

2022 年度

修士論文

フラットスラブ構造の設計法に関する研究

東京都立大学大学院

都市環境科学研究科 建築学域

21852548 程雄杰

指導教員 壁谷澤寿一

謝辞

本論文は、東京都立大学博士前期課程在学中に行ったフラットスラブ構造の設計法に関する研究をまとめたものであります。本研究を行うあたり、多くの方々にご指導、ご協力をいただきまして、ここに感謝を込めてお礼を申し上げます。

東京都立大学都市環境科学研究科建築学域准教授 壁谷澤寿一先生には始終親切なご指導およびご教示を賜りました。研究および実験の考え方から論文の書き方まで先生に全て教えていただきました。何度も深夜まで論文を修正して頂き、大変お疲れ様でした。日本へ留学する機会を与えて、いつも優しく親切に指導していただき、心より感謝いたします。この2年間、先生に受け入れられまして、良い研究環境および実験の機会を与えていただき、本当にありがとうございました。先生の下で勉強できたことは私の人生の幸運だと思っています。

東京大学地震研究所名誉教授 壁谷澤寿海先生には、実験の実施および実験結果の考察に際して多くの指導を頂きまして、ここに深謝を申し上げます。また、壁谷澤寿海先生のご紹介のおかげで私は壁谷澤寿一先生の研究室に入ることができました。本当にありがとうございました。

内宮孝郷氏をはじめ研究室各位には実験の実施および研究生活にお世話になりました。多幾山研究室の李嘎拉巴敖敦氏には私が入学からの在日生活について色々お世話になりました。ここで、謝意を表します。また、在日2年間にいつも離れず支えてくれた夏梦雪氏には心より感謝しております。

最後に、ここまで私を支えてくれた家族にもに感謝の意を表したいと思います。

2023年1月

程雄杰

目次

1	序論.....	1
1-1	研究の背景.....	2
1-2	既往の研究.....	4
1-2-1	フラットプレート構造のねじりせん断破壊実験.....	4
1-2-2	開口を有するフラットプレート構造の加力実験.....	4
1-2-3	壁柱に取り付くフラットプレート架構の載荷実験.....	5
1-2-4	接合部補強を考慮したフラットプレート架構の載荷実験.....	5
1-3	研究の目的.....	7
2	提案式に対する検討.....	8
2-1	実験データ収集.....	9
2-2	各式により試験体に対する評価の比較.....	10
2-2-1	標準試験体に対する評価の比較.....	10
2-2-2	曲げ破壊した試験体に対する評価の比較.....	12
2-2-3	せん断補強筋を配置した試験体に対する評価の比較.....	13
2-2-4	開口/スリットを有する試験体に対する評価の比較.....	14
2-2-5	曲げ降伏後のパンチング破壊試験体に対する評価の比較.....	15
2-3	まとめ.....	17
3	フラットスラブ構造の静的繰返し載荷実験.....	18
3-1	試験体概要.....	19
3-2	載荷概要.....	23
3-3	計測方法.....	27
3-3-1	歪ゲージによる計測.....	27
3-3-2	変位計による計測.....	30
3-4	試験体に作用するモーメント.....	34
3-5	試験体耐力計算.....	38
4	実験結果.....	41
4-1	荷重変形関係.....	42
4-2	ひび割れ性状.....	43
4-3	スラブのねじり変形.....	47
4-4	スラブの鉛直変位.....	50
4-5	鉄筋のひずみ性状.....	51
4-5-1	主筋の歪分布.....	51
4-5-2	配力筋の歪分布.....	54
4-5-3	せん断補強筋の歪分布.....	55

4-6	まとめ.....	60
5	既往の実験結果との比較検討	61
5-1	接合部側面のねじり抵抗メカニズムについての考察	62
5-2	せん断補強筋の効果についての考察	64
5-3	せん断補強筋比の上限値の検討	66
5-4	せん断補強筋効果を考慮したパンチング耐力計算式の提案	67
6	結論	68
6-1	本研究の結論	69
6-2	今後の研究課題	71
	参考文献	72
	付録	75

1 序論

1-1 研究の背景

フラットプレートを用いた構造形式では、地震時にスラブにパンチング破壊が生じることが広く認識されている。メキシコでは 1985 年の地震でパンチングシア破壊により複数の建物が倒壊し、ACI 基準ではパンチングシア破壊を防止するための規定が設けられ、これらを適用した建物では 2017 年のメキシコ地震では明確なパンチング破壊は確認されないものの、大変形が生じることで通常の建物に比べて大きな被害が散見されている。現行の RC 規準式を加え、いくつかの修正強度算定式が提案されている。

RC 規準¹⁾ではパンチング破壊強度を柱面からスラブ有効せいの 1/2 離れた位置に仮定された危険断面上のスラブの曲げ抵抗 M_f 、せん断力により伝達されるモーメント M_s 、ねじりにより伝達されるモーメント M_t のそれぞれの終局強度の和によって定めている。

$$M_0 = M_f + M_s + M_t \quad (\text{式 1.1})$$

$$M_f = 0.9a_{0t}\sigma_y d \frac{c_2+d}{x_t} + 0.9a_{0b}\sigma_y d \frac{c_2+d}{x_b} \quad (\text{式 1.2})$$

$$M_s = \tau_u(c_2 + d)d(c_1 + d) \quad (\text{式 1.3})$$

$$M_t = \tau_{tu} \frac{d^2}{2} \left\{ (c_1 + d) - \frac{d}{3} \right\} \cdot 2 \quad (\text{式 1.4})$$

ここで、 a_{0t} ：スラブ上端筋 1 本の断面積(mm²)

a_{0b} ：スラブ下端筋 1 本の断面積(mm²)

x_t ：スラブ上端筋の間隔(mm)

x_b ：スラブ下端筋の間隔(mm)

σ_y ：スラブ筋の降伏点(N/mm²)

d ：スラブの有効せい(mm)

c_1 ：水平力検討方向と直交方向の柱の幅(mm)

c_2 ：水平力検討方向の柱の幅(mm)

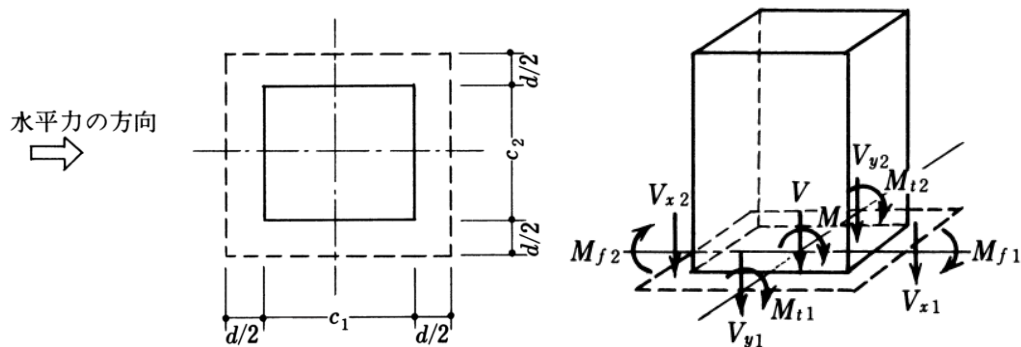


図 1-1-1 RC 規準による算定断面と応力状態

市之瀬ら³⁾は曲げ破壊強度 M_f とせん断破壊強度 M_s が同時には生じないと考え、柱前後のスラブを梁とみなし、梁の曲げ抵抗 M_f' 及びせん断抵抗 M_s' のうちいずれか小さい値を節点曲げモーメントに換算し、柱両側面から伝達される節点ねじり抵抗モーメント M_t' を足し合わせることでパンチング破壊強度を評価する算定式を提案している。

$$M_0' = \min(M_f', M_s') + M_t' \quad (\text{式 1.5})$$

ここで、 M_f' ：梁が曲げ降伏する時の抵抗モーメント

M_s' ：梁がせん断破壊する時の曲げモーメント

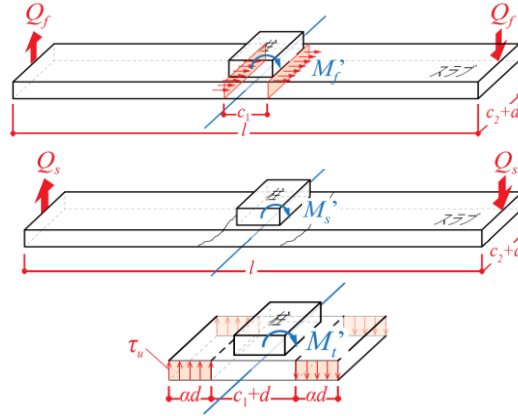


図 1-1-2 市之瀬らによる算定断面と応力状態

RC 規準式が参照した ACI 基準式²⁾は式 1.6 で表される。柱から伝達されるモーメントを算定断面でスラブの曲げ抵抗分とせん断抵抗分に分割する。せん断伝達の割合は実験結果より式 1.7 で与えられる。終局せん断強度 v_u はコンクリートとせん断補強筋の有無によりその値が与えられている。

$$M_0 = v_u \cdot \frac{2J_c}{\gamma_v(c_1+d)} \quad (\text{式 1.6})$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}} \quad (\text{式 1.7})$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{(c_1+d)^2 d(c_2+d)}{2} \quad (\text{式 1.8})$$

ここで、 γ_v ：せん断力により伝達されるモーメントの割合

v_u ：終局せん断応力度(N/mm²)

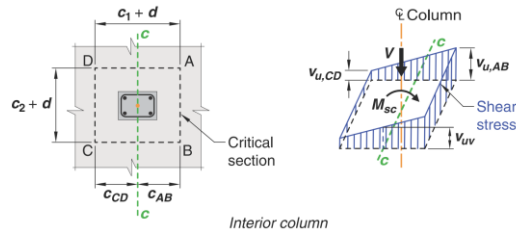


図 1-1-3 ACI 基準による算定断面と応力状態

1-2 既往の研究

1-2-1 フラットプレート構造のねじりせん断破壊実験

市之瀬ら⁴⁾は柱両側面のねじり抵抗の寄与分を検証するため、フラットプレート構造の接合部において標準試験体と図 1-2-1 に示す柱前後面にスリットを設ける M_f と M_s の影響を取り除いた試験体の2種類について比較実験を行った。その結果、試験体2は柱側面のねじり領域にひび割れの集中は観察され、両試験体ともに実験値はRC規準式で得られた計算値を下回っていることが報告された。この原因は明らかでない。

