

論文 曲げと捩りを受ける鉄筋コンクリートコ型開断面耐震壁の実験的研究

荒井 康幸*1・溝口 光男*2・細谷 孝司*3

要旨：断面の形状がコの字形を有している鉄筋コンクリート立体耐震壁の捩れを伴う水平加力実験および純捩り加力実験を行い，強度と変形性状について検討した。その結果，捩れが生ずる場合の水平強度は捩れ拘束時の強度以下になり強度時変形が大きくなること，本試験体形状のような場合には St.Venant の捩りモーメントの影響が無視できないこと，ひび割れ後の St.Venant の捩り剛性低下率は0.3程度であることなどがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，開断面，捩り

1. はじめに

建築構造物にはL形やコ型などの平面形状を持つ耐震壁が配置される場合が少なくないが，これら立体壁の構造性能は十分に明らかにされているとは言い難い。筆者らは拙論^{1), 2)}において，L形断面壁の二方向曲げ強度やせん断強度の検討を行い，前報³⁾ではコ型開断面壁の捩れを拘束した曲げ破壊実験を行って，二方向終局曲げ強度と捩れを拘束するのに必要なフランジ壁のせん断力について検討した。本報告では，コ型開断面壁の捩れが生ずる水平加力実験と純捩り実験を行い，強度と変形性状について検討した結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は，図-1に示すように柱形の無い等辺のコ型開断面であり，壁頂部には加力のための梁を設けているが，コ型断面のそりを出るだけ拘束しないように，天井スラブとコ型の開口側の梁は設けていない。壁高さは二通りあり，それぞれUシリーズ，U2シリーズと称する。Uシリーズは前報³⁾の捩れを拘束した試験体と同形状であり，試験体数は各シリーズ3体，合計6体である。壁の断面形状と配筋は両シ

ーズ同一であり図-2に示す。柱中心間距離は600mm，壁厚は80mmである。壁の配筋は4のなまし鉄線を縦横@60mm複配筋($p_s=0.53\%$)であり，柱は主筋4-D10にせん断補強筋として，スパイラル筋(4@30mm)を配筋した。コンクリートは，豆砂利普通コンクリートを使用し，基礎スラブと壁・加力梁の2回に分けて鉛直打ちとした。コンクリートと使用鉄筋の力学的性

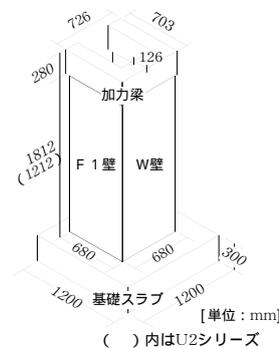


図-1 試験体形状

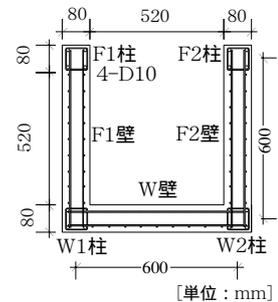


図-2 壁断面形状と配筋

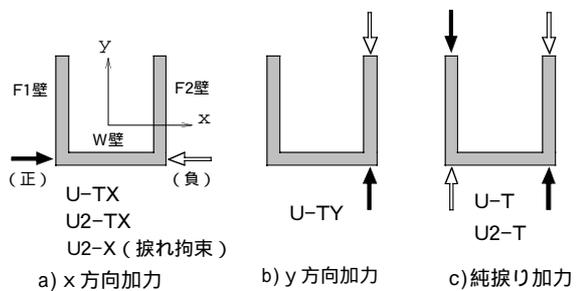


図-3 加力方向と試験体名

*1 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)
 *2 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)
 *3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

質をそれぞれ表 - 1 と表 - 2 に示す。

2.2 加力および計測方法

加力の種類は、図 - 3 に示すようにW壁もしくはF2 壁の壁頂に水平力を与えて捩れを生じさせた場合と、F1 壁とF2 壁に偶力を与えた純捩り加力の場合があり、それぞれ図中に示す試験体名を付けた。なお、U2-X は捩れを拘束したx方向加力の試験体であり、壁高の低いU2シリーズの比較用である。

