

# 鋼管拘束柱を有する高強度 RC 骨組の履歴性状に関する研究

福原 武史

## 1. 序

RC 部材において、帯筋や鋼管を用いた拘束方法はコンクリートの脆性的な破壊性状の改善に有効であることが知られている。帯筋拘束法と比較して鋼管横拘束法は、1)拘束材を無理なく大量に配置できるため大きな補強効果が得られる、2)部材の全断面を拘束するため、かぶりコンクリートの剥離に起因する耐力低下や主筋座屈等を防ぐことができる等の利点を有する。近年、構造物の高層化、大スパン化あるいは柱の小断面化等の要求に答えるため、使用されるコンクリートと鉄筋の高強度化が進みつつあるが、そのために必要となる柱への大きな拘束効果を、過密帯筋を避けて得るために鋼管拘束法は非常に有利な拘束方法といえる。

著者らはこれまでに鋼管横拘束材を用いた高性能 RC 骨組構造の合理的な耐震設計法の確立を目指して、鋼管横拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状、鋼管横拘束 RC 柱の繰り返し曲げせん断性能について実験的研究を行ってきた<sup>1)2)</sup>。これらの既往の研究から、鋼管横拘束法は高強度 RC 柱の繰り返し性状を向上させるのに非常に有効であること、鋼管の板厚は鋼管横拘束高強度 RC 柱の繰り返し性状に及ぼす影響が作用する軸力のレベルに従い顕著となることなどを明らかにしてきた。

本論は、鋼管拘束 RC 柱を用いた高強度 RC 骨組の履歴性状に関する実験データを取得し、鋼管の肉厚、軸力の大きさ及び鋼管内部の補強スチフナの有無が、骨組の繰り返し挙動に及ぼす影響を調ったものである。また、既往の研究より提案された部材の解析法を基に、高強度 RC 骨組における終局耐力の算定法を提案し検証するとともに、終局層間変形角の算定法を提案した。

## 2. 実験概要及び実験方法

試験体は、高層建築の最下階を模擬した 1/4 縮小モデルで、内幅 200mm の角形鋼管により拘束された RC 柱と帯筋により補強された梁により構成された 1 層 1 スパンの骨組である。図 1 には骨組試験体の配筋詳細と寸法、表 1 には鋼材の力学的性質を示す。

実験変数は軸力比、鉄筋の強度、拘束鋼管の幅厚比 ( $B/t$ ) および鋼管内のスチフナによる補強の有無の四つである。スチフナには角形鋼管と同じ材料を用いた。コンクリートの目標強度は 80MPa 以上である。使用したセメントは普通ポルトランドセメントで、粗骨材には最大粒径 13mm の砕石を用いた。各試験体名は FT23N50 を例にとると、23 は柱の拘束用鋼管の板厚 (2.3 mm) を、50 は試験体に載荷する軸力比 (0.5) を示している。また、H は高強度鉄筋の使用を、NS は柱の拘束用鋼管内にスチフナがないことを示している。一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験は、骨組の水平部材角  $R$  により制御された。予定した載荷プログラムは図 2 に示す。骨組の平均的層間変位角  $R$  は、左右の柱の両側にある変位計により計測された左右柱の水平変位の平均をもって求めた。また、左右柱の水平変位の絶対値の差は梁の平均的軸変形を表している。また、鋼管表面のひずみ、柱と梁主筋のひずみは計

82 箇所 に ひずみゲージ を 貼 付 し て 計 測 し た 。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況と履歴性状

