

論文 耐震壁 - フラットスラブ接合部の耐力評価に関する実験的研究

宮岡 ちさと*¹・西岡 聖雅*²・丸田 誠*³・田才 晃*⁴

要旨: 超高層 RC 造建物における H 型センターコア耐震壁 - フラットスラブ接合部を想定して一文字型耐震壁 - フラットスラブ接合部試験体に強軸・弱軸及び斜め (45 度) 方向からの静的加力実験を行った。耐震壁 - フラットスラブ接合部の力学的挙動を把握すると共に建築学会 RC 規準の柱頭周りのせん断耐力式の適用性を検討した。その結果、同規準のせん断耐力式の適用性は加力方向により異なることが明らかとなった。復元力特性は各試験体共通して急激な耐力低下を示すことなく安定した紡錘形の履歴特性を示した。

キーワード: 耐震壁, フラットスラブ, パンチング破壊, 曲げ破壊, 斜め 45 度

1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート (RC) 造建物において図-1 に示すような H 型コア耐震壁と大型フラットスラブ (フラットプレート) による構造形式を用いると, 比較的自由的な平面計画が実現可能となる。このような構造形式では, 地震時にコア耐震壁とフラットスラブの接合部周辺の応力状態が厳しくなり, 設計時にはスラブのパンチング (せん断) 破壊についての検討が必要となる。柱 - フラットスラブ接合部に関しては狩野・吉崎らの多くの研究例¹⁾があり, せん断耐力式が建築学会 RC 規準²⁾に示されている。一方, 壁 - フラットスラブ接合部に関する既往の研究としては New RC 総プロの一環として行われた実験研究^{3)~5)}があるが, この実験結果は, RC 規準のフラットスラブ構造における柱頭周りのせん断耐力評価式 (以下 RC 規準パンチング耐力評価式) を壁柱に拡張できる可能性を示すにとどまっておらず, 高強度材料を対象としていること及び試験体数が限られていることから, 一般的な設計資料とするにはデータが不足しているのが現状である。そこで本研究は, 壁 - スラブ接合部の地震時を想定した静的逆対

称加力実験を行い, 入力方向やエレベーターシャフト等のスラブ開口の有無によって破壊形式と耐力・変形性状がどのように変化するかをとらえ, 既往のフラットスラブ構造におけるパンチング耐力式の適用性を検討することを目的とした。

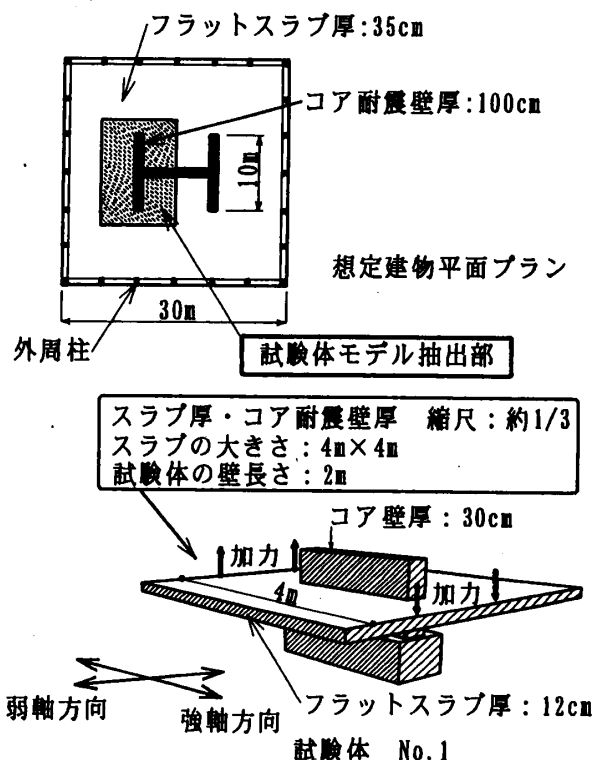


図-1 想定平面プラン、試験体モデル抽出部

* 1 大阪工業大学大学院生 (正会員)

* 2 鹿島建設株式会社技術研究所 第三研究部研究員 (正会員)

* 3 鹿島建設株式会社技術研究所 第三研究部主任研究員 (正会員)

