

論文 スラブ付き H 形断面 RC コア壁のねじり性状

丸田 誠*¹・鈴木 紀雄*²・西岡 聖雅*³

要旨: 開断面鉄筋コンクリート立体耐震壁 (コア壁) を用いた高層建物が近年設計されるようになってきた。これらの壁は開断面の壁に比べねじれ易く、純ねじりまたは水平力とねじりを組み合わせた荷重下での構造性状を把握するための構造実験が行われてきている。しかし、実際のコア壁には各層にスラブが付いており、それらのスラブもねじりに抵抗すると考えられる。本論文ではスラブの効果を、ねじり弾性剛性に取り入れる方法を示し、実験結果との比較を行った。また、スラブがねじり終局耐力に及ぼす影響も検討し、昨年度提案した復元力特性計算法にスラブ効果を取り入れ実験結果との比較を行い、良好な対応を得た。

キーワード: RC コア壁, ねじり, スラブ, 復元力特性, 開断面

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造 (以下 RC と称す) 立体耐震壁 (以下コア壁と称す) に地震力の多くを負担させる構造が増えつつある。このコア壁は建築計画上、開断面となることが多い。このような場合、地震時にコア壁にねじりモーメントが作用することも考えられる。

H 形やコ形断面 RC コア壁の純ねじり性状や、水平力ねじり性状を把握するための実験的研究が近年行われている^{1), 2)}。これらの研究においては、ねじりに関してフランジが主に抵抗することが報告されている。昨年度筆者らは、純ねじりに対する復元力特性を算定する手法を提案し、既往の純ねじりの実験結果と比較検討し良好な一致をみた³⁾。しかし、実際には高層になるほど、コア壁に付随するスラブがねじりに抵抗すると考えられるので、本報告ではその効果をねじりの弾性剛性に取り入れる方法を示す。また、H 形断面コア壁のスラブの有無を因子とした純ねじり実験を示し、弾性剛性計算値と比較、更に最大耐力へスラブの影響を取り入れる方法を示し、昨年度提案したねじり復元力特性に、今回のスラブ効果を取り入れた計算値と実験結果の比較も併せて行う。

2. スラブを考慮したねじり弾性剛性

2.1 式の算出方法

中実断面材や薄肉開断面材のねじりでは、St. Venant ねじりが卓越するのに対し、薄肉開断面材では St. Venant のねじり剛性は小さく、そり拘束による曲げねじり (Wagner ねじれ) が卓越する。直接スラブの影響を開断面壁の剛性に取り入れた文献は見あたらないが、つなぎ梁により剛性を変化させる方法を Heidebrecht⁴⁾ は提案している。この文献から式を導く。

2.2 単層壁の場合

分布ねじりモーメントを受ける壁の方程式の基本方程式は、式 (1) によって表わされる。また、その一般解 θ とその一次微分 θ' 、バイモーメント B 、ねじりモーメント T は式 (2) で表わされる。

$$EI_w \frac{d^4 \theta}{dz^4} - GJ_d \frac{d^2 \theta}{dz^2} = t(z) \quad \dots \dots (1)$$

$$\begin{bmatrix} \theta \\ \theta' \\ -B \\ T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & z & \cosh \alpha z & \sinh \alpha z \\ 0 & 1 & \alpha \sinh \alpha z & \alpha \cosh \alpha z \\ 0 & 0 & EI_w \alpha^2 \cosh \alpha z & EI_w \alpha^2 \sinh \alpha z \\ 0 & GJ_d & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \frac{t_0 z^2}{2 \alpha^2 EI_w} \\ \frac{t_0 z}{\alpha^2 EI_w} \\ \frac{t_0}{\alpha^2} \\ \frac{GJ_d t_0 z}{\alpha^2 EI_w} \end{bmatrix} \quad \dots \dots (2)$$

バイモーメントは平行な 2 つの壁面に作用する大きさが同じで向きが逆のモーメントにその間

* 1 鹿島 技術研究所 (正会員)
 * 2 鹿島 技術研究所・工博 (正会員)
 * 3 鹿島 原子力室 (正会員)

