亀裂が発生し、それを起点に破断した。

a) 基本性状把握のための実験（実験結果：荷重-変形関係）

荷重-変形関係（スカルップ有）

荷重-変形関係（ノンスカルップ）



一定振幅で、50%の耐力低下かフランジの全断面破断まで载荷して、基本的な破壊性状と限界繰り返し回数を明らかにした。

b) 柱を角形鋼管とした梁端接合部の実験（パラメータ）

柱を実際の角形鋼管とした梁端接合部（通しダイアフラム形式）の多数回繰り返し載荷実験

実験パラメータ

梁の幅厚比、柱断面、スカラップの有無、載荷履歴（一定振幅（ $2\theta_p$ 、 $3\theta_p$ 、 $4\theta_p$ ））をパラメータとし、合計8体の梁端部の実験を実施。

載荷方法



試験体一覧

Specimen	Beam Section & width-to-thickness	Column Section	Steel Type	Weld Access Hole
AS12-2-2	BH-400×200 ×9×12 (Flange : FA、Web : FA)	□-300×12	SS400,STKR400	35R
AS12-2-4				
AS9-2-2		□-300×9	SN400B,BCR295	
AS9-2-4				
AN9-2-2	BH-400×250 ×6×9 (Flange:FC, Web:FB)	SS400,STKR400	NO	
AN9-2-4				
CS9-2-2	BH-400×250 ×6×9 (Flange:FC, Web:FB)	SS400,STKR400	35R	
CS9-2-3				

b) 柱を角形鋼管とした梁端接合部の実験（実験結果）

破断までの繰り返し回数

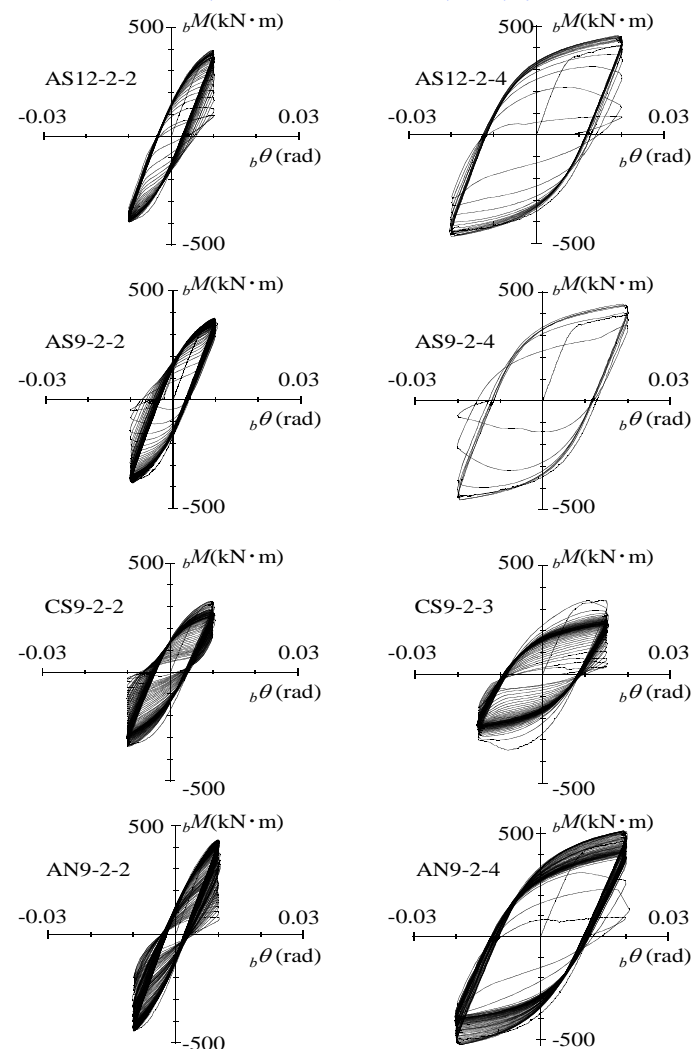
Specimen	Nd	Nc	Nf	Fracture Side	NI	Position of Fracture
AS12-2-2	1	22	44	+	-	Welding Joint Near the Hole
AS12-2-4	2	13	18	+	16	Welding Joint Near the Hole
AS9-2-2	5	72	92	-	-	Welding Joint Near the Hole
AS9-2-4	1	4	7	-	5	Welding Joint Near the Hole
AN9-2-2	92	155	256	+	-	End of Welding Line
AN9-2-4	36	55	77	+	10	End of Welding Line
CS9-2-2	45	53	82	-	3	Welding Joint Near the Hole
CS9-2-3	17	29	74	+	1	Welding Joint Near the Hole

Nd : 亀裂確認、 Nc : 亀裂貫通、 Nf : 破断、 NI : 面外変形発生

最終破壊状況



荷重-変形関係



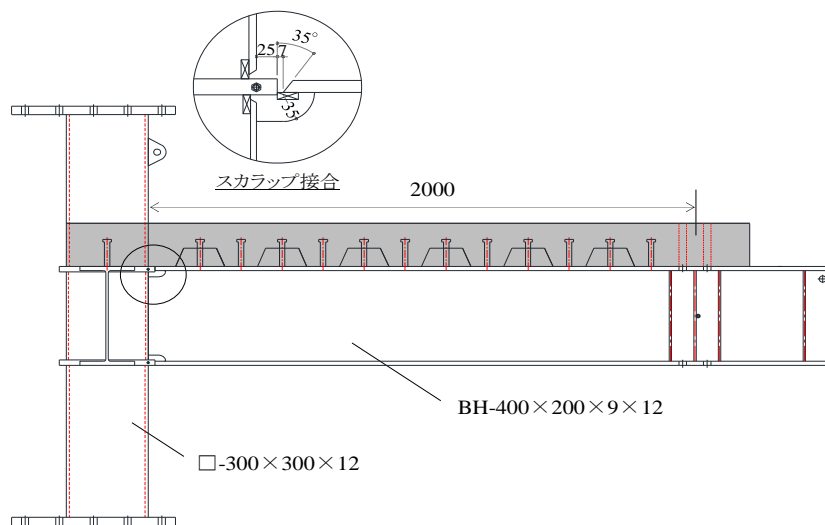
実際の接合形式での破壊性状と限界繰り返し回数を明らかにした。

c) 床スラブが取り付けいた梁端接合部の実験（実験パラメータ）

床スラブの取り付けいた梁端接合部の多数回繰り返し载荷実験

実験パラメータ

スカラップの有無、载荷履歴（一定振幅（ $2\theta_p$ 、 $4\theta_p$ ））をパラメータとし、合計4体の梁端部の実験を実施。



試験体形状

試験体一覧

Specimen	Cross section		Steel type		Weld access hole	Beam length (mm)	Shear span ratio	Loading history	
	Beam	Column	Beam	column					
AS12S-2	BH-400×200×9×12	□-300×12	SS400	STKR400	35R	2000	5.0	$2\theta_p$	Total
AS12S-4								$4\theta_p$	
AN12S-2	(Flange:FA,Web:FA)		SN400	BCR295	No			$2\theta_p$	
AN12S-4								$4\theta_p$	
									4Specimen

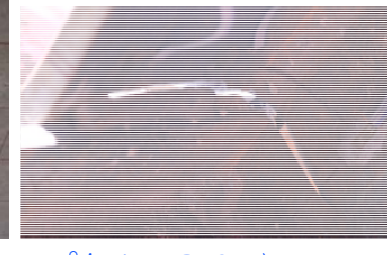
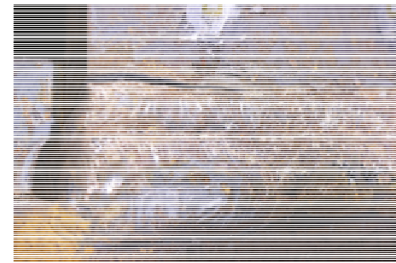
载荷状況



c) 床スラブが取り付けいた梁端接合部の実験（実験結果：亀裂、破断、座屈、スラブひび割れの状況）



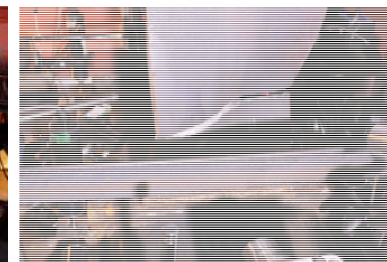
AS12S-2 (スカラップあり, $2\theta_p$)



AN12S-2(スカラップなし, $2\theta_p$)

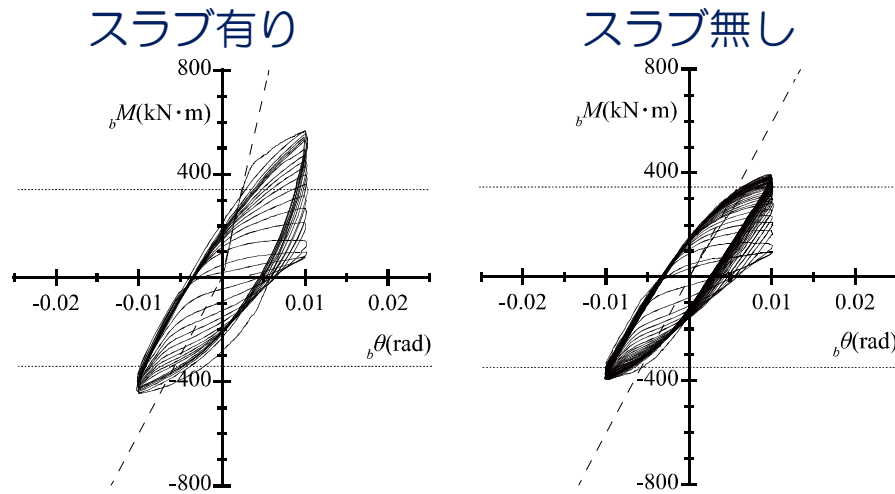


AS12S-4 (スカラップあり, $4\theta_p$)

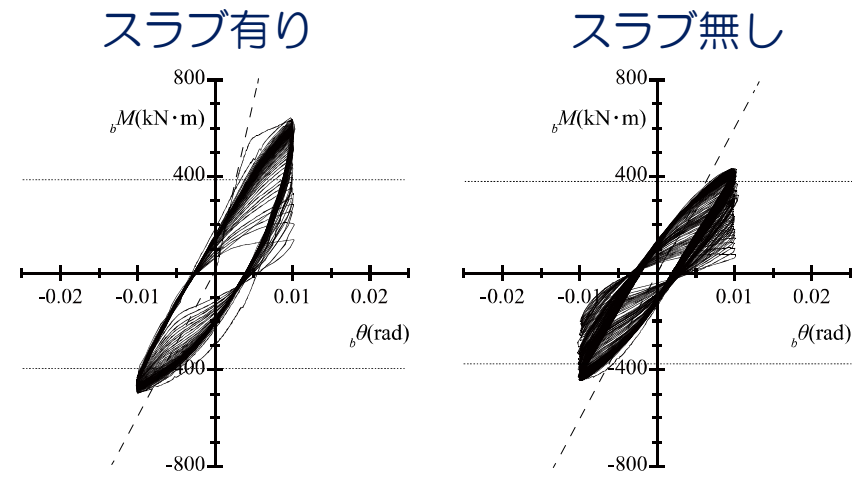


AN12S-4(スカラップなし, $4\theta_p$)

