

論文 既存コンクリート目荒らし面のせん断破壊時における力学モデル

片桐 優紀*1・高瀬 裕也*2・阿部 隆英*3・樋渡 健*4

要旨：既存コンクリート構造物の耐震補強では、既存躯体と新設部材の接合面にチッピングによる目荒らしが施され、本研究ではこの力学特性について検討してきた。本論文では、せん断破壊時の力学モデルの構築を目的とし、目荒らし面積比（接合面と凹凸面の比）が大きい試験体の載荷実験を実施した。破壊後の凹凸部の面積とモールの応力円を用いて、最大せん断応力を算出した。さらに、このせん断破壊現象が、局所的には凹凸部の引張破壊であると考えられるため、引張軟化を表す構成則を応用して力学モデルを構築し、実験結果と比較した結果、試験体によって多少のばらつきはあるが概ね良好に実験値を再現できた。

キーワード：コンクリート目荒らし、耐震補強、せん断破壊、Hordijk モデル

1. はじめに

既存コンクリート構造物における耐震補強の接合部では、チッピングによる目荒らし（以下、単に「目荒らし」と呼ぶ）を施した後、あと施工アンカーを配置することによって、既存部材と補強部材が接合される。目荒らし面では、凹凸面の噛み合い効果によってせん断抵抗を発揮するが、目荒らしの面積や深さ等の形状は、施工者の意識や技術によって相違する。

現状の間接接合部の設計指針¹⁾では、あと施工アンカーの耐力のみが評価され、目荒らしに関する規定はないことから、目荒らしは補助的なものとして認識されやすい。しかしながら、既往の研究²⁾によれば、接合部の設計耐力を満足させるには、目荒らしを適切に評価する必要があると考えられる。

また、これまでに本研究において実施した実験^{3,4)}より、目荒らし面積比 r_0 （図-1に示す接合面面積 A_j に対する目荒らし部の水平投影面積 A_{cr} の比）が、0.3以下の時には既存コンクリートの凹凸部の側面で支圧破壊するのに対し、 r_0 が0.5以上では既存側と新設側が一体となって壊れるせん断破壊になることを確認している。そこで著者らは、目荒らし面のせん断耐力を適正に評価すべく、目荒らし面積比や目荒らし深さを離れた目荒らし面の形状測定および形状分析、せん断載荷実験を行ってきた。さらに、その実験結果から、本研究では支圧破壊時において微小凹凸面の接触応力を考慮した力学モデル³⁾や目荒らし面の垂直投影面積を用いたせん断耐力式⁴⁾、せん断破壊時において等価破壊面深さをを用いた耐力式⁵⁾など、複数の論文にわたり報告してきたが、せん断破壊時については、試験体数が少なく、力学モデルの構築には至っていない。目荒らしによるせん断抵抗を評価するために

は、破壊形式に応じた、力学モデルの構築が必要となる。

そこで、本論文ではせん断破壊する試験体を対象に追加試験体を作製し、目荒らしのせん断抵抗性能を把握するためのせん断載荷実験を行い、その結果からせん断破壊時の力学モデルを構築することを目的とする。

2. 本実験の概要

本実験では、せん断破壊時における力学挙動のモデル化を目的に、目荒らし面のせん断載荷実験を行った。以下に、本実験の概要を記述する。

2.1 試験体の諸元と実験パラメータ

図-2に試験体の諸元寸法を、表-1および表-2に、試験体パラメータとコンクリートと圧入モルタルの材料特性をそれぞれ示す。せん断載荷実験の試験体形状は、既存躯体側コンクリートは440mm×460mm×200mm、補強部材側圧入モルタルは375mm×200mm×175mmの直方体である。既存躯体側コンクリートの試験領域は、375mm×200mmであり、この領域を接合面と呼ぶ。

実験パラメータは目荒らし面積比 r_0 と目荒らし深さ、コンクリートの目標圧縮強度 F_c および軸力 σ_0 である。想定する目荒らし面積比 r_0 は0.5、0.75の2段階とし、軸力は0.24、0.48、0.72 N/mm²の3水準、コンクリート強度を9、21、27 N/mm²とし、目荒らし深さは各試験体の