の距離を乗じたものである⁵⁾。

ここで、 E : 弾性係数、 G : せん断弾性係数、 I_w : 扇形慣性モーメント、 J_d : ねじり慣性モーメント、 $t(z)$: 高さ方向のねじりモーメント分布、 $\theta(z)$: 断面のせん断中心の Z 軸(高さ方向)の回転角、 t_0 : ねじりモーメント一定分布、 $\alpha^2 = \frac{GJ_d}{EI_w}$

高さ方向 $Z=0$ における θ 、 θ' 、 B 、 T の値を θ_0 、 θ'_0 、 B_0 、 T_0 とすると式(2)より定数 $C_1 \sim C_4$ が求められ、これを再度式(2)に代入すると式(3)が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \theta \\ \theta' \\ -B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sinh \alpha z}{\alpha} & \frac{-1 + \cosh \alpha z}{\alpha^2 EI_w} \\ 0 & \cosh \alpha & \frac{\sinh \alpha z}{\alpha EI_w} \\ 0 & \alpha EI_w \cosh z & \cosh \alpha z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta'_0 \\ -B_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{T_0}{EI_w} \left(\frac{-1 + \cosh z}{\alpha^2} - \frac{z^2}{2\alpha^2} \right) + \frac{T_0}{\alpha^2 EI_w} \left(z - \frac{\sinh z}{\alpha} \right) \\ \frac{t_0}{EI_w} \left(\frac{\sinh z}{\alpha^2} - \frac{z}{\alpha^2} \right) + \frac{T_0}{\alpha^2 EI_w} (1 - \cosh \alpha z) \\ \frac{t_0}{\alpha^2} (\cosh \alpha z - 1) - \frac{T_0}{\alpha} \sinh \alpha z \end{bmatrix} \quad \dots (3)$$

この式(3)を簡易な形とし、式(4)で表わす。

$$\{z\} = [A]\{z_0\} + \{C\} \quad \dots (4)$$

ここで、 $\{Z\}$ を状態量と呼ぶ。

2.3 連層壁(i階)の場合

i 階までの状態量 $\{Z_i\}$ は、 i 階脚部 b の状態量 $\{Z_i, b\}$ と $\{C_i\}$ を用いて式(5)で表わされる。

$$\{z_i\} = [A_i]\{z_i, b\} + \{C_i\} \quad \dots (5)$$

$\{Z_i, b\}$ は、 $(i-1)$ 層頂部の状態量 $\{Z_{i-1}, t\}$ に等しく式(6)で表わされる。

$$\{z_i\} = [A_i]\{z_{i-1}, t\} + \{C_i\} \quad \dots (6)$$

よって、 $i=1$ から順に各層までの $\{Z\}$ を求められる。

2.4 連層壁各層(床)位置にバイモーメント ΔB が作用するとき

各各層(床)の直上を $(t+)$ 、直下を $(t-)$ で表わす。変形の適合条件により、

$$\theta_{(t+)} = \theta_{(t-)} \quad \theta'_{(t+)} = \theta'_{(t-)} \quad \dots (7)$$

また、バイモーメント ΔB は式(8)で表わされる。

$$B_{(t+)} = \Delta B + B_{(t-)} \quad \dots (8)$$

2.5 バイモーメントがつなぎ梁により生じる時

つなぎ(Lintel)梁の効果を図-1に示す。つなぎ梁が、sectorial(扇形)座標における ω_A 、 ω_B を結ぶつなぎ梁によってバイモーメントが生じるとき、その値は式(9)で表わされる。

$$B = -R(\omega_B - \omega_A) \quad \dots (9)$$

ねじり変形後、 A' 、 B' 点のsectorial座標 $\omega_{A'}$ 、 $\omega_{B'}$ は、式(10)となる。

$$\begin{aligned} \omega_{A'} &= \omega_A - \int r_s = \omega_A - \frac{l}{2}(e+b) \\ \omega_{B'} &= \omega_B - \int r_s = \omega_B + \frac{l}{2}(e+b) \end{aligned} \quad \dots (10)$$