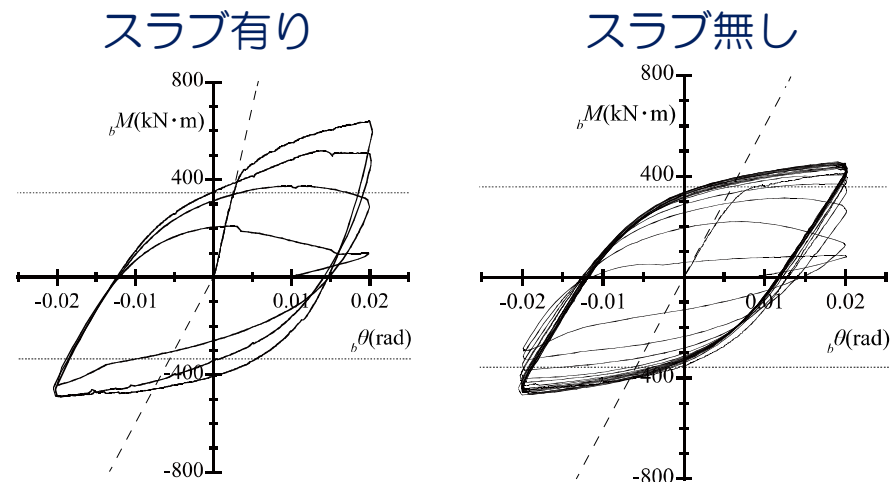
c) 床スラブが取り付けいた梁端接合部の実験（スラブ無しの場合の荷重-変形関係との比較）



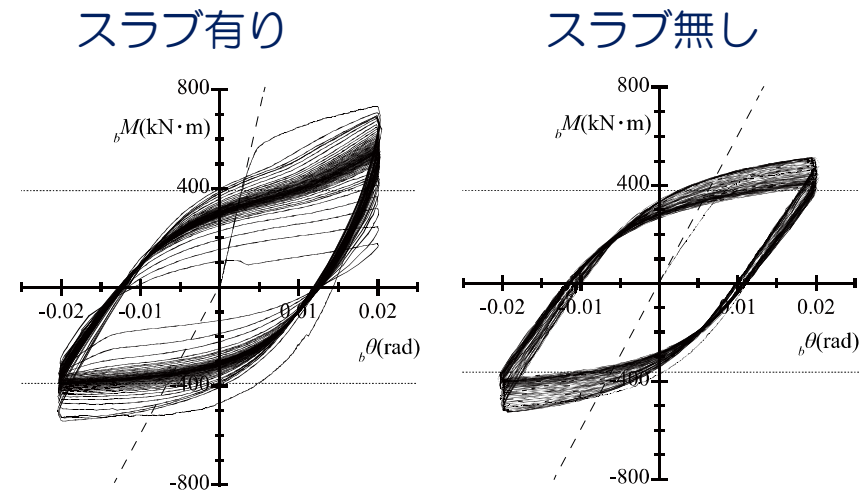
AS12S-2 (スカラップ, $2\theta_p$)



AN12S-2 (ノンスカラップ, $2\theta_p$)



AS12S-4 (スカラップ, $4\theta_p$)

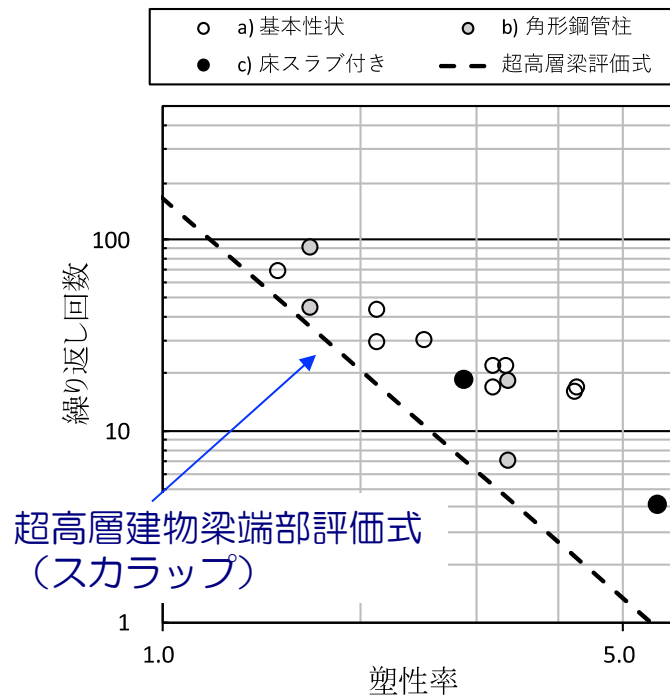


AN12S-4 (ノンスカラップ, $4\theta_p$)

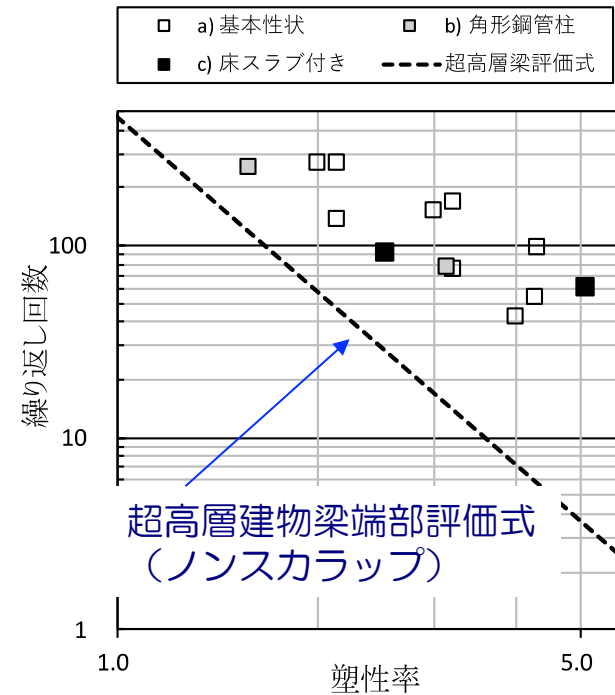
② 既往の疲労性能評価式との比較

3年間で実施した梁端部の多数回繰返し載荷実験の結果と既往の超高層鉄骨造建築物の梁端部疲労性能評価式との比較

スカラップ梁



ノンスカラップ梁



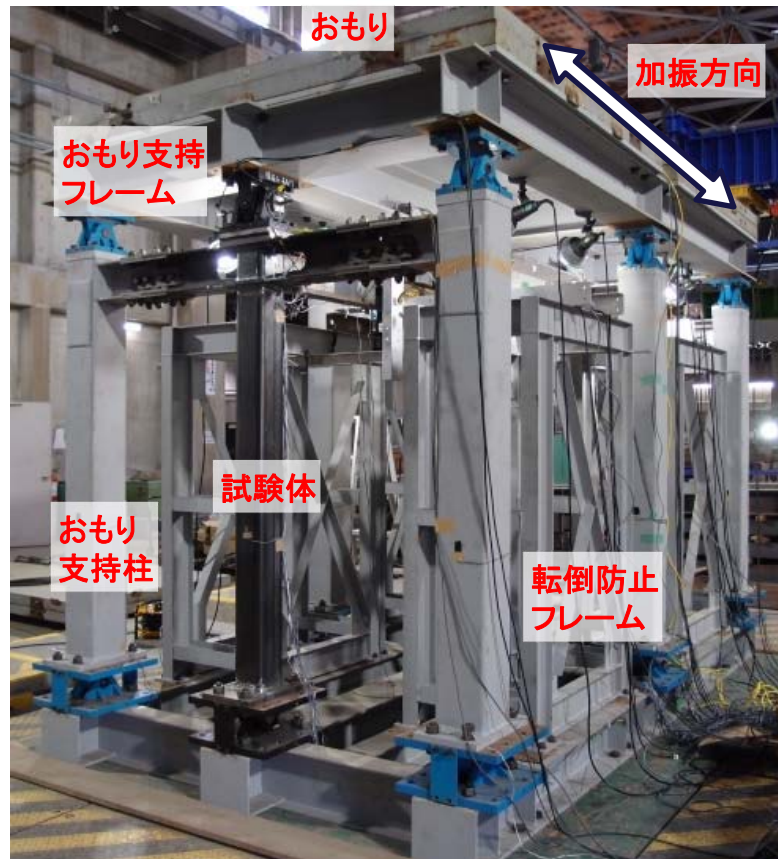
- 実験結果は、既往の超高層建物の梁端の設計用評価式を上回る性能であり、既往の超高層建物の梁端部の設計用疲労性能評価式によって安全側で評価できる。(スラブ付き梁は、スラブの剛性を考慮した塑性率で評価することによって、スラブ無しの場合と同様に評価可能)

2) 振動台実験による梁端部疲労性能評価式の検証

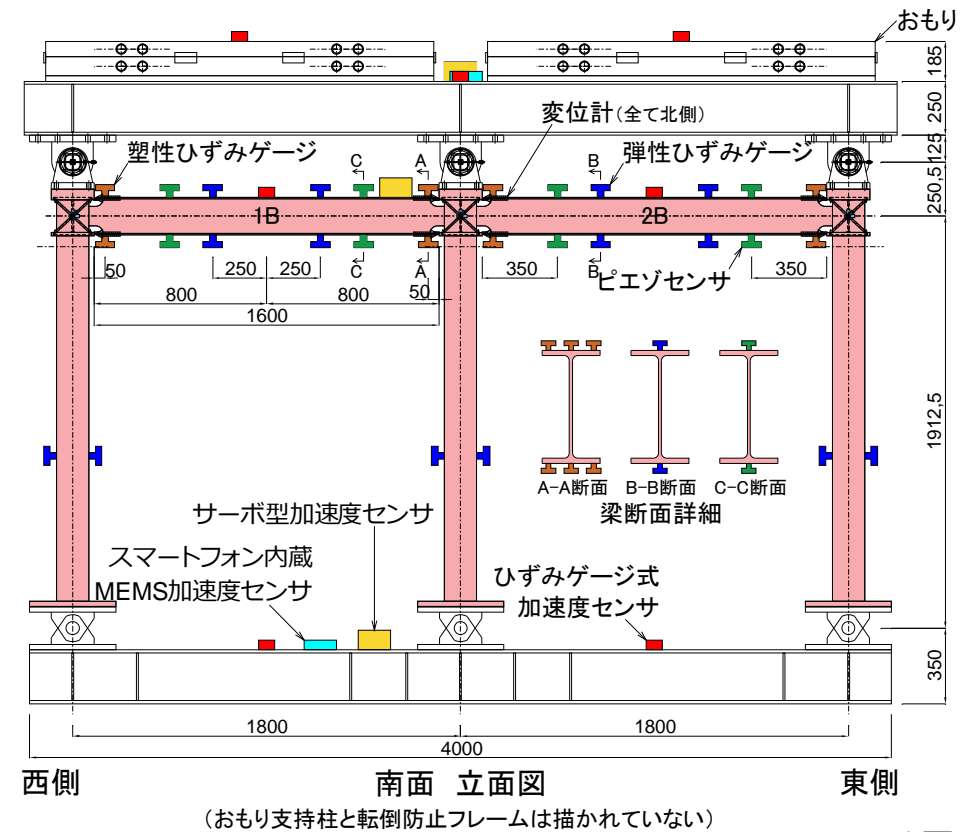
一定振幅の静的な载荷実験から得られた疲労性能評価式について、地震動による動的な応答下における有効性を検証するために、2スパン鉄骨造骨組試験体の振動台実験を実施。