* 4 大阪工業大学工学部建築学科 助教授 博 (工) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、図-1 に示すような想定平面プランにおいて耐震壁に取り付くフラットスラブを抽出した幅 400 cm・スパン 400 cm、スラブ厚さ 12 cm の中央に幅 200 cm・厚さ 30 cm の一文字型壁を設けた形状となっており、縮尺は約 1/3 である。形状及び配筋を図-2 に示す。パンチング破壊型試験体 5 体と実建物のスラブ筋比に近いスラブ曲げ降伏型試験体 1 体の計 6 体の試験体を製作した。使用材料の力学的性質を表-1 に示す。スラブ主筋は、パンチング破壊型試験体を D13 (SD345)、曲げ降伏型試験体を D10 (SD295A) とし、コンクリートは目標強度 $\sigma_B = 30 \text{ MPa}$ とした。試験体のパラメータは①加力方向と②スラブ開口の有無である。試験体全諸元と耐力算定値を表-2 に示す。表-2 中のパンチング強度 M_o は RC 規準パンチング耐力評価式によって算定したものである。パンチング強度 M_o は、パンチング算定断面の

曲げ降伏モーメント M_f 、せん断力により伝達されるモーメント M_s および算定断面直交面のねじりにより伝達されるモーメント M_t の和である。また、 M_y はスラブ全断面が降伏したときの耐力で、入力の上限值を表す。 M_o, M_y とも、算定には表-1 に示した材料の実強度を用いた。

—RC 規準のせん断耐力評価式—

- $M_o = M_f + M_s + M_t$
 - $M_f = 0.9 a_{0t} \sigma_y d (c_2 + d) / x_t + 0.9 a_{0t} \sigma_y d (c_2 + d) / x_b$
 - $M_s = \tau u (c_2 + d) d (c_1 + d) \quad \tau u = 1.06 \sqrt{\sigma_B}$
 - $M_t = 2 \tau t u d^2 / 2 \{ (c_1 + d) - d / 3 \} \quad \tau t u = 6 \tau u$
- c_1, c_2 : 柱の断面寸法, x_t, x_b : スラブ筋間隔

* その他記号は、RC 規準に準ずる。

表-1 使用材料の力学的性質

鉄筋					
	呼び名	材質	降伏点 σ_y (MPa)	引張強さ σ_t (MPa)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ MPa)
スラブ筋	D10	SD295A	350	492	1.98
スラブ筋	D13	SD345	381	537	2.02
コンクリート					
試験体名	材令	試験体加力時			
		圧縮強度 (MPa)	弾性係数 ($\times 10^4$ MPa)		
No.1	58日	28.7	2.23		
No.2	63日	31.4	2.66		
No.3	57日	32.3	2.74		
No.4	71日	33.2	2.71		
No.5	67日	34.5	2.74		
No.6	45日	30.4	2.53		