表 2 には各試験体の概要と主な実験結果の一覧

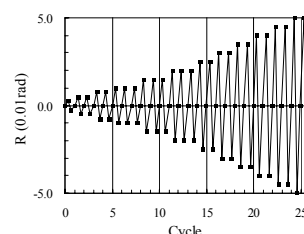


図 2 載荷プログラム

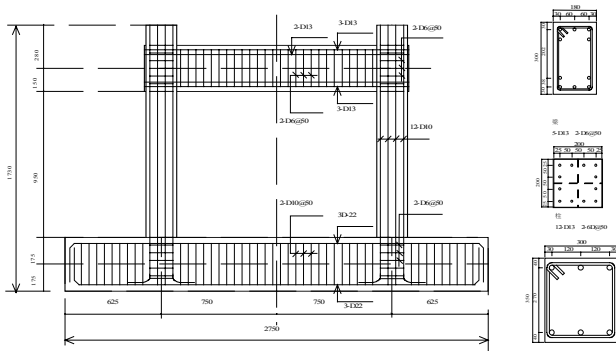


図 1 試験体詳細

鋼材名	t (mm)	$E_s$ (MPa)	$f_{sy}$ (MPa)	$f_{su}$ (MPa)	$\phi$ (%)
D6	-	168000	307	489	-
D10	-	187000	347	493	19.8
D13	-	190000	395	497	17.4
HD6	-	187000	1042	1209	8.0
HD10	-	177000	997	1170	8.5
HD13	-	175000	915	1106	9.0
PL23	2.3	202000	279	415	41.0
PL45	4.5	214000	286	436	39.2
PL60	6.0	205000	263	402	41.5

t: 板厚  $E_s$ : ヤング係数  $f_{sy}$ : 降伏点強度  
 $f_{su}$ : 引張強さ  $\phi$ : 破断時の伸び

を、**図 2**には各試験体の水平力と骨組の層間変位角関係の実験結果を示す。図中の実線と破線はそれぞれ梁に最大水平力の半分の軸圧縮力が作用すると仮定したときの終局曲げ耐力、および軸圧縮力が作用しないと仮定したときの終局曲げ耐力に基づく骨組のメカニズムラインを示している。表中の柱と梁の終局曲げ耐力の計算は崎野・孫らが文献3で提案した算定方法を用いた。なお、高強度鉄筋を用いた2体の試験体においては、せん断耐力は文献5に提案された式を用いた。普通鉄筋を用いた試験体は算定値通り、いずれも柱脚と梁端部に曲げによる降伏ヒンジが生じる「全体崩壊型」性状を示した。また、高強度鉄筋を用いた試験体では、梁の算定せん断耐力と曲げ耐力が非常に近い値を示す通りに、曲げひび割れとせん断ひび割れのいずれも顕著に見られた。

### 3.2 鋼管の歪み状況

**図 4**に柱脚部の鋼管表面のひずみ状況を示す。柱頭では鋼管表面のひずみが非常に小さく、柱脚では大きなひずみを実測された。また、鋼管フランジ側中部のフープ方向ひずみ圧縮を示し、内スチフナが期待通りに働いていたことが分かる。

に働いていたことが分かる。

骨組の終局耐力算定は最大耐力時には鋼管が降伏するという仮定に基づき行われたが、内スチフナの無い鋼管で拘束した試験体 FT60N50NS では、試験体が最大耐力に達したとき、柱脚鋼管のフープ方向ひずみは鋼材の降伏ひずみ（約 0.13%）を下回っていた。これは、FT60N50NS の実験耐力が普通鉄筋を用いた試験体の中で唯一計算値を下回った主因である。他の試験体においては、柱脚鋼管は最大耐力発揮時までにはほぼ降伏域に入っていた。また、鋼管の降伏する変形角はスチフナの有無と幅厚比および軸力比に依存するが、鉄筋の強度の影響はほとんど見られなかった。

### 3.3 柱および梁の軸方向変形

柱の軸方向伸縮はと梁の軸方向変形はそれぞれ**図 5**と**図 6**に示す。**図 5**より分かるように、柱の軸縮みは鋼管の拘束度合いが高くなるほど、軸力比が小さくなるほど小さくなる傾向が見られる。また、最大軸縮みはいずれの試験体においても 0.35% (3.85mm)以下と非常に小さいことが分かる。