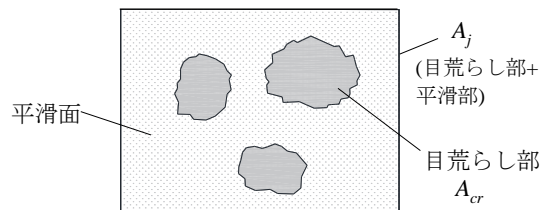


図-1 目荒らし面積比 r_0

*1 室蘭工業大学 大学院工学研究科 環境創生工学系専攻 大学院生 (学生会員)

*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 飛鳥建設 耐震ソリューション部 耐震技術 G 主任 (正会員)

*4 東亜建設工業 技術開発開発センター主任研究員 博士 (工学) (正会員)

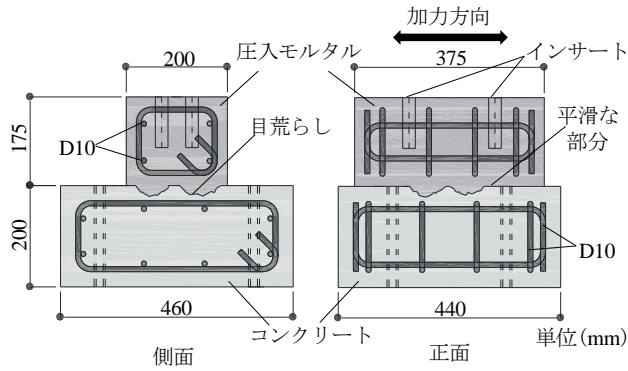


図-2 試験体の諸元寸法

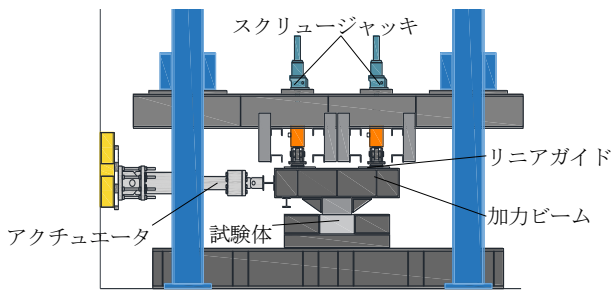


図-3 せん断载荷実験の加力装置

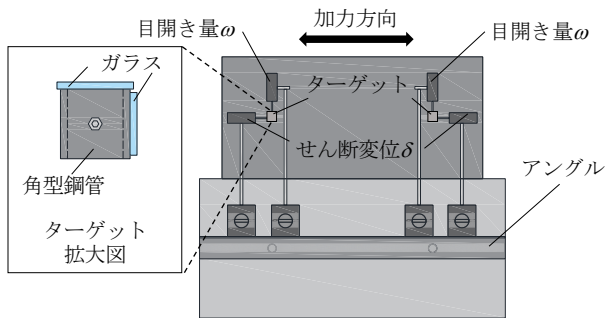


図-4 せん断载荷実験の変位計測の方法

最大深さが浅めでは 10mm 以下、標準では 10mm～15mm、深めでは 15mm 以上としたものをそれぞれ用意する。さらに試験体名は CH の後ろに、面積比を意味する数値と、深さを表す記号 (S: 浅い, N: 標準および D: 深い) と軸力を表す記号 (L: $\sigma_0=0.24\text{N/mm}^2$, M: $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ および H: $\sigma_0=0.72\text{N/mm}^2$) および目標コンクリート強度の数値を併記して構成される。

試験体の目荒らし面積比の管理方法として、画像解析を用いる。目荒らしを施す前に、試験体の接合面を赤色で塗装し、電動ハンマーによって目荒らしを施工した後、塗装した部分と目荒らし部の彩度の違いにより r_0 を算出する。表-1 に画像解析による r_0 の実測値も併記しており、概ね意図したとおりの面積比で、目荒らしを施工出来ていることが分かる。