加力装置は図 - 4 に示すようにアクチュエータ1, 2, 3を配置し、加力の種類に応じてそれぞれのアクチュエータを試験体に接続した。正負の繰り返し加力は、加力梁内に埋め込んだ塩ビパイプ(38)の中を通したPC鋼棒を介して行っている。アクチュエータの制御は全て変位で行っており、純捩り加力の場合にはアクチュエータ1と2の荷重の和が0となるように変位制御している。

鉛直軸力は、図 - 4 a) に示すようにリリース弁付き油圧ジャッキにより、コ型断面の図心にあたる位置にT字形に加工したH形鋼を介して加えた。このH形鋼と各壁頂部の梁とはピンで接合されている。軸圧はコンクリート強度の設計値を $f_c=29.4\text{N/mm}^2$ とした時、軸圧比 $\lambda=1/30$ となるように設定した。

変位の測定は、各壁頂の梁の水平変位と柱頂部の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。また、柱脚部主筋のひずみ度も計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と荷重 変形曲線

実験終了時のUシリーズのひび割れ状況を、壁面の表面、裏面毎に展開して図 - 5 に示す。図には正加力時に加えた各壁板の荷重位置を矢印で示しており、正負加力時に発生したひび割れをそれぞれ実線と破線で示している。W壁に加力した U-TX では、W壁の斜めひび割れは表裏両面ともせん断力の向きに対応した傾きとなっているが、F1 壁とF2 壁での傾きは表裏で

表 - 1 コンクリートの力学的性質

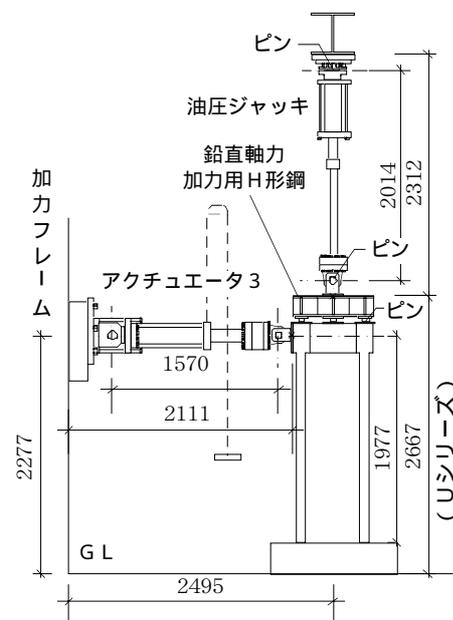
試験体名		圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数* (N/mm^2)
U シリーズ	U-TX	28.8	2.11	19900
	U-TY	29.2	2.02	19200
	U-T	30.4	2.25	22400
U2 シリーズ	U2-TX	26.5	1.92	17800
	U2-X	27.2	1.83	18700
	U2-T	26.2	1.72	19000

* : 1/3割線弾性係数

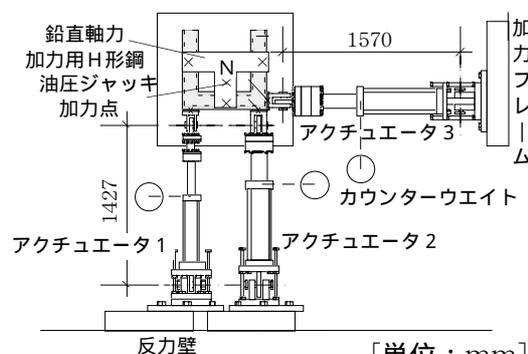
表 - 2 鉄筋の力学的性質

鉄筋	断面積 (cm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
D10	0.713	364	502	30.3
4	0.126	220*	321	46.2