①試験体及び実験概要

加振装置の概要



試験体と計測機器の設置状況

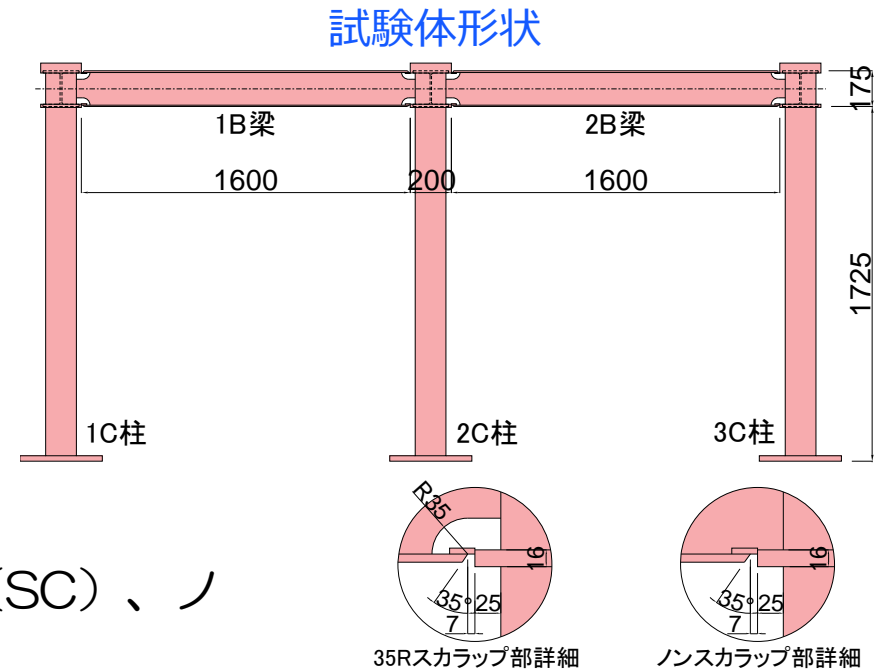


試験体の概要

2スパン柱梁接合部試験体 4体

試験体形状

梁：H-175x90x5x8(SN400B)
 柱：□-150x150x12(STKR400)
 接合部：通しダイアフラム形式



実験パラメータ

梁端接合部ディテール（35Rスカラップ（SC）、ノンスカラップ（NSC））
 入力地震波（直下型地震（KOBE）、長継続時間地震（THU））

試験体耐力の計算値

梁の全塑性耐力の計算値 bM_p (kN・m)	柱の全塑性耐力の計算値 cM_p (kN・m)	全ての梁端が bM_p に達するときの層せん断力 Q_p (kN)	Q_p に対する弾性層間変形角 R_p (rad)	おもり重量 フレーム等含む W_t (kN)	ベースシャー係数 Q_p/W_t
41.1	130.8	76.0	0.0140	132.7	0.573

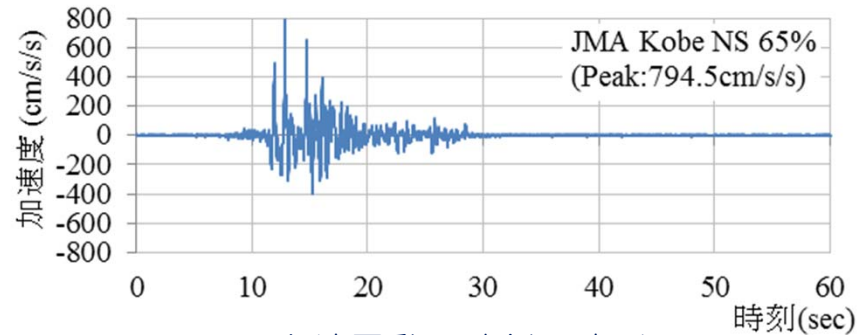
試験体の固有周期と減衰

固有周期：0.36~0.38秒、減衰：2.4%~4.5%

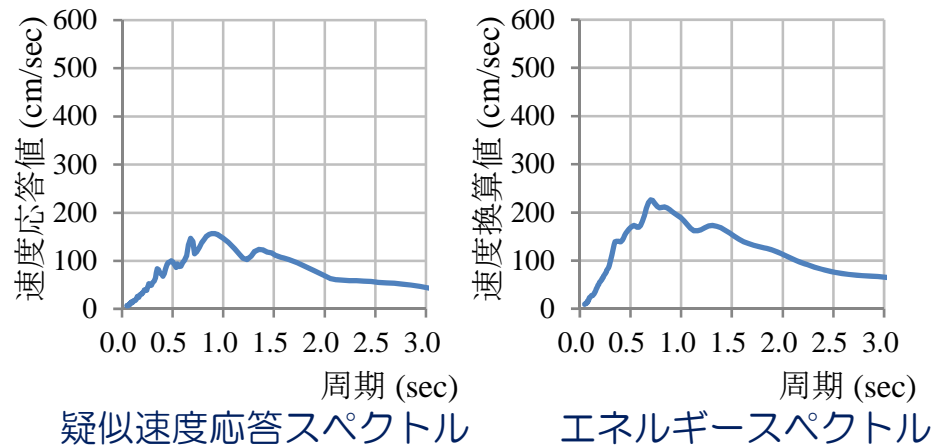
入力地震動の設定

JMA Kobe NS

- 1995年兵庫県南部地震で観測された直下型の地震動

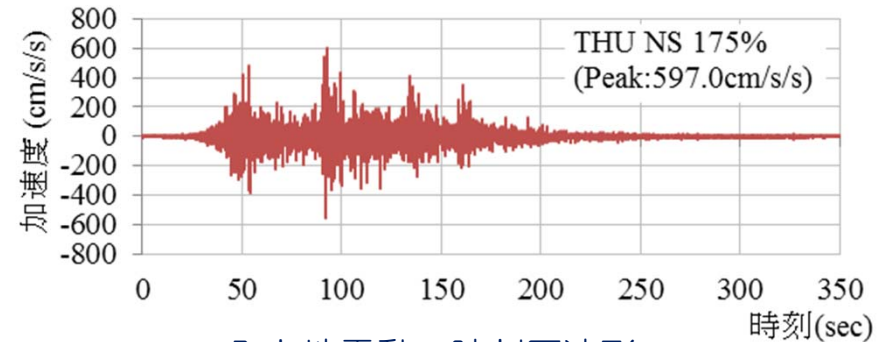


入力地震動の時刻歴波形

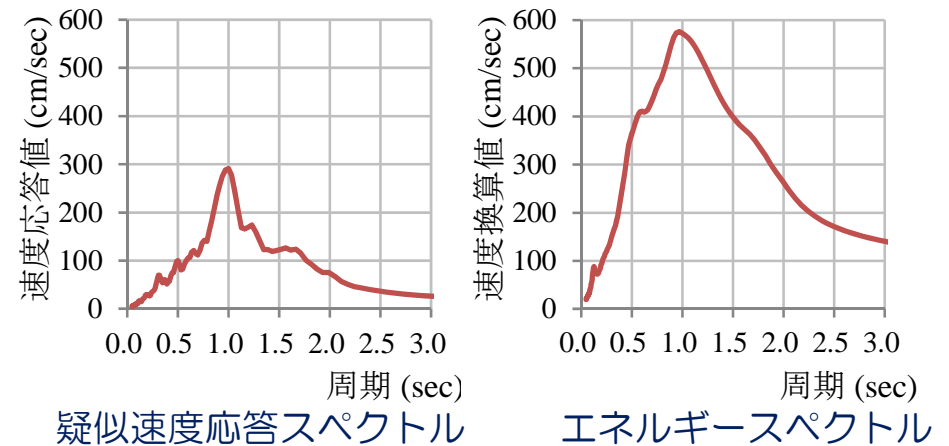


THU NS

- 2011年東北地方太平洋沖地震において観測された長継続時間の地震動



入力地震動の時刻歴波形



THU NSは主要な地震動継続時間が150秒以上であり、エネルギースペクトルもかなり大きい

加振フロー・スケジュール

■加振フロー

<SC-KOBEの場合>

M1：無加振状態（常時微動）

R1：ランダム波入力

Kobe005：地震動（Kobe）
5%入力（予備加振）

M2：無加振状態（常時微動）

R2：ランダム波入力

Kobe065-1：地震動（Kobe）
65%入力（1回目）

繰り返し

M7：無加振状態（常時微動）

R7：ランダム波入力

Kobe065-6：地震動（Kobe）
65%入力（6回目）

M8：無加振状態（常時微動）

- ①常時微動
- ②ランダム波入力
- ③地震動入力
で1セット

梁端破断により不安定状態に至るか
水平変位が加振装置の限界に達するまで繰り返し

■各試験体の加振スケジュール

試験体名	SC-KOBE	SC-THU	NSC-KOBE	NSC-THU
入力地震波	JMA Kobe NS	THU NS	JMA Kobe NS	THU NS
予備加振	5%	10%	5%	10%
1回目	65%	175%	65%	175%
2回目	65%	175%	65%	175%
3回目	65%	175%	65%	175%
4回目	65%	-	65%	175%
5回目	65%	-	65%	200%
6回目	65%	-	65%	200%
7回目	-	-	65%	200%
8回目	-	-	65%	225%
9回目	-	-	65%	225%
10回目	-	-	65%	225%
11回目	-	-	65%	225%
12回目	-	-	65%	-
13回目	-	-	65%	-
14回目	-	-	65%	-
15回目	-	-	65%	-

倍率

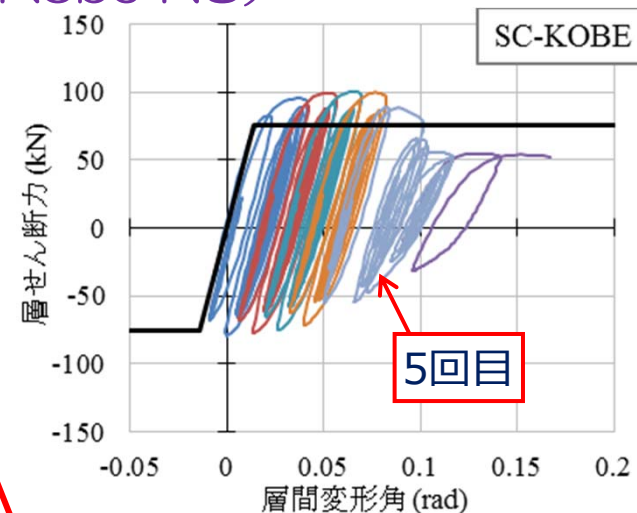
実験途中
にて倍率を
変更

②実験結果

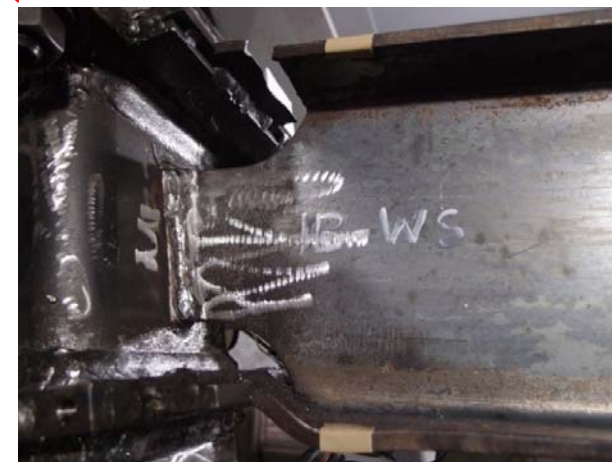
実験経過 SC-KOBE (スカラップあり、JMA Kobe NS)