ここで、 r_s : せん断中心からの距離であり、バイモーメントは式(11)となる。

$$B = -\frac{12EI_b}{l^3} \delta_{A'B'} (\omega_B - \omega_A + l(e+b)) \quad \dots (11)$$

図-1から、梁の変形は式(12)となる。

$$\delta_{A'B'} = -w_A + w_B + l(e+b)\theta' \quad \dots (12)$$

この式の第3項は、点A(B)における接線回転角 $(e+b)\theta'$ に梁の長さ l を乗じたものである。接線回転角がこのようになるのは、式(13)による。

$$\tau = \frac{dw}{ds} = \frac{d\theta}{dz} \frac{d}{ds} \left(\int r_s - \bar{\omega}_s \right) = r_s \theta' = (e+b)\theta' \quad \dots (13)$$

ここで、 $\bar{\omega}_s$: そり関数である。さらに、

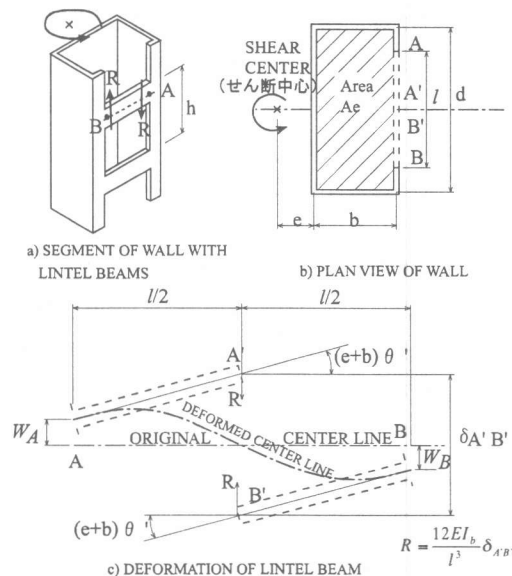


図-1 つなぎ梁の効果⁴⁾

$$\begin{aligned} w_A &= (\omega_{A'} - \overline{\omega_s}) \theta' \\ w_B &= (\omega_{B'} - \overline{\omega_s}) \theta' \end{aligned} \quad \dots \dots (14)$$

となり、式(12)は式(15)で表わされる。

$$\delta_{A'B'} = (\omega_B - \omega_A + l(e+b)) \theta' \quad \dots \dots (15)$$

式(15)を式(11)に代入し、パイモーメントは

$$B = -\frac{12EI_b}{l^3} (\omega_B - \omega_A + l(e+b))^2 \theta' = -K' \theta' \quad \dots (16)$$

となる。すなわち、状態量は

$$\begin{Bmatrix} z_{(i+)} \\ z_{(i-)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & K' & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} z_{(i-)} \\ z_{(i-)} \\ z_{(i-)} \end{Bmatrix} = [A'] \begin{Bmatrix} z_{(i-)} \\ z_{(i-)} \\ z_{(i-)} \end{Bmatrix} \quad \dots \dots (17)$$

で表わされ、壁部で式(17)、つなぎ梁の上下で式(18)が成り立つ。

$$\{z_{i,(i-)}\} = [A_i] \{z_{i-1,(i+)}\} + \{C_i\} \quad \dots (18)$$

$$\{z_{i,(i+)}\} = [A_i'] \{z_{i,(i-)}\} \quad \dots \dots (19)$$

これより、パイモーメントがつなぎ梁によって生じる場合の状態量 $\{z\}$ を、 $i=1$ から順に各層まで求めることができる。

スラブをせいの低いつなぎ梁と考えることにより、上記の式をスラブの付いた場合のねじり弾性剛性とすることができる。

実際には、この剛性にせん断力による変形を考慮し³⁾、ねじり初期剛性とする。

表-1 試験体一覧

試験体名	HT100	HTS100
縦筋	D6@100(SD345)	
横筋	D6@100(SD345)	
Ps (%)	0.80	
スラブ	無し	有り
共通事項	コンクリート設計基準強度 $F_c 60\text{N/mm}^2$ 柱型部主筋 4-D10(SD345) 柱型部拘束筋 □2-D6@150	

