

形配筋短スパン梁の構造性能に関する実験的研究

杉 山 和 政^{*1} 古 宮 嘉 之^{*1}
山 本 憲一郎^{*1}

要 旨

建物平面の中央コア部に耐震壁(コア壁)を配置し、地震力の大部分をコア部に負担する超高層連層並列壁構造(HIW工法)において、コア壁間を繋ぐ短スパン梁は、建物の構造性能に大きく影響する重要な部材である。筆者らは、この短スパン梁の主筋をX形に配筋することで、高い変形性能、および大きな履歴減衰を得ることを意図した。

本研究では、X形配筋短スパン梁の構造性能を研究するため、3シリーズ21体の試験体の正負繰返し載荷実験を行なった。この実験結果から、X形配筋短スパン梁の破壊性状や履歴性状などを明らかにし、設計で必要となる終局耐力、降伏変形および限界変形などの評価方法を提案した。

キーワード 連層並列壁構造 / 短スパン梁 / X形配筋 / 高強度材料 / 終局耐力 / 降伏変形 / 限界変形 / 復元力特性 / ひび割れ

目 次

- | | |
|---------|-----------|
| 1. はじめに | 4. 評価式の提案 |
| 2. 実験概要 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF DIAGONALLY REINFORCED CONCRETE SHORT-SPAN-BEAM

Kazumasa SUGIYAMA
Ken-ichirou YAMAMOTO

Yoshiyuki KOMIYA

Synopsis:

As for high-rise buildings with reinforced concrete coupled shear walls, which resist most of the horizontal force, short-span beams connecting coupled shear walls are very important to seismic design. In order to make the coupled shear walls structure have damping functions with high flexibility and stiffness, authors set X-shape Re-bars inside the short-span beams.

Authors researched the diagonally reinforced concrete short-span beams by cyclic loading tests with 3 groups of 21 test pieces. From the test results, authors studied the structural performances, and proposed a calculation method for yield-displacement and deformation capacity of diagonally reinforced concrete short-span beams.

* 1 本店 建築本部 建築エンジニアリング・設計部 構造設計グループ

1. はじめに

超高層建物の構造は、柱と梁を組み合わせた純ラーメン構造が主流である。しかし近年の建築計画上の自由度の拡大などのニーズに対応するため、当社では建物の中央部に連層並列壁(コア壁)を設け、コア壁に地震力の多くを負担させることで住戸や事務室内の柱梁を少なくできる構造形式(HIW工法)を開発している。

この工法において、コア壁間を結ぶ短スパン梁は、コア壁の曲げ変形の抑制や地震時のエネルギー吸収を担う、構造上重要な部材である。筆者らは、この短スパン梁の主筋を全てX形に配筋することで、せん断破壊が生じない靱性に富む部材とするとともに、大きな履歴減衰性能を得ることを意図した。

本研究では、X形配筋短スパン梁の構造性能を明らかにするとともに、限界変形など設計に必要な評価式を提案するため、3シリーズの実験を行なった。

本報では、その実験概要と検討結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表2.1に試験体諸元を、図2.1に各シリーズの代表試験体の形状を示す。試験体は3シリーズ合計21体からなり、縮小率は1/2である。主筋は、平行主筋を含むP+41Yを除き、全てX形に配置し、スタブ内に30～40d定着させた。せん断補強筋は中子筋が無い口形とし、スタブ内に定着されない4本の組立筋をコーナーに配筋した。また、設備開口が設置される可能性を考慮し、シリーズ2ではD/6、シリーズ3ではD/5の円形開口を端部に有する試験体を計画した。座屈防止筋は、端部におけるX形主筋の座屈防止と端部開口の補強効果を目的とするもので、コ形の鉄筋を試験体上下より挿入し、X形主筋を斜めに直接拘束し、スタブ内に脚部を15d定着させた。端部補強筋は、開口上下部の補強を目的とするもので、コ形(H4RNは口形)の鉄筋を上下より挿入した。面外補強筋は、主筋の面外方向座屈を防止することを目的とし、扁平率D/bが大き

表 2.1 試験体諸元

シリーズ		シリーズ1					シリーズ2					
試験体名		X653	X654	X653S	X453	X483	X031Y	X+31Y	X+31N	X#31Y	X+41Y	P+41Y
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)		600			400		48					
内法長さ L (mm)		800					900					
梁幅 b (mm)		240					400				320	
梁せい D (mm)		520					450				450	
扁平率 D/b		2.17					1.13				1.41	
シアスパン比 L/2D		0.77					1.00					
主筋	本数	6-D16					4-D22+2-D16				4-D22	注4)
	Pt (%) ¹⁾	1.03					1.21				1.20	1.21
	材質	SD490				SD785	SD490					
	断面对称性	非対称		対称		非対称		非対称				
せん断補強筋 ²⁾	本数	コ-D6@89	コ-D6@62	コ-D6@89			コ-S6@41					
	Pw (%)	0.30	0.43	0.30			0.38				0.48	
座屈補強筋		無					無	コ-D6		無	コ-D6	
端部補強筋							無		コ-S6@41		無	
面外補強筋							無					
端部主筋の付着							有		切		有	
軸力比							無					
端部開口	開口径	無					76φ					
	補強筋						コ-D6 ³⁾		#-D10		コ-D6 ³⁾	

シリーズ		シリーズ2		シリーズ3								
試験体名		X+38Y	L4	L3	L2	L2K	L4B	L4L	H4	H4KN	H4RN	
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)		48	42							60		
内法長さ L (mm)		900	800									
梁幅 b (mm)		400	400	325	275		400					
梁せい D (mm)		550	500									
扁平率 D/b		1.38	1.25	1.54	1.82		1.25					
シアスパン比 L/2D		0.82	0.80									
主筋	本数	4-D22+2-D16	6-D22		4-D22		6-D22	6-D25	6-D22			
	Pt (%) ¹⁾	0.92	1.24	1.53	1.20		1.24	1.63	1.24			
	材質	SD490	SD490					SD345	SD490			
	断面对称性	非対称	非対称									
せん断補強筋 ²⁾	本数	コ-S6@41	コ-D6@49							コ-S6@49		
	Pw (%)	0.38	0.33	0.40	0.47		0.33					
座屈補強筋		コ-D6	コ-D6							2 コ-D6		
端部補強筋		無	コ-D6@49								コ-S6@49	
面外補強筋		無	無			コ-D6@98	無			コ-D6@49	コ-S6@98	
端部主筋の付着		有	有			切		有				
軸力比		無	無							0.1		
端部開口	開口径	76φ	100φ									
	補強筋	コ-D6 ²⁾	コ-D6 ³⁾									

共通事項：縮尺 1/2, 補強筋の材質D6:SD295A, S6:785N級, 黒塗りは標準試験体を示す。

1) $Pt = at \cdot \cos\theta / (b \cdot d)$ θ はX形主筋の傾斜角 2) シリーズ1は135°フックつき, シリーズ2,3は溶接閉鎖形 3) 座屈補強筋を兼ねる 4) X形主筋(4-D16) + 平行主筋(2-D22)