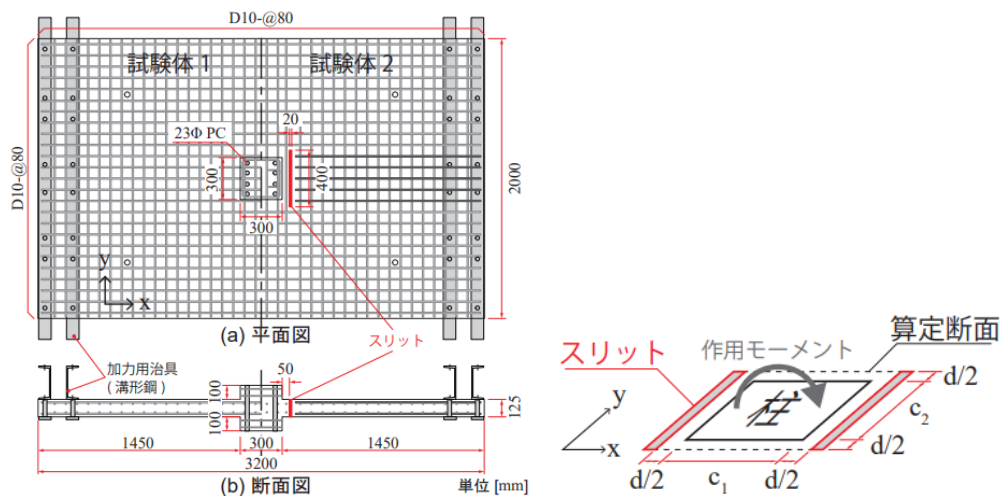


図 1-2-1 市之瀬らの試験体図面とスリット位置

1-2-2 開口を有するフラットプレート構造の加力実験

岸本ら⁵⁾は図 1-2-2 に示す柱周りに開口を有するフラットプレート部分架構実験を実施した。全ての試験体で最大荷重以降に加力直交方向のねじれに起因する大きな損傷が見られたことから、破壊形式はスラブ曲げ降伏後のパンチング破壊と考えられる。開口を有する場合は、開口周囲に配筋された補強筋により、開口のない場合と同様な荷重変形関係が確認された。

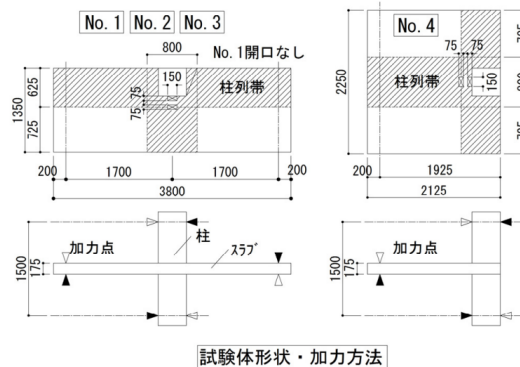


図 1-2-2 岸本らの試験体形状及び加力方法

1-2-3 壁柱に取り付くフラットプレート架構の載荷実験

RC 規準式の壁柱に対する適用性を検討するため、西岡ら⁶⁾は図 1-2-4 に示す加力方向とスラブ開口の有無等のパラメータにより、6 体耐震壁に取り付くフラットスラブ架構の静的逆対称加力実験を行った。その結果、強軸方向に加力した試験体はスラブ開口の有無によらず、最大耐力は RC 規準のパンチング耐力算定値と一致したが、弱軸方向に加力した試験体では想定したパンチング破壊が確認されていなかった。強軸方向に加力する場合は、RC 規準式の壁柱に対する適用性が確認できる。

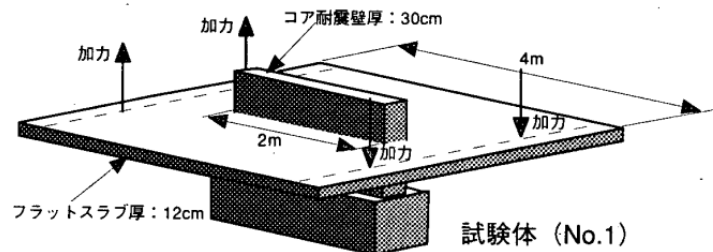


図 1-2-3 西岡らの試験体 No.1 形状及び加力方法

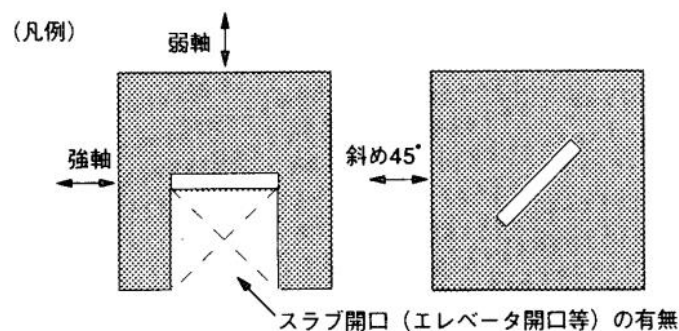


図 1-2-4 加力方向と開口等のパラメータ

1-2-4 接合部補強を考慮したフラットプレート架構の載荷実験

岸本ら⁷⁾は柱面よりスラブ厚さ分の長さの範囲にせん断補強筋を配置した試験体の水平加力実験を行い、実験では試験体架構によらず曲げ破壊した試験体はいずれも計算値に対する実験値の比は 1.0 を上回ったが、補強筋の量及び形状による構造性能への差異は見られないことを報告した。

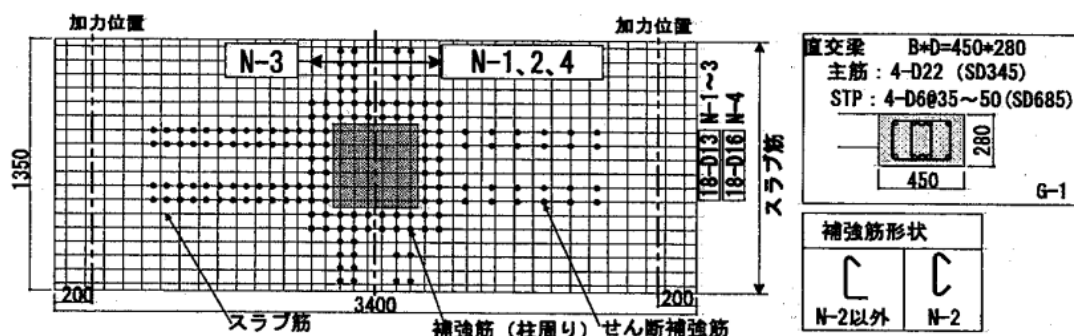


図 1-2-5 岸本らの試験体形状及び配筋方法（一部）

鈴木ら⁸⁾は図 1-2-6 に示すボイドスラブを用いてせん断補強筋とプレートを入れた試験体に対して加力実験を行い、プレート挿入やせん断補強筋量増加による柱前後の補強は最大耐力に寄与せず、最大耐力後の急激な耐力低下を抑制することを確認した。

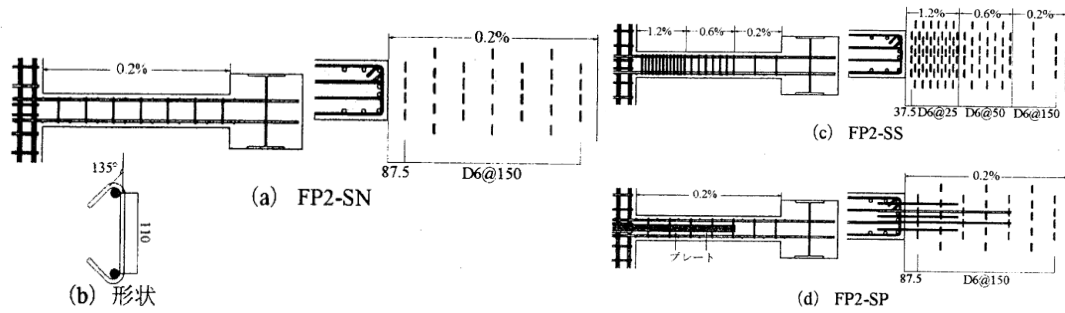


図 1-2-6 鈴木らの各試験体の補強状況

1-3 研究の目的

RC 規準 11 条では ACI 基準に基づいてパンチング破壊強度式が提案されており、算定強度が狩野らの部分架構実験結果と良好な対応関係にあることが示されている。一方で、本式は終局時にスラブ断面に作用する曲げ破壊強度とせん断破壊強度を累加した式となっており、せん断補強筋の影響も考慮されていない。これに対して ACI 基準式は柱から伝達されるモーメントを算定断面でスラブの曲げ抵抗分とせん断抵抗分に分割し、せん断補強筋の有無により終局せん断強度の値が与えられている。フラットスラブに配置するせん断補強筋の効果については(1)耐力に寄与する、(2)靱性に寄与する、(3)影響しないという実験によって異なる結論が報告されており、統一的な見解がなされていない。本研究では上記の研究背景から収集した既往実験データに基づき、破壊形式、構造形式及びせん断補強筋の有無などの見地から、検討対象としたいくつかの提案式の精度と適合性についての検討を行った。

また、柱頭スラブ接合部でのせん断補強は、脆性破壊の防止には有効であるが、パンチング破壊耐力の増加には効果がない実験結果⁷⁾⁸⁾が報告されているが、パンチング破壊時にコンクリートとせん断補強筋の負担率はまだ明らかにしていなかった。現行の RC 規準では、危険断面側面のねじり抵抗に対して直交方向柱列帯主筋のダボ作用が及ぼす影響も考慮されていない。そこで、柱スラブ接合部での応力伝達機構を明らかにするため、本研究では狩野らの試験体⁹⁾に基づいて設計したせん断補強筋を有するフラットプレート構造の静的繰り返し載荷実験を行う。

2 提案式に対する検討

2-1 実験データ収集

検討に使用したフラットプレートの実験データは、1980 年から 2018 年の間に、日本建築学会の論文報告集、大会学術講演梗概集のうち、フラットプレート構造に関連する 20 編の論文を対象としたものである。実験データに収集された試験体はいくつかの標準で分類すると表 2-1-1 のとおりである。

各試験体は、構造形式、せん断補強筋の配置や破壊形式が異なるが、便宜上、実験データでは、中柱を対象としてせん断補強筋や開口/スリットが配置されていなくてパンチング破壊した試験体のみを標準試験体としている。各式で試験体の実験値と計算値との比較を行った。

表 2-1-1 実験データを収集した試験体^{3)~9)}

グループの分類		検討対象となる試験体数	合計
(a) 破壊形式	パンチング破壊	30	56
	曲げ破壊	23	
	ほか	3	
(b) 架構形式	中柱（十字型）	51	56
	側柱（ト字型）	4	
	中柱（T 字型）	1	
(c) せん断補強筋	有	22	56
	無	34	
(e) 荷重	水平のみ	46	56
	鉛直のみ	2	
	水平と鉛直	8	