Ps: 壁筋比は、縦・横筋とも同じ
スラブ筋は、縦横D6@100シングル

表-2 使用材料の力学的性質

(コンクリート)	試験体名	圧縮強度 σ_B	引張強度 σ_t	ヤング係数 $E_c (\times 10^4)$
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
	HT100	59.9	4.51	3.23
HTS100	60.7	3.07	3.05	

(鉄筋)	鉄筋種類	降伏点 σ_y	引張強度 σ_t	伸び ϵ_u
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
	D6	438	544	25.4
D10	369	527	26.7	

3. H形断面コア壁の純ねじり実験⁶⁾

試験体は図-2に示すようなH形断面を有する実物の約1/12.5の縮尺模型であり、表-1にその諸元を、表-2に使用材料の一覧を示す。実験は図-2にその概要を示すように、頂部に純ねじりモーメント Mt を作用させ正負繰り返し加力を行った。制御はねじり回転角により行い、最終破壊まで行った。実験因子はスラブの有無であり、図-2中にスラブ配筋を示す。図-2に示すよ

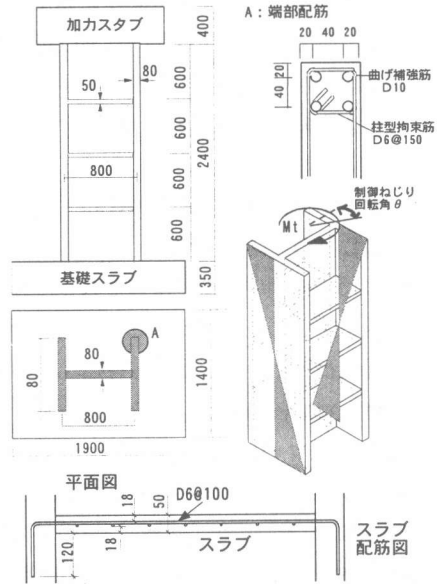


図-2 試験体および加力概要

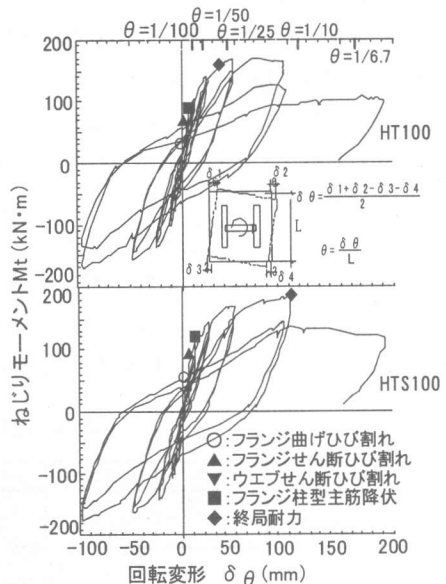


図-3 ねじりモーメント - 回転変形関係

うに、ねじりを与えることにより両側フランジは逆対称モーメントを受けることとなり、せん断スパン比(M/QD)は1.5となる。図-3にHT100, HTS100試験体のねじりモーメント-回転変形関係を示す。この図からは、弾性剛性の差異は分かりづらいが最大耐力は、HTS100の方が10%ほどHT100より大きい結果となった。最大耐力以降の性状はスラブ付きのHTS100の方が、スラブ無しのHT100に比べ耐力低下の少ない良好な結果となった。両試験体とも、フランジの曲げ圧壊で終局に至った。なお、最終的にはHTS100のすべてのスラブにはひび割れが生じ、スラブ筋の降伏も確認された。

4.1 実験結果と算定結果との比較

4.1 ねじり弾性剛性の比較

3章での実験結果と2章で示したねじり弾性剛性の比較を行う。表-3にねじり弾性剛性の計算値と実験値の比較を示す。Kcal1はスラブの影響を考慮しない計算値³⁾であり、Kcal2は2章によってスラブの影響を取り入れた結果であり、KcalがHT100, HTS100の計算値となる。HTS100試験体ではスラブ効果により、8%程度弾性剛性が上がった。実験で計測された弾性剛性Kexp1は、計算値Kcalより小さい。これは、耐震壁の構造実験では基礎からの鉄筋の抜け出しの影響が弾性状態から大きく、正確な弾性剛性を求めるためには、実験から直接得られる弾性剛性から抜け出し変形部分を取り除く必要がある。この鉄筋の基礎からの抜け出し変形は文献7)に示される方法で、基礎スラブ・加力スラブの両側から鉄筋が抜け出ることとし、実験結果から差し引いた剛性Kexp2を求めた³⁾。KcalとKexp2を比較すると実験値/計算値