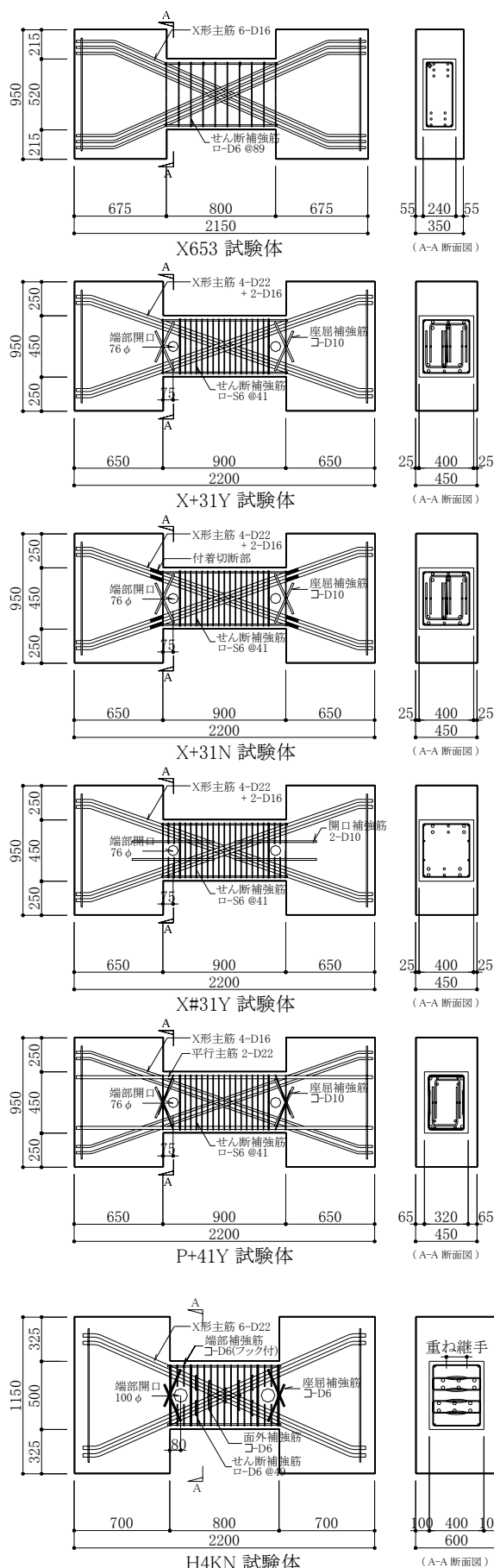


図 2.1 代表試験体図

い L2K, および軸力を導入する H4KN, H4RN に配筋した。またひび割れを梁端部に集中させることにより, 中央部のひび割れを低減する効果をねらい, 端部主筋の付着を切った試験体 X+31N, L4B を計画した。

各シリーズ実験の目的と実験変数を以下に示す。

(シリーズ1)

X形配筋短スパン梁の基礎的資料を得るための実験で, せん断補強筋比, X形主筋配置の断面对称性, コンクリート強度, X形主筋の材質を実験変数とした。

(シリーズ2)

実施物件に対応した形状による確認実験で, 端部開口の有無, 端部主筋付着の有無, 開口補強方法, せん断補強筋比, 平行主筋の有無, せん断スパン比を実験変数とした。

(シリーズ3)

X形配筋短スパン梁の限界変形などの設計で用いる評価式を確立させることを目的とし, 梁の扁平率, 面外補強筋の有無, 端部主筋付着の有無, X形主筋の材質, コンクリート強度, 軸力の有無, 面外補強筋形状を実験変数とした。

表2.2に鋼材の力学的性質, 表2.3にコンクリートの力学的性質を示す。

表 2.2 鋼材の力学的性質

シリーズ	鉄筋径(材質)	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)
1	D6 (SD295A)	355	535	26
	D10 (SD295A)	356	516	22
	D16 (SD490)	552	709	19
	D16 (SD785)	840	1045	14
2	S6 (785N級)	943	1173	9
	D10 (SD295A)	342	469	31
	D16 (SD490)	531	701	22
	D22 (SD490)	526	719	20
3	D6 (SD295A)	332	491	30
	S6 (785N級)	885	1045	9
	D10 (SD295A)	376	509	26
	D22 (SD490)	516	698	19
	D25 (SD345)	379	580	22

表 2.3 コンクリートの力学的性質

シリーズ	試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
1	X653, X654, X653S	73.0	35.1	4.9
	X453, X483	56.0	35.0	4.6
2	全試験体	51.8	31.6	4.2
3	L4	39.0	33.2	2.9
	L3	42.0	32.4	2.9
	L2	40.4	33.0	2.9
	L2K	40.0	30.9	3.0
	L4B	40.5	31.5	3.0
	L4L	38.7	31.1	3.0
	H4, H4KN, H4RN	70.7	38.3	4.1

2.2 加力方法

図2.2.に加力装置図を示す。シリーズ1, 2では試験体の上下部を建研式加力装置に固定し, 水平アクチュエータを用いて正負繰返し加力を行った。シリーズ3では, 試験体一端のスタブを加力フレームに固定し, 他端のスタブを, 上部フレームを通して左右2台の鉛直アクチュエータで水平かつ梁の軸変形を拘束しないよう制御し, 水平アクチュエータにより正負繰返し加力を行った。なお, H4KN, H4RN試験体においては, 材軸方向に軸圧縮強度の0.1倍の軸力を中央の鉛直ジャッキで導入した。

計画載荷履歴を図2.3に示す。正負繰返し載荷を各変形ごと2または1サイクル行い, $R=60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (シリーズ2は $R=50 \times 10^{-3} \text{rad.}$) 以降は正加力方向に単調載荷した。