また、目荒らしを施さない平滑な接合面にはグリスを塗布し、既存躯体側コンクリートと補強部材側グラウト間に生じる付着抵抗や摩擦抵抗の影響が極力小さくなる

表-1 試験体パラメータ

試験体名	面積比の 目標値 r_0	面積比の 実測値	目荒らし 深さ	軸力
CH-50NM-9		0.498	標準	0.48
CH-50NH-9		0.506	標準	0.72
CH-50NH-21		0.497	標準	0.72
CH-50NL-27	0.500	0.499	標準	0.24
CH-50SM-27		0.537	浅い	0.48
CH-50NM-27		0.477	標準	0.48
CH-50DM-27		0.490	深い	0.48
CH-75NL-9		0.743	標準	0.24
CH-75NM-9		0.746	標準	0.48
CH-75NH-9		0.748	標準	0.72
CH-75NL-21		0.756	標準	0.24
CH-75NM-21	0.750	0.757	標準	0.48
CH-75NH-21		0.741	標準	0.72
CH-75NL-27		0.722	標準	0.24
CH-75SM-27		0.753	浅い	0.48
CH-75NM-27		0.712	標準	0.48
CH-75DM-27		0.754	深い	0.48

表-2 材料特性

試験体名	材料	σ_B (N/mm^2)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
CH-50S,N,DM-27	コンクリート	26.9	26.1	1.85
CH-75S,N,DM-27	圧入モルタル	64.3	25.5	2.29
CH-50NL-27	コンクリート	26.1	16.1	1.83
CH-75NL-27	圧入モルタル	60.4	25.5	2.29
CH-50NM,H-9	コンクリート	12.0	16.5	1.24
CH-75NL,M,H-9	圧入モルタル	63.7	25.3	2.65
CH-75NM-21	コンクリート	22.3	20.3	1.61
	圧入モルタル	63.7	25.3	2.65
CH-50NH-21	コンクリート	23.2	21.0	1.18
CH-75NL,H-21	圧入モルタル	61.1	27.4	2.06

σ_B :圧縮強度 E_c :ヤング係数 σ_t :割裂強度

ように配慮している。ここで、式(1)にせん断応力の算出方法を示す。

$$\tau = Q/A_j \quad (1)$$

ここに、 Q はせん断荷重(kN)、 A_j は接合面面積(mm^2)を示す。

2.2 目荒らし面のせん断载荷実験

図-3 に加力装置図を示す。同図に示す加力装置では、軸力と正負交番繰り返しのせん断力の2方向の加力を制御するために、軸方向の载荷にはステップモータの回転動力によって駆動する 150kN のスクリージャッキを2本、せん断方向の载荷には 500kN の油圧アクチュエ

ータをそれぞれ使用する。せん断方向のアクチュエータによる強制変位は手動で制御するが、軸力については、鉛直変位を計測する2点の変位計、およびスクリージャッキの先端に取り付けた2点の荷重計の値から、目標の一定荷重かつ加力梁が平行になるように、鉛直ジャッキを自動制御する。試験体の上部に加力梁を固定し、この加力梁に計2つのジャッキとアクチュエータを取り付けて、目荒らし面をせん断载荷する。鉛直方向のジャッキの先端にはロードセル（この上下には回転球座を設置している）を固定し、リニアガイドを介してロードセルと加力梁を接続することで、鉛直ジャッキにせん断変位が伝達しないようにしている。

せん断载荷は、せん断変位 δ を変位制御した、正負交番の繰り返し载荷である。図-4に変位計測の方法を示す。同図は図-2の正面及び図-3の試験体の拡大図であり、既存躯体側コンクリートに固定した鋼製アングルの上に変位計を設置し、そこから補強部材側圧入モルタルに取り付けたターゲットに対する、目開き量 ω とせん断変位 δ をそれぞれ計測する。

3. せん断载荷実験結果

3.1 破壊形式

図-5にコンクリート目荒らし面の破壊形式の概念図を、写真-1に载荷前後の接合面の状況を示す。図-5より、支圧破壊は目荒らしの凹凸部に沿って壊れるのに対し、せん断破壊は既存側コンクリートと新設側圧入モルタルが一体となって壊れるため、コンクリートと同様に圧入モルタルもせん断破壊する。写真-1から接合面の破壊状況を観察してみると、载荷後の接合面では、载荷前に比べて塗装していない凹凸部の面積が増え、部分的に圧入モルタルの残存も確認でき、さらに支圧破壊領域が確認されなかったことから、図-5(b)に示す概念図通りに、せん断破壊したと推察される。

3.2 せん断応力 τ -せん断変位 δ 関係と最大応力

図-6にせん断载荷実験のせん断応力 τ -せん断変位 δ 関係の一例を、図-7に $r_0=0.50, 0.75$ の $\tau_{max}-\sigma_0$ 関係を示す。図-6より、全ての試験体で最大応力までの線形挙動、ピーク後に急激に応力が低下する脆性破壊挙動、その後応力が一定となる応力一定挙動の3つの領域が見られた。