(Kexp2/Kcal)が1.02と良好に一致した。スラブのねじり弾性剛性に与える影響も、2章で示した方法でおおよそ予測できることが分かった。

4.2 スラブがねじり終局耐力に与える影響

3章で示した実験結果からは、終局時耐力にもスラブの影響があったと思われる。そこで、HTS100試験体のスラブが、ねじり耐力に及ぼす影響を計算した。スラブの効果は図-4に示すように、スラブ位置の面外力により、フランジ部分にモーメントが付加されることにより生じる。このスラブからのモーメントを $\Delta M1 \sim \Delta M6$ とすると、左右のフランジの付加モーメントは式(20)で表わすことができる。

$$\begin{aligned} \Delta M_R &= \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta M3 \\ \Delta M_L &= \Delta M4 + \Delta M5 + \Delta M6 \\ Q1 &= (2 \times M_f + \Delta M_R) / hf \\ Q2 &= (2 \times M_f + \Delta M_L) / hf \quad \dots \dots (20) \\ M_t &= (Q1 + Q2) \times L_f / 2 \end{aligned}$$

ここでMf: フランジの危険断面モーメント

実験でスラブ筋は、H形コア壁のフランジに取り付く部分ですべて降伏していた。そこで、図-4に示すようにフランジと接しているスラブが面外に曲げ降伏したとして、スラブの曲げ解析(ファイバーモデル²⁾)を行った。その最大曲げモーメントから算出した荷重Pcがフランジ中央部Cに作用すると仮定すると、各スラブの $\Delta M1 \sim \Delta M6 (= Pc \times L_m)$ が算出できる。今回は各スラブとも同じコンクリート、配筋であり、 $\Delta M1 \dots \dots = \Delta M6$ となり、式(20)により付加モーメントを求めた。このような簡易な方法でスラブ効果を表わすことができる。ただし、この付加モーメント分の算定値は3kN・mとなり、HTS100(スラブ有り)とHT100(スラブ無し)の終局耐力実験値の差分17kN・m(表-4B3実験値参照)

表-3 ねじり弾性剛性算定結果

試験体	①Kcal1	②Kcal2	③ Kcal	④Kexp1	④/③	⑤Kexp2	⑤/③
HT100	28100	—	28100	24900	0.89	28700	1.02
HTS100	26500	28600	28600	25600	0.90	29300	1.02

注: ②スラブ効果を取り入れた計算値

⑤基礎からの鉄筋の抜け出しを差し引いた実験値

①~⑤単位:kN・m/rad

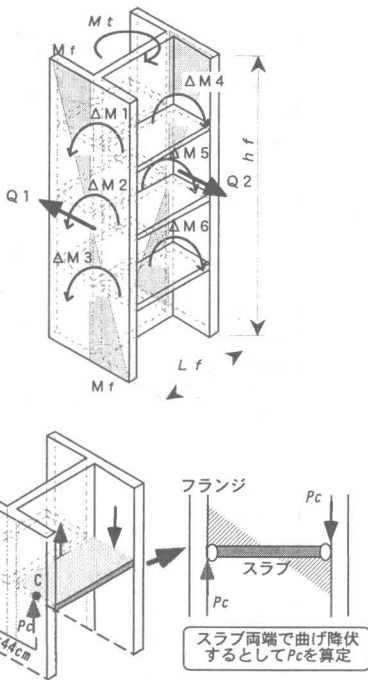


図-4 ねじり耐力へのスラブ寄与概要

とは差があり、今後も検討が必要となる。

4.3 ねじり復元力特性の評価

文献3)では、純ねじりを受ける開断面コア壁の復元力特性算定法を示したが、この方法を用いHT100, HTS100試験体の復元力特性を算定する。文献3)で検討した試験体と今回の試験体は以下の点で異なる。HT100, HTS100は文献