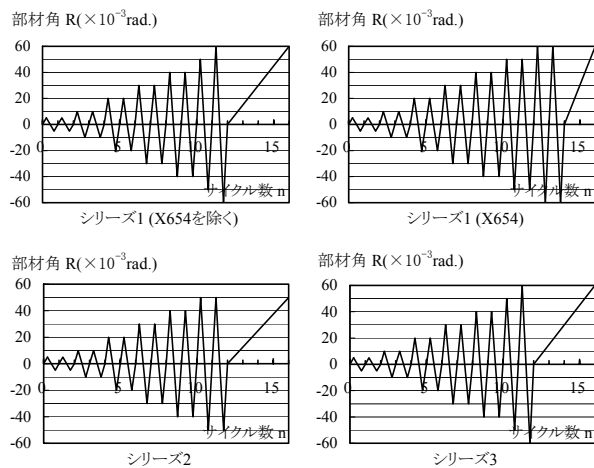
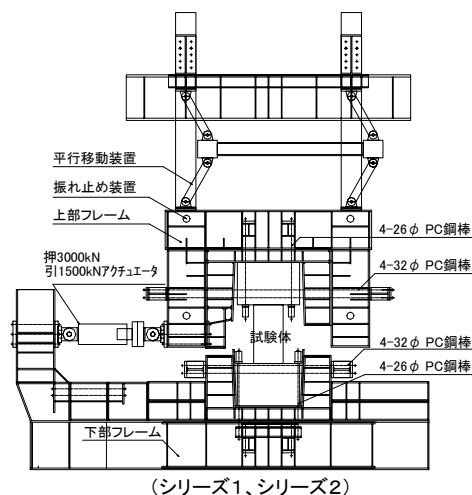
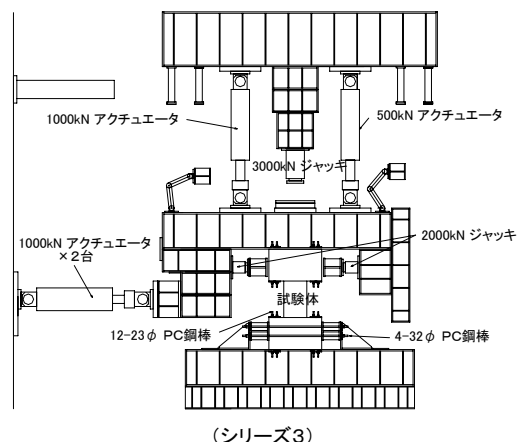


図 2.3 計画載荷履歴



(シリーズ1, シリーズ2)



(シリーズ3)

図 2.2 加力装置図

3. 実験結果

表 3.1 に各試験体の主な発生現象と限界変形を示す。

表 3.1 主な発生現象と限界変形(正加力方向)

試験体	曲げひび割れ			中央斜めひび割れ			せん断補強筋降伏			主筋降伏			最大耐力			限界変形	主筋座屈発生位置
	サイクル	Q (kN)	$R (\times 10^{-3} \text{rad.})$	サイクル	Q (kN)	$R (\times 10^{-3} \text{rad.})$	サイクル	Q (kN)	$R (\times 10^{-3} \text{rad.})$	サイクル	Q (kN)	$R (\times 10^{-3} \text{rad.})$	サイクル	Q (kN)	$R (\times 10^{-3} \text{rad.})$	$R_u (\times 10^{-3} \text{rad.})$	
X653	1	195	0.4	1	275	1.0	1	582	4.3	1	582	4.3	5	729	20.4	36	端部
X654	1	177	0.4	1	313	1.1	1	600	4.2	1	531	3.6	3	741	10.3	46	端部
X653S	1	138	0.2	1	294	0.9	1	582	3.8	1	632	4.3	3	743	10.1	41	端部
X453	1	138	0.3	1	332	1.5	2	611	5.0	1	571	4.2	5	725	20.1	43	端部
X483	1	116	0.2	1	331	1.5	1	482	3.3	3	926	9.1	5	962	20.2	36	中央
X031Y	1	111	0.2	1	405	2.5	7	859	25.2	1	622	5.0	11	908	50.1	53	—
X+31Y	1	112	0.3	1	386	2.3	9	871	35.1	1	-563	-4.4	13	911	77.6	60	—
X+31N	1	93	0.2	1	418	3.0	12	-806	-47.3	1	600	5.0	9	889	40.2	60	—
X#31Y	1	92	0.2	1	270	1.3	7	932	30.2	1	608	4.8	9	939	40.1	60	—
X+41Y	1	94	0.4	1	330	2.7	13	691	94.9	1	-502	-4.8	13	739	82.7	60	—
P+41Y	1	94	0.3	1	368	2.9	5	-670	-15.1	1	520	5.1	5	727	20.1	30	—
X+38Y	1	112	0.1	1	484	2.0	7	1079	27.1	1	720	4.0	11	1109	50.1	50	端部
L4	1	120	0.1	1	472	1.5	1	771	3.5	1	882	4.2	9	1177	40.1	56	端部
L3	1	81	0.03	1	318	1.0	1	680	3.5	1	802	4.5	9	1143	40.1	52	中央
L2	1	81	0.1	1	293	1.5	1	477	3.3	1	569	4.3	5	791	20.1	53	中央
L2K	1	60	0.04	1	239	0.9	1	626	4.5	1	550	3.5	9	785	40.1	58	端部
L4B	1	121	0.3	1	398	1.7	1	657	3.5	1	806	4.8	9	1122	40.0	53	端部
L4L	1	151	0.2	1	520	1.5	1	914	3.3	1	856	3.0	12	1221	60.1	60	端部
H4	1	122	0.1	1	473	1.4	1	784	3.3	1	824	3.5	5	1186	20.0	60	端部
H4KN	1	480	0.2	1	581	0.4	5	1777	18.0	1	1484	4.8	3	1802	9.5	47	中央
H4RN	1	303	0.1	1	548	0.4	5	1764	16.1	1	1478	5.0	5	1773	19.1	51	中央

注) シリーズ2試験体のせん断補強筋降伏, 主筋降伏は正負加力のうち早いほうを示す。

なお、表3.1における限界変形は以下の最小値として定義した。

- ・各変形の第1ループの耐力が最大耐力の90%以下に低下した点
- ・各変形の第2ループの耐力が最大耐力の80%以下に低下した点
- ・最終加力が単調押切の場合は、最終ループ+10/1000rad.、耐力が最大耐力の90%以下に低下した点のうち小さいほう

各シリーズにおける実験結果の概要は以下である。
(シリーズ1)

標準試験体X653とせん断補強筋量を多くしたX654の荷重-変形関係を図3.1に示す。X653は、1サイクル目のピークに向かう途中で端部曲げひび割れが発生した後、中央部に斜めひび割れが発生、 $R=4.3 \times 10^{-3}$ rad.で主筋が降伏した。 $R=20 \times 10^{-3}$ rad.で最大耐力に達し、サイクルの経過とともに試験体とスタブの境界の端部目開きが拡大した。 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.まで耐力を保持し紡錘形の履歴性状を示したが、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで端部主筋が座屈し、被りコンクリートが剥落、以降この損傷が拡大し、耐力低下に至った。なおこのとき、せん断補強筋のフック抜け出しおよび破断が確認された。X654は $R=40 \times 10^{-3}$ rad.まで破壊性状および履歴性状にX653と大きな違いはなかったが、 $R=50 \times 10^{-3}$ rad.の第1ループまで耐力を保持した。またその後の主筋の座屈変形、被りコンクリートの剥落が少なかった。

断面において主筋配置を左右対称としたX653S、コンクリート強度を 40N/mm^2 としたX453は、X653と破壊性状、履歴性状とも大きな違いは見られなかった。