* 養生は現場封鎖養生

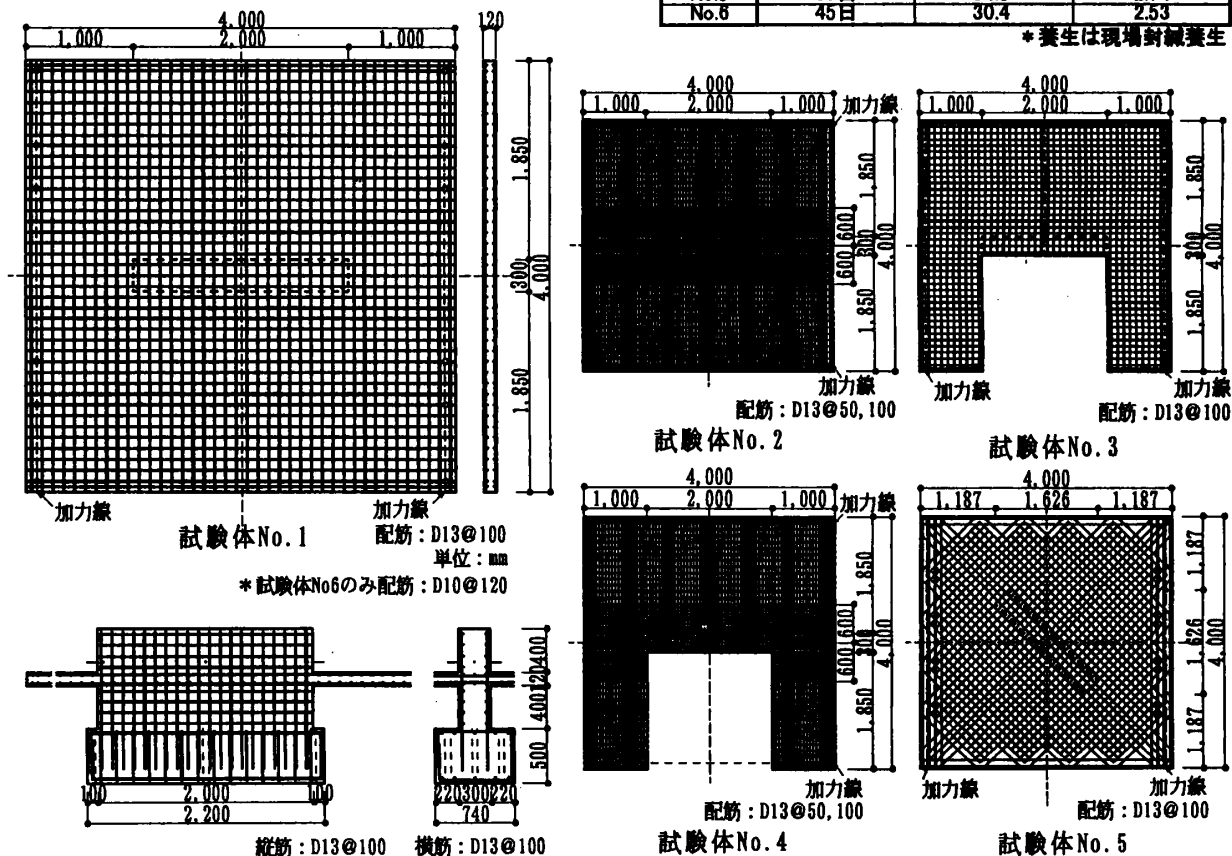


表-2 試験体の全諸元と耐力算定値

試験体	試験体全諸元				耐力算定値							想定破壊形式
	スラブ配筋 上下端共	加力方向	スラブ 開口	スラブ 使用鉄筋	初期剛性 ^{*1} (kN/mm)	ひび割れ荷重 ^{*2} (kN・m)	Mf (kN・m)	Ma (kN・m)	Mt (kN・m)	パンチング強度 Mo (kN・m)	曲げ強度 My (kN・m)	
No.1	D13@100	強軸	なし	SD345	77.6	33.0	34.3	149.1	219.7	403.1	695.9	パンチング
No.2	D13 @50	弱軸	なし	SD345	12.6	37.8	357.9	156.5	41.2	555.6	715.8	パンチング
No.3	D13@100	強軸	あり	SD345	48.1	18.5	29.4	132.4	116.7	278.5	347.9	パンチング
No.4	D13 @50	弱軸	あり	SD345	6.9	28.6 ^{*3}	178.5	75.5	42.1	298.1	534.5	パンチング
No.5	D13@100	弱め(45度)	なし	SD345	39.9	36.1	-	-	-	390.1 ^{*4}	695.9	パンチング
No.6	D10@120	強軸	なし	SD285A	77.7	31.9	15.7	151.0	228.6	395.3	321.4	曲げ

*1: $K=3E_s I_s / L^3$ (ただし, I_s : 等価断面2次モーメント L: 加力線から壁外面までの長さ)

*2: $M_o = \sigma_t \cdot Z_o$ (ただし, $\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_c}$ Z_o : 等価断面係数)

*3: No.4の Z_o は開口側と無開口側の Z_o の平均値とした。

*4: $M_o = \sqrt{M_o(\text{No.1強軸})^2 + M_o(\text{No.2弱軸})^2} / \sqrt{2}$ (ただし, M_o No.2はD13@100とした場合)