損傷の経過

最大層間変形角 (rad)		1/50未満	1/50以上 1/30未満	1/30以上 1/20未満	1/20以上 1/15未満	1/15以上 1/10未満	1/10以上
[塑性率]		[~1.42]	[1.42~2.37]	[2.37~3.56]	[3.56~4.75]	[4.75~7.12]	[7.12~]
1B西	局部座屈の状況	-	-	なし	軽微な面外変形	局部座屈(小)	局部座屈(中)
	亀裂や破断の状況	-	-	なし	スカラップ底のシワ	スカラップ底亀裂~亀裂貫通	フランジ全断面破断
1B東	局部座屈の状況	-	-	なし	軽微な面外変形	局部座屈(小)	局部座屈(大)
	亀裂や破断の状況	-	-	なし	なし	なし	スカラップ底のシワ~亀裂貫通
2B西	局部座屈の状況	-	-	なし	軽微な面外変形	軽微な面外変形~局部座屈(小)	局部座屈(中)~(大)
	亀裂や破断の状況	-	-	なし	スカラップ底のシワ	スカラップ底亀裂~亀裂拡大	フランジ全断面破断
2B東	局部座屈の状況	-	-	なし	軽微な面外変形	局部座屈(小)	局部座屈(中)
	亀裂や破断の状況	-	-	なし	スカラップ底のシワ	スカラップ底亀裂~亀裂拡大	フランジ全断面破断
加振回		-	-	1	2	3~4	5~6



層せん断力 - 層間変形角関係



損傷状況 (1B西)

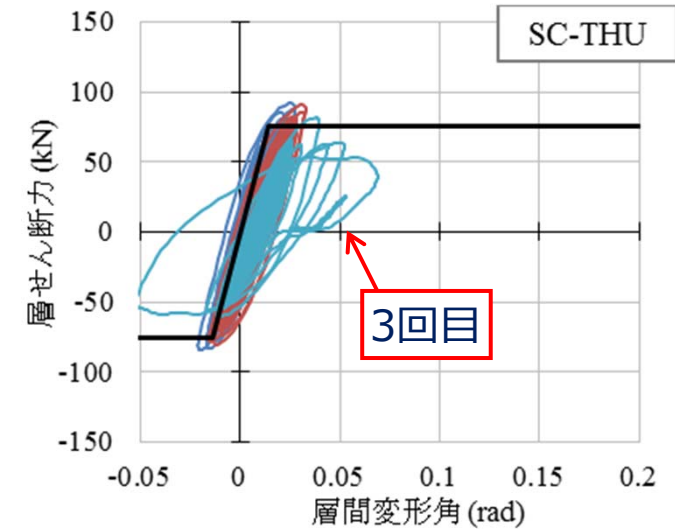
5回目の加振で梁端3ヶ所の片側フランジが破断し耐力低下し、6回目で載荷フレームに接触。

21

実験経過 SC-THU (スカラップあり、THU NS)

損傷の経過

最大層間変形角 (rad) [塑性率]		1/50未満 [~1.42]	1/50以上 1/30未満 [1.42~2.37]	1/30以上 1/20未満 [2.37~3.56]	1/20以上 1/15未満 [3.56~4.75]	1/15以上 1/10未満 [4.75~7.12]	1/10以上 [7.12~]
1B西	局部座屈の状況	-	なし	なし	-	なし	
	亀裂や破断の状況	-	スカラップ底亀裂	スカラップ底亀裂貫通、フランジ全断面破断	-	フランジ全断面破断	
1B東	局部座屈の状況	-	なし	なし	-	局部座屈(中)	
	亀裂や破断の状況	-	なし	スカラップ底亀裂	-	スカラップ底亀裂拡大	
2B西	局部座屈の状況	-	なし	なし	-	軽微な面外変形	
	亀裂や破断の状況	-	なし	スカラップ底亀裂	-	スカラップ底亀裂拡大	
2B東	局部座屈の状況	-	なし	なし	-	なし	
	亀裂や破断の状況	-	スカラップ底亀裂	スカラップ底亀裂貫通	-	フランジ全断面破断	
加振回		-	1	2	-	3	



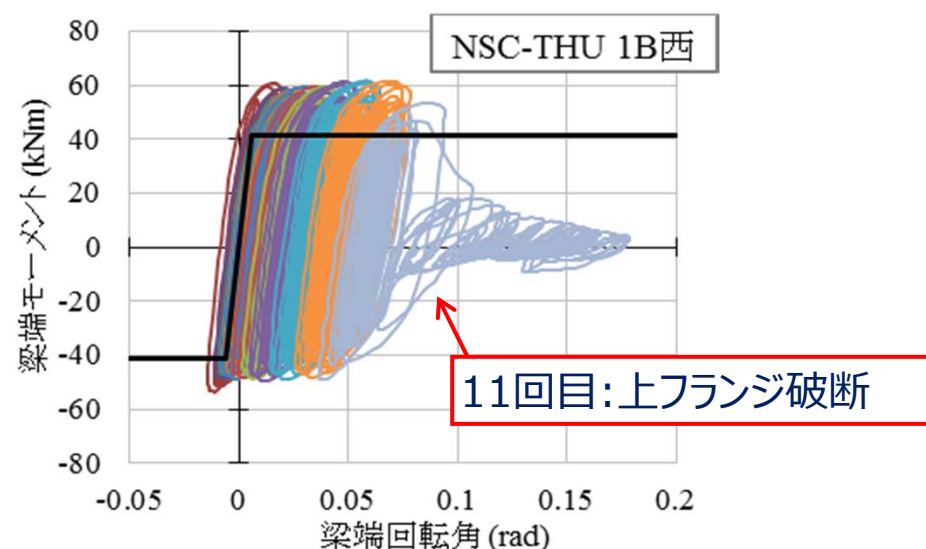
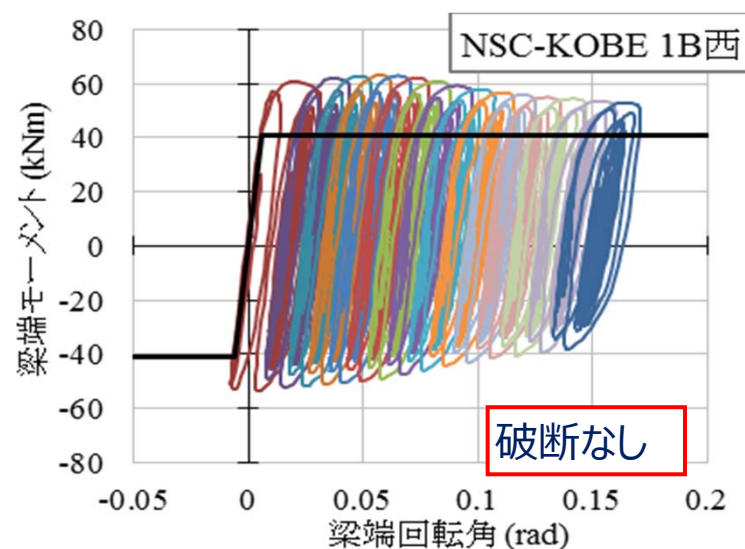
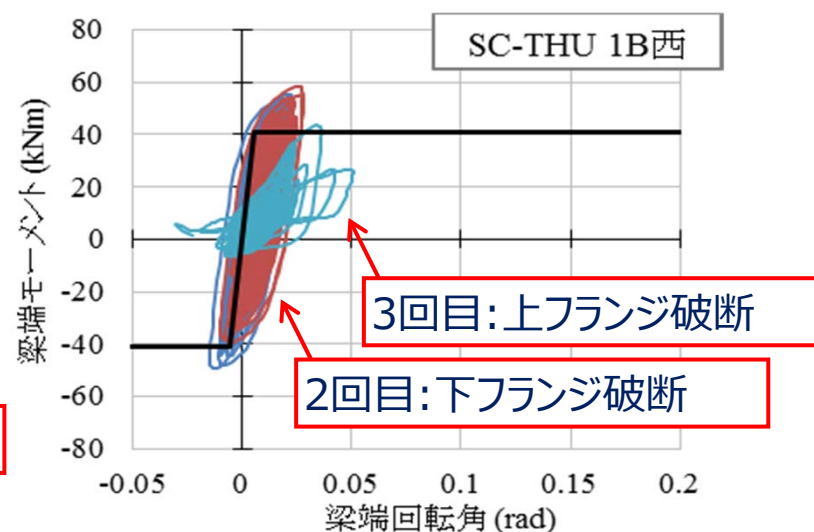
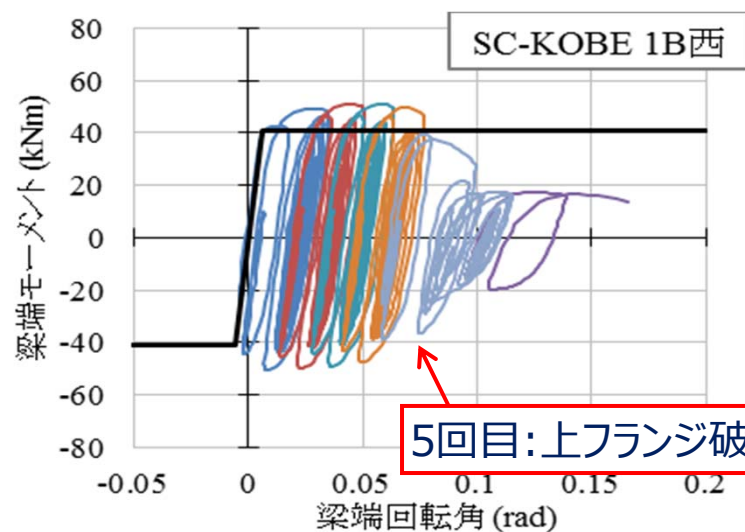
層せん断力 - 層間変形角関係



損傷状況 (1B西)