3) H2, H3試験体と断面が同じで高さが2倍であるため、弾塑性性状が異なる。HTS100ではスラブがあり、その影響も4.1, 4.2節に従い考慮する。

復元力特性の算出方法は図-5に示すように、曲げのトリリニア(①曲げひび割れ点, ②縦筋降伏点, ③端部コンクリート0.3%圧縮ひずみ時曲げ耐力点)とせん断のトリリニア(①せん断ひび割れ点, ②JEAGの方法の第二折れ点, ③AIJ終局強度型によるせん断耐力点)を仮定し、それらを加えることによってマルチリニアの復元力特性が得られる。曲げ, せん断とも弾性剛性は、ねじり理論から求めており、その後の塑性性状は、両側フランジの性状から求めた。詳細は文献3)を参照されたい。

表-4に各特性点における実験結果と算定結果を比較して示す。各特性点とも曲げひび割れ点を除き、概ね実験と計算は一致した結果となった。なお、実験結果は、鉄筋の抜け出し変形を除いた値を用いた。

HTS100試験体について算定した復元力特性を曲げ・せん断・全体に分け図-6に示す。試験体の背が高く、せん断スパン比(M/QD)が1.5と大きいので、曲げの復元力特性が全体の復元力特性を支配することが分かる。

図-7にHT100, HTS100と得られた復元力特性計算値とを比較し示す。曲げ最大耐力は、平面

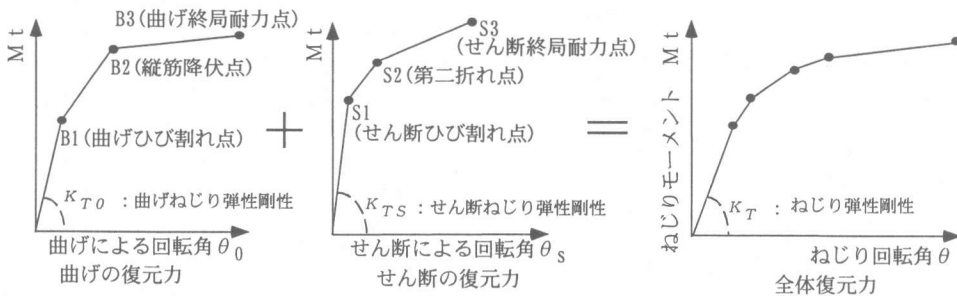


図-5 復元力特性の設定

表-4 各特性点における実験結果と算定結果結果の比較

試験体	曲げひび割れ点B1		せん断ひび割れ点S1		縦筋降伏点B2		終局耐力点B3									
	実験値	算定値	実験値	算定値	実験値	算定値	実験値	算定値								
HT100	62	4.5	32	1.0	106	11.2	93	7.9	123	15.7	110	10.2	170	66.8	134	69.5
HTS100	58	3.7	32	1.1	101	11.2	94	8.0	121	15.1	110	10.2	187	92.7	137	71

注) 単位 M:(kN·m) $\theta:(\times 10^{-3} \text{rad})$

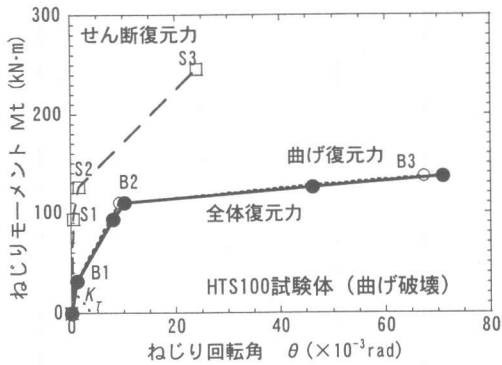


図-6 復元力特性算定結果

保持を仮定した断面解析 (ファイバーモデル²⁾) に基づき算定しており、この方法でHT100, HTS100の1/2の背高さの曲げ破壊試験体H3を精度良くシミュレートできた³⁾。今回の試験体の終局耐力が高いのは、危険断面での曲げ耐力だけでは説明がつかない。背が高くなるとそれを拘束するねじりのみならず、自由 (St. Venant) ねじりが剛性のみならず耐力に及ぼす影響があることも考えられ、今後の検討課題である。