図-7(b)より、CH-75NL-21が一番高い値を示しているが、これが異常値だった可能性も考えられるため、この試験体を除いて考察すると、目荒らし深さが標準の試験体を比較すると、コンクリート強度によらず、軸力が大きくなるにつれて、最大応力も大きくなる傾向が見られた。図-7(a)では、同一のコンクリート強度で比較できる試験体は、 $F_c=9 \text{ N/mm}^2$ と $F_c=27 \text{ N/mm}^2$ でそれぞれ2体ずつしかないが、図-7(b)と同様の傾向が確認できる。

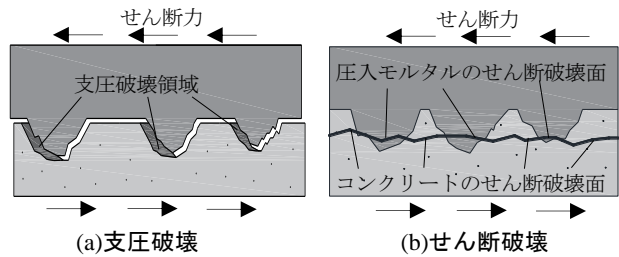


図-5 コンクリート目荒らし面の破壊形式の概念図

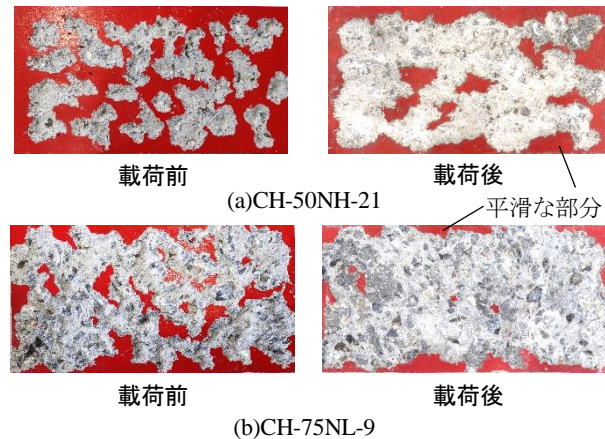


写真-1 既存側コンクリートの接合面

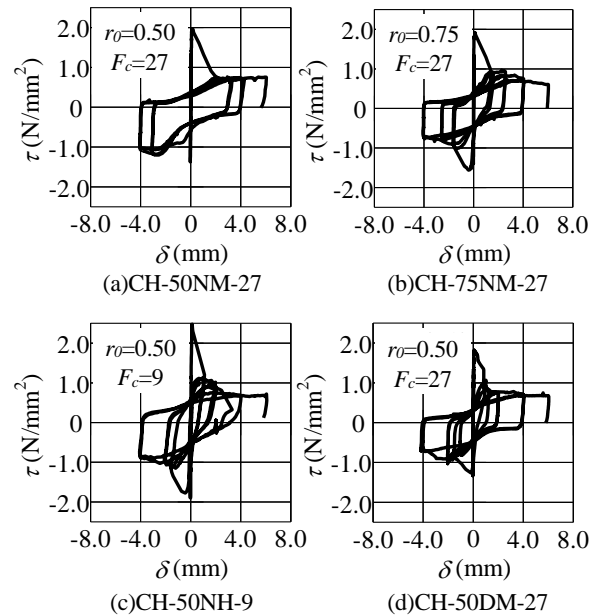


図-6 せん断応力 τ -せん断変位 δ 関係

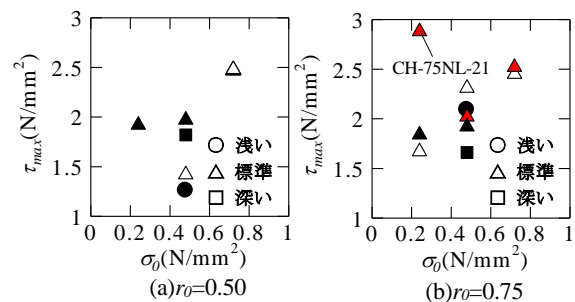


図-7 $\tau_{max}-\sigma_0$ 関係

また、 $\sigma_0=0.48\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=27\text{N/mm}^2$ の試験体では、目荒らし深さを違えて実験しているが、本試験体数では目荒らし深さによる定性的な違いは見られなかった。