主筋の材質をSD785としたX483試験体は、主筋の降伏時変形が $R=9.1 \times 10^{-3}$ rad.と大きく、また他試験体が端部において主筋が座屈するのに対し、中央部で座屈した。
(シリーズ2)

標準試験体X+31Yの荷重-変形関係を図3.2に示す。X+31Yは、1サイクル目のピークに向かう途中で端部曲げひび割れ発生後、開口部にひび割れが発生、その後中央部に斜めひび割れが発生し、負側の $R=-4.4 \times 10^{-3}$ rad.で主筋が降伏した。 $R=20 \times 10^{-3}$ rad.以降耐力がほぼ一定となり、サイクルの経過とともに試験体とスタブの境界の端部目開きが拡大した。 $R=50 \times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力となったが、最終変形の $R=100 \times 10^{-3}$ rad.時の耐力は最大耐力の80%以上を保持し、大変形まで紡錘形の安定した履歴性状を示した。なお、 $R=82.2 \times 10^{-3}$ rad.に主筋の引張破断が発生したが、シリーズ1で見られた主筋座屈は確認されなかった。

図3.5にX+31Yと、端部開口を無くしたX031Y、端部主筋の付着を切ったX+31N、開口補強形状を井形としたX#31Yの荷重-変形関係の包絡線を示す。各試験体とも最終変形 $R=100 \times 10^{-3}$ rad.まで最大耐力の80%以上を保持した。また履歴性状は大変形までX+31Yと相似しており、開口の有無、付着の有無、開口補強の相違が履歴性状に影響することはなかった。

端部主筋の付着を切ったX+31NはX+31Yと比べ、中央部ひび割れ、およびスタブの損傷が少なかった。

図3.2にせん断補強筋量を多くしたX+41Yと、せん断補強筋量を多くし、かつ平行配筋を約50%含むP+41Yの荷重-変形関係を示す。X+41Yの履歴性状は、標準試験体X+31Yと同様に、良好な履歴性状を有していた。しかし、P+41Yは $R=20 \times 10^{-3}$ rad.の最大耐力以降、逆S時形の履歴性状に以降し、最終変形時の耐力は、最大耐力の50%程度まで低下した。

せん断スパン比を0.8にしたX+38Y試験体は、X+31Yと相似した履歴性状を示したが、シリーズ2で唯一、X形主筋が座屈した。座屈は $R=50 \times 10^{-3}$ rad.時に端部において発生し、それ以降の耐力低下の度合いが他試験体に比べやや大きかった。

(シリーズ3)

標準試験体L4の荷重-変形関係と主筋強度をSD345にしたL4Lの荷重-変形関係を図3.3に示す。L4は、1サイクルのピークに向かう途中に、端部曲げひび割れ、開口部ひび割れ、中央部斜めひび割れが発生、 $R=4.2 \times 10^{-3}$ rad.で主筋が引張降伏した。その後サイクルの経過とともに試験体とスタブの境界の端部目開きが拡大していき、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力となった。 $R=60 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで耐力低下が生じ、主筋が開口近傍で局部座屈した。履歴性状は $R=50 \times 10^{-3}$ rad.まで紡錘形の性状を示した。L4Lは、L4に比べ、主筋降伏発生までの剛性、および各サイクルの履歴面積が若干大きい変形性状となった。また $R=60 \times 10^{-3}$ rad.以降の耐力低下が小さかった。

図3.6にL4と扁平率を大きくしたL3、端部主筋の付着を切ったL4B、コンクリート強度を 60N/mm^2 に上げたH4の荷重-変形関係の包絡線を示す。L4との相違は、L3は耐力低下が $R=50 \times 10^{-3}$ rad.時と早く、H4は $R=60 \times 10^{-3}$ rad.以降の耐力低下が比較的穏やかであった。L4BはL4とほぼ相似した変形性能を示した。

写真3.1にL2と面外補強筋を施したL2Kの $R=60 \times 10^{-3}$ rad.時の状況を示す。 $R=50 \times 10^{-3}$ rad.までは荷重-変形関係は殆ど同じであったが、その後、L2では、主筋が面外に座屈した。一方、L2Kでは、主筋の座屈が面外補強筋により抑制され、コ型面外補強筋が大変形時に有効であることが確認できた。

写真3.2にL4と端部主筋の付着を切ったL4Bの $R=40 \times 10^{-3}$ rad.時状況を示す。両者の損傷状況を比較すると、L4Bのほうが明らかに試験体の損傷が少なかった。またスタブの損傷も少なかった。

図3.4にH4と軸力比0.1を導入した、H4KN、H4RNの荷重-変形関係を示す。H4KN、H4RNは最大耐力が上昇するとともに、やや逆S字の履歴性状を示した。また、H4KN、H4RNは $R=20 \times 10^{-3}$ rad.以降において、主筋に沿った斜めひび割れ幅が、H4に比べかなり大きめの値となった。

H4KNとH4RNの違いは、H4KNがコンクリートのコンプラインド効果を高めるための簡易補強、H4RN試験体は補強筋を全て高強度で口型にした補強であるが、荷重-変形関係は $50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ まで大きな差異は生じなかった。

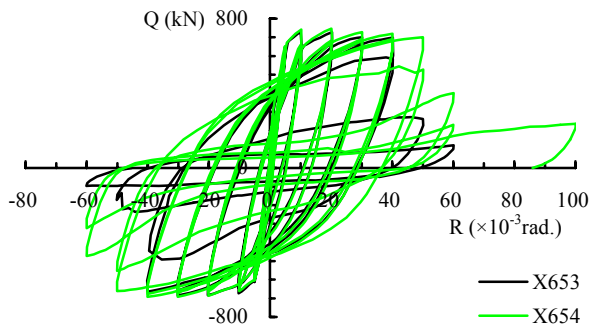


図 3.1 荷重-変形関係 (X653,X654)

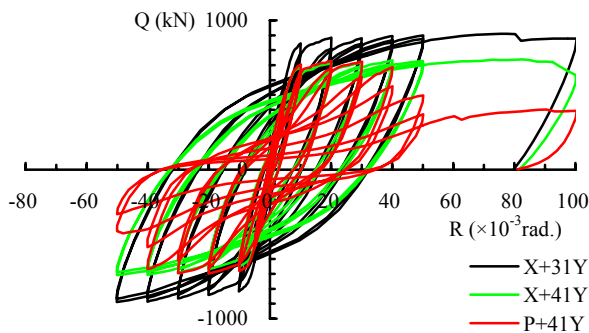


図 3.2 荷重-変形関係 (X+31Y,X+41Y,P+41Y)

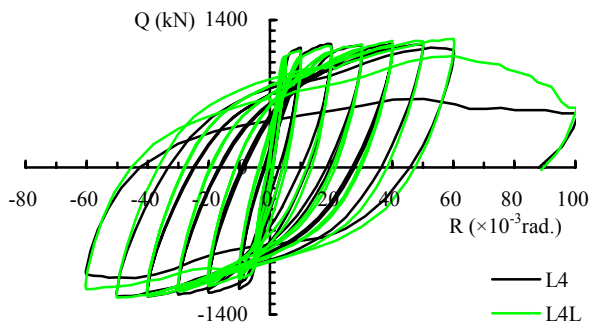


図 3.3 荷重-変形関係 (L4,L4L)