また**図 6**より分かるように、梁の軸方向変形は常に

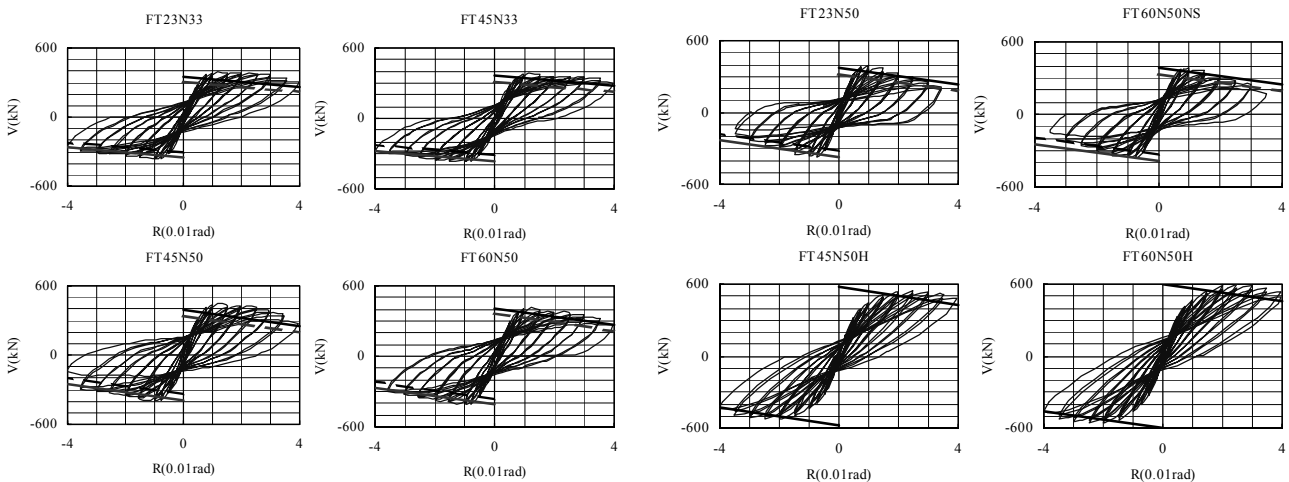


図 3 水平角一層間変形角関係

表 2 試験体一覧 [実験結果および算定値]

試験体名	B/t	fc' (MPa)	N (kN)	M <sub>CU</sub> (kN-m)	M <sub>BU0</sub> (kN-m)	M <sub>BU</sub> (kN-m)	M <sub>BSU</sub> (kN-m)	V <sub>ave</sub> (kN)	V <sub>cal0</sub> (kN)	V <sub>cal</sub> (kN)	V <sub>ave</sub> / V <sub>cal0</sub>	V <sub>ave</sub> / V <sub>cal</sub>	R <sub>max</sub> (0.01rad)	R <sub>min</sub> (0.01rad)	R <sub>cal</sub> (0.01rad)
FT23N33	89	83.6	2207	91.5	66.4	89.1	134.1	377.0	305.6	353.3	1.234	1.067	1.16	-0.98	0.93
FT45N33	46	82.5	2178	97.0	66.3	89.1	134.4	377.5	315.5	363.3	1.197	1.039	1.16	-0.99	1.17
FT45N50	46	82.1	3284	112.3	66.3	91.6	134.2	421.5	343.3	396.4	1.228	1.063	1.19	-1.25	1.20
FT60N50	35	82.9	3316	121.1	66.3	90.4	134.6	411.0	359.4	410.0	1.144	1.003	1.23	-0.99	1.28
FT23N50	89	83.6	3346	100.0	66.4	89.1	134.5	382.2	321.0	368.7	1.191	1.037	0.99	-0.73	0.69
FT60N50NS	35	85.1	3405	107.1	66.4	88.9	135.6	371.5	334.1	381.3	1.112	0.974	0.99	-0.73	0.86
FT45N50H	46	89.3	3572	146.1	158.8	180.9	147.1	536.0	-	574.3	-	0.933	2.48	-2.50	2.02
FT60N50H	35	89.2	3567	159.3	158.8	182.3	147.1	575.7	-	598.2	-	0.962	2.49	-2.48	2.18

B/t: 幅厚比 fc': シリンダー強度 N: 骨組にかかる軸力 M<sub>CU</sub>: 柱終局曲げ耐力 M<sub>BU0</sub>: 梁曲げ耐力 (軸力を 0 と算定) M<sub>BU</sub>: 梁曲げ耐力 (軸力は水平力の半分) M<sub>BSU</sub>: 梁せん断耐力 V<sub>ave</sub>: 正負最大耐力の平均 V<sub>cal0</sub>: 水平力耐力 (軸力 0) V<sub>cal</sub>: 水平力耐力 (軸力は水平力の半分) R<sub>max</sub>: 最大耐力時の変形角 R<sub>min</sub>: 負側最大耐力時の変形角 R<sub>cal</sub>: 5 節の算定方法による最大耐力時の変形角