2-2 各式により試験体に対する評価の比較

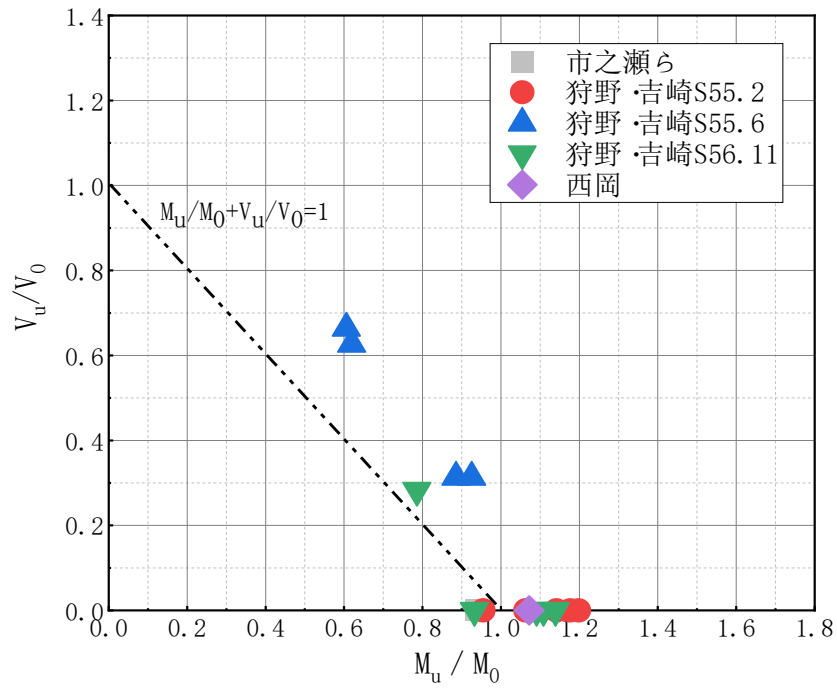
2-2-1 標準試験体に対する評価の比較

各試験体の終局強度実験値を計算値と比較して図 2-2-1(a)~(c)に示す。一部の試験体にはスラブ上面に軸力が導入されているので、柱から伝えられる全鉛直力 V と伝達モーメント M の間の相関関係で計算式の妥当性を確認した。 $M_u/M_0 + V_u/V_0$ の計算結果を表 2-2-1 に示す。

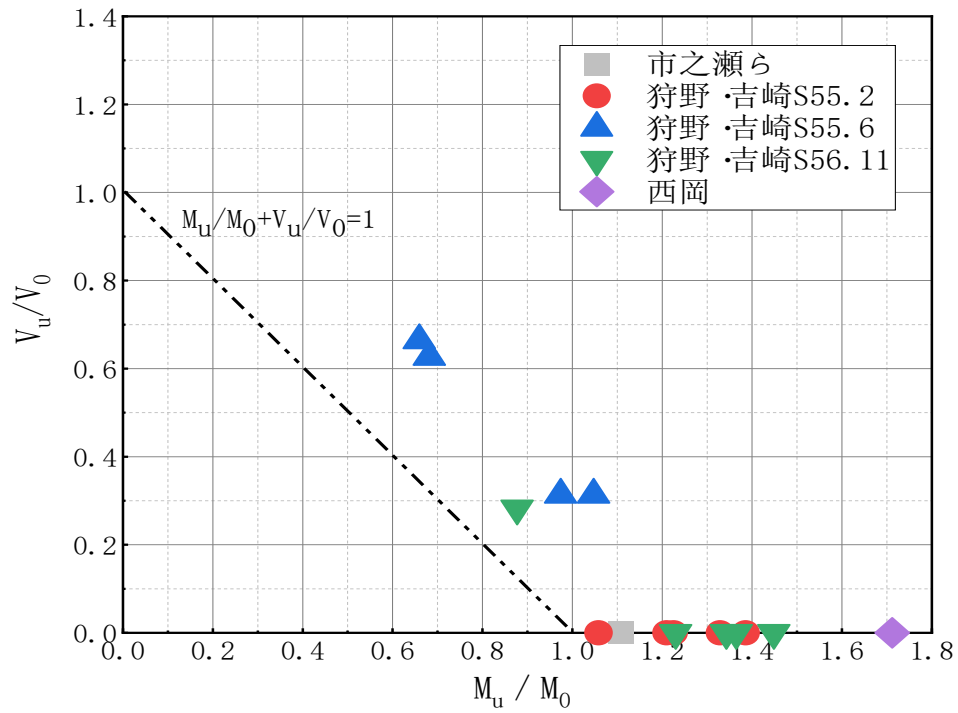
いずれの計算式でも全ての試験体のパンチング破壊時の終局伝達モーメント計算値 M_0 に対する実験値 M_u の比と鉛直力のみが伝達されときの終局伝達鉛直力計算値 V_0 に対する実験値 V_u の比の和は概ね 1.0 以上であり、いずれの式も安全側となる。RC 規準式の場合は 2 体の試験体で実験値が計算値を下回っているが、計算結果と実験結果の誤差は最も少ない。また、加力方向幅の大きい壁柱⁶⁾では、市之瀬らによる提案式では耐力を過小評価し、ACI 基準式では過大評価となった。これは実際のせん断強度が節点モーメントで評価したせん断強度よりも大きく、それが短スパン化によって顕在化したと考えられる。ACI 基準では、他の規定によって柱の形状等が特殊な場合割り増し係数等が適用されるため計算結果が正しい値となっていない可能性がある。

表 2-2-1 各式による $M_u/M_0 + V_u/V_0$

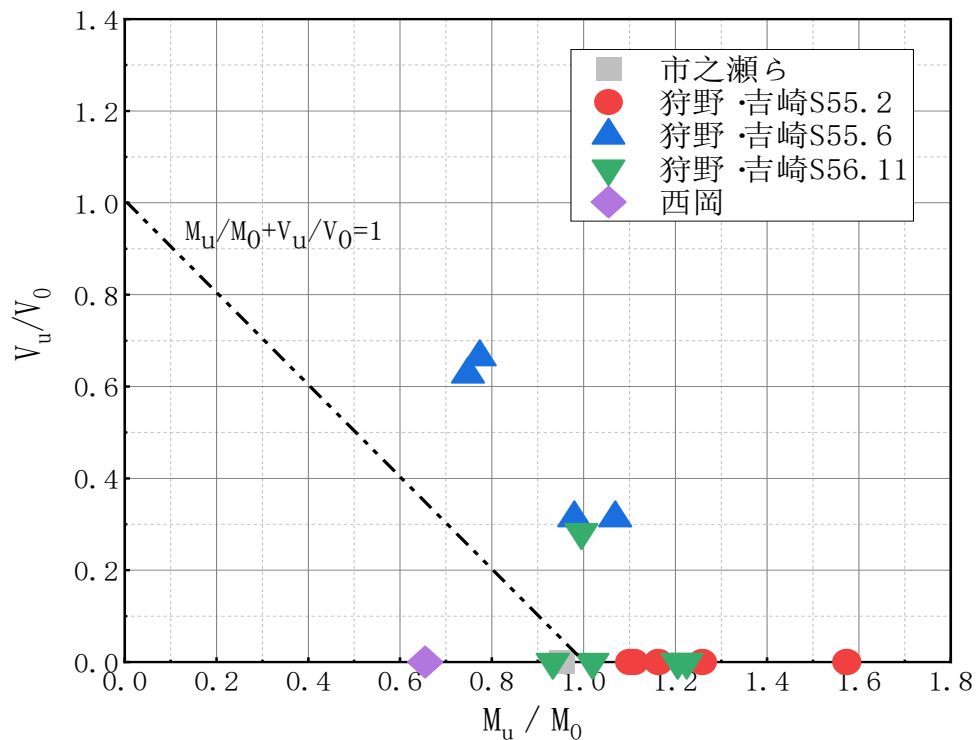
パンチング破壊 耐力計算式	$M_u/M_0 + V_u/V_0$		
	最大値	最小値	平均値
RC 規準式	1.27	0.93	1.11
市之瀬ら式	1.71	1.06	1.30
ACI 基準式	1.57	0.65	1.19



(a) RC 規準式



(b) 市之瀬らによる式



(c) ACI 基準式

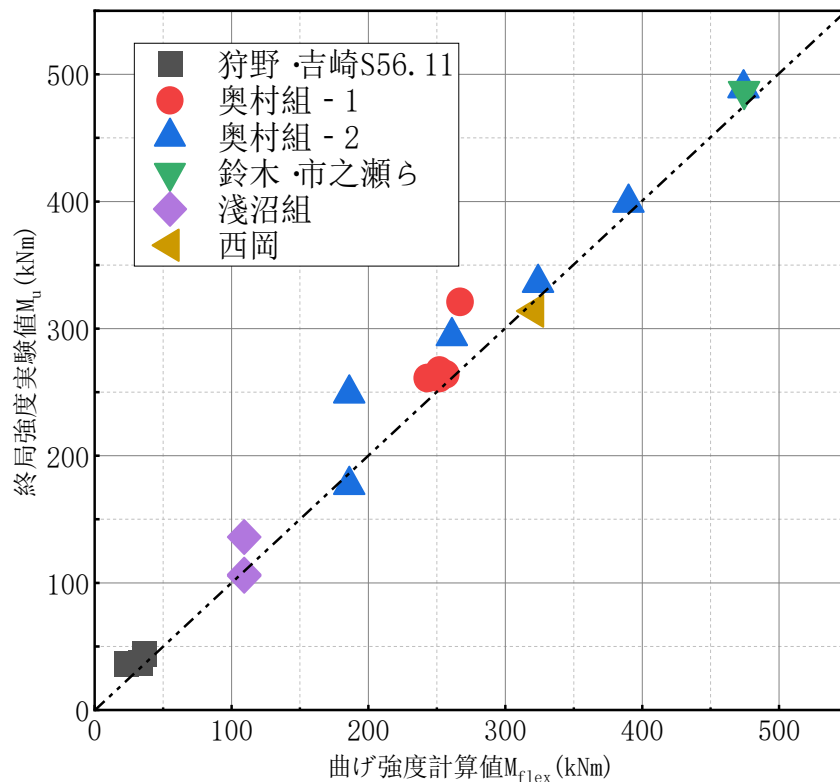
図 2-2-1 各計算式による M_u/M_0 と V_u/V_0

2-2-2 曲げ破壊した試験体に対する評価の比較

曲げ強度計算値 M_{flex} はスラブ接合端を危険断面としてスラブ全幅に降伏線が形成されると仮定して、梁の曲げ強度計算式で抵抗モーメント M_y を算定し、これを節点モーメントに換算して求めた。曲げ破壊した試験体は 23 体あるが、せん断補強筋の有無や荷重条件が異なっている。図 2-2-2 に示すように、いずれの試験体でも終局強度と曲げ強度計算値との比は 1.0 に近い。フラットプレート構造の曲げ終局強度はせん断補強筋の有無や荷重等の条件に関係なく、スラブ全幅を有効として平面保持解析から計算される曲げ終局強度で推定可能と考えられる。