2.2 加力方法

加力装置の概要を図-3に示す。地震時の変形状態を想定し、一方のスラブ片を鉛直下向きに加力すると同時に他方のスラブ片を鉛直上向きに加力した。加力の制御は2台ずつの油圧ジャッキによりそれぞれの加力片が水平を保ちながら鉛直変位の絶対値が等しくなるように、変位制御で正負繰返し漸増载荷を行った。加力サイクルは加力芯の鉛直変位 δ の和を加力芯間の距離 L で除して定義した部材角 R より、No.1～No.5のパンチング破壊型試験体においては $R = \pm 1/800 \text{ rad}, \pm 1/400 \text{ rad}, \pm 1/200 \text{ rad}, \pm 1/100 \text{ rad}, \pm 1/50 \text{ rad}, \pm 1/25 \text{ rad}$ の各変位振幅を一回づつ繰返し、最終サイクルは $R = \pm 1/15 \text{ rad}$ とした。また、曲げ破壊型を想定した試験体 No.6 では、変位振幅で2回づつ繰返し载荷を

行った。なお、長期荷重の効果は実験変数に含めないで、スラブ自重の影響を除くために図-3中に示すようにカウンターウエイトによってスラブ自重をキャンセルした。

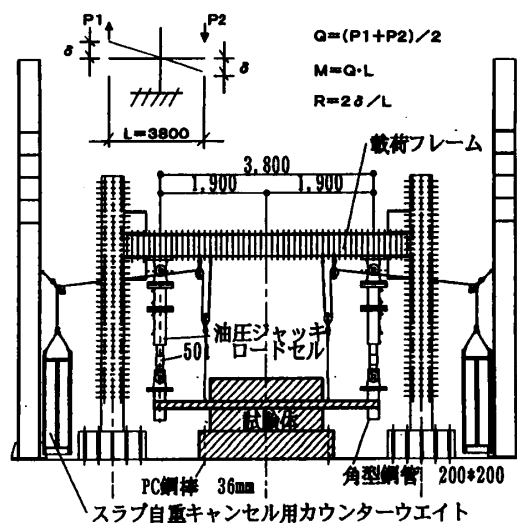


図-3 加力装置概要図

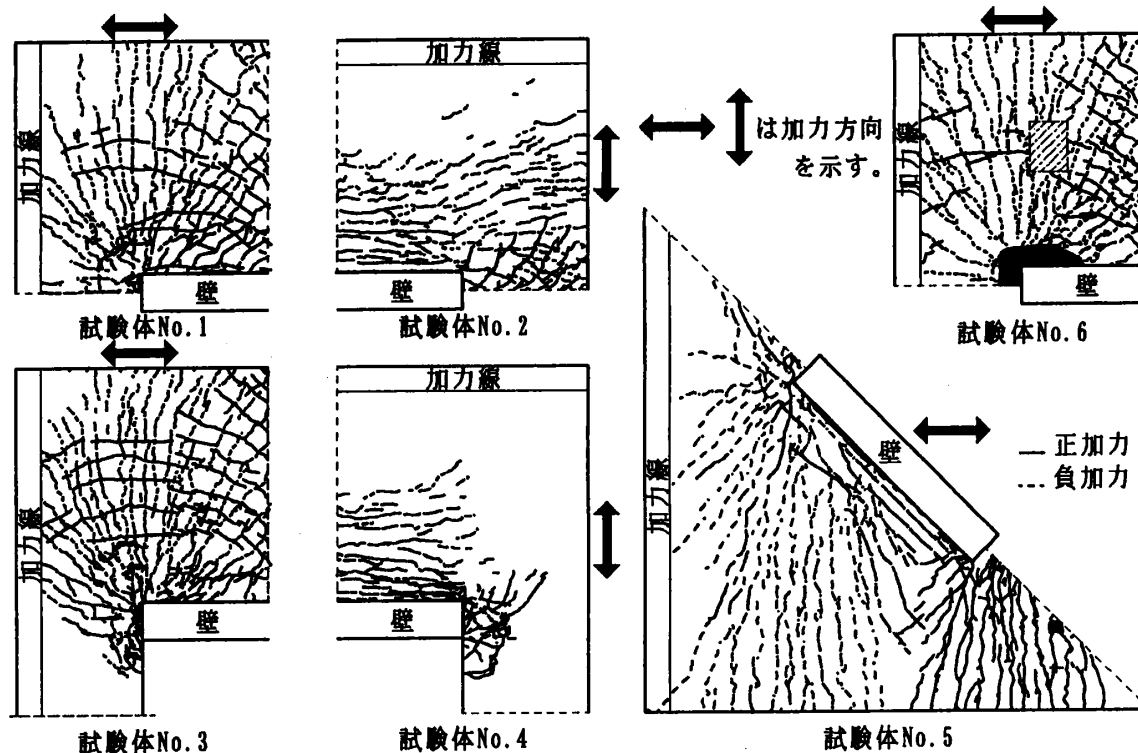


図-4 最終ひび割れ状況

3. 実験結果