4. せん断破壊時の力学挙動のモデル化

図-8にせん断破壊時のモデル化イメージを示す。同図に示すように、本研究では前節で記述した、3つの領域においてモデル化していく。以下にその詳細を記述する。

4.1 せん断破壊時における最大せん断応力

図-9にせん断破壊後の目荒らし形状の特徴と目荒らし面に作用するモールの応力円のイメージを、表-3に各試験体の最大せん断応力および載荷後の目荒らし面積比を示す。本研究でせん断破壊は、既存側と新設側が一体となって破壊するものとしているが、図-9からもわかるように、コンクリート部分がすべてせん断破壊するのではなく、コンクリートの平滑な部分が残る箇所も確認できる。同図に示すモールの応力円では、一番小さい円では軸力が作用していない場合、半径が大きくなるにつれて軸力も大きくなり、一番大きい円が σ_0 の軸力が作用している状態を示している。また、本実験では σ_0 の範囲が、 σ_t に対し十分小さい $0.24\sim 0.72\text{N/mm}^2$ であるため、図-9に示すようにモールの応力円の τ が最大と最小となる点を結んだ線が破壊条件となり、接合面全体が破壊する際のせん断強度を、簡易的に求めることができる。

表-3 各試験体の最大せん断応力 τ_{max} と
載荷後の目荒らし面積比 $post r_0$

試験体名	最大せん断応力 $\tau_{max}(\text{N/mm}^2)$		載荷後の 面積比 $post r_0$
	実験値	計算値	
CH-50NM-9	1.42	1.67	0.744
CH-50NH-9	2.48	1.84	0.825
CH-50NH-21	2.47	1.61	0.698
CH-50NL-27	1.92	1.54	0.603
CH-50SM-27	1.26	1.71	0.706
CH-50NM-27	1.97	1.71	0.595
CH-50DM-27	1.82	1.71	0.553
CH-75NL-9	1.67	1.95	0.888
CH-75NM-9	2.31	2.16	0.908
CH-75NH-9	2.45	2.37	0.901
CH-75NL-21	2.88	1.66	0.902
CH-75NM-21	2.02	2.33	0.910
CH-75NH-21	2.52	2.08	0.886
CH-75NL-27	1.84	2.06	0.905
CH-75SM-27	2.09	2.28	0.855
CH-75NM-27	1.92	2.28	0.884
CH-75DM-27	1.66	2.28	0.873

$$\tau_{max} = \sigma_t + \sigma_0 \quad (2)$$

ここに、 σ_t は試験体の割裂強度(N/mm^2)、 σ_0 は軸力(N/mm^2)である。

また、目荒らし面の最大応力 τ_{max} を求める際には、載荷後の目荒らし面積比 $post r_0$ を用いる。さらに、せん断破壊時には、新設部材側圧入モルタルも同様にせん断破壊しているため、試験体の割裂強度の算出にはコンクリートと圧入モルタルのそれぞれの割裂強度も考慮する。最終的に、せん断破壊時における最大せん断応力 τ_{max} は、下式で表される。