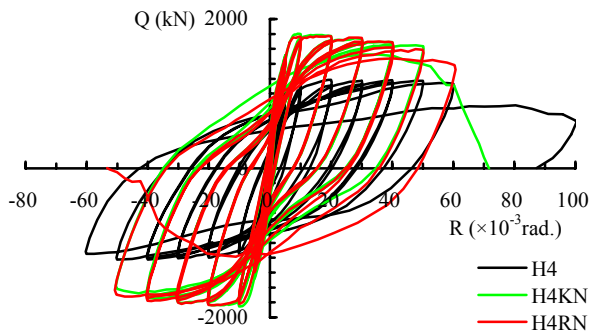


図 3.4 荷重-変形関係 (H4,H4KN,H4RN)

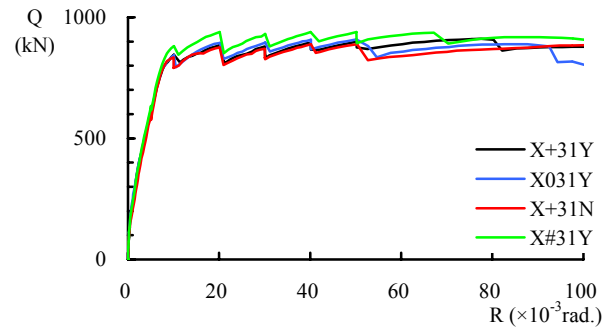


図 3.5 包絡線の比較 (X+31Y,X031Y,X+31N,X#31Y)

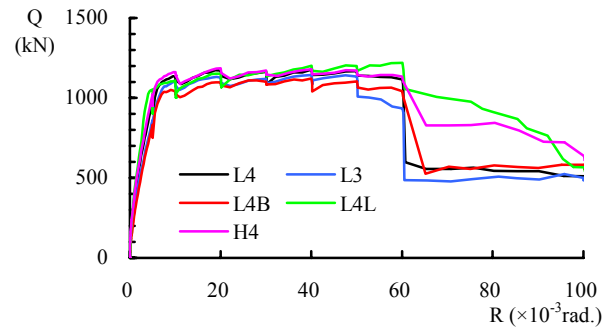


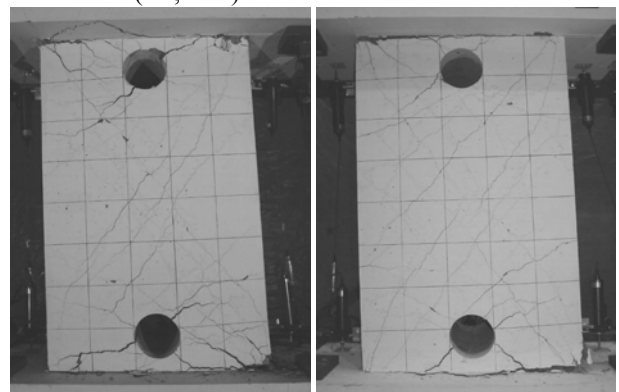
図 3.6 包絡線の比較 (L4,L3,L4B,L4L,H4)



L2 (面外補強なし)

L2K (面外補強あり)

写真 3.1 面外補強の有無による破壊性状の違い (L2,L2K)



L4 (端部付着あり)

L4B (端部付着切り)

写真 3.2 端部付着の有無による破壊性状の違い (L4,L4B)

4. 評価式の提案

4.1 終局耐力の評価

表4.1に試験体の最大耐力と終局耐力計算値の比較を示す。終局耐力計算値は、軸力を導入しない試験体は〔1〕式、導入する試験体は〔2〕式による略算式で算定した。実験値は、計算値の約1.02～1.26倍となり、X形配筋短スパン梁の終局耐力は〔1〕式および〔2〕式により評価できることが確認できた。

$$Q_{cal} = \frac{0.9 \cdot (a_t \cdot \cos \theta \cdot \sigma_y + p a_t \cdot p \sigma_y) \cdot d}{L/2} \quad \text{---〔1〕}$$

$$Q_{cal} = \frac{0.8 \cdot a_t \cdot \cos \theta \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)}{L/2} \quad \text{---〔2〕}$$

ここで、 a_t, σ_y : 引張X形主筋の断面積、降伏強度
 $p a_t, p \sigma_y$: 引張平行主筋の断面積、降伏強度
 b, D, d : 梁幅、梁せい、梁有効せい
 L, N, F_c : 梁内法スパン、軸力、コンクリート強度
 θ : X形主筋傾斜角

表 4.1 終局耐力の実験値と計算値

試験体	実験値 Q_{exp} (kN)	計算値 Q_{cal} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$
X653	729	595	1.22
X654	741	595	1.25
X653S	743	595	1.25
X453	725	595	1.22
X483	962	906	1.06
X031Y	908	744	1.22
X+31Y	911	744	1.22
X+31N	889	744	1.19
X#31Y	939	744	1.26
X+41Y	739	590	1.25
P+41Y	727	603	1.21
X+38Y	1109	905	1.22
L4	1177	1053	1.12
L3	1143	1053	1.09
L2	791	702	1.13
L2K	785	702	1.12
L4B	1122	1053	1.06
L4L	1221	1014	1.20
H4	1186	1053	1.13
H4KN	1802	1745	1.03
H4RN	1773	1745	1.02

4.2 降伏変形の評価

通常、平行配筋のみのRC部材においては、降伏変形の評価は、菅野式による剛性低下率^{文献1)}により算定される。また、せん断スパン比が2.0以下の部材に対して、菅野式の各係数を変更した短柱式^{文献2)}も提案されている。X形配筋短スパン梁において、これらの式による降伏変形の計算値と実験値を比較した。ここで、実験における降伏変形は、〔1〕式および〔2〕式による耐力時の変形とした。また、実験資料は平行配筋を含むP+41Yを除く全試験体、および文献3)、文献4)によった。図4.1に結果を示すが、菅野式および短柱式はX形配筋短スパン梁においては、変形を過大評価する傾向にある。

そこでX形配筋短スパン梁の降伏変形を評価する方法として、X形主筋の引張降伏歪による変形 δ_1 と、X形主筋の定着部よりの抜け出しによる変形 δ_2 の和として〔3〕式を提案する。 δ_1 は図4.2に示すように、梁は剛体であると仮定し、平面保持と力の釣合条件より算定される中立軸位置 X_{ny} を基点とした端部目開き $\Delta \theta$ による変形とした。端部目開き $\Delta \theta$ は図4.3に示すように、X形主筋の引張降伏歪による変形から幾何学的に算定した。ただし、X形主筋が降伏歪となる範囲は端部1.0Dまでとし、それ以外の歪はゼロと仮定した。 δ_2 は文献4)の主筋降伏時の定着部等価伸び長さを算定する近似式を引用した。