各試験体の最終ひび割れ状況（スラブ面 1/4 または 1/2 の領域）と曲げモーメント-変位関係をそれぞれ図-4,5 に、実験結果一覧を表-3 に示す。初期剛性において、弱軸方向加力試験体(No.2,4) は算定値（表-1）と比較的一致したが、強軸方向加力試験体（No.1,3）は算定値（表-1）の約 1/2 の値となった。スラブの初期ひび割れ荷重は耐力算定値とよく一致した。

3.1 ひび割れの進展と破壊状況

以下の説明において、フラットスラブ中央の壁で幅 200 cm 側（長手方向）を壁側面、厚さ 30 cm 側（木口方向）を壁妻面と称す。

試験体 No.1,3 は初期サイクルより壁妻面近傍に壁妻面と平行方向のひび割れが発生し、その後壁隅角部から放射状にひび割れが進展した。最大耐力時に放射状のひび割れはスラブ端部まで達し、加力の進行に従い壁側面の壁-スラブ

接合部境界に沿ったひび割れが壁側面の中央付近まで達した。最終サイクルに壁妻面から扇状にコンクリートが剥離した。試験体 No.2,4 はひび割れが壁隅角部より放射状に発生し、その後壁側面に平行なひび割れが進展した。No.4 は壁側面側のコンクリート剥離は確認されなかったが、開口側壁隅角部近傍でパンチング破壊の一要因とされるねじりによるひび割れ、剥離が集中した。試験体 No.5 は初期サイクルより壁隅角部近傍から放射状のひび割れと壁側面に平行なひび割れがほぼ同時に発生し、最大耐力に達する前にひび割れがほぼスラブ全面に広がった。最大耐力以降壁妻面近傍に網目状のひび割れが集中し、コンクリートが剥離した。試験体 No.6 のひび割れ進展状況は試験体 No.1 に類似しているが、剥離状況は試験体 No.1 と異なり、壁側面、壁妻面の広範囲に及んだ。