2、3回目の加振で上下フランジが破断し耐力低下、ウェブも破断し不安定状態に。

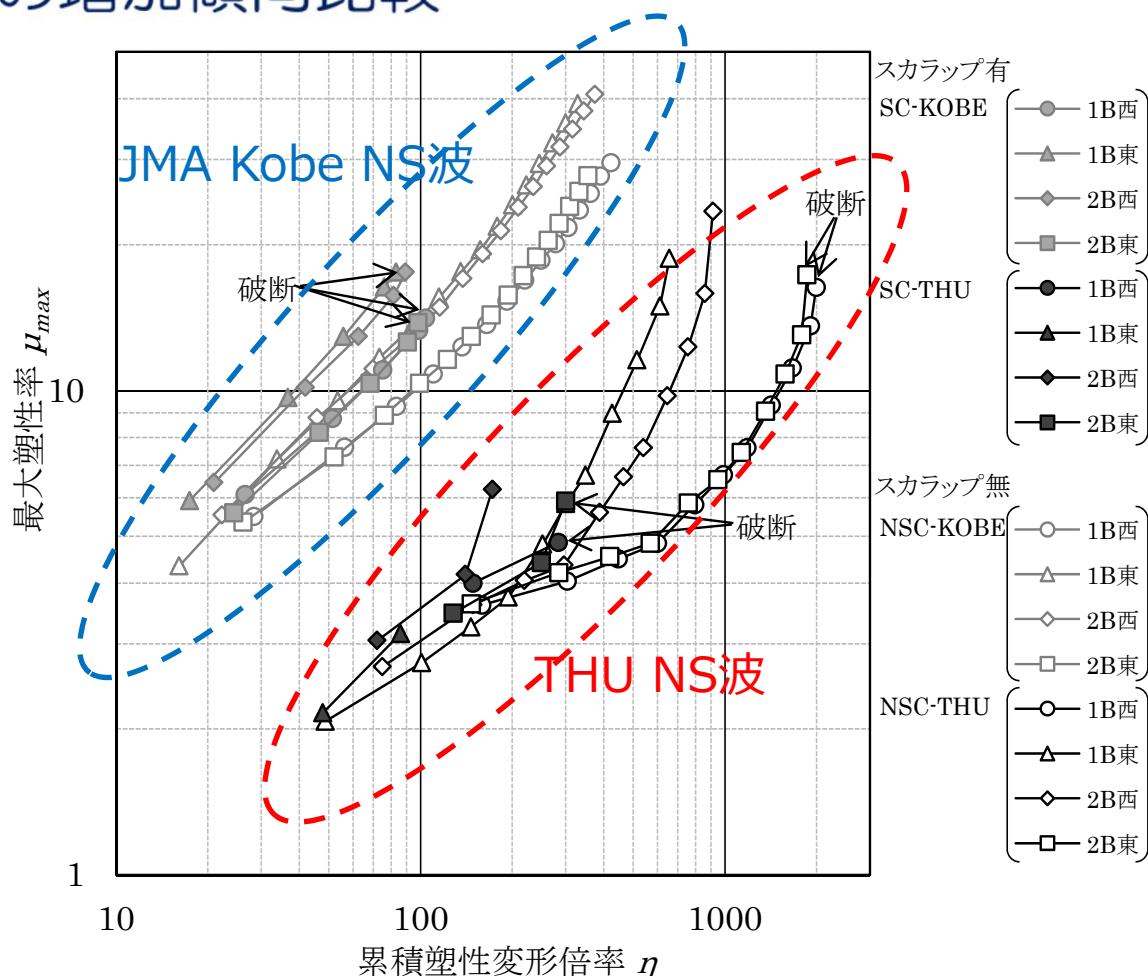
梁端モーメントー梁端回転角関係（1B西梁）



SC-THUが最も小さな回転角で梁端破断が生じ、NSC-KOBEは破断しなかった。地震動特性と梁ディテールにより破断までの性能に大きな相違がある。

梁端部の最大塑性率と累積塑性変形倍率の関係

各試験体の梁端の最大塑性率 μ_{max} と累積塑性変形倍率 η の加振毎の増加傾向比較



最大塑性率 μ_{max}

$$\mu_{max} = \theta_{max} / \theta_p$$

θ_{max} : 各加振回の梁端最大回転角

θ_p : 全塑性耐力に対する弾性回転角

累積塑性変形倍率 η

$$\eta = W_p / (M_p \cdot \theta_p)$$

W_p : 各加振回までの履歴吸収エネルギー

M_p : 梁の全塑性モーメント

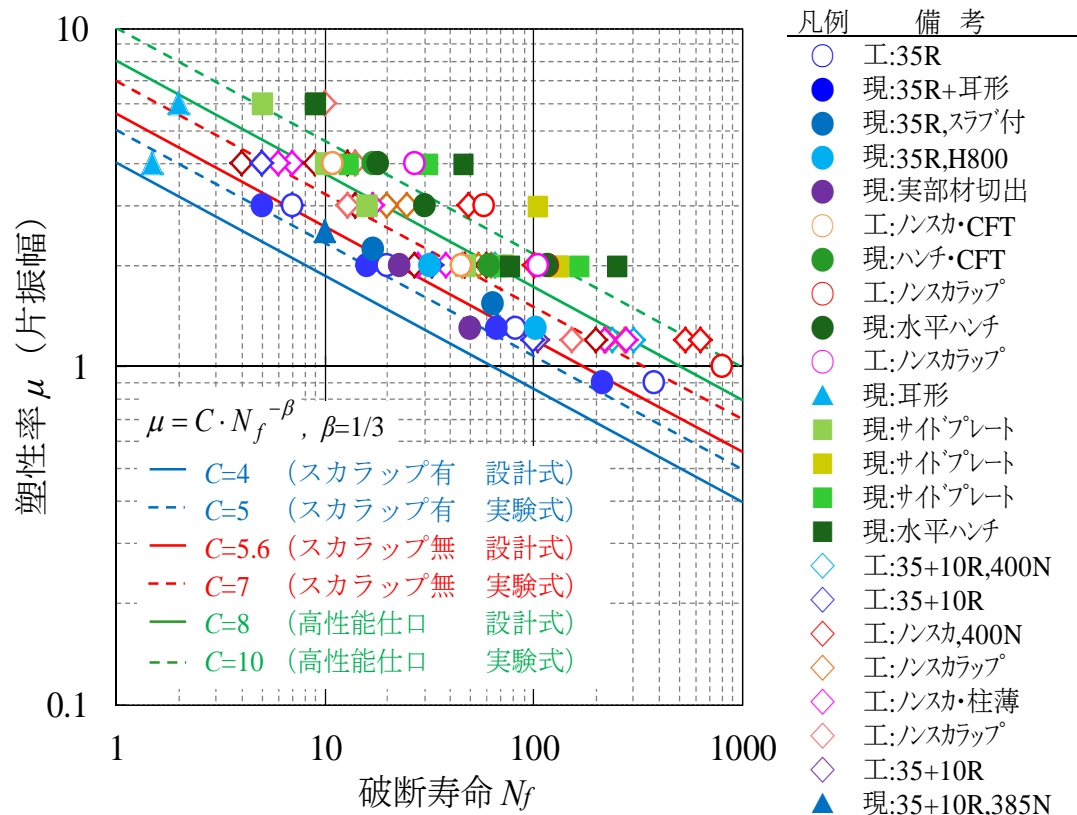
θ_p : 全塑性耐力に対する弾性回転角

• 直下型のKobe波を入力した試験体は最大塑性率の増加が顕著、長継続時間のTHU波は最大塑性率に比べて累積塑性変形倍率の増加が顕著。

• 地震動特性により、損傷の傾向や値が大きく異なるため、統一的な保有性能の限界値の設定が難しいと考えられる。

③疲労性能評価式の検証

超高層鉄骨造建築物等の梁端部の繰り返し载荷実験のプロットとそれに基づいて提示された評価式が、地震動による動的な応答下で有効性かを明らかにするため、振動台実験の試験体の各梁端部の破断までの時刻歴から、疲労性能評価式の係数を計算し、梁端部の繰り返し载荷実験のプロットと比較する。

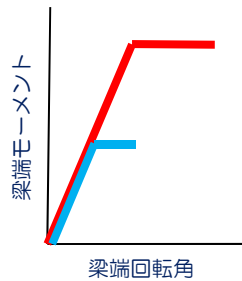


評価方法

以下の手順で、振動台実験の梁端応答時刻歴について、Rainflow法の適用とMiner則を仮定して、下記の疲労性能曲線式を適用して係数Cを計算する。



本研究での疲労性能曲線式



塑性率で疲労性能を評価する場合、左図のとおり強度の影響で、同一の塑性率でも塑性変形量が異なるため、ここでは、比較対象となる静的実験の梁フランジの材料強度（338N/mm²）で基準化した下記の疲労性能曲線式で振動台実験の梁端部のC値を計算する。

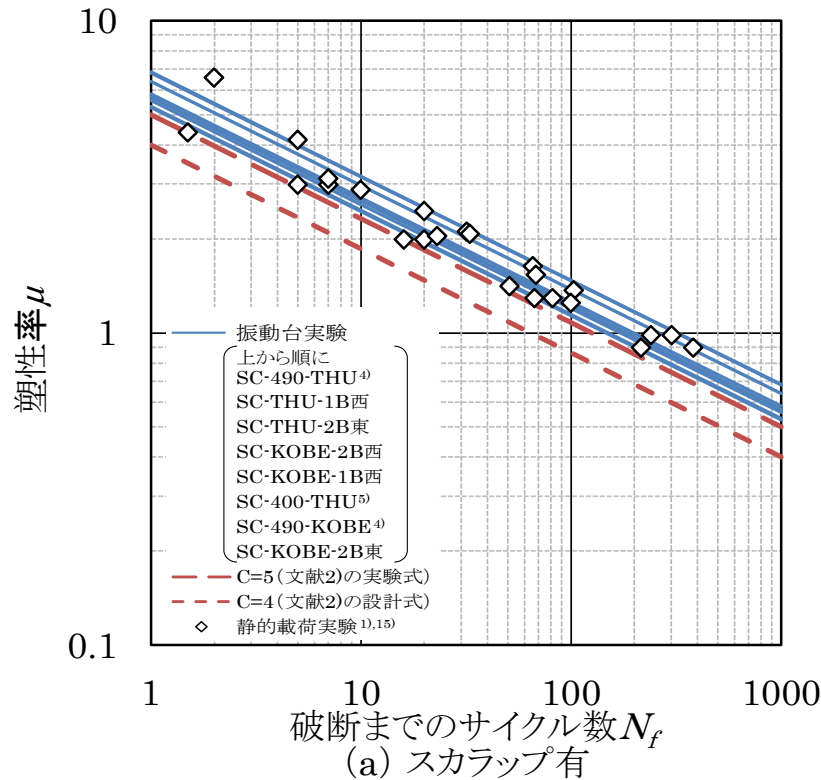
$$\mu = \frac{338}{\sigma_y} \cdot C \cdot N_f^{-\beta}$$

σ_y : 振動台実験の梁材料強度
 β : 1/3

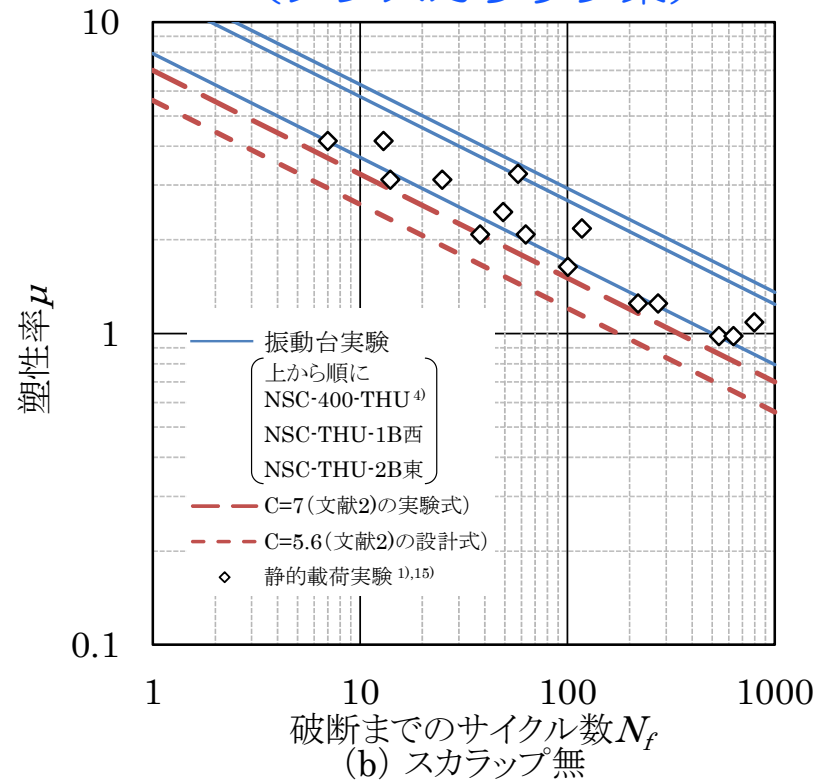
同一の塑性率 ($\mu=2$) でも降伏耐力が違
うと塑性化部分の振
幅が異なる