伸びる方向（正側）へと進行し、その最大の伸びは0.5～0.7%（7.5～10.5mm）程度であった。このことより、鉄筋コンクリート骨組構造の非線形 Push-over 解析を行うにあたっては、床スラブの拘束のために梁がほぼ軸方向に変形しないことから適用される剛床仮定を用いる場合に、この床スラブが梁の伸びを拘束する時に発生する軸圧縮力の影響も梁断面性状（特に終局曲げ耐力）のモデル化に際して注意を要する。

### 3.4 等価粘性減衰定数と履歴エネルギー

等価粘性減衰定数は骨組の履歴特性を表す重要なパラメータの1つであり、限界耐力計算法を用いる場合に必要不可欠なパラメータでもある。また、履歴エネルギーもまた地震時の骨組の履歴によるエネルギー吸収能力を表す耐震性能の指標である。図7には、実験より得られた試験体の粘性減衰定数と履歴エネルギーを示す。いずれの試験体も粘性減衰定数がほぼ一定である弾性的範囲において、その値はおよそ6～7%程度であった。また、特に高強度鉄筋を用いた試験体で

は、大変形角まで等価粘性減衰定数の値は顕著な上昇は見られず、弾性的な性状を示した。これは、高強度鉄筋を用いた試験体では大変形角まで損傷が小さいという実験記録にも良く一致する。ここで、粘性減衰定数の値が小さいことは入力地震動に対する減衰効果が小さいため耐震性能に劣ると考えられがちであるが、減衰定数が同じ値である弾性的履歴性状においては、最大耐力が大きく大変形角まで弾性的履歴性状を示すものほど大きなエネルギーを吸収する。このため高強度鉄筋を用いれば、損傷が小さく安定した弾性的履歴状態において特に有利なエネルギー吸収能力を有する構造体ができる。このことは図7において骨組が弾性状を示す変形角（つまり粘性減衰定数が一定を保っている変形角）における履歴エネルギーを見ても明らかである。この特徴を生かせば、地震による損傷の少ない、高性能な耐震構造の開発が可能である。ただし、