図4.1に示すように、〔3〕式による計算値は実験値と良く整合し、ほぼ全資料が $\pm 20\%$ 以内に含まれた。

$$\delta_y = \delta_1 + \delta_2 \quad \text{---〔3〕}$$

$$\delta_1 = L \cdot \tan \Delta \theta \quad \delta_2 = L_0 \cdot \varepsilon_y / (2 \sin \theta)$$

$$\tan \Delta \theta = \tan \theta_2 - \frac{(d - X_{ny})^2 + \left(\frac{L}{2 \cos \theta_2}\right)^2 - \left(\frac{L}{2 \cos \theta} (1 + \beta \cdot \varepsilon_y)\right)^2}{(d - X_{ny}) \cdot L}$$

$$X_{ny} = \frac{-C + \sqrt{C^2 + b \cdot E_c \cdot \varepsilon_y \cdot 2C \cdot d}}{b \cdot E_c \cdot \varepsilon_y} \quad C = a_t \cdot \sigma_y \cdot \cos \theta + N$$

$$\theta = \tan^{-1} \{ (2d - D) / L \} \quad \theta_2 = \tan^{-1} \{ (D - 2X_{ny}) / L \}$$

$$\beta = \min(2D/L, 1.0)$$

$$L_0 = 2 \cdot e^{\lambda} \cdot (36/F_c)^{\eta} \cdot d_b$$

$$\lambda = 0.15 \cdot \sigma_y / 100 + 1.69 \quad \eta = 0.04 \cdot \sigma_y / 100 + 0.37$$

ここで、 L, b : 梁内法スパン、梁幅

D, d : 梁せい、梁有効せい

F_c, E_c : コンクリート強度、ヤング係数

a_t, σ_y : 引張X形主筋断面積、材料強度

ε_y, d_b, N : X形主筋の降伏歪、呼び径、軸力

θ : X形主筋傾斜角

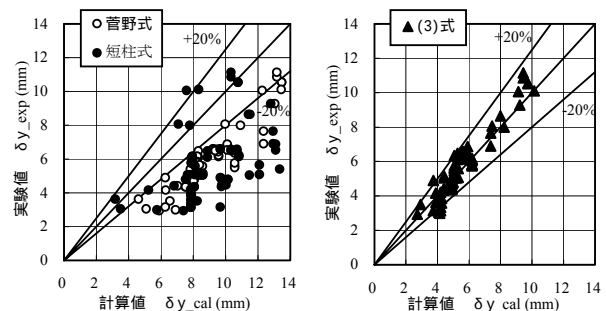


図 4.1 菅野式、短柱式、(3)式による降伏変形の評価

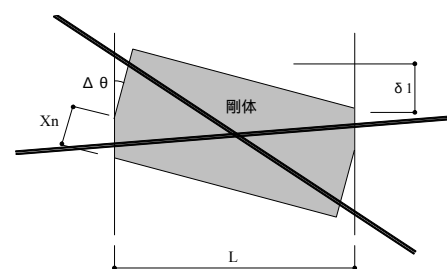


図 4.2 δ_1 算定の仮定

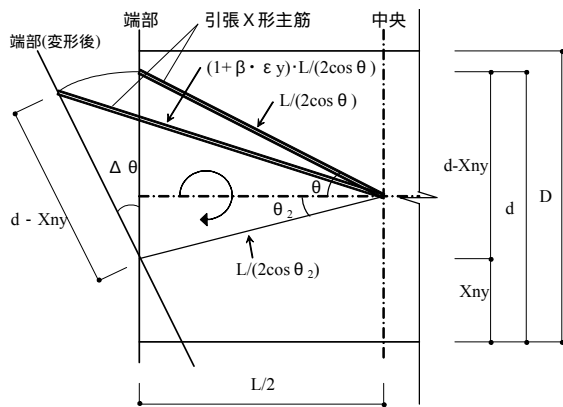


図 4.3 $\Delta \theta$ 算定の略図

4.3 限界変形の評価

実験では、殆どの試験体が、大変形時にコンクリートが劣化した後、主筋座屈が生じて耐力低下を起した。そこで限界変形はコンクリートの劣化を表す指標で評価できるものと考えた。コンクリートの劣化に関する要因として、横補強鉄筋量、コンクリート圧縮力を考え、限界変形との関係を検討した。なお、実験資料は平行配筋を含むP+41Yを除く全試験体、および文献4)によった。実験における限界変形は3章に示す定義より算定とした。

横補強筋量の影響

横補強筋の効果を表す指標として $\sqrt{\{\Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c\}}$ を考えた。ここで、 $\Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})$ は図4.4に示すように、端部(0.5D区間)、中央部に分け、さらに面内面外方向について、横補強筋量の総和をそれぞれ算出し、そのうちの最小値とした。これは、図4.5に示すように、ほぼ補強筋量が最小である区分において主筋座屈が発生していたからである。補強筋効果 $\sqrt{\{\min \Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c\}}$ と限界変形との関係を調べると、図4.6のように正の相関が得られた。また、この指標が0.21より大きいものは、主筋座屈が発生しなかった。

コンクリート圧縮力の影響

軸力、主筋量が増えれば中立軸深さは深くなる。そこで、コンクリート圧縮力の大きさを表す指標として、中立軸位置を無次元化した b/X_{nu} を考え、限界変形との関係を調べた。図4.7に示すように正の相関が得られた。

以上より、限界変形はコンクリート圧縮力の大きさを表す指標 b/X_{nu} と横補強筋効果 $\sqrt{\{\min \Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c\}}$ の積で提案する。図4.8に、その積と限界変形との関係を示す。○は主筋座屈を生じなかった試験体で、これらを除外するとほぼ比例関係にある相関が得られる。これより限界変形の評価式として、非超過確率10%とした〔4〕式が得られる。