$$\tau_{max} = post r_0 \cdot (\sigma_t' + \sigma_0) \quad (3)$$

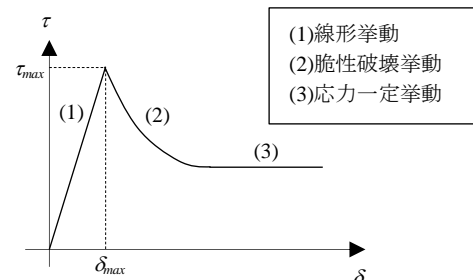


図-8 せん断破壊時のモデル化イメージ

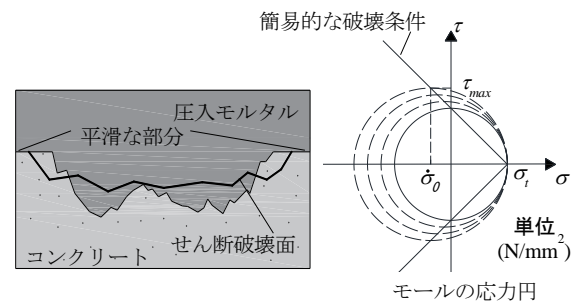


図-9 せん断破壊後の目荒らし形状の特徴と
目荒らしに作用するモールの応力円

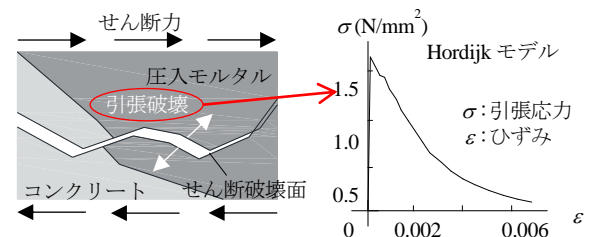


図-10 微小凹凸面の引張破壊現象と構成モデル

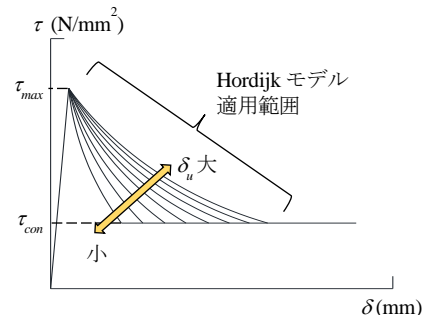


図-11 δ_u によるグラフの推移

ここに、 σ'_t はコンクリートの割裂強度 $c\sigma_t$ (N/mm²) と圧入モルタルの割裂強度 $g\sigma_t$ (N/mm²) の平均値である。材料強度と破壊面積のバランスを考慮し、本研究では簡便にコンクリートと圧入モルタルの平均値を用いる。また、載荷後の面積比 $post r_0$ は、 $r_0=0.50, 0.75$ の試験体のそれぞれの平均値を用いることとし、その値は $r_0=0.50$ で 0.689, $r_0=0.75$ で 0.891 である。

表-3 より、実験値と計算値を比較すると、0.08~1.22 N/mm² の差が見られる。この理由として、せん断破壊は、急激に破壊が起こるため、予測が困難であることが挙げられる。

4.2 Hordijk モデルの適用

図-10 に目荒らし面の引張破壊の概念図を示す。同図に示すように、目荒らし面ではせん断破壊時にせん断破壊面が形成されるとともに、局所的に引張破壊が起こると考えられる。そのため、本研究では、有限要素解析でも用いられるコンクリートの引張軟化曲線を記述する Hordijk モデル⁶⁾を用いてピーク後の軟化挙動をモデル化する。以下に Hordijk モデルの式を示す。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(1 + \left(3 \frac{\omega}{\omega_u}\right)^3\right) \exp\left(-6.93 \frac{\omega}{\omega_u}\right) - \frac{\omega}{\omega_u} (1 + 3^3) \exp(-6.93) \quad (4)$$

ここに、 ω はひび割れ幅(mm)、 ω_u は限界ひび割れ幅(mm)である。本来は凹凸形状の個々の破壊面に式(4)を適用すべきであるが、ここではマクロ的に破壊面を捉え、

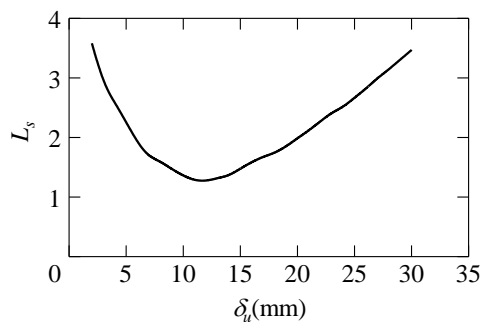


図-12 最小二乗法による解析結果

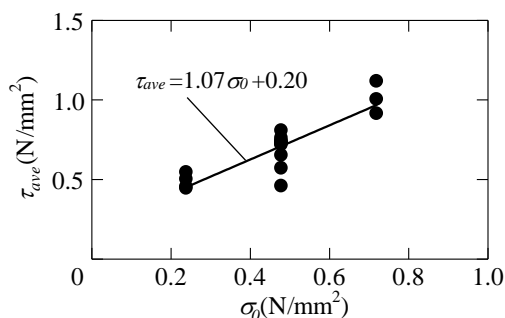


図-13 τ_{ave} - σ_0 関係

軟化曲線を算出することとし、 ω を δ 、 ω_u を限界せん断変位 δ_u に置き換えて適用する。以下に、本研究で用いた式を示す。

$$\frac{\sigma_t}{\tau_{max}} = \left(1 + \left(3 \frac{\delta}{\delta_u}\right)^3\right) \exp\left(-6.93 \frac{\delta}{\delta_u}\right) - \frac{\delta}{\delta_u} (1 + 3^3) \exp(-6.93) \quad (5)$$