$$M_{flex} = \sum 0.9 a \sigma_y d \quad (\text{式 2.1})$$

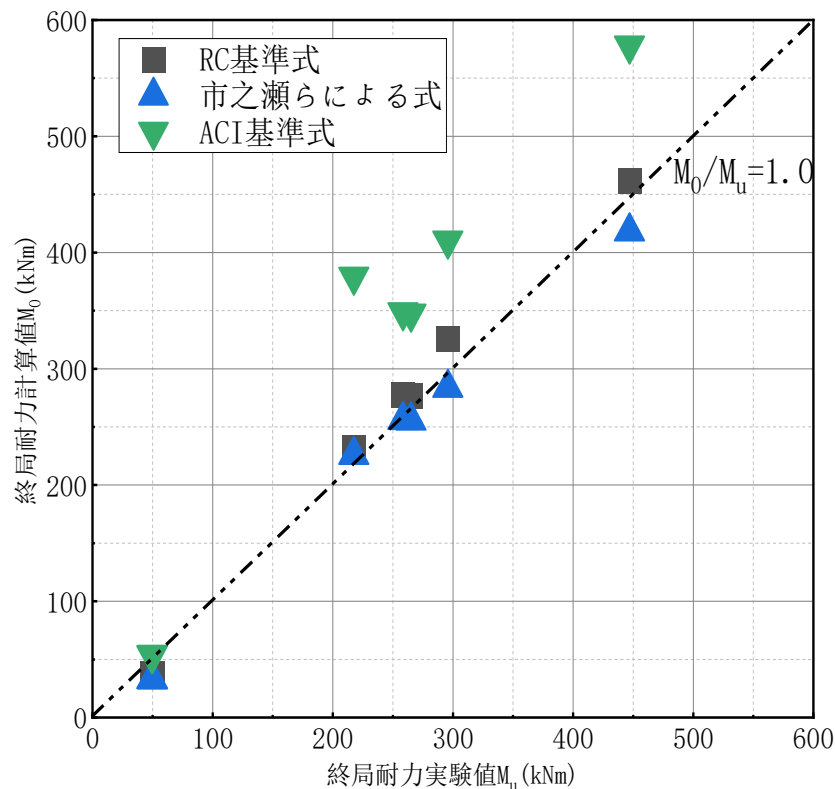
ここで、 a : 柱前・後面のスラブ全幅に含まれる引張鉄筋の総断面積

図 2-2-2 M_{flex} と M_u

2-2-3 セン断補強筋を配置した試験体に対する評価の比較

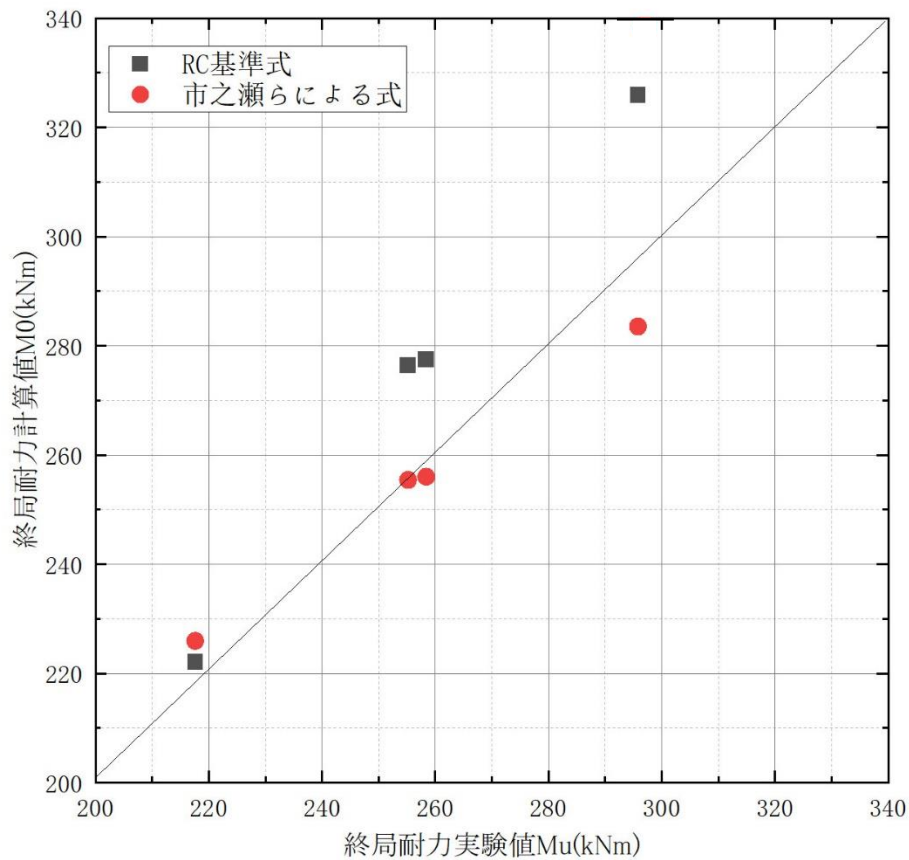
柱面よりスラブ厚さの範囲にせん断補強筋を配置した試験体は22体あるが、そのうち7体がパンチング破壊した。パンチング破壊した試験体について、各計算式による計算値と実験値との比較を図2-2-3に示す。

収集した実験データの範囲では、各試験体の補強量が異なっているが、RC規準をベースとした式ではコンクリートの直接せん断強度に依存しているため計算式にその影響は反映されない。せん断補強筋の効果を考慮したACI基準式を適用した場合、実験結果を過大評価していた。せん断補強筋の効果を反映させた適切な終局強度評価の計算式の提案は引き続き検討が必要である。

図 2-2-3 せん断補強された試験体の M_0 と M_u

2-2-4 開口/スリットを有する試験体に対する評価の比較

開口/スリットを有する試験体は6体あるが、そのうち4体がパンチング破壊した。柱前後面に開口/スリットを有する試験体では、スラブの曲げ抵抗 M_f とせん断抵抗 M_s を1/2とし、側柱または側面開口/スリットを有する試験体では、ねじり抵抗 M_t を1/2とする。計算結果と実験値の比較を図 2-2-4 に示す。いずれの試験体でも終局耐力実験値と市之瀬ら式による計算値の比は1.0 前後となっているが、RC 規準式の場合は実験値が計算値を下回って危険側となった。ACI 基準の場合は、開口/スリットを有する試験体が認められないので、実験値と計算値との差は著しく大きい。開口/スリットを有する試験体に対する評価では市之瀬らによる式は概ね適当だと考えられる。

図 2-2-4 開口/スリットを有する試験体の M_0 と M_u

2-2-5 曲げ降伏後のパンチング破壊試験体に対する評価の比較

柱の前・後面でスラブ筋が降伏した後に、柱の側面のスラブがねじれてパンチング破壊が生じる場合には、終局伝達モーメントが(式 1.1)による計算値に達していない実験結果⁴⁾が報告されている。これは、(式 1.3)における M_s が算定断面のせん断耐力を用いて計算しているためであり、曲げ降伏後のパンチング破壊形式の検討では、曲げモーメントが危険断面でのスラブの曲げ抵抗 M_f に達した時のスラブのせん断力を用いて、曲げ降伏後のせん断力により伝達されるモーメント M_{sf} を計算する必要がある。(以下修正 RC 規準式と呼ぶ)

$$M_{sf} = \frac{M_f}{l - c_1 - d} \times (c_1 + d) \quad (\text{式 2.2})$$

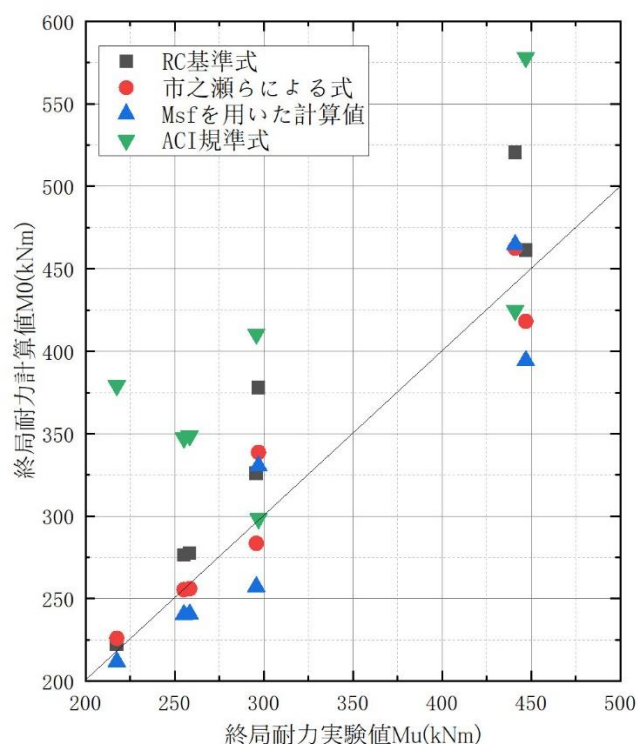
ここで、 l ：スラブ加力方向の長さ

破壊形式は曲げ降伏後のパンチング破壊となった試験体は 7 体ある。これらの試験体に対する各提案式による計算値と実験値との比較を図 2-2-5 に、 M_u/M_0 の計算結果を表 2-2-2 に示す。修正 RC 規準式及び市之瀬ら式の場合は全ての試験体のパンチング破壊時の終局伝達モーメント

ト計算値 M_0 に対する実験値 M_u の比は概ね 1.0 前後であるが、修正 RC 規準式では安全側となったので、妥当性を確認できた。また、RC 規準式の場合はいずれの試験体でも M_u/M_0 の値が 1.0 を下回り危険側となった。修正 RC 規準式は、RC 規準式に比べても安全側に評価したので、 M_{sf} と M_s の入れ替えは適当だと考えられる。ACI 基準式の場合は、ほとんどの試験体では過大評価となったが、そのうち、 M_u/M_0 の値が 0.57~0.76 となる 4 体の試験体⁵⁾は開口などの特殊な架構であるため ACI 基準式が適用できない可能性もある。

表 2-2-2 各式による M_u/M_0

パンチング破壊 耐力計算式	M_u/M_0		
	最大値	最小値	平均値
RC 規準式	0.98	0.79	0.91
M_{sf} を用いた 修正 RC 規準式	1.15	0.90	1.05
市之瀬ら式	1.07	0.88	0.99
ACI 基準式	1.04	0.57	0.80

図 2-2-5 曲げ降伏後のパンチング破壊試験体の M_0 と M_u

2-3 まとめ

本研究ではフラットプレート構造に対して収集した既往実験データに基づき、破壊形式、構造形式及びせん断補強筋の有無などの見地から、検討対象としたいくつかのパンチング破壊耐力提案式の精度と適合性についての検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 中柱を対象としてせん断補強筋が配置されずパンチング破壊した試験体については、RC 規準式の精度が最も高く、ACI 基準では、柱の形状等が特殊な場合の割り増し係数等が勘案されていないものの、推定精度がやや劣っていた。
- 2) フラットプレート構造の曲げ終局強度はせん断補強筋の有無や荷重等の条件に関係なく、スラブ全幅を有効として平面保持解析から計算される曲げ終局強度で推定可能と考えられる。
- 3) せん断補強筋の効果を考慮した ACI 基準式を適用した場合、過大評価となった事例が確認された。せん断補強筋の効果を反映させた適切な終局強度評価の計算式の提案は引き続き検討が必要である。
- 4) スラブに開口やスリットなどが設けられた試験体についての評価の場合は、RC 規準式と ACI 基準式が過大評価となり、市之瀬らによる式は概ね適当だと考えられる。
- 5) 曲げ降伏後のパンチング破壊形式についての検討では、RC 規準式による M_s を曲げモーメントが危険断面でのスラブの曲げ抵抗 M_f に達した時のスラブのせん断力として伝達されるモーメント M_{sf} に修正した値を採用した場合、RC 規準式の過大評価を是正可能な事を確認した。