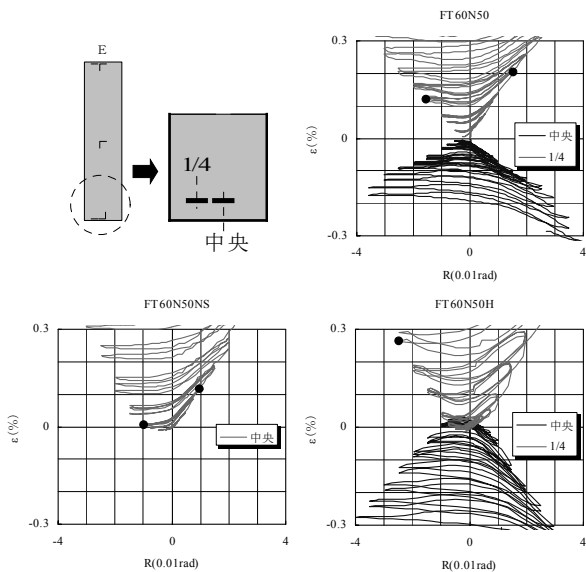


図4 鋼管歪み状況

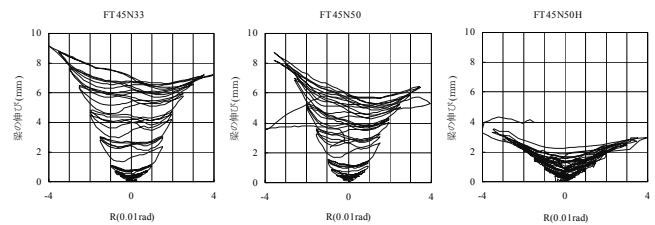


図5 梁の伸び

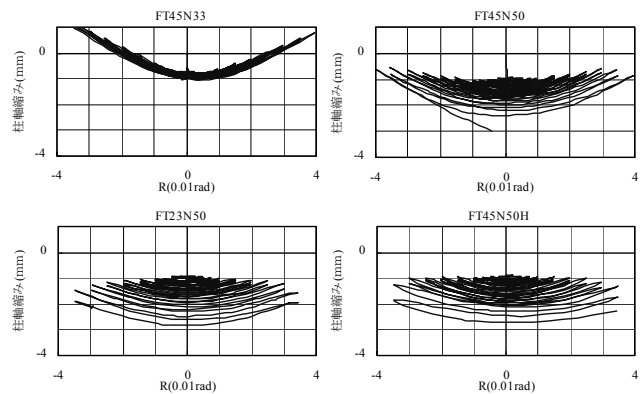


図6 柱軸縮み

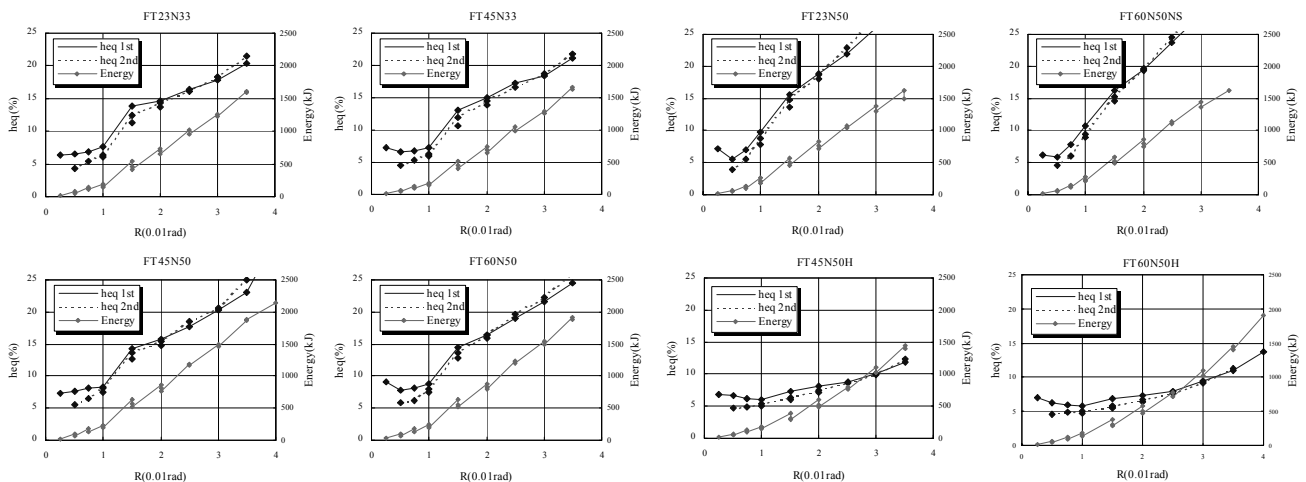


図7 粘性減衰定数とエネルギー

最大耐力時の変形角が大きくなることは、非構造要素の破壊等の安全変形制限等を考えれば注意を要する。

#### 4. 終局耐力算定と崩壊メカニズムの予測

各試験体の終局耐力の算定において、柱と梁の曲げ終局強度は崎野・孫らによって提案された帯筋や鋼管の拘束効果を考慮に入れた算定法<sup>3)</sup>を用いて行った。なお、梁の曲げ終局耐力の算定にあたっては、軸力は0kNおよび実験水平耐力の半分の値を用いた。また普通鉄筋を用いた試験体では、せん断終局耐力の算定には既往の研究<sup>5)</sup>よりその精度が確認されている修正大野・荒川式を、高強度鉄筋を使用した試験体のせん断終局耐力については修正大野・荒川式の実験による検証が十分でない為、本論では高強度鉄筋を用いた試験体におけるせん断実験と算定式との検証が行なわれている二羽らの提案したせん断耐力式<sup>6)</sup>を用いた。骨組の終局水平耐力は図7に示すような概念図に基づき、式(1)により求めた。

$$V_{cal} = 2V_c = 2 \cdot \frac{|M_{CU}| + (1 + D_C / L_B) |M_{BU}|}{h + D_B / 2} \quad (1)$$

$L_B$  : 梁の内法スパン(1300 mm)  $H$  : 柱の内法高さ(950 mm)

$D_B, D_C$  : それぞれ柱と梁の断面せい

表2に示す結果より、既往の部材耐力算定手法を用いることで、骨組の終局耐力および破壊メカニズムを精度良く算定できる。なお、高強度鉄筋を用いた部材のせん断耐力算定は、本論では斜めひび割れ強度  $f_{vc} \leq 0.72$  MPa、帯筋の設計降伏強度  $f_{wy} \leq 800$  MPa の値を妥当として用いたが、精度の検証は今後の課題となる。