ここに、 δ はせん断変位(mm)、 δ_u は限界せん断変位(mm)である。

4.3 限界せん断変位 δ_u の決定

図-11 に δ_u によるグラフの推移を、図-12 に最小二乗法による解析結果を示す。4.2 節で触れた限界せん断変位 δ_u は、端的に言えばせん断応力が 0 になる時のせん断変位であり、図-11 に示すように、 δ_u の値によって τ - δ 曲線の応力軟化挙動が変動する。そこで δ_u を 2~30mm の範囲とし、式(6)より全試験体に対して、誤差の平方和 L_s が最も小さくなる δ_u を求める。

$$L_s = \sum_n \sum_\delta (\tau_{exp} - \tau_{cal})^2 \quad (6)$$

ここに、 τ_{exp} は実験値のせん断応力(N/mm²)、 τ_{cal} は計算で求めたせん断応力(N/mm²)である。 n は各試験体を表す記号である。図-12 より、 $\delta_u=12$ mm で L_s の値が最小になり、最小二乗法を用いているため、本研究では、 $\delta_u=12$ mm として Hordijk モデルを適用する。

4.4 応力一定値 τ_{con} の算出

本節では、応力一定部分の値となる、応力一定値 τ_{con} について検討する。先に述べたように、 τ - δ 曲線では応力が一定になる部分が見られ、概ね $\delta=2\sim 6$ mm の範囲であることが確認できる。一方で、応力が一定となる要因として軸力の影響が考えられ、応力一定値に対する軸力の影響を把握するために、各試験体の $\delta=2$ mm と $\delta=6$ mm の τ の平均値 τ_{ave} を算出し、軸力との比較を行う。

図-13 に応力平均値 τ_{ave} - 軸力 σ_0 関係を示す。同図より、軸力 σ_0 が大きくなるとともに、応力平均値 τ_{ave} も大きくなる傾向が見られた。これらの結果から、近似曲線を簡便化し、応力一定値 τ_{con} は以下の式で表される。

$$\tau_{con} = 1.1\sigma_0 + 0.2 \quad (7)$$

4.5 せん断破壊時の力学モデル

4.1 節で算出した最大せん断応力 τ_{max} を用いて、ピークまでは線形でモデル化する。ピーク後の目荒らし面の力学挙動は、Hordijk モデルを参考に、4.3 節で求めた応力一定値 τ_{con} になるまでとし、その後は応力一定としてせん断破壊時のモデルを構築する。

5. 実験結果と提案モデルの比較

図-14 に実験結果と本提案モデルの結果を示す。なお、本実験では正負交番の繰り返し載荷を行っているが、研究の初期段階として、正側の包絡曲線を対象としている。

図-14 を観察すると、(a)の CH-50NL-27 の試験体は、応力一定挙動は良好に再現できているが、ピーク後の軟化挙動が僅かに大きくなった。同様に、(f)の CH-75NM-27 では軟化挙動は再現できているものの、応力一定挙動に多少の差異が見られた。また、(c)、(d)に示す CH-75NM-9、CH-75NH-21 の試験体では、実験値を過小評価していることがわかる。この理由として、先に算出した最大せん断応力 τ_{max} の値が CH-75NM-9 で 10%、CH-75NH-21 では 20%程度過小に評価していることが挙げられ、その後の軟化挙動にも影響を及ぼしたのではないかと考えられる。(b)、(e)に示す CH-50DM-27、CH-75NL-27 の試験体では、ほぼ正確に実験値を再現することができており、全体的には概ね良好に実験結果を追跡できたといえる。

試験体によってはばらつきが見られるが、せん断破壊を対象としているにもかかわらず、異常値の可能性のある CH-75NL-21 を除くと、最も大きい試験体でも実験値に対する解析値が 20%しかばらついていないことがわかる。