3 フラットスラブ構造の静的繰返し載荷実験

3-1 試験体概要

試験体は柱とスラブで構成される十字形架構で、スラブをスパンの中央で切り取った形状としている。実験の目的は接合部周辺のせん断補強筋のフラットスラブ構造のパンチング破壊耐力への影響を調べることにあるので、参考論文⁹⁾の H-3 試験体を比較対象として本研究の試験体を設計した。

試験体配筋を図 3-1-1 に、試験体の諸元一覧を表 3-1-1 に示す。スラブは端部スタブも含めて長さ(加力方向)3450mm、幅(直交方向)2300mm で、スラブ厚さは 100mm である。スラブ断面において、主筋は上端筋及び下端筋ともに D10@50(@100)と、配力筋は D6@50(@100)とする。図 3-1-2 に示す H-3 の柱列帯の引張鉄筋比は 0.89%で、柱間帯の鉄筋比はその 1/2 になっている。せん断補強筋比は 1.8%になっている。H-3 の実験において、せん断補強筋は終局強度にあまり有効ではなかったことが確認されたが、これはスラブ筋比に対するせん断補強筋比の割合が高すぎるため、せん断補強筋がパンチング破壊に効いていなかったことを想定し、本試験体ではスラブ主筋間隔を H-3 の 1/2 に、せん断補強筋量を H-3 より少なくした。

表 3-1-1 試験体諸元一覧

試験体		H-3	本試験体
柱	断面	200×200 (mm)	200×300 (mm)
	主筋	8-D19 (5.73%)	8-D19 (3.82%)
	せん断補強筋	2-φ 6@50 (0.57%)	4-D10@50 (2.85%)
スラブ	寸法	2400×2400 (mm)	2300×3200 (mm)
	厚さ(有効せい)	100 (80)	100 (69)
	柱列帯幅	500mm	500mm
	主筋	2-D10@100 (@200)	2-D10@50 (@100)
	配力筋	2-D10@100 (@200)	2-D6@50 (@100)
	せん断補強筋	φ 9@50 (1.83%)	D6@50 (1.34%)

3. フラットスラブ構造の静的繰返し載荷実験

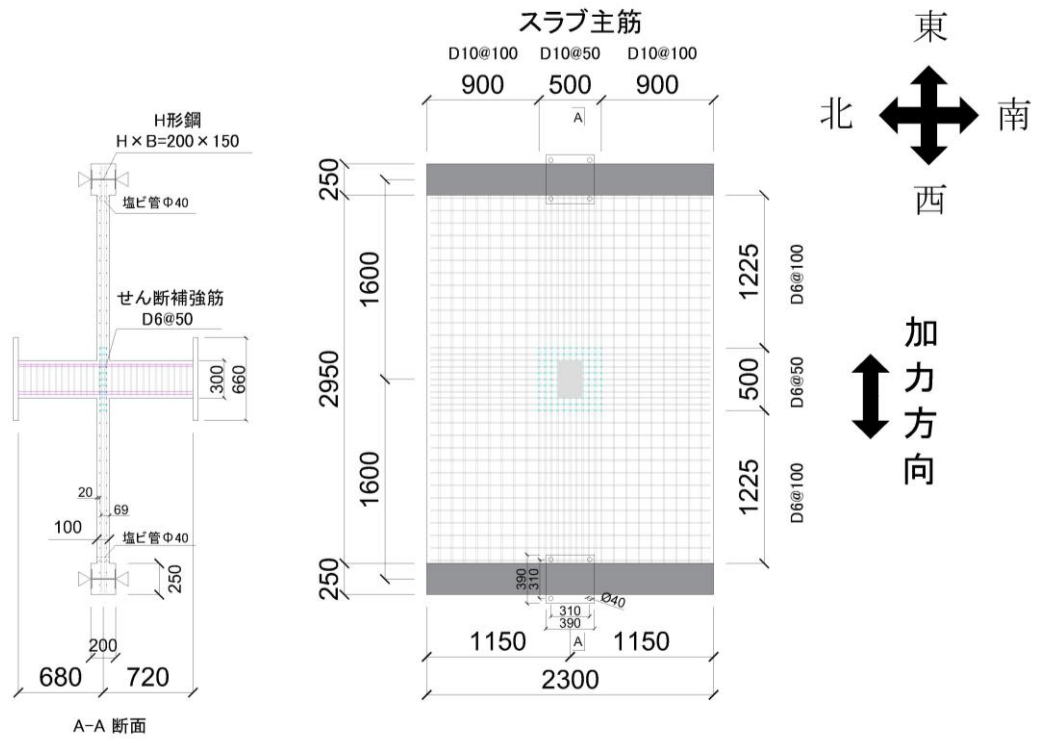


図 3-1-1 本研究でのフラットスラブ試験体配筋図

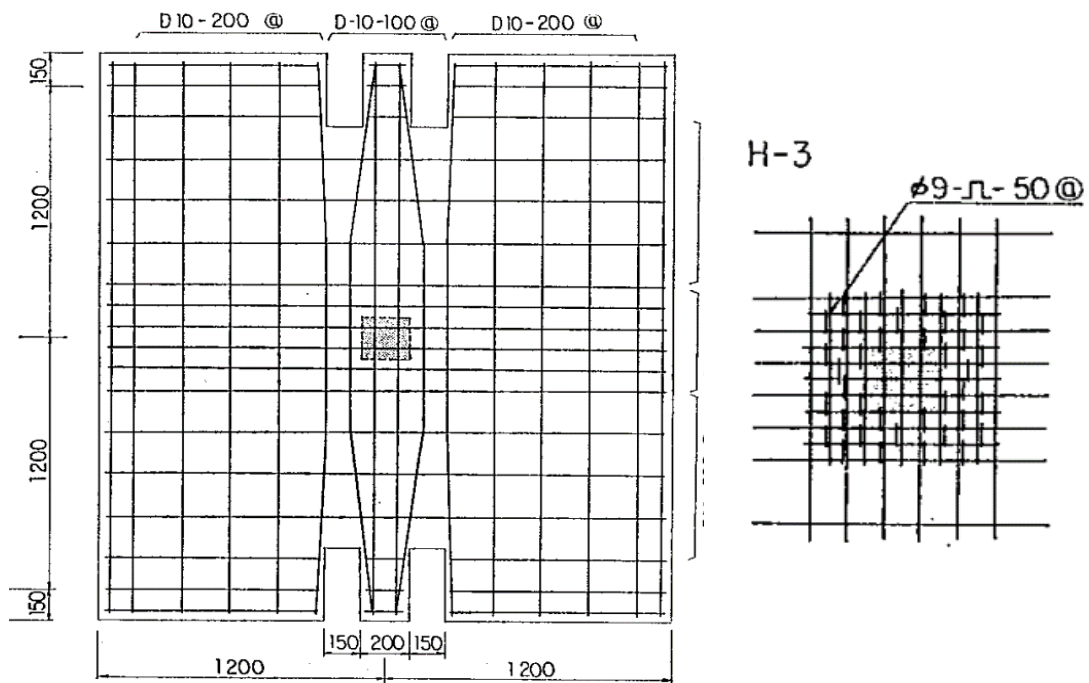


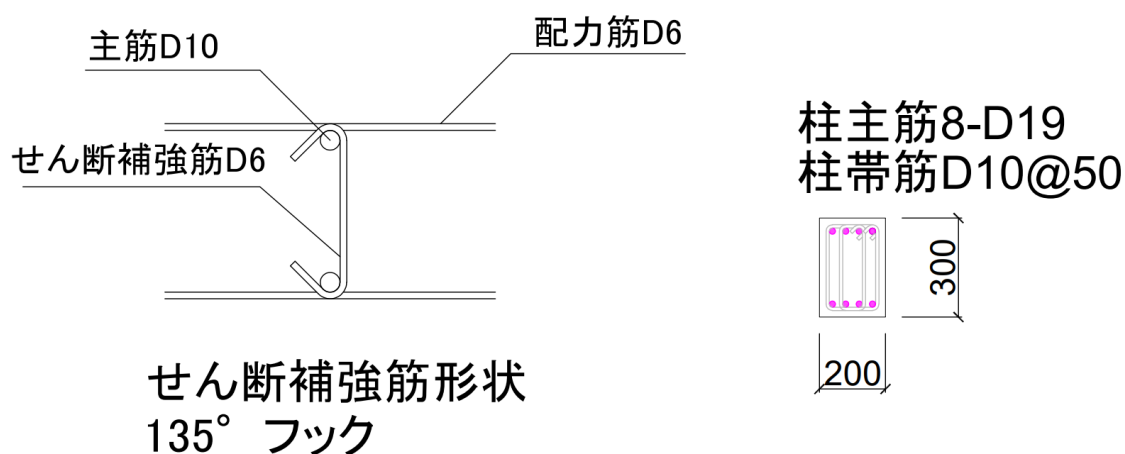
図 3-1-2 H-3 試験体配筋図

柱頭・柱脚はピン支承とし、スラブ両端はピンローラー支承としている。スラブ両端をピンローラー支承に固定するため、端部スタブに H 形鋼を配置して置いた。それにより、スラブは実際の建物と境界条件が一緒になって直交梁により拘束状態を再現した。

せん断補強筋の設計は図 3-1-3(a)に示す普通の 135°フックを有する形状としていたが、柱ースラブ接合部近傍の配筋が密であるので実際の施工中に 135°から 90°への変更になった。柱帯筋のフックは同じような理由で手による加工になったため、曲げ半径が若干小さくなったかもしれない。

柱断面は 200mm×300mm で、柱での曲げ破壊を防ぐため柱の主筋量と帯筋量は実際の柱に比べて過大になっている。その結果、柱とスラブの曲げ耐力比は 1.3 にした。柱主筋は 8-D19(SD390)、帯筋は 4-D10@50(SD295)である。

コンクリート打設は下柱・スラブと上柱を分けて 2 回に行った。試験体に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表 3-1-3、表 3-1-4 に示す。鉄筋の径ごとに使用したひずみゲージを表 3-1-2 に示す。



(a)せん断補強筋配置

(b) 柱主筋・帯筋配置

図 3-1-3 スラブせん断補強筋および柱主筋・帯筋

表 3-1-2 材料試験に使用した歪ゲージ一覧表

鉄筋径	使用した箇所	使用した歪ゲージ
D6	スラブの配力筋	FLKB-2-11
	スラブのせん断補強筋	
D10	スラブの主筋	FLAB-3-11
	柱帯筋	
D19	柱主筋	FLAB-3-11

3. フラットスラブ構造の静的繰返し載荷実験

表 3-1-3 コンクリート圧縮強度

	テストピース	圧縮強度 [N/mm ²]	平均値 [N/mm ²]
下柱・スラブ	No. 1	21.4	21.1
	No. 2	20.9	
	No. 3	21.1	
上柱	No. 1	24.2	23.6
	No. 2	22.2	
	No. 3	24.3	

表 3-1-4 鉄筋材料試験結果

鉄筋	降伏点	引張強さ	降伏歪	破断伸び
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(μ)	(%)
D10 (SD295)	369.6	502.6	1864	28
D6 (SD295)	359	520	1723	31