終局耐力が実験と計算で差があるため十分に一致しているとは言いがたいが、回転角 $\theta = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度までは、提案したねじり復元力特性で概ね実験結果をシミュレートでき、実用的には十分と考えられる。

5. まとめ

開断面 R C コア壁のねじり性状に及ぼすスラブの影響を検討し、以下の結論を得た。

- 1) Heidebrechtの開断面壁へのつなぎ梁が及ぼすねじり弾性剛性の影響をトレースし、つなぎ梁をスラブと考え実験結果と比較した。その結果、スラブのねじり弾性剛性に与える影響を把握でき、実験結果との一致も見られた。
- 2) スラブがコア壁の終局耐力に及ぼす影響を簡易に評価する方法を提案した。
- 3) 文献3)で提案した、純ねじりを受けるH形断面コア壁の復元力特性計算法を背が高くスラブも付加した実験結果と比較し、回転角 $\theta = 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度までは良好な対応をみた。

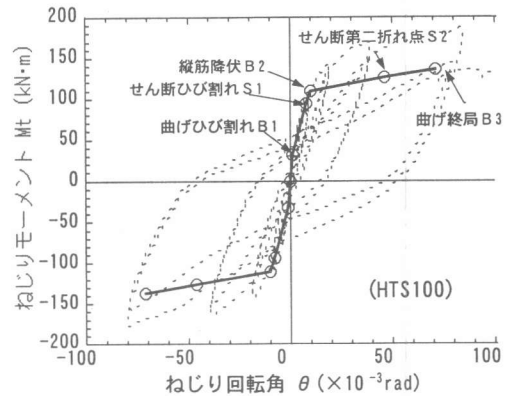
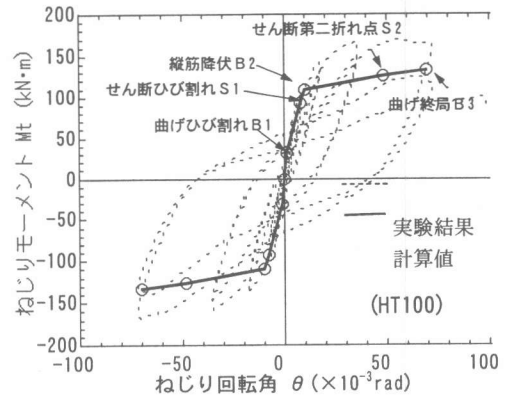


図-7 復元力特性算定結果と実験結果の比較

参考文献

- 1) 森田, 小山, 北山, 永井; 鉄筋コンクリート開断面耐震壁のねじれ性状に関する研究, JCI年次大会論文集, 20-3, pp. 557~pp. 582, 1998.7
- 2) 丸田, 西岡, 鈴木, 宮下; H形断面鉄筋コンクリートコア壁の水平力ねじり性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第524号, pp. 103~pp. 110, 1999.10
- 3) 丸田, 鈴木; 開断面鉄筋コンクリートコア壁のねじり復元力に関する研究, JCI年次大会論文集, 21-3, pp. 739~pp. 744, 1999.7
- 4) Heidebrecht, A. C. and Smith, B. S.; Approximate Analysis of Open Section Shear Walls Subjected to Torsional Loading, ASCE ST12, pp. 2355~pp. 2373, December 1973.
- 5) V. Z フラソフ (奥村 他 訳); 薄肉弾性ばりの理論, 技報堂, 1967年
- 6) 丸田, 西岡, 鈴木, 宮下; H形コア壁の曲げねじり性状に関する研究 - その2 強軸・斜軸水平力とねじりの相関, 鹿島技術研究所年報, Vol. 47, pp. 53~pp. 58, 1999.9
- 7) 稲田; 原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究 (その2) M~φ関係および荷重変形関係スケルトンカーブの検討, AIJ構造系論文集, 第378号, pp16~pp25, 1987.8