* : 0.2%耐力



a) 立面図



b) 平面図

図 - 4 加力装置概要

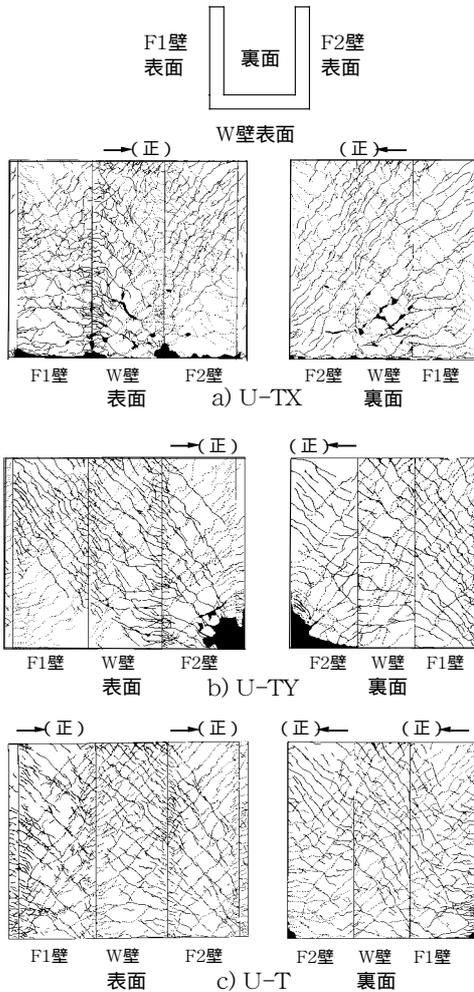


図 - 5 ひび割れ状況

反対となっている。F2 壁に加力した U-TY と純捩り加力の U-T では、全ての壁板で斜めひび割れの傾きは表裏で反対であり、ひび割れはコ型断面の周面で螺旋状になっている。また、全試験体で壁脚部には水平なひび割れが発生し、終局的には柱主筋が降伏してコンクリートが圧壊し、図 - 6 に示すような荷重 - 変形曲線となっている(座標軸の記号は後述)。なお、捩れを拘束した U2-X は降伏後に W 壁がせん断破壊した。

3.2 強度と変形性状

(1) x 方向加力の試験体

x 方向に加力した試験体の荷重 - 変形曲線の包絡線(正加力時)を図 - 7 a) に示す。横軸の R_x は W 壁の x 方向変形部材角であり、U-X は前報³⁾の捩れを拘束した試験体であって U-TX と同形状である。計算値は、圧縮側(正加力時は

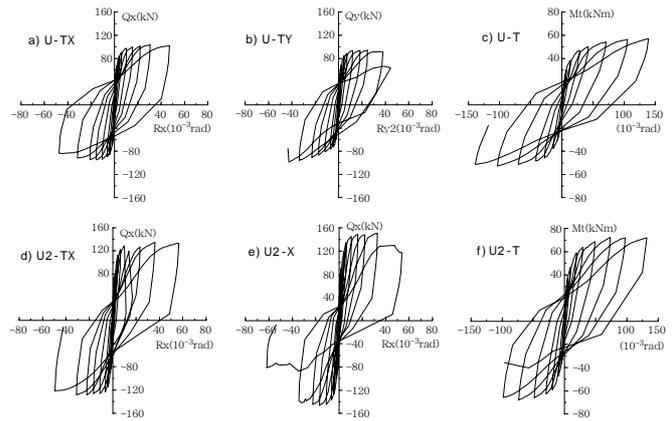
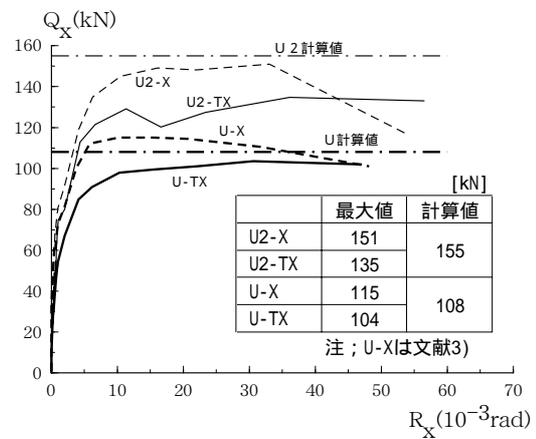
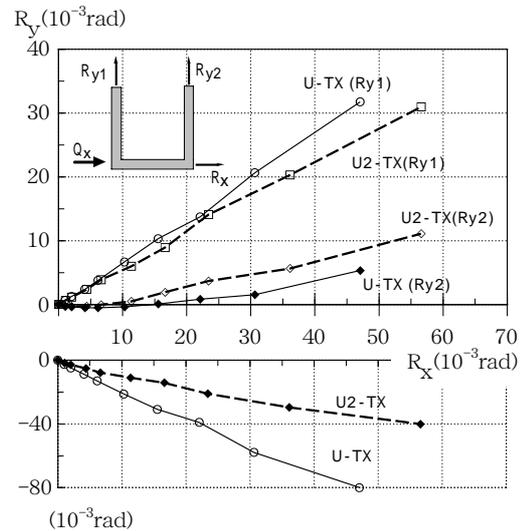