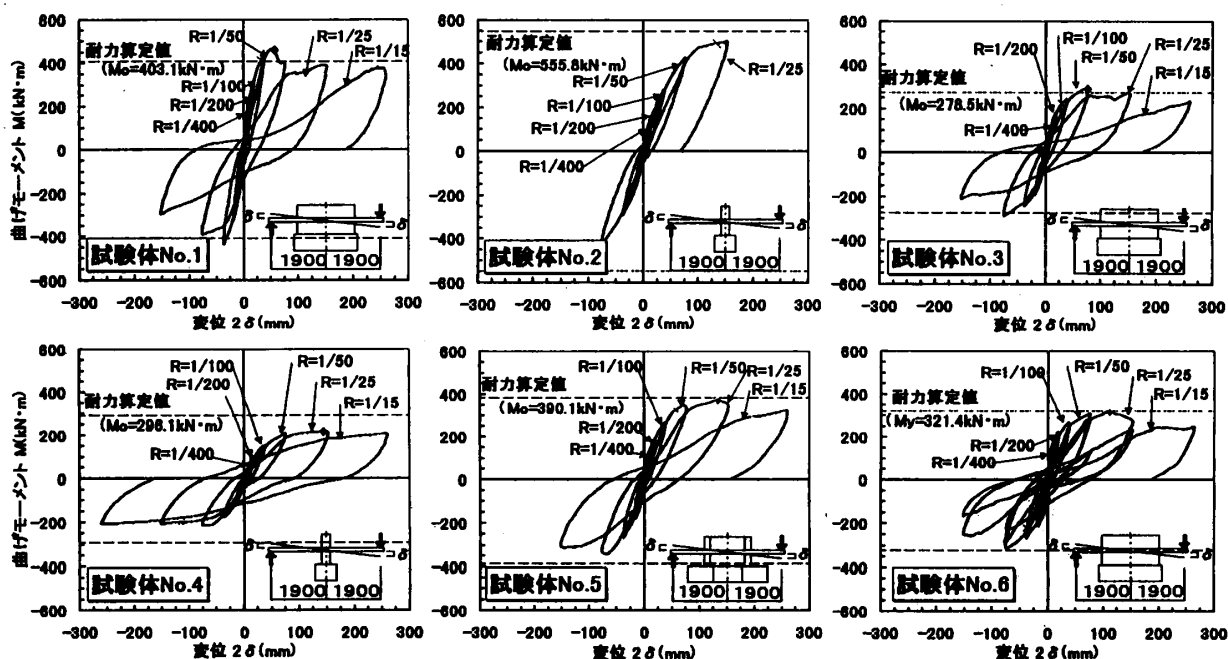


図-5 各試験体の曲げモーメント-変位関係

表-3 実験結果一覧

試験体	初期剛性 ^{*1} kN·m/mm	スラブ主筋降伏		初期ひび割れ発生 (曲げ)		最大耐力				最大変形時 (R=1/15)		破壊形式
		荷重 kN·m	変位 mm	荷重 ^{*2} kN·m	変位 mm	荷重 kN·m	変位 mm	荷重 kN·m	変位 mm	荷重 kN·m	変位 mm	
No.1	32.8	411.2	33.8	-30.1	-4.4	481.8	57.9	-435.6	-38.1	348.3	280.5	接合部スラブのパンチング破壊
No.2	9.0	490.9	134.5	45.0	25.7	498.2	152.0	-437.9	-98.0	-	-	パンチング破壊みられず
No.3	19.9	222.0	28.9	-21.1	-4.8	291.0	78.0	-284.0	-78.0	233.4	280.0	接合部スラブのパンチング破壊
No.4	5.8	-200.6	-115.3	41.3	12.0	218.5	144.2	-218.6	-78.0	208.5	280.0	接合部妻面スラブのねじり破壊
No.5	23.6	301.8	48.0	-33.5	-4.8	370.1	134.5	-388.9	-67.3	322.4	280.0	接合部スラブのパンチング破壊
No.6	23.7	267.1	38.5	-37.1	-7.1	313.9	112.2	-310.0	-78.0	249.2	284.5	スラブ全体の曲げ破壊

*1 初期剛性は、初期ひび割れ発生直前のステップと定義する。

*2 初期ひび割れ荷重は、実験値を各試験体の加力線から壁外面までの距離の比率に応じて置換したものである。

3. 2 曲げモーメント-変位関係

図-5 に示すように、試験体 No.1,3 の最大耐力は RC 標準のパンチング耐力式より求めた算定値を $R=1/50 \text{ rad}$ のサイクルで上回った。試験体 No.3 の最大耐力は、壁片面に付した開口により試験体 No.1 の最大耐力 462kNm の約 60%となる 291kNm であった。なお、この耐力差 171kNm は RC 標準式のスラブ片側のねじり耐力 M_t の算定値 (111.8kNm) よりかなり大きくなった。試験体 No.2 は実験を途中で終了したため、最大変形時の計測は出来なかったが、同じ弱軸方向加力の試験体 No.4 の復元力特性と比較すると同傾向の履歴曲線を描いているため $R=1/25 \text{ rad}$ を本試験体の最大耐力とする。試験体 No.4 の最大耐力は、壁片面に付した開口により試験体 No.2 の最大耐力 496kNm の約 40%となる 218kNm であった。試験体 No.5 は $R=1/25 \text{ rad}$ のサイクルで発揮された最大耐力を発揮し、最大耐力 (370kNm) は算定値とほぼ一致した。試験体 No.6 の最大耐力 (314kNm) は、曲げ耐力の算定値 M_y とほぼ一致した。いずれの試験体も最大耐力以降の急激な耐力低下はみられず、安定した紡錘形の履歴性状を示した。