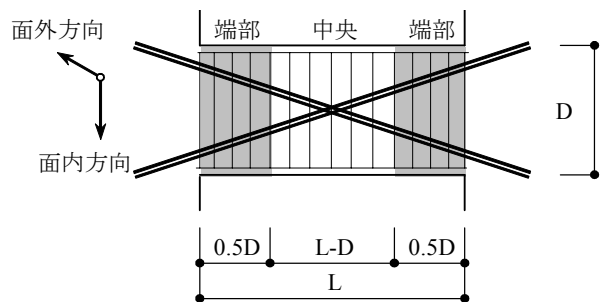


図 4.4 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ 算定の区分

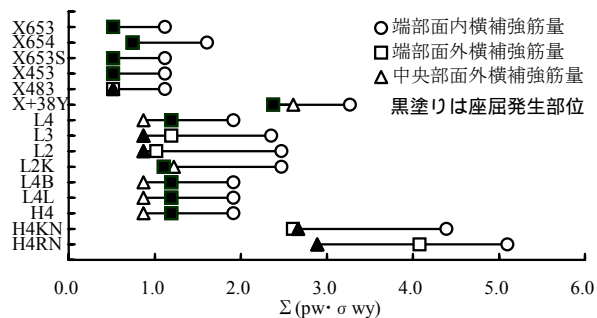


図 4.5 区分別横補強筋量と主筋座屈発生位置の関係

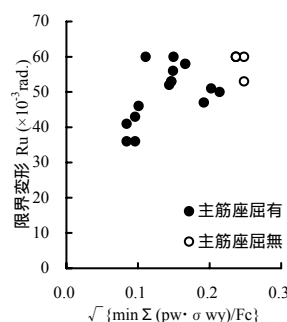


図 4.6 $\sqrt{\{\min \Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c\}}$ と R_u の関係

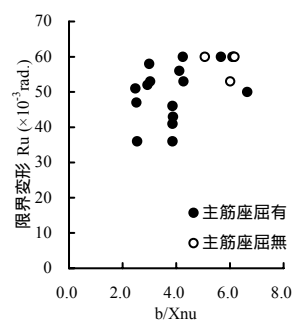


図 4.7 b/X_{nu} と R_u の関係

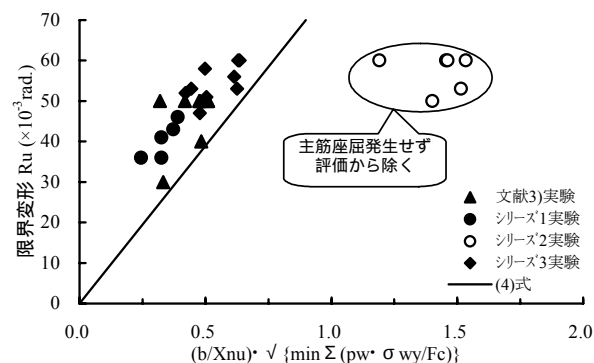


図 4.8 $(b/X_{nu}) \cdot \sqrt{\{\min \Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c\}}$ と R_u の関係

$$R_u = k \cdot (b/X_{nu}) \cdot \sqrt{\min \Sigma(p_w \cdot \sigma_{wy})/F_c} \quad \text{---〔4〕}$$

$$X_{nu} = \frac{a_1 \cdot \sigma_y \cdot \cos \theta + N}{b \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot F_c}$$

ここで, k : 0.078 (非超過確率 10%の場合)

$\min \Sigma (p_w \cdot \sigma_{wy})$: 端部面内, 端部面外および
中央面外横補強筋量最小値

b, D : 梁幅, 梁せい

F_c : コンクリート強度

a_t, σ_y : 引張 X 形主筋断面積, 材料強度

p_{ws}, σ_{wy} : 横補強筋比, 材料強度

θ : X 形主筋傾斜角

N : 軸力

k_1, k_3 : ACI スレス・ロック式による矩形置換係数

4.4 復元力特性の評価

主筋を X 形配筋のみとし, 軸力を導入しない試験体の荷重-変形関係は, 履歴面積が大きい紡錘形の性状を示した. ここではその復元力特性について検討する.

スケルトンカーブは, 図 4.9 に示す, 曲げび割れによる剛性低下を考慮した Tri-Linear 型とした. ここで, 初期剛性, 第 1 折れ点はそれぞれ [5] 式, [6] 式により算定し, 第 2 折れ点は, 前述の [1] 式による耐力と [3] 式による降伏変形から算定した. また, 第 3 剛性は初期剛性の 1/100 とした. 履歴則は takeda モデル^{文献 7)}で減力剛性指数 β を 0.25 とした.

図 4.10 に代表試験体の荷重-変形関係の実験値と計算値の比較を示す. また等価粘性減衰定数の実験値と計算値の比較を図 4.11 に示す. $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降, 計算値は実験値をやや低めに評価しているが, 設計で用いる $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以下においても, ほぼ安全側に評価している.

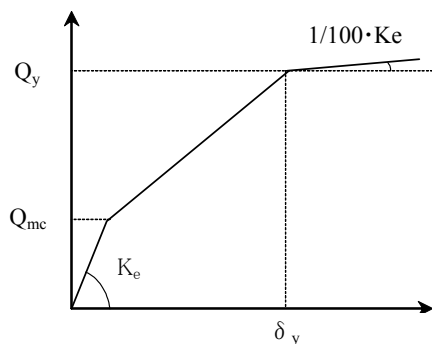


図 4.9 スケルトンカーブの設定

$$K_e = \left(\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s} \right)^{-1} \quad \text{--- [5]}$$

$$K_b = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_e}{(L + D/2)^3} \quad K_s = \frac{G_c \cdot A_c}{\kappa \cdot (L + D/2)} \quad \text{--- [6]}$$

$$Q_{mc} = \frac{0.56 \sqrt{F_c} \cdot Z_e}{(L/2)}$$

ここで, E_c, G_c : コンクリートヤング係数, せん断弾性係数
 I_e, Z_e : 等価断面 2 次モーメント, 等価断面係数
 L, D : 梁内法スパン, 梁せい
 F_c, A : コンクリート強度, 断面積
 κ : 形状係数 1.2