#### 5. 変形角算定

鋼管拘束骨組構造のように大変形角で最大耐力に達する骨組では、最大耐力と共にその時の変形角を予測する必要がある。ここで、柱断面の  $M-\phi$  解析を行い、また4節で想定した崩壊メカニズム時のモーメント分布から骨組の柱の反曲点位置を仮定することで、柱の水平変形は主に柱端部にある長さ  $L_p$  (ここでは1.0D) を有する塑性ヒンジ領域の曲げ変形によるものとした集中ヒンジモデルを用いれば、式(3)より反曲点から柱頭側の部材角  $R_B$  と柱脚側の部材角  $R_C$  が得

られる。ここで、集中ヒンジモデルの  $R_C \equiv \theta_c$  ( $\theta_c$  は反曲点での回転角) という仮定から式(2)と(4)より骨組の層間変形角および水平力  $V$  得られる。

$$V = \frac{M_C}{L_C} - P \cdot R \quad (2)$$

$$R_{B(C)} = \phi_{B(C)} D_C \cdot \frac{L_p}{D_C} \left( 1 - \frac{L_p}{2L_{B(C)}} \right) \quad (3)$$

$$R = \frac{R_C(L_C + D_B/2) + (\theta_C + R_B) \cdot (H - L_C - D_B/2)}{H} \quad (4)$$

$L_{B(C)}, \phi_{B(C)}$  : それぞれ柱頭側(柱脚側)のせん断スパンおよび部材端の曲率

$P$  : 骨組にかかる軸力  $H$  : 柱の接合部中心までの高さ  
これより得られた  $VR$  関係を図8に、最大変形角を表2に示す。この図と表より、算定結果は実験値と良い対応を示すことが分かる。

#### 6. 結論

1. 80MPa 級の高強度RC骨組の柱を鋼管で拘束すれば、軸力比0.5と高い軸力を受けても安定した履歴性状が確保できる。
2. 等価粘性減定数の値は弾性域ではおおそ平均で6~7%程度であった。また、特に高強度鉄筋を用いた試験体では大変形角においても等価粘性減定数の値の急激な上昇は見られず、弾性的な履歴性状を示した。これは高強度鉄筋を用いた試験体では大変形角まで損傷が小さいという実験記録にも良く一致する。
3. 既往の研究の算定法を用いれば、骨組の終局耐力および破壊メカニズムを精度良く算定できる。この時、梁に入る軸力を適切に評価する必要がある。
4. 最大耐力時の骨組の柱のモーメント分布が崩壊メカニズム時のモーメント分布と比率がほぼ同じであると仮定し、部材に集中ヒンジモデルを適用することで、柱断面の  $M-\phi$  解析よりフレームの終局変形角およびその付近の水平力-層間変形角関係を精度良く予測する方法を提案した。

#### 「参考文献」

- 1) 川口晃、他：拘束高強度RC柱の曲げ性状に関する実験的研究、日本建築学会九州支部研究報告、第38号、pp.389-396、1999.3
- 2) 松尾英典、他：高強度材料を用いたRC柱の耐震性能に関する実験的研究、日本建築学会九州支部研究報告、第43号、2004.3
- 3) 孫玉平、崎野健治、他：日本建築学会構造系論文報告集、No.486、pp.95-106、1996.8
- 4) 安田健太郎：鋼管横補強RC柱の設計法に関する研究、九州大学修士論文、1998
- 5) 黒岩俊之、佐藤勉、他：高強度材料を用いたRC梁のせん断耐力に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、2002

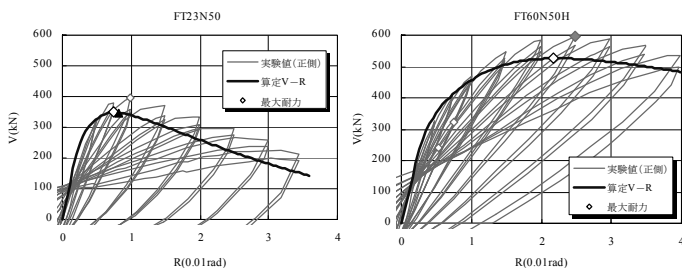


図8 水平力-変形角算定結果