振動台実験の破断までの疲労曲線と既往の静的载荷実験のプロットの比較

(スカラップ梁)



(ノンスカラップ梁)



- 振動台実験から得られる疲労曲線は、スカラップ梁では静的载荷実験のプロットと良い対応を示し、ノンスカラップ梁はスカラップ梁に比べてバラつきがやや大きいですが、静的実験のプロットとは対応している。
- 通しダイアフラム形式の梁端部についても、既往の超高層S造梁の疲労性能評価式が適用可能と考えられる。
- 疲労曲線式を用いることで、地震動特性によらず評価が可能と考えられる。

(2) 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討

1) エネルギー法告示の計算への適用

目的

地震応答解析を行わずに、梁端部の疲労性能曲線式を用いて建物の耐震安全性を評価する方法について、エネルギー法告示の計算への適用を検討する。

提案する方法の特徴

- (1) 層の保有性能の算定に、**梁端の疲労曲線式**を使用可能（従来は局部座屈性能に基づく方法）
- (2) エネルギースペクトルが大きい**長継続時間地震**にも適用可能
- (3) 梁端接合部が破断した後の**層の耐力劣化域**を考慮

a) 梁端部疲労性能評価式に基づく層の変形限界の設定

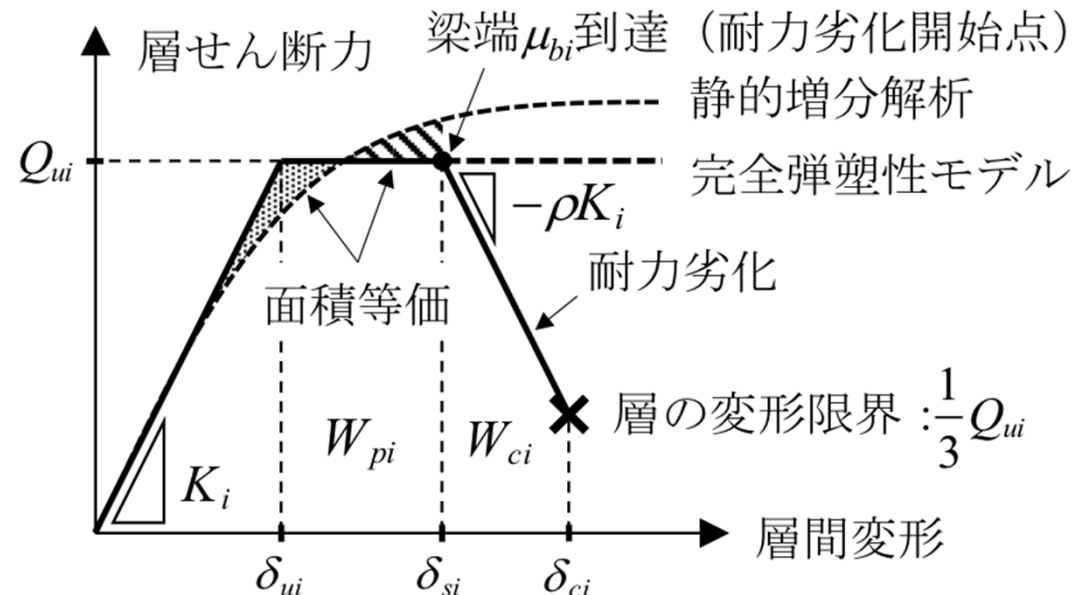
各層の耐力劣化開始点（変形限界）は、静的増分解析で当該層(i層)のいずれかの梁端部が下式の梁端部疲労性能評価式から計算される破断限界塑性率 μ_{bi} に到達した時点

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \left({}_bN_e / k_1 \right)^{-\beta}$$

$${}_bN_e = n \cdot {}_sN_e$$

$${}_sN_e = n_1 / 2$$

$${}_sN_e = n_1 \cdot n_2 / 2$$



k_2 は材料強度の調整係数で $k_2 = 325 / {}_b\sigma_y$ 、 k_1 は仕口の補正係数、 C は接合部の仕様で決まる係数(スカラップ4.0、ノンスカラップ5.6、高性能仕口8.0)、 β は式の勾配で1/3。

${}_bN_e$ は梁端の等価な繰返し回数、 ${}_sN_e$ は層の等価な繰返し回数、 n は標準的な梁スパンでは1.8、 n_1 はエネルギー法告示における層の等価な繰返し回数で鉄骨造は2.0、 n_2 は長継続時間地震による増加係数。

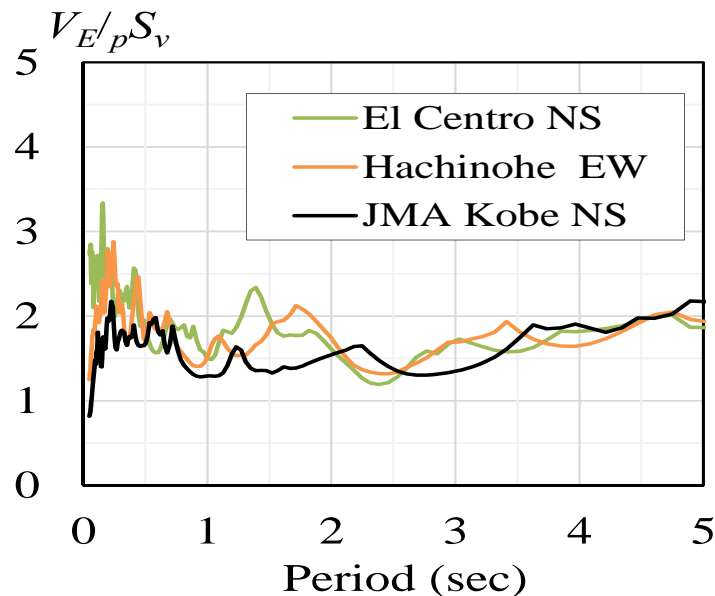
これらから計算される梁端部破断限界塑性率 μ_{bi} は、スカラップ梁では3.3、ノンスカラップ梁は4.6、高性能梁6.6となる。

29

b) 長継続時間地震による増加係数 n_2

継続時間が長い地震動の影響を検討する場合は、検討する地震動の V_E / pS_v を考慮して n_2 を設定する。極稀地震より継続時間が長い地震動を検討する場合は、下図を参考にして、

(設計対象の V_E / pS_v) / (El Centro NSとHachinohe EWの V_E / pS_v)
の値の2乗の値を増加係数 n_2 として設定する。



標準波の V_E / pS_v

梁端破断限界塑性率の計算例

	SN400			SN490		
	C=4.0	C=5.6	C=8.0	C=4.0	C=5.6	C=8.0
告示極稀地震	4.6	6.4	9.1	3.3	4.6	6.6
長継続時間地震 ($n_2=6.25$)	2.5	3.5	5	1.8	2.5	3.6

c) 増加係数を考慮したエネルギー法における必要値の計算

建物に入力される塑性ひずみエネルギー E_S 、架構が弾性範囲内で吸収できるエネルギー量 W_e は、増加係数 n_2 を考慮して下式で計算される

$$E_S = \frac{1}{2} n_2 M V_S^2 - W_e$$

$$W_e = \sum \left\{ \frac{1}{2} Q_{fi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} n_i n_2 \right\}$$

各層に分配された必要エネルギー量 E_{Si} に対して、主架構およびダンパー部分の必要エネルギー量は次式によって計算される

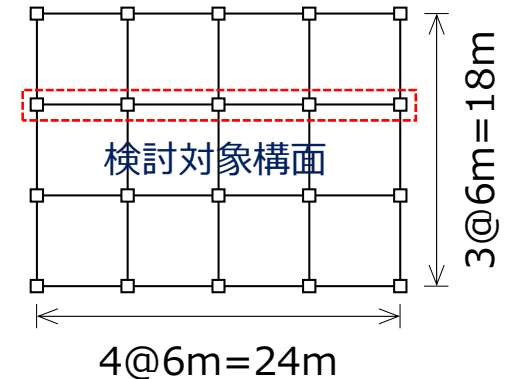
$$\text{主架構: } E_{sfi} = E_{si} \times \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}}$$

$$\text{ダンパー部分: } E_{sdi} = E_{si} \times \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + 2(\delta_i - \delta_{dui}) Q_{dui} n_{si} n_2$$

2) 試設計建物による検討例

提案した方法でのエネルギー法計算の妥当性を試設計建物を使って検証する

検討対象建物：事務所ビルを想定した9階建て純ラーメン鉄骨造建物
 検討パラメータ：地震動、梁端部仕様

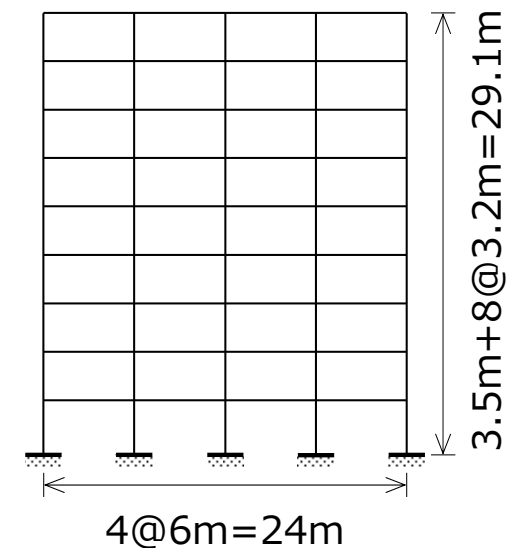


解析ケース、検討パラメータ

ケース名	地震動	部材強度	梁端部仕様 (C)
KB-NC4	極稀地震 ($n_2=1$)	普通鋼	スカラップ (4.0)
SD-NC4	長継続時間地震 ($n_2=6.25$)		スカラップ (4.0)
SD-NC6			ノンスカラップ (5.6)
SD-NC8			高性能仕口 (8.0)