図 - 6 荷重 - 変形曲線



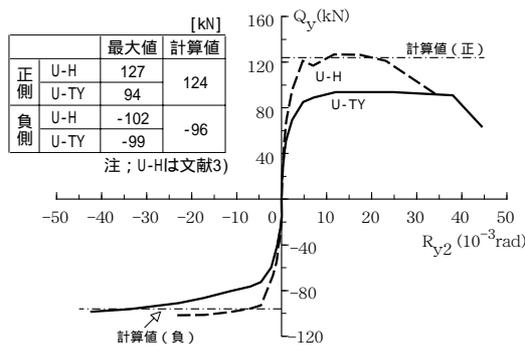
a) x 方向荷重-変形包絡線 (正側)



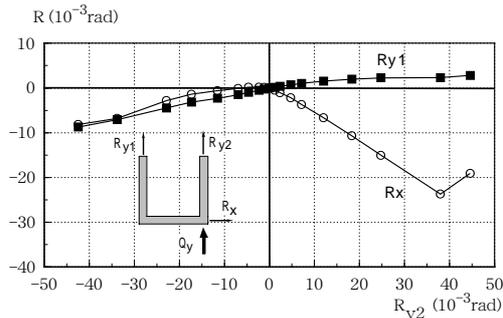
b) F1, F2壁の変形と捩れ角

図 - 7 x 方向加力の強度と変形性状

F2 壁)柱中心に圧縮合力中心をとり、全ての柱主筋と壁筋が引張降伏しているとして算出した荷重である³⁾。図によると、捩れを拘束した試験体 U-X, U2-X ではひび割れによる剛性低下後、



a) y方向荷重-変形包絡線



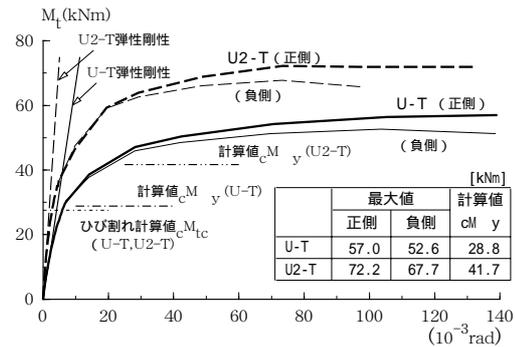
b) F1壁とW壁の変形

図 - 8 y方向加力の強度と変形状

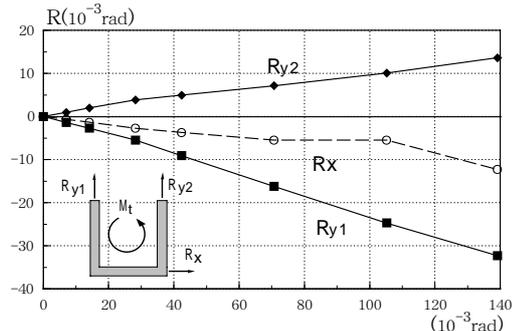
R_x が千分の 10rad 程度ではほぼ計算値に達しているのに対して、捩れを生じる U-TX では剛性低下の割合が大きく、かなり遅れて計算値に近づいており、U2-TX では計算値にまで達せずに終局に至っている。同図 b) に横軸に R_x をとって、繰り返しサイクルピーク時の F1 壁と F2 壁の y 方向変形 R_{y1} , R_{y2} と捩れ角を示す。図示のように捩れが生じ、引張側となる F1 壁の変形 R_{y1} は加力方向変形 R_x の 1 / 2 程度にもなっている。したがって、F1 壁の開口側は圧縮側となるため F1 柱(図 - 2 参照)の柱脚主筋の引張降伏が遅れることが解る。