3-2 載荷概要

試験体と加力装置の様子を図 3-2-1, 図 3-2-2 及び写真 3-2-1 に示す。静的載荷実験は東京都立大学大型構造物実験棟で行った。柱頭と柱脚は溶接で取り付けるプレートを介し、PC 鋼棒によりピン支承に固定し、油圧ジャッキにより正負水平繰返し載荷を行う。上柱と下柱の加力中心間距離が 2400mm としていたが、設計ミスで柱頭・柱脚ピン支承に入っている滑り止めボルトは考慮されていなかったため、図 3-2-2 に示すように柱頭・柱脚に取り付いているプレートとピン支承の間に鋼製ブロックを挟めるように試験体を設置した。その結果、上柱と下柱の加力中心間距離が 2455mm となり、水平ジャッキがおおよそ 1/50 の傾斜角とした。

なお、載荷する前に柱にひび割れが入っておるため、載荷時に柱に 300kN(0.2Fc 程度)の軸力を加えた。載荷は、柱脚に対する柱スラブ接合部の相対変形角を層間変形角とし、層間変形角が図 3-2-3 に示すように 1/600, 1/400, 1/300, 1/200(2), 1/150(2), 1/100(2), 1/75(2), 1/50(2), 1/37.5(2), 1/25(2), 1/12.5 となるようなサイクル((2)は 2 回載荷を行ったことを示す)で行った。

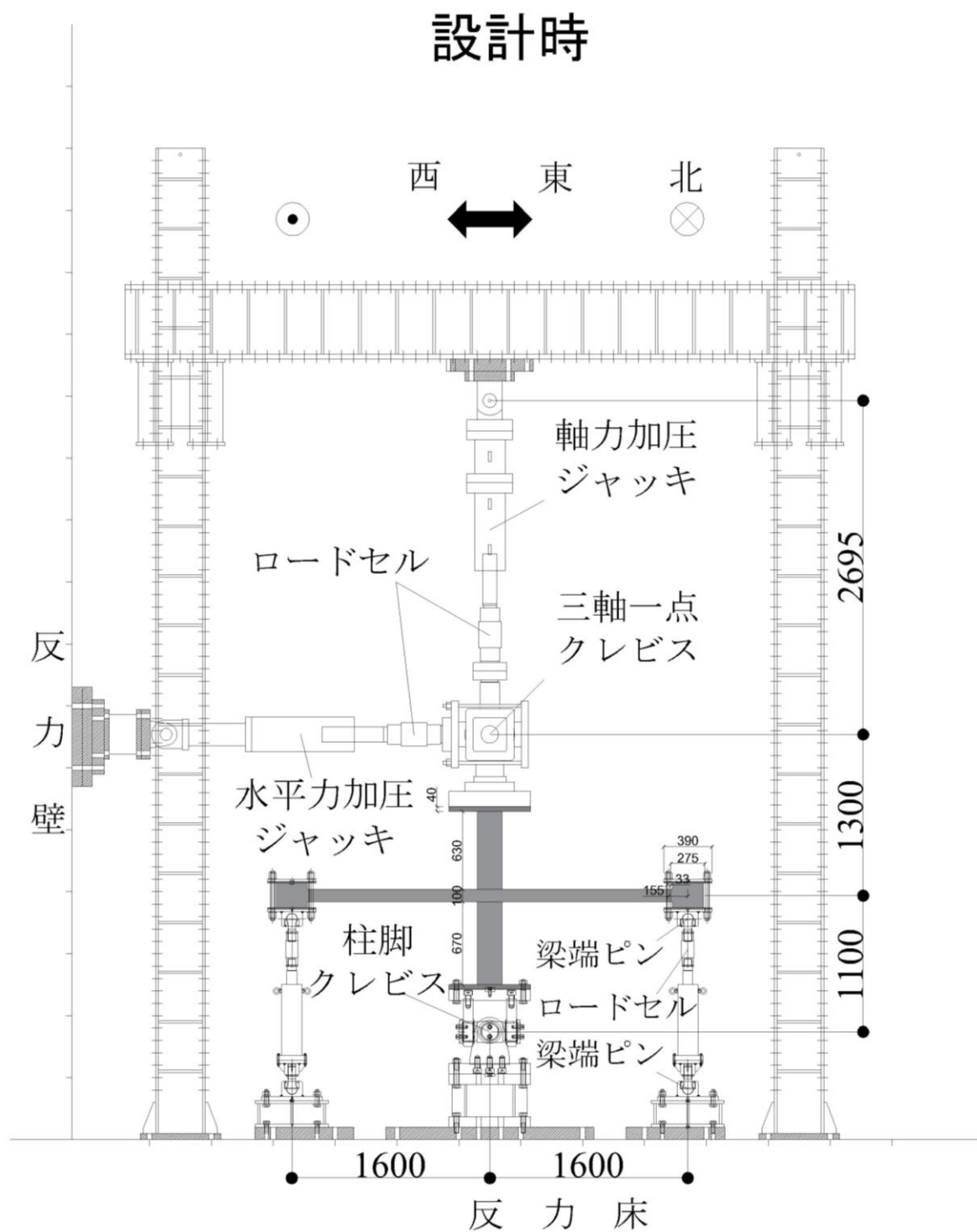


図 3-2-1 加力装置セットアップ図(設計時)

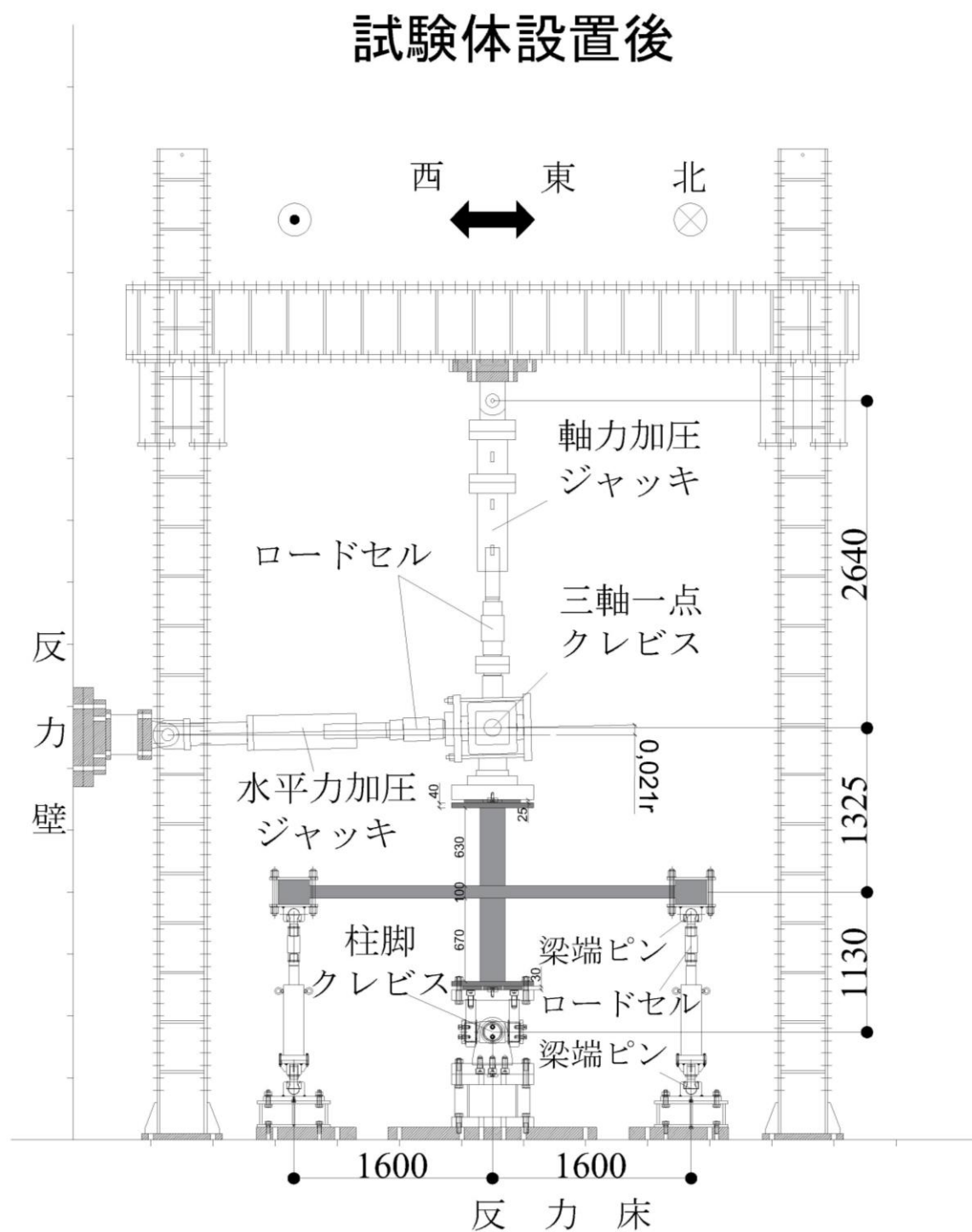
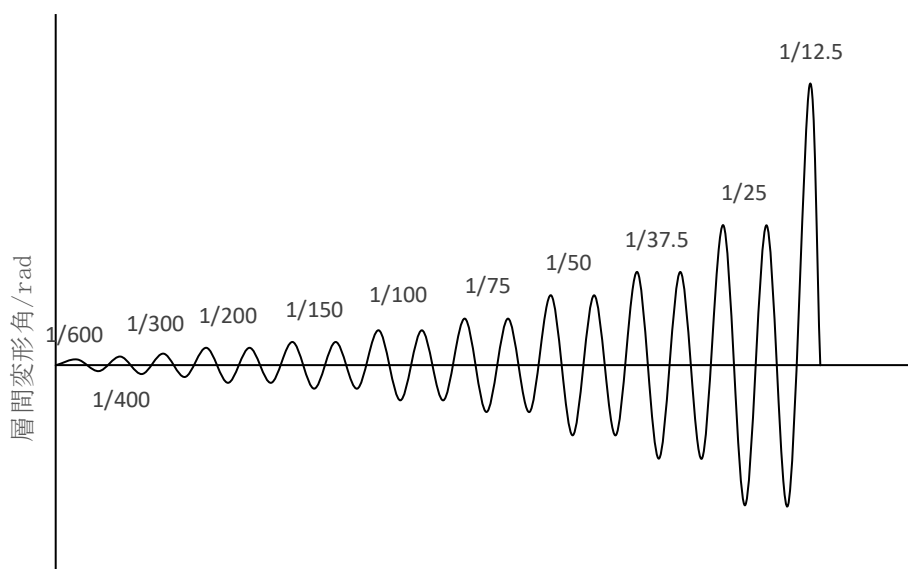


図 3-2-2 加力装置セットアップ図(設置後)



写真 3-2-1 加力装置セットアップ時



載荷ステップ

図 3-2-3 載荷履歴図

3-3 計測方法

3-3-1 歪ゲージによる計測

載荷中の鉄筋のひずみをひずみゲージにより測定する。貼り付け位置を図 3-3-1, 図 3-3-2 に示す。柱列帯の主筋に貼る歪ゲージは、曲げモーメントが最も大きくなり、柱前後の危険断面で 3 か所ずつに計測する。スラブの協力幅を確認するため、柱間帯の主筋歪ゲージは柱から遠ざかる方向へのひずみ分布を確認できるように貼り付け位置を設定した。主筋の歪ゲージは上端筋と下端筋ともに鉄筋の上側に貼り付け、計 20 枚である。