6. 結論

筆者らは、既存コンクリート目荒らし面の、せん断破

壊する試験体を対象に、載荷実験を行った。これらの実験結果から、最大せん断応力や応力一定値を算出し、せん断破壊時の力学モデルを構築した。以下に、本研究で得られた知見を列記する。

- (1) せん断破壊する試験体を対象に、せん断載荷実験を行った結果、全ての試験体でピークまでの線形挙動、ピーク後の脆性破壊挙動、応力一定挙動が見られた。
- (2) モールの応力円を用いて簡易的に算出した最大せん断応力度、および載荷後の目荒らし面積比を考慮することで、試験体の最大せん断応力を±20%の範囲で予測することができた。
- (3) 応力一定挙動において、軸力を用いることで、試験体の応力一定値を算出することができた。
- (4) 最大せん断応力、Hordijk モデル、および応力一定値を用いることで、せん断破壊時における力学モデルを構築し、実験結果と比較すると概ね良好に再現することができた。

本研究では、深さによる影響を考慮していないため、今後はこれらについても検討し、最終的にはせん断破壊時における繰り返しモデルを構築できるよう、研究を進める予定である。

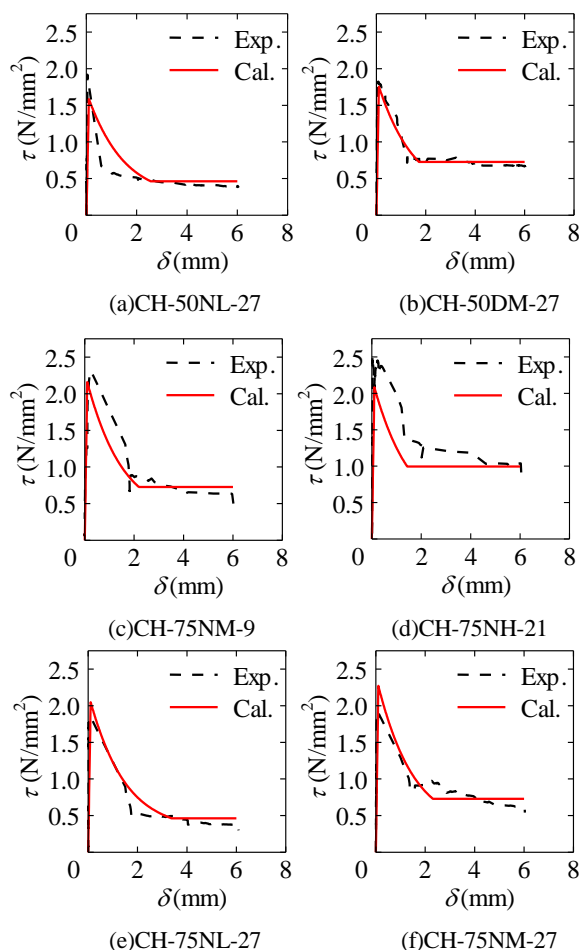


図-14 τ - δ 関係の比較

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、日本建築防災協会、2001 年（2001 年改訂版第 7 刷）
- 2) 磯崎翼,高瀬裕也,阿部隆英,樋渡健：圧縮強度を違えたコンクリート目荒らし面のせん断応力伝達機構を再現する構成モデル、コンクリート工学年次論文集, vol.40,No.2,pp.73-78,2018.6
- 3) 磯崎翼,高瀬裕也,阿部隆英,坂本啓太,樋渡健,香取慶一：既存コンクリート部材におけるコンクリート目荒らし面のせん断応力伝達と微小面の接触応力に基づく力学モデル、日本建築学会構造系論文集,第 83 巻,第 750 号,pp1151-1159,2018. 8
- 4) 武者右京,高瀬裕也,阿部隆英,樋渡健：既存コンクリート目荒らし面の垂直投影面積を考慮した支圧破壊時におけるせん断耐力式の提案、コンクリート工学年次論文集,Vol.40,No.2,pp961-966,2018.7
- 5) 片桐優紀,高瀬裕也,阿部隆英,樋渡健：等価破壊面深さを用いた既存コンクリート目荒らし面のせん断破壊時耐力の推定手法、コンクリート工学年次論文集,Vol40,No2, pp967-972,2018.7
- 6) D.A.Hordijk：Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; Experiments, modelling and analyses, HERON, Vol.37, No.1, pp.3-79, 1992.