(2) y方向加力の試験体

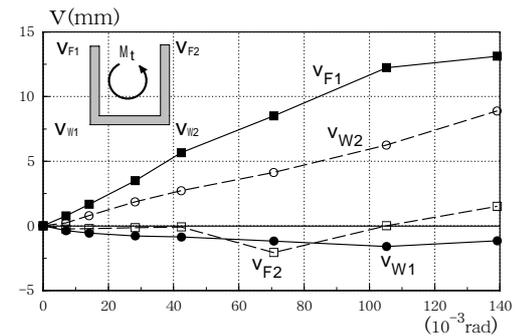
y 方向に加力した U-TY の荷重 - 変形包絡線と各壁の変形を、横軸に F2 壁の変形 R_{y2} をとって図 - 8 a), b) に示す。U-H は前報³⁾で捩れを拘束しながら H 状に変形を与えた試験体の y 方向に関しての包絡線であり、計算値は前記と同様に求めた値である。同図 a) を見ると、捩れ拘束の U-H と非拘束の U-TY との関係は前記の x 方向加力の場合と同様である。U-TY の正



a) 捩りモーメント-捩れ角包絡線



b) 各壁の変形 (U - T 正側)



c) 柱頂部鉛直変位 (U - T 正側)

図 - 9 純捩り加力の強度と変形状

加力時には、荷重が U-H および計算値よりかなり小さな値で終局に至っているが、これは同図 b) に見られるように、W 壁が負方向に大きく変形し (R_x), F1 壁の変形 (R_{y1}) が小さいために、W1 柱(図 - 2 参照)の主筋が十分な引張力を負担する前に、F2 壁が破壊したためと思われる(図 - 5 b) 参照)。

(3) 純捩り加力の試験体

純捩り加力した U-T と U2-T の捩りモーメント M_t - 捩れ角 曲線の包絡線と各壁の変形および柱頂部の鉛直変位をそれぞれ図 - 9 a) ~ c) に示す。同図 a) には図 - 10 に示す純捩り弾性理論⁴⁾から得られる捩り弾性剛性(同図(1)

式)も示した。同理論はせん断変形を考慮した
 捩り解析ができるものであり、本試験体では U-
 T は 9.2%、U2-T は 19.7% がせん断変形による
 捩れ角になる。また、ひび割れ計算値 cM_{tc} は同
 図に示す St.Venant の捩りモーメントによるせん
 断応力度 τ_{sv} (壁高 h の平均) と曲げ捩りモ
 ーメントによるせん断応力度 τ_{ω} の和および軸
 圧による引張主応力度が、コンクリートの引張
 強度に達する時の値である。実験曲線と比較す
 ると、捩り剛性、ひび割れモーメントとも妥当
 な値となっている。

実験結果を見ると、 M_t - 包絡線は緩やかに
 降伏する曲げ破壊型となっており、U-T 正加力
 時の捩れ変形状況は、F2 壁が y 方向正側に、
 F1 壁は負側で F2 壁より 2 倍ほど大きく、W
 壁は x 方向負側に変形している。また、柱頂部
 の鉛直変位は W1 柱と F2 柱が圧縮側、F1 柱と
 W2 柱が引張側となって大きな伸びを示してい
 る。柱脚主筋のひずみ計測でも、正加力時には
 F1 柱と W2 柱が降伏しているのです、これらの
 柱主筋と壁筋が降伏している状態での捩りモー
 メントについて検討する。前報³⁾と同じく図 -
 11 に示すようにコ型開断面壁を图中に示す切
 断位置で分割し、切断面に拘束力 f を仮定する。
 F1 壁について、切断面の壁脚 C 点でモーメン
 トの釣り合いをとると柱主筋および壁筋降伏時
 のせん断力 cQ_{F1} が求まる。純捩り加力であるの