普通鋼：柱強度 = 295N/mm², 梁強度 = 235N/mm²

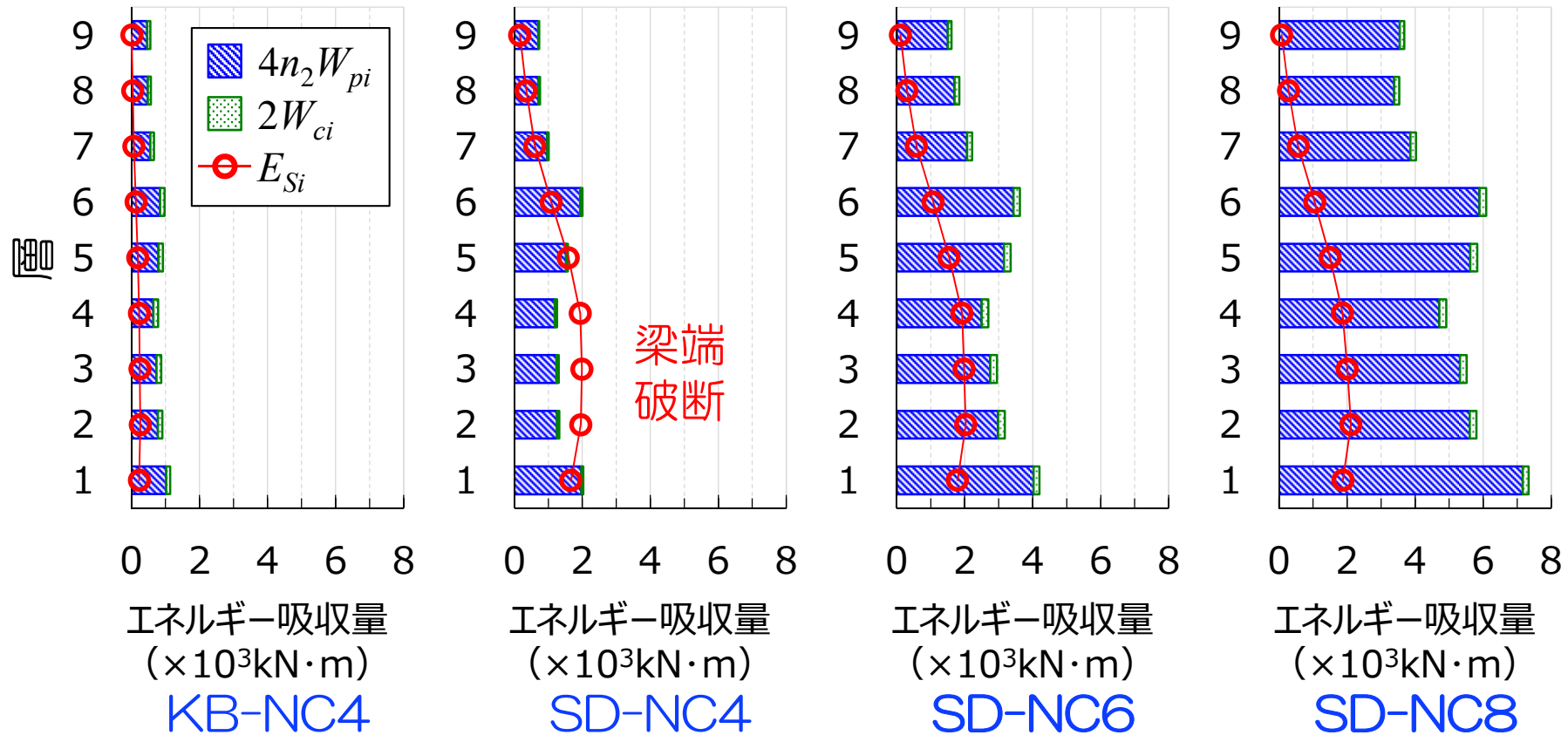
基準階伏図



軸組図

耐震安全性の検討結果

必要エネルギー（赤丸）と保有エネルギー（棒グラフ）の比較



- 通常の極稀地震 (KB) では、スカラップ梁 (C4) でも安全が確保されるが、長継続時間地震 (SD) に対しては確保できない。ノンスカラップ (C6)、高性能仕口 (C8) では確保される。

(3) 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討

1) 地震後の鉄骨造建築物の梁端部の損傷評価法

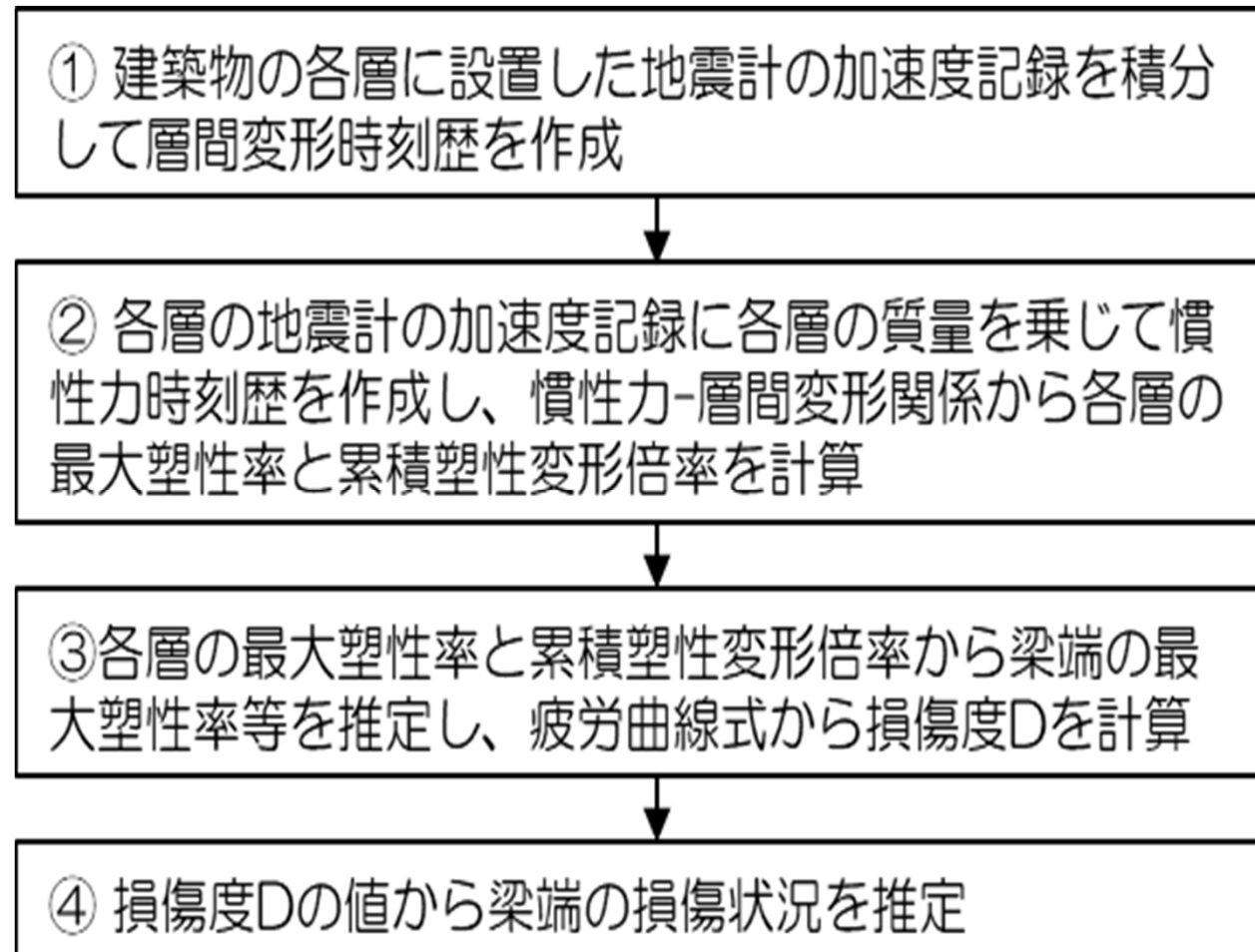
研究の背景と目的

鉄骨造建築物では、構造躯体が内外装材に覆われているために、大地震後に梁端部等で亀裂や破断等の損傷が生じているかどうか容易に確認できない。建物管理者の迅速で適切な判断や、居住者の安全を確保するためには、梁端破断等の可能性やその部位等を即座に判断できる手法が必要である。

検討内容

梁端部の疲労性能評価式を用いて、中低層鉄骨造建築物の地震後の損傷を検知する方法について、2スパン鉄骨造骨組の振動台実験により検討を行う。

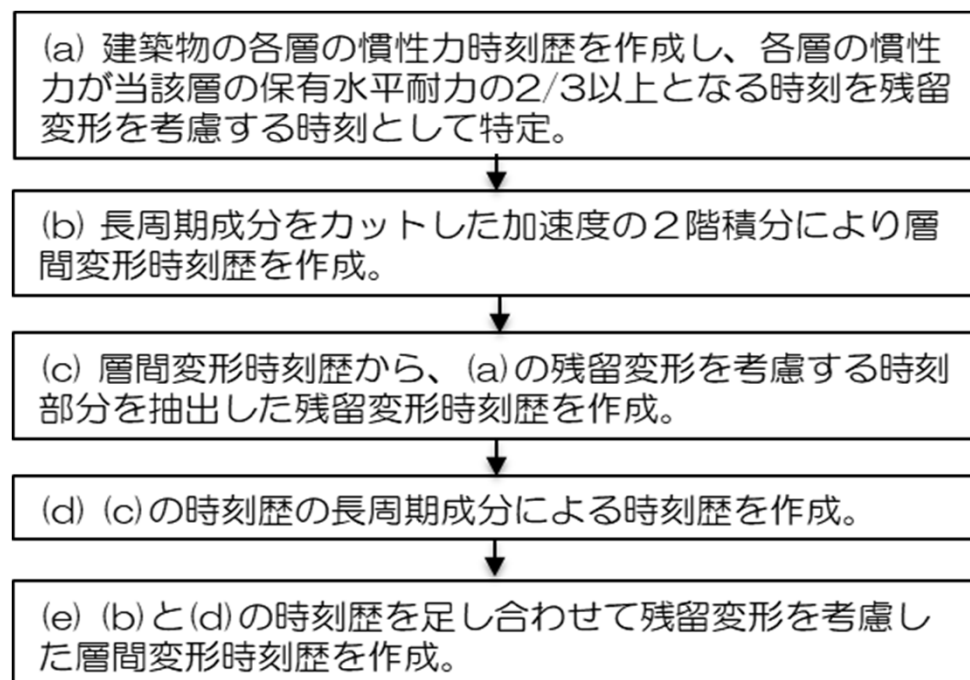
梁端部疲労性能評価式を用いて梁端部の損傷状況を評価するための計算手順



2) 加速度記録の積分方法と振動台実験による検討

本研究における地震計の加速度記録の積分方法は、地震後の建築物の残留変形も考慮することのできる方法である。この積分方法は、長周期成分を除去した加速度を2階積分して作成した変位時刻歴に対して、別途、計算する残留変形時刻歴を足し合わせるものである。