配力筋の歪ゲージは、配力筋のダボ作用が接合部側面のねじれに及ぼす影響を確認するため、図 3-3-2 に示す上端筋の上側と下側で 50mm の間隔に 2 組ずつ計測するよう、貼付位置を設定した。危険断面での配力筋に発生するせん断力は式 3.1, 式 3.2¹⁰⁾で与えられる。

$$M = \int \sigma_i \cdot y_i dA \quad (\text{式 3.1})$$

$$Q = \frac{M_1 - M_2}{L} \quad (\text{式 3.2})$$

ここで、 M_1 ：配力筋の 1 箇所目の断面に発生する曲げモーメント

M_2 ：配力筋の 2 箇所目の断面に発生する曲げモーメント

L ：2 箇所の間隔

せん断補強筋に関しては、各せん断補強筋のひずみ分布を計測するため、図 3-3-2 に示すように柱スラブ接合部近傍に歪ゲージを配置した。

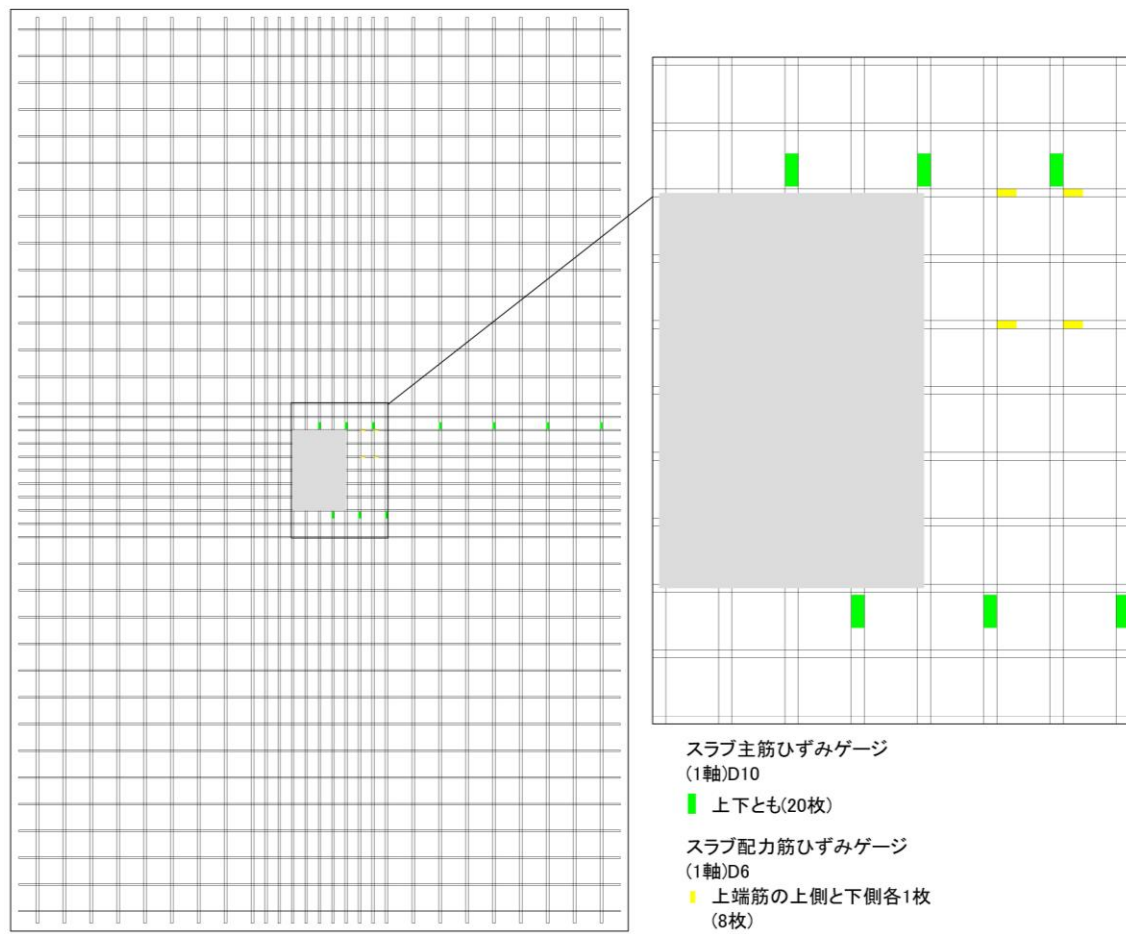


図 3-3-1 スラブ主筋・配力筋の歪ゲージ配置

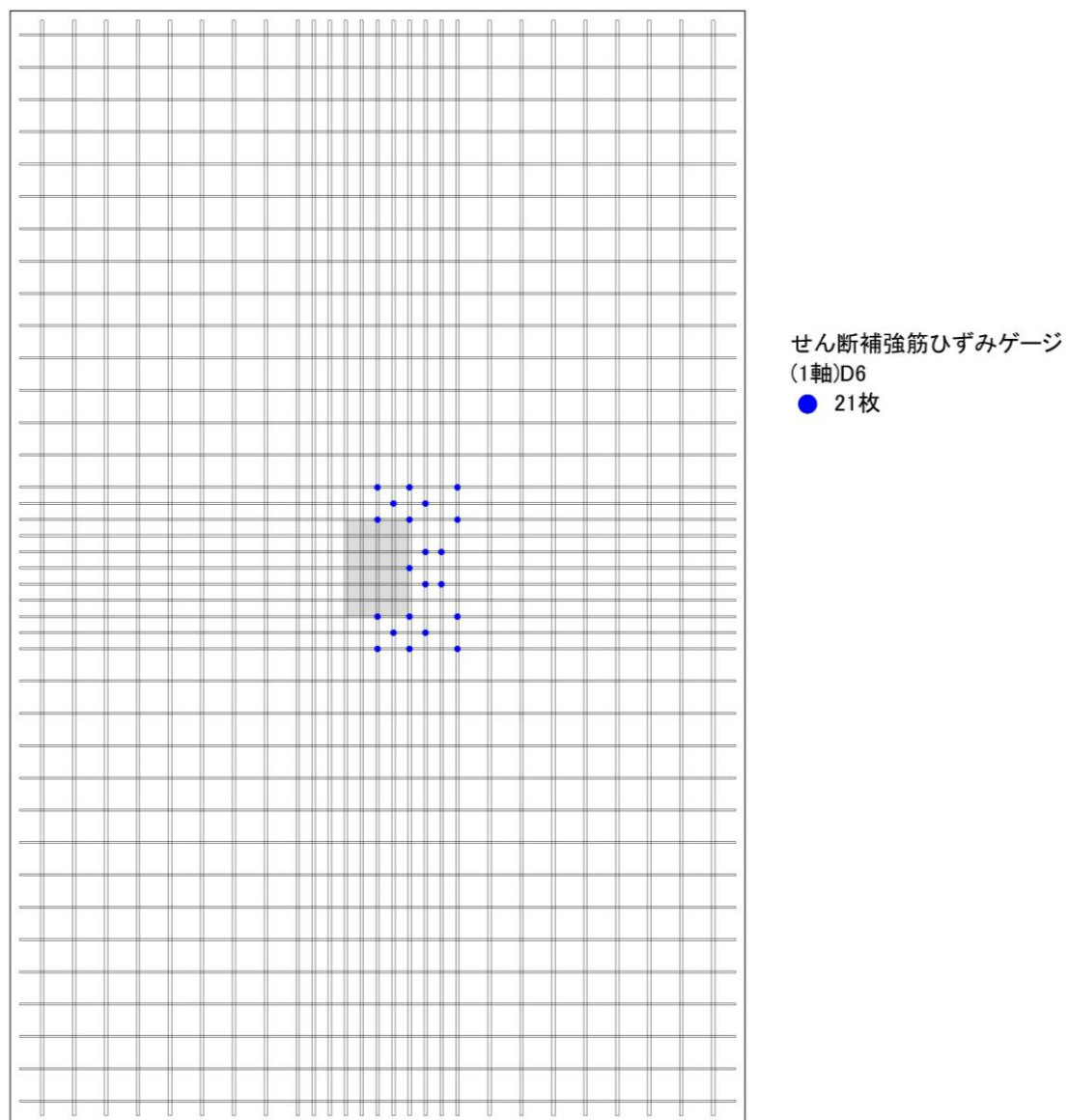


図 3-3-2 スラブせん断補強筋の歪ゲージ配置

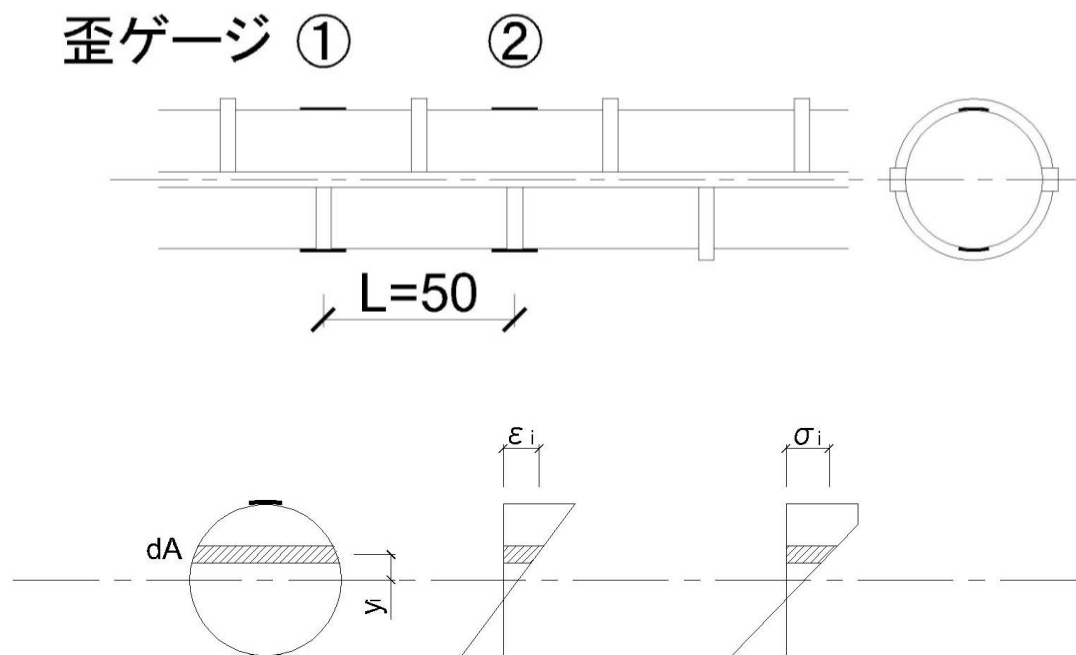


図 3-3-3 スラブ配力筋の挙動計測手法

3-3-2 変位計による計測

変位計を設置するための計測台座の概要図を図 3-3-4 に、使用した変位計の一覧を表 3-3-1 に示す。台座フレームは、五つ通りのブレース構造を柱南北側のスラブ下面に設置し、それぞれをつなげることで面内面外剛性を保つように補強を施した。