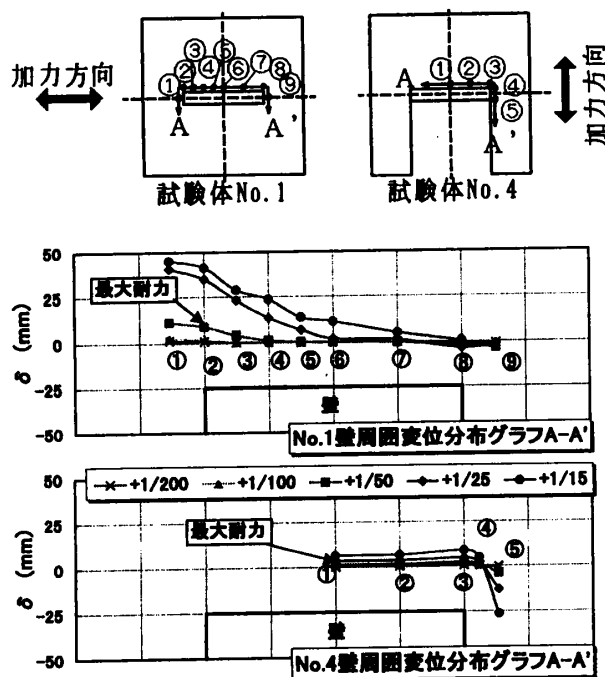


図-6 壁周囲スラブ上面変位分布

3. 3 スラブの歪、変形分布

強軸方向へ加力を行った試験体 No.1 と弱軸方向へ加力を行った試験体 No.4 の $R=1/200 \text{ rad}$ 以降の各ピークにおける壁周囲スラブ上面の鉛直変位を図-6 に、壁周囲スラブ筋の歪分布を図-7 に示す。

試験体 No.1 の壁周囲スラブ鉛直変位は最大耐力以降壁妻面側から急激に進んだ。これは壁妻面近傍のスラブのひび割れ幅が急激に広がった観察結果と対応している。壁周囲スラブ筋の歪分布 (図-7) から、試験体 No.1 では壁妻面近傍スラブ筋が最大耐力時を境に降伏し始め、鉄筋が降伏した箇所は壁妻面側に集中していた。

したがって、強軸方向加力では壁妻面の近傍でパンチング破壊が生じたとみられる。また、

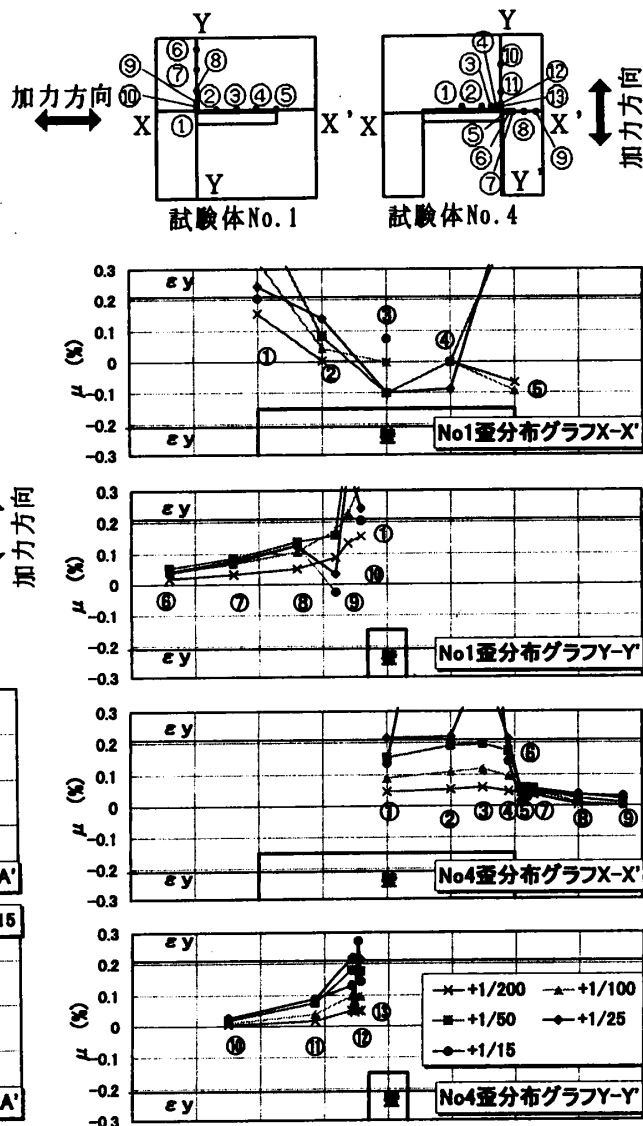


図-7 スラブ筋歪分布

開口をもつ試験体 No.4 では、鉄筋の降伏箇所が最大耐力時より壁側面側に集中しているが、壁近傍スラブ鉛直変位にはほとんど変化がなく、壁妻面側の鉄筋に降伏箇所は認められなかった。開口側隅角部からのひび割れ進展に伴うスラブ鉛直変位が著しいことから、壁妻面側近傍でねじり破壊が生じたものと判断できる。試験体 No.2 は試験体 No.4 の壁側面側と同様の観測結果がみられ、 $R=+1/25$ rad まで破壊には至らなかった。