加速度記録の積分の計算手順

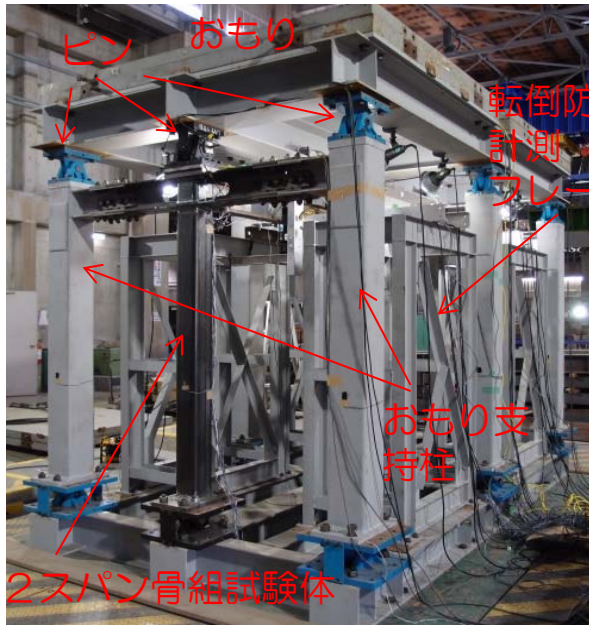


この加速度記録の積分の計算方法の妥当性について、2スパン骨組試験体の振動台実験に地震計を設置して検討する。

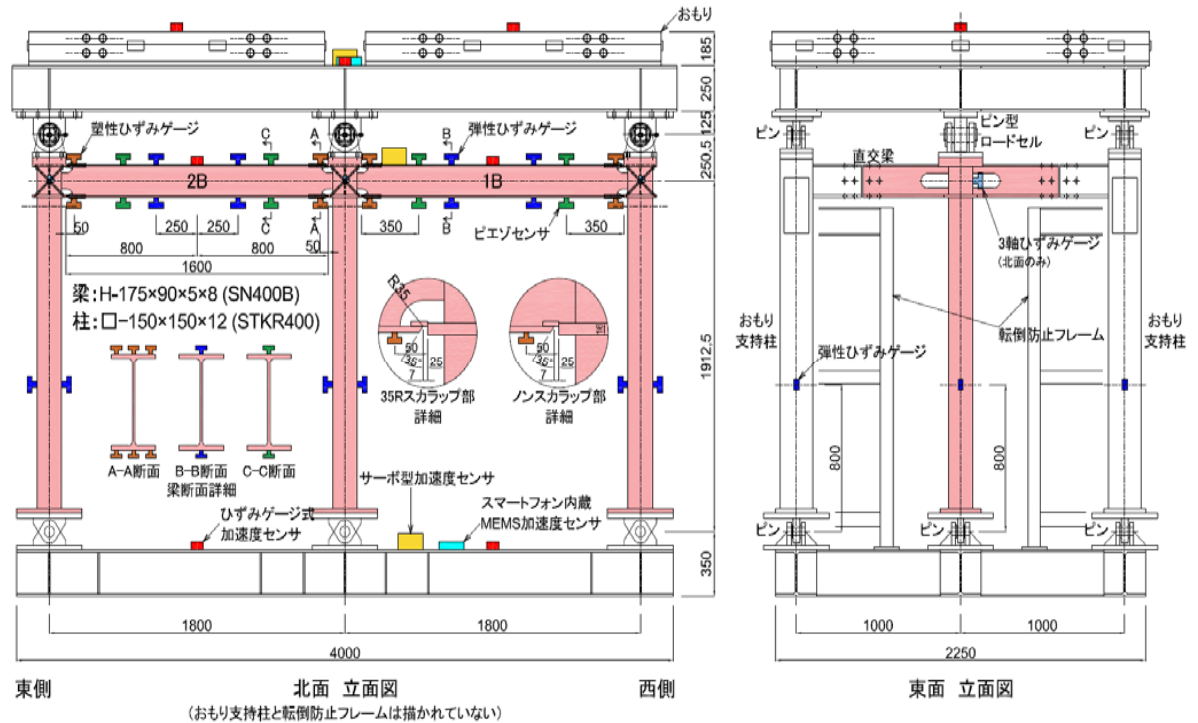
36

2スパン鉄骨造骨組の振動台実験の概要

加振装置と計測の概要



斜めからの加振装置全景



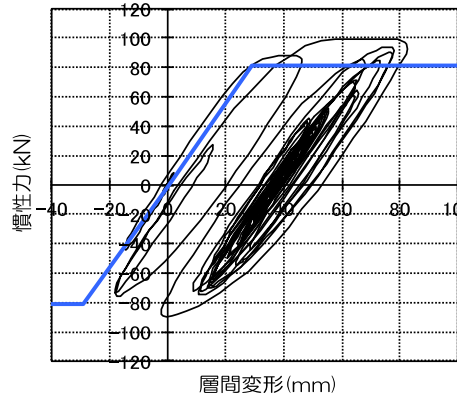
2スパン骨組試験体と载荷装置

振動台、梁、おもり、それぞれに設置したサーボ型加速度センサの記録を用いて試験体の応答を推定する。

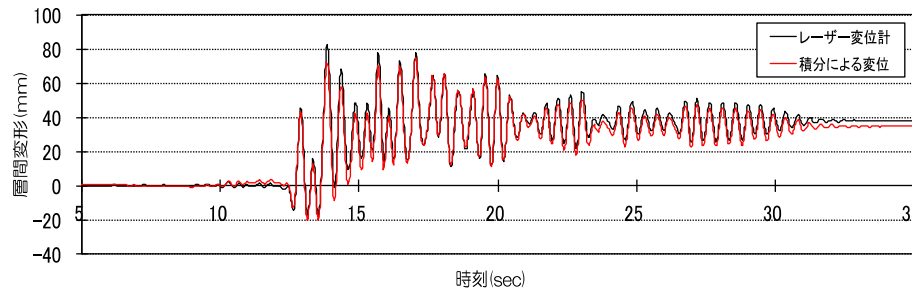
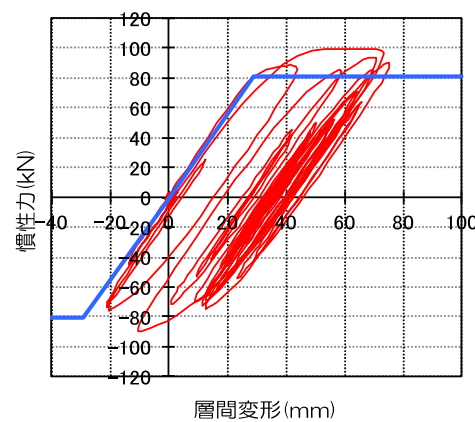
変位計と加速度の積分による慣性力-層間変形関係及び変位時刻歴の比較

SC-KOBEの加振

(変位計)

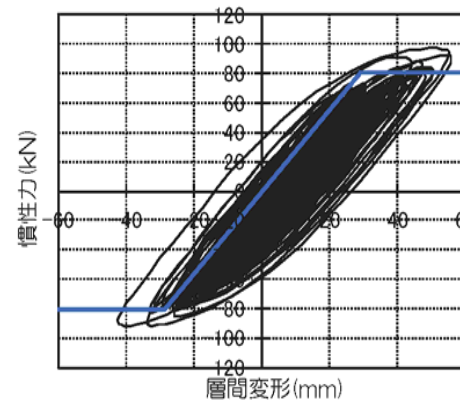


(加速度の積分)

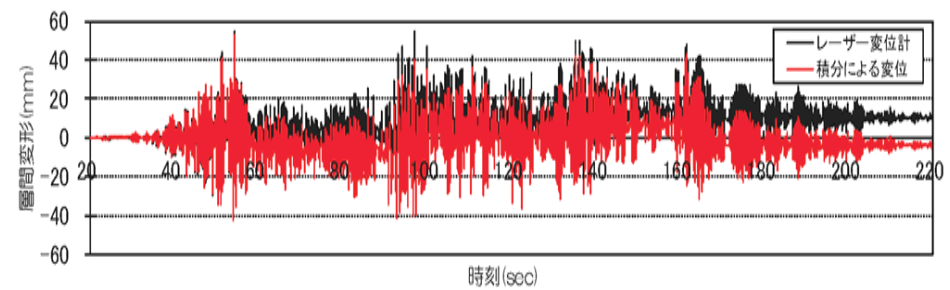
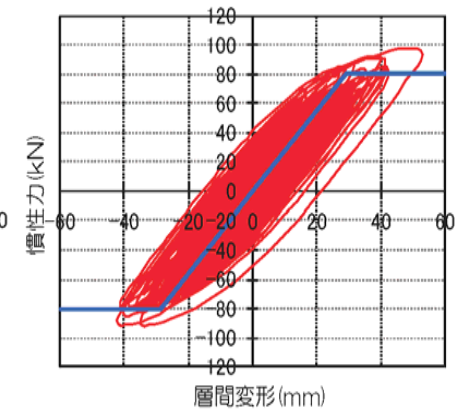


SC-THUの加振

(変位計)



(加速度の積分)



残留変形が大きいJMA Kobeの地震動に対しては精度よく予測している。残留変形が小さく、継続時間が長いTHU地震動に対してはやや予測精度が悪い。

変位計と加速度記録の積分による層の応答値の比較

試験体	最大層間変形 (mm)			層の塑性率			履歴吸収エネルギー (kN・mm)			層の累積塑性変形倍率		
	変位計	積分変位	積分変位/ 変位計	変位計	積分変位	積分変位/ 変位計	変位計	積分変位	積分変位/ 変位計	変位計	積分変位	積分変位/ 変位計
SC-KOBE	82.7	75.5	0.91	2.86	2.61	0.91	24886	16195	0.65	10.6	6.9	0.65
SC-THU	55.9	52.9	0.95	1.93	1.83	0.95	105430	82179	0.78	45.0	35.1	0.78
NSC-KOBE	76.9	76.2	0.99	2.66	2.64	0.99	18298	12517	0.68	7.8	5.3	0.68
NSC-THU	57.7	57.7	1.00	2.00	2.00	1.00	101750	80939	0.80	43.5	34.6	0.80

加速度を積分する方法では、層の最大応答変形に関しては9割程度の精度で予測し、層のエネルギー吸収についてはKobeでは7割弱、THUについては8割程度の精度で予測した。

梁端損傷に関する実験値と加速度記録の積分からの予測値の比較

試験体	梁端塑性率			梁端累積塑性変形倍率		
	実験値	予測値 (標準スパン 仮定)	予測値/ 実験値	実験値	予測値 (標準スパン 仮定)	予測値/ 実験値
SC-KOBE	6.4	5.6	0.88	29.3	35.3	1.20
SC-THU	4.2	3.3	0.79	164.0	176.7	1.08
NSC-KOBE	5.8	5.7	0.98	31.3	27.1	0.87
NSC-THU	3.8	3.8	1.00	175.4	173.7	0.99

➡ 予測値/実験値は、最大塑性率は0.8~1程度で、累積塑性変形倍率は、0.9~1.2程度であり、概ね梁端損傷が推定可能と考えられる

まとめ

(1) 鉄骨梁端部破断までの限界繰り返し性能の検討

- ・ 中低層鉄骨造建築物の梁端部を対象に多数繰り返し載荷実験を行い、超高層鉄骨造建築物の梁端部の疲労性能評価式によって評価可能なことがわかった。
- ・ 梁端部の疲労性能評価式は、動的な地震応答下においても地震動の特性にかかわらず、梁端部の破断評価に適用可能である。

(2) 疲労性能評価式を用いた耐震安全性評価法の検討

- ・ 梁端部の疲労性能評価式の適用と継続時間が長い地震動の計算について、エネルギー法告示の計算に適用する方法を検討した。提案する方法で設計事例の評価を行い、その有用性を確認した。

(3) 加速度の積分による鉄骨造建築物の地震後の損傷検知の検討

- ・ 損傷検知方法として、加速度の積分と梁端部の疲労性能評価式を用いる方法を提案した。振動台実験から、提案した加速度の積分方法によって、概ね梁端部の損傷が予測できることがわかった。

今後の課題

建築物が倒壊する場合には、柱の局部座屈や破断を伴うと考えられ、巨大地震に対して建築物の倒壊や崩壊を防止するためには、柱の終局限界性能についても明らかにする必要があります。

今年度からは、引き続き、指定課題として、「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発（令和1～3年度）」を実施して、柱の終局限界性能について検討している。

これらの研究成果についても、今後、逐次公表する予定である。