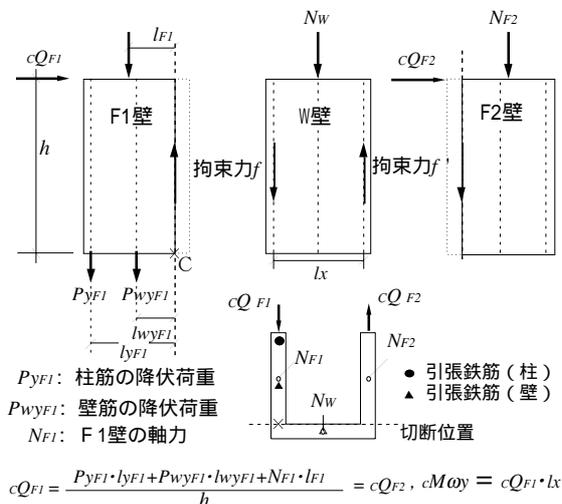
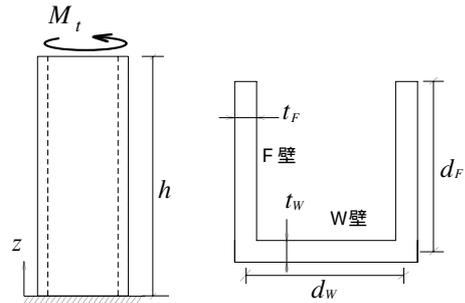


図 - 11 終局曲げ捩りモーメント計算法



壁頂の捩れ角

$$\phi = \left(1 - \frac{\tanh k_S}{k_S J_S} \right) \frac{h}{GJ} M_t \quad \dots(1)$$

$$J = \frac{1}{3} (d_W t_W^3 + 2d_F t_F^3); \text{ St.Venant の捩り定数}$$

$$k_S = h \sqrt{\frac{GJ}{E J_{\omega} J_S}}, J_S = 1 + \frac{2\kappa_F J}{d_W^2 A_F}, J_{\omega} = \frac{d_W^2 I_F}{2\alpha'}$$

($J_S = 1$ とおくとせん断変形無視になる)

$$\alpha' = 1 - \frac{d_F^2}{4\alpha d_F}, \alpha = \frac{d_W^2}{2I_W} + \frac{1}{A_F} + \frac{d_F^2}{4I_F}$$

$$I_F = \frac{A_F d_F^2}{12}, I_W = \frac{A_W d_W^2}{12}, A_F = t_F d_F, A_W = t_W d_W$$

κ_F : F 壁のせん断変形に関する形状係数

E : ヤング係数 G : せん断弾性係数

St.Venant の捩りモーメント

$$M_S = GJ \frac{\phi}{h} \quad \dots(2)$$

St.Venant の捩りモーメントによる F 壁の
 せん断応力度

$$\tau_{sv} = \frac{t_F}{J} M_S \quad \dots(3)$$

曲げ捩りによる F 壁のせん断力

$$Q_F = (M_t - M_S) / d_W \quad \dots(4)$$

F 壁中央におけるせん断応力度

$$\tau_{\omega} = \frac{\alpha' d_F^2}{8I_F} \left(1 + \frac{2}{\alpha \alpha' A_F} \right) Q_F \quad \dots(5)$$