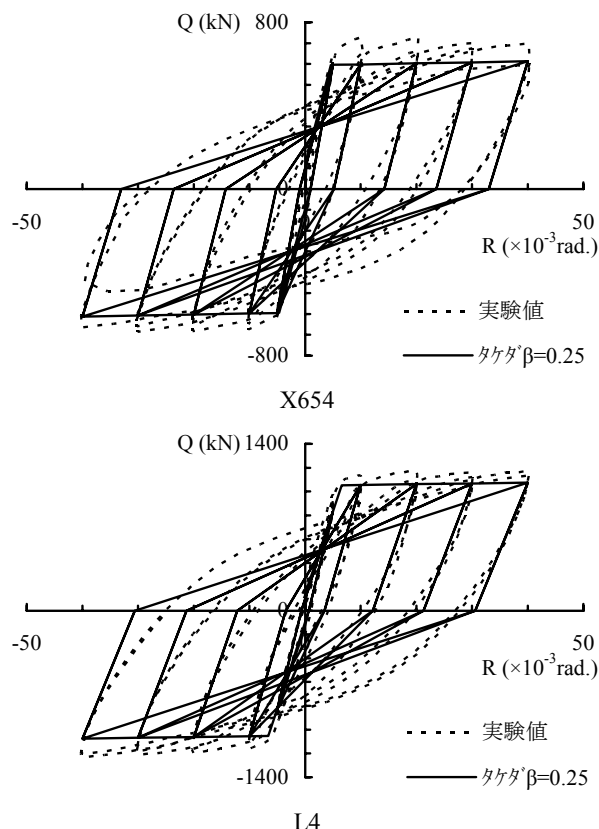


図 4.10 荷重-変形関係の比較

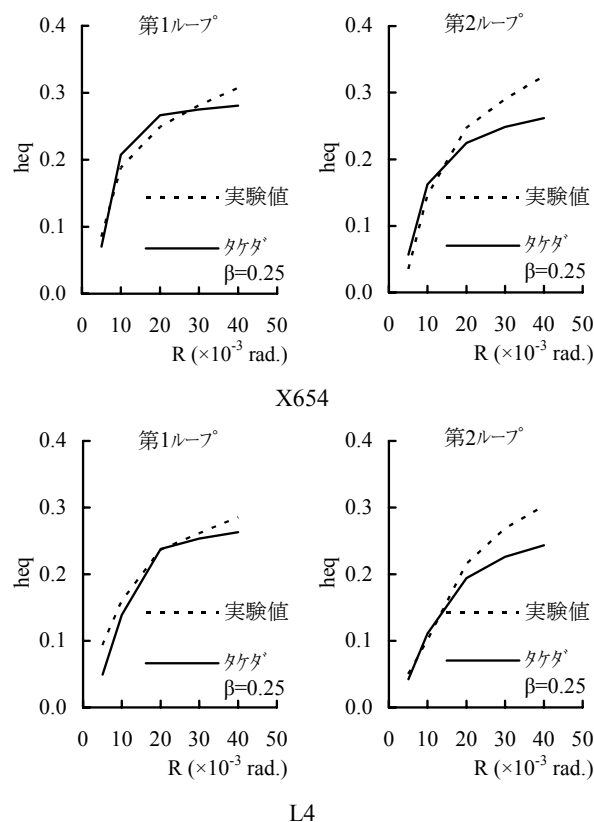


図 4.11 等価粘性減衰定数の比較

4.5 端部目開き幅の評価

X形配筋短スパン梁実験において発生したひび割れのうち、試験体とスタブの境界に発生した端部目開きは、他のひび割れよりも顕著に大きく、地震後の残留が問題となる可能性がある。そこで、そのひび割れ幅の評価方法を検討した。

端部目開き幅の算定式を、ピーク変形時には〔7〕式に、荷重ゼロまで戻した除荷時には〔8〕式に示す。端部目開き幅 δ_{c1} 、 δ_{c0} は、図4.12のように梁は剛体であると仮定し、力の釣合条件より算定される中立軸位置 X_{n1} 、 X_{n0} を基点とした引張縁の変位とした。

図4.13に代表試験体の実験値と計算値の比較を示す。計算値は、軸力を導入したH4KNの除荷時において若干過大評価(安全側)しているが、概ね良く整合した。

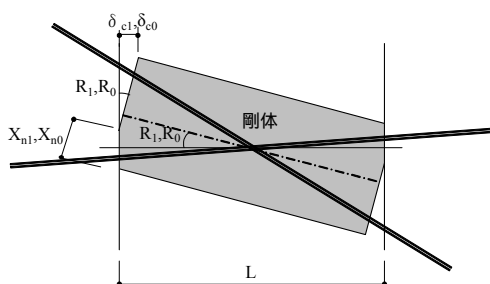


図 4.12 端部目開き幅算定の仮定

・ピーク変形時

$$\delta_{c1} = R_1 \cdot (D - X_{n1}) \quad \text{---〔7〕}$$

$$X_{n1} = \sqrt{\frac{2 \cdot (N + a_t \cdot \sigma_y \cdot \cos \theta) \cdot L}{b \cdot E_c \cdot \tan R_1}}$$

・除荷(荷重ゼロ)時

$$\delta_{c0} = R_0 \cdot (D - X_{n0}) \quad \text{---〔8〕}$$

$$X_{n0} = \sqrt{\frac{2 \cdot N \cdot L}{b \cdot E_c \cdot \tan R_0}}$$

ここで、 R_1 : 梁のピーク時変形
 R_0 : 梁の除荷時変形 (4.4 の履歴則による)
 L, D, b : 梁内法スパン, 梁せい, 梁幅
 a_t, σ_y : 引張 X 形主筋断面積, 材料強度
 θ, N : X 形主筋傾斜角, 軸力

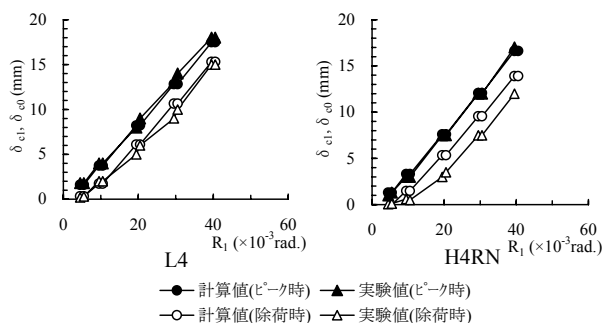


図 4.13 端部目開き幅の実験値と計算値

5. まとめ

本研究の結果より以下の知見を得た。

X形配筋短スパン梁は、主筋を全てX形に配置し、適切な横補強筋量を施すことにより、大変形まで履歴面積が大きい良好な変形性能を有することができる。

端部にD/5の開口を設けても、コ形または井形の補強筋を適切に施せば、構造性能に影響を与えることはない。

梁端部主筋の付着を切ることにより、梁および梁接合部のひび割れを低減することができる。

X形配筋短スパン梁の終局耐力は、〔1〕式および〔2〕式により評価できる。

X形配筋短スパン梁の降伏変形は、X形主筋の引張降伏歪による変形と、X形主筋の定着部より抜け出しによる変形の和とした〔3〕式で評価できる。X形配筋短スパン梁の限界変形は、コンクリートの劣化による主筋座屈が主要因であり、〔4〕式で評価できる。

X形配筋の荷重-変形関係は、曲げひび割れを考慮したTri-Linear型として、履歴特性はtakedaモデルで減力剛性指数 $\beta=0.25$ として評価できる。

X形配筋の端部目開き幅は、梁を剛体と仮定し、中立軸位置を基点とした引張縁の変位として〔7〕式および〔8〕式により評価できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p57，1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，p71，1987
- 3) 小林他：高層混合鉄筋コンクリートコア部分の構造実験，大成建設技術研究所報，第25号，pp293-304，1992
- 4) 小林他：X型配筋を用いた短スパンRC梁の降伏時耐力と変形，大成建設技術研究所報，第28号，pp105-112，1995
- 5) 杉山他：X形主筋を用いた短スパン梁の曲げせん断実験，日本建築学会梗概集，pp431-432，1996
- 6) 古宮他：端部に開口を有するX形主筋短スパン梁の曲げせん断実験，日本建築学会梗概集，pp235-236，2002
- 7) Toshikazu Takeda et al. REIN FORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, ASCE Vol 96 No.ST12, pp2257 ~ 2273, 1970