3.4 加力方向の違いによる耐力比較

加力方向の違いによる試験体耐力の比較を図-8に示す。図中に示した曲線は RC 標準のパンチング耐力式によって算定した強軸方向加力時耐力と弱軸方向加力時耐力をそれぞれ長軸・短軸とした楕円である。ただし、弱軸方向の算定ではスラブ筋を試験体 No.1,5 と同様 D13-@100 として算定した。試験体 No.5 の耐力は RC 標準のパンチング耐力式の楕円近似値とほぼ一致した。

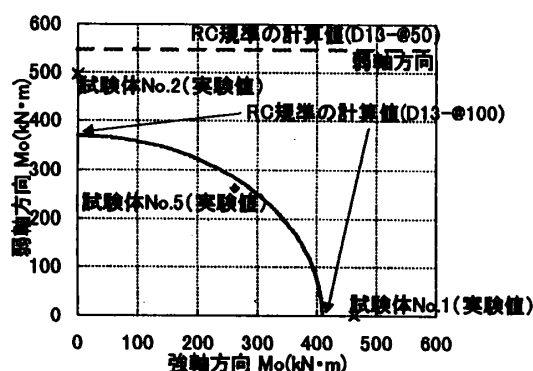


図-8 加力方向の違いによる耐力の比較

4. まとめ

耐震壁-スラブ接合部を対象に加力方向、スラブ開口の有無、破壊形式を主変数として静的加力実験を行い、力学的挙動および RC 標準の柱-フラットスラブ柱頭まわりのパンチング耐力式の適用性について検討を行った結果以下のような結果が得られた。

1) 全ての試験体に共通して、最大耐力はいずれも大変形 ($R=1/50$ rad もしくは $R=1/25$ rad) で発揮された。その後の耐力低下は、緩やかで

復元力特性は比較的紡錘形の安定した履歴性状を示した。

2) 強軸方向に加力を行った試験体 (No.1,3) は壁妻面付近でパンチング破壊し、スラブ開口の有無に拘わらず、RC 標準のパンチング耐力式をもとに行った耐力算定値と同等かそれ以上の耐力を示した。

3) 弱軸方向に加力を行った試験体 No.2 では $R=+1/25$ rad まで破壊が確認されず、材料強度に基づいて RC 標準のパンチング耐力式により推定した破壊形式と異なった。試験体 No.4 は接合部妻面開口側スラブでパンチング破壊の一要因とされるねじり破壊となった。

4) 斜め (45 度) 方向の加力では、ひび割れの進展や破壊性状は強軸方向加力の試験体と類似していた。最大耐力は、RC 標準のパンチング耐力式による各方向の耐力算定値を基にした楕円近似の値と一致した。

謝辞：本実験研究を行うにあたって、鹿島建設(株)の別所佐登志氏、鈴木紀雄氏、永井寛氏をはじめ大阪工業大学大学院生の上西彰氏(現大日本土木(株)技術研究所)、大阪工業大学卒研究生の由良暢章(現コーナン建設(株))、吉村憲宏(現小田急建設(株))、両君ならびに田才研究室卒研究生の多大な御指導、御協力を戴きました。深く感謝致します。

参考文献：[1] 狩野芳一、吉崎征二：「フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究 (その 1~4)」建築学会論文報告集第 288,292,300,309 号,1980~1981, [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1996 [3] 西田哲也,他 3 名：「高強度コンクリートフラットプレート構造の開発,側柱-スラブ接合部 (その 1~その 2)」日本建築学会大会講演梗概集 (関東) pp887-890,1993.9, [4] 加藤博人,他 2 名：「高強度コンクリートフラットプレート構造の開発,隅柱-スラブ接合部 (その 1~その 2)」日本建築学会大会講演梗概集 (関東) pp891-894,1993.9, [5] 小澤潤治,他 4 名：「高強度コンクリートフラットプレート構造の開発,壁柱シリーズ (その 1~その 2)」日本建築学会大会講演梗概集 (関東) pp895-898,1993.9,