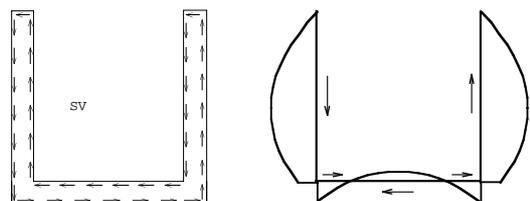


図 - 10 純捩り弾性理論式

でF2壁のせん断力 cQ_{F2} は cQ_{F1} に等しく、これによる捩りモーメント cM_y は図中の式のようにして求まる。 cM_y は壁脚のそりを拘束するモーメントであるので曲げ捩りモーメントとなる。計算値 cM_y を図 - 9 a) に示す。実験による最大値と比較するとかなり小さな値となっている。捩りモーメント M_t は St.Venant の捩りモーメント M_s と曲げ捩りモーメント M の和であり、ひび割れが螺旋状に入っていることから St.Venant の捩りの影響が大きいことが解る。一方、 cQ_{F1} は捩れを拘束したフランジ壁のせん断力に良く対応している³⁾ので cM_y は妥当な値と考えられる。したがって、実験最大値と cM_y との差は St.Venant の捩りモーメント M_s と見なされる。 M_s/M_t は U-T, U2-T でそれぞれ 0.47, 0.40 (正負加力時の平均) となっている。因みに弾性理論式ではそれぞれ 0.26, 0.16 である。

さて、ひび割れ発生によって St.Venant の捩り剛性 GJ (図 - 10(2)式) も低下すると考えられるので、図 - 12 に示すようにひび割れ発生時 (ひび割れ計算値 cM_{tc}) から鉄筋降伏時までの剛性低下率について検討してみる。鉄筋の降伏は両試験体とも3サイクルで生じており、降伏捩りモーメント eM_{ty} と降伏捩り角 e_y を同図中の表に示してある。同図 a) に示すようにして降伏時の St.Venant の捩りモーメント M_{sy} とひび割れ時の St.Venant の捩りモーメント cM_{sc} を求め、同図 b) に示すように二点間の剛性を求めると、剛性低下率は U-T が 0.27, U2-T が 0.36 となる。

4. まとめ

コ型開断面耐震壁の捩れを伴う水平加力実験と純捩り加力実験を行った結果をまとめると以下ようになる。1) 捩れを生ずることによって、捩れ拘束時の耐力に達する変形が大きくなる。2) 変形が大きくなることによって、捩れ拘束時耐力に達する以前にコンクリートが破壊して終局に至ることがある。3) 片持ち梁形式の本試験体形状のような場合には St.Venant の

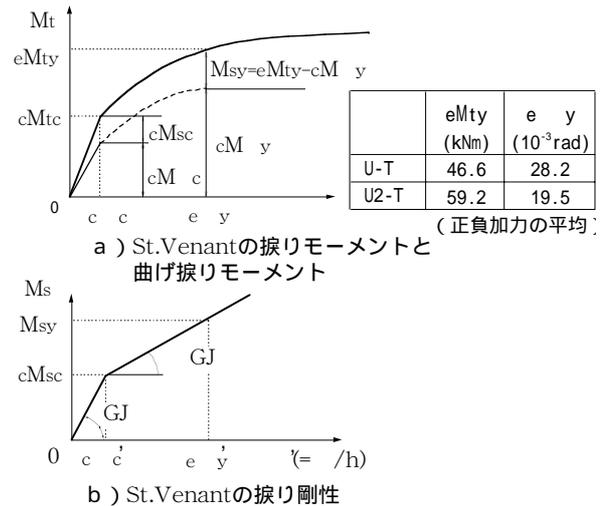


図 - 12 St.Venant の捩り剛性低下率

捩りモーメントの影響が無視できない。4) せん断変形を考慮した純捩り弾性理論式による捩り剛性とひび割れモーメントは実験結果に良い対応を示した。5) ひび割れ後の St.Venant の捩り剛性低下率は 0.27~0.36 であった。

謝辞

本研究は平成 13 年度文部科学省科学研究費補助金 (基盤研究(c); 代表者 荒井康幸) により行った。

参考文献

- 1) 荒井康幸, 溝口光男ほか: 二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の曲げ終局強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1037-1042, 1996
- 2) 溝口光男, 荒井康幸, 赤石達彦: 鉄筋コンクリート不等辺 L 形断面耐震壁の二方向終局せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.733-738, 1999
- 3) 荒井康幸, 溝口光男, 口地英樹: 鉄筋コンクリートコ型開断面耐震壁の二方向終局曲げ強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.445-450, 2001
- 4) 荒井康幸, 荒川 卓, 溝口光男: せん断変形を考慮した開断面耐震壁の捩り解析, 室蘭工業大学研究報告 (理工編), 第 6 号, pp.55-76, 1986.11