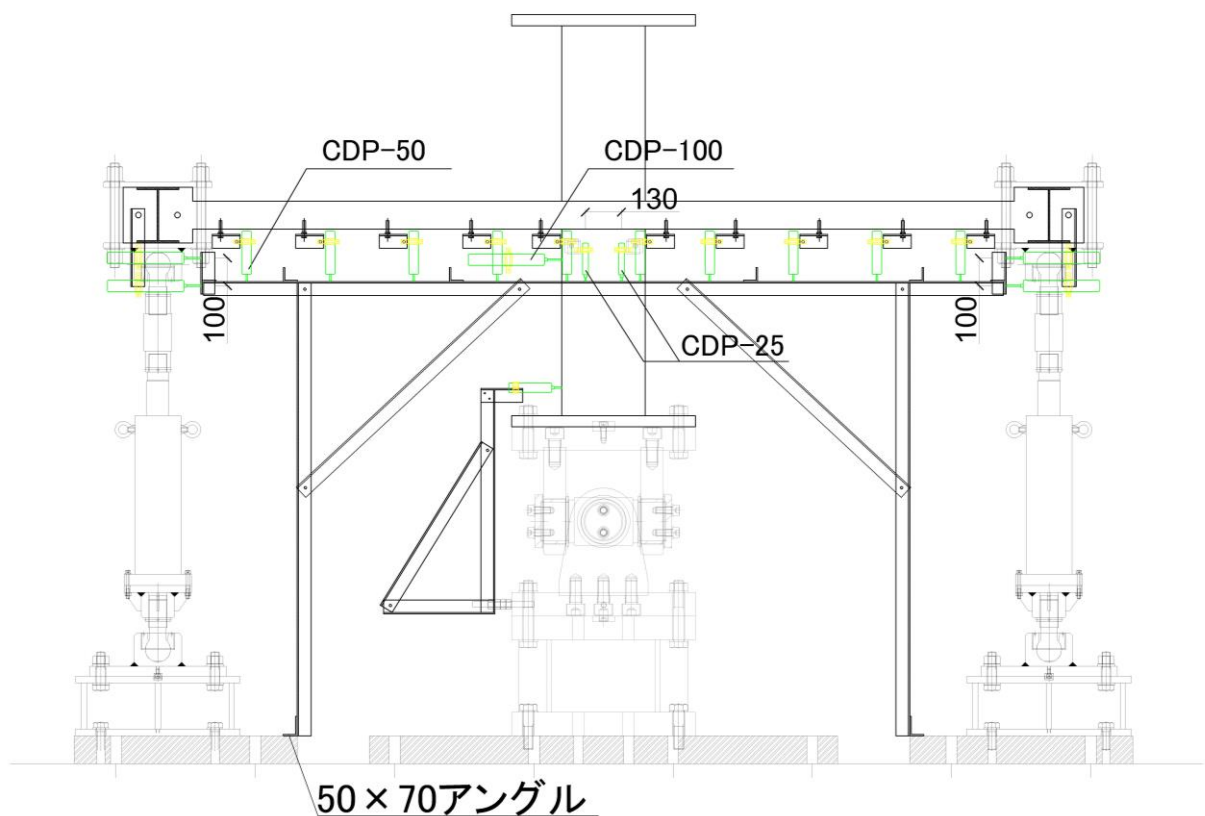
スラブ下面に入っておくインサートに取り付けた絶対変位計を各通りのフレームにあてることで、鉛直変位を測定し、北側スラブの下面で計測された鉛直変位を支持点間の距離で割ることで、捩じれ角を求める。直交方向に沿う捩じれ角の変化により柱側面のスラブの曲率分布を推定できる。層間変形角は柱脚及び接合部に設けた絶対水平変位計の計測値の差分を柱脚-接合部間距離で割るものとした。また、スラブ端部スタブのインサートに取り付けた水平変位計をフレーム端部の L 形アングルにあてることで、ピンローラー支承の水平変位および回転角を求める。

スラブ下面に取り付けた変位計位置を図 3-3-5 に示す。

表 3-3-1 使用した変位計一覧表

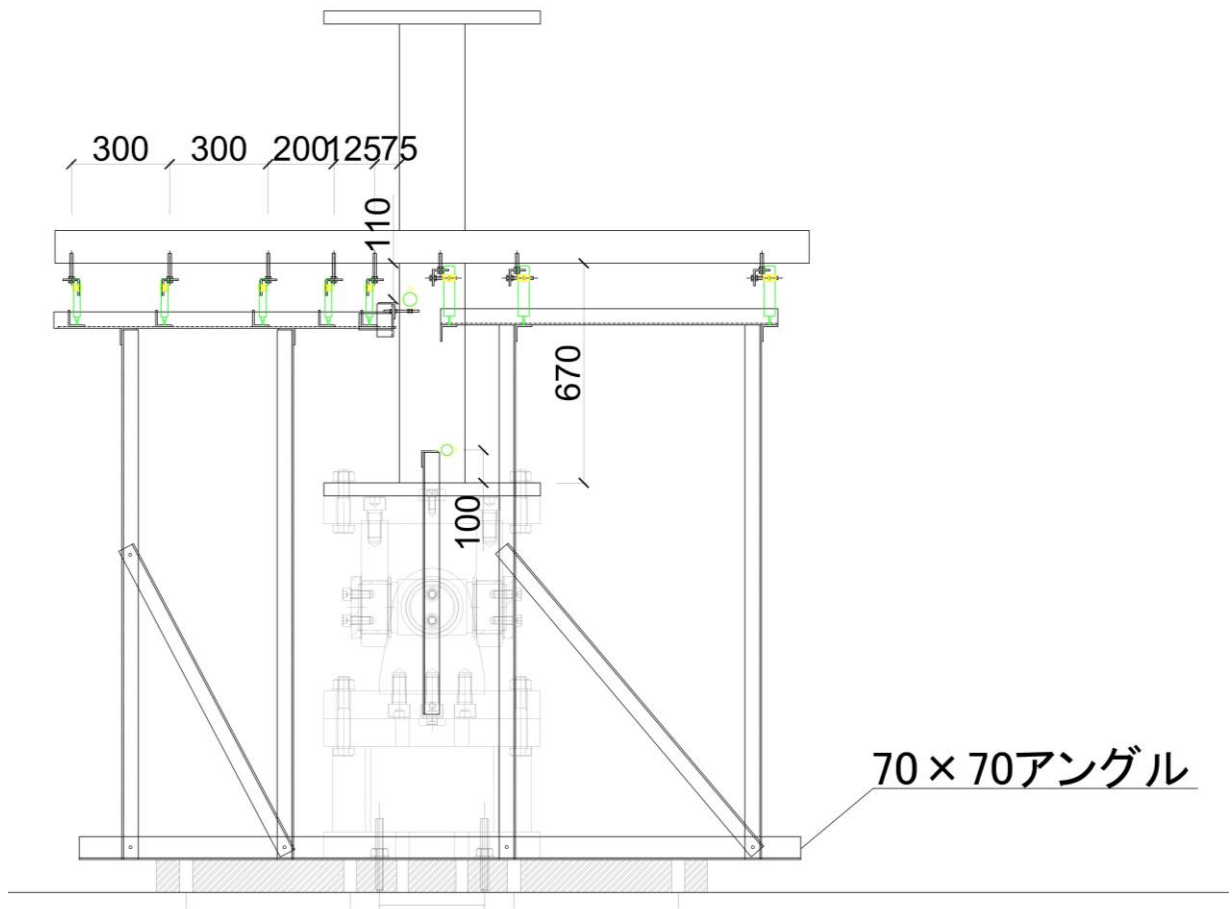
変位計	計測した箇所
CDP-25	スラブ下面の鉛直変位
	柱スラブ接合部の鉛直変位
CDP-50	スラブ下面の鉛直変位
	柱脚の水平変位
CDP-100	柱スラブ接合部の水平変位
	ピンローラー支承の水平変位

試験体正面



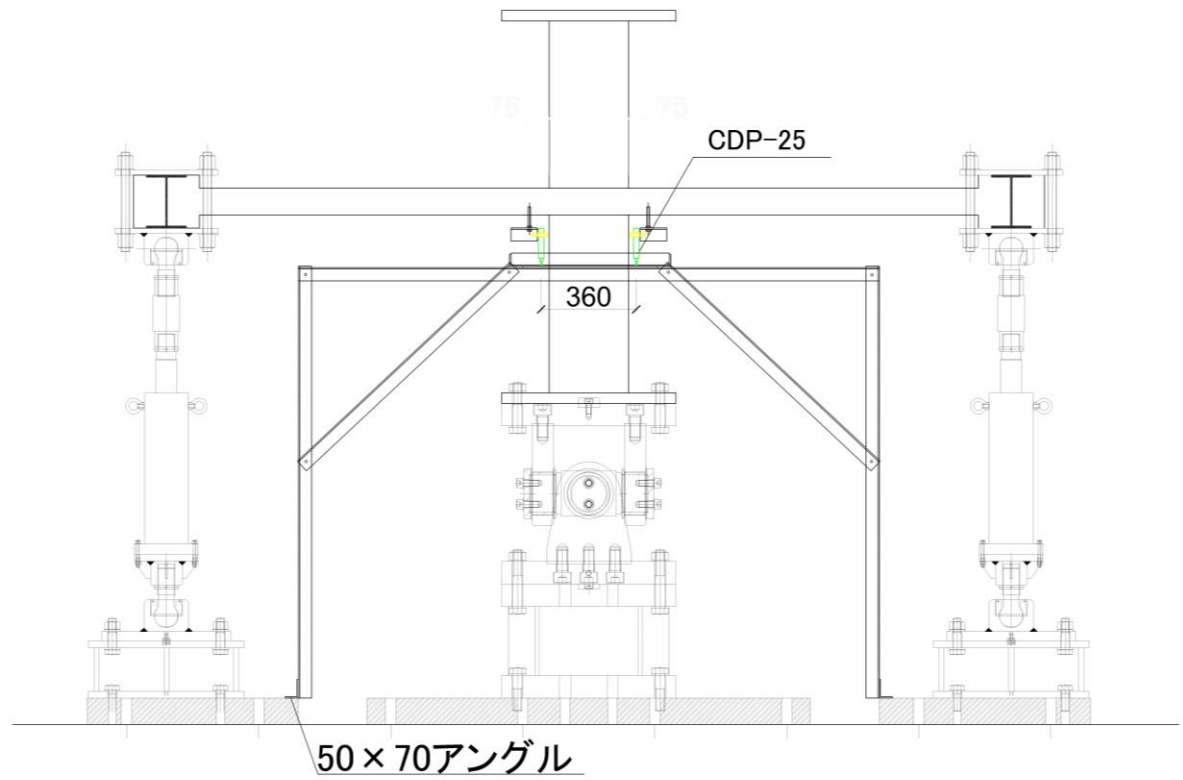
(a) 正面図

試験体側面



(b)側面図

試験体後面



(c)後面図

図 3-3-4 計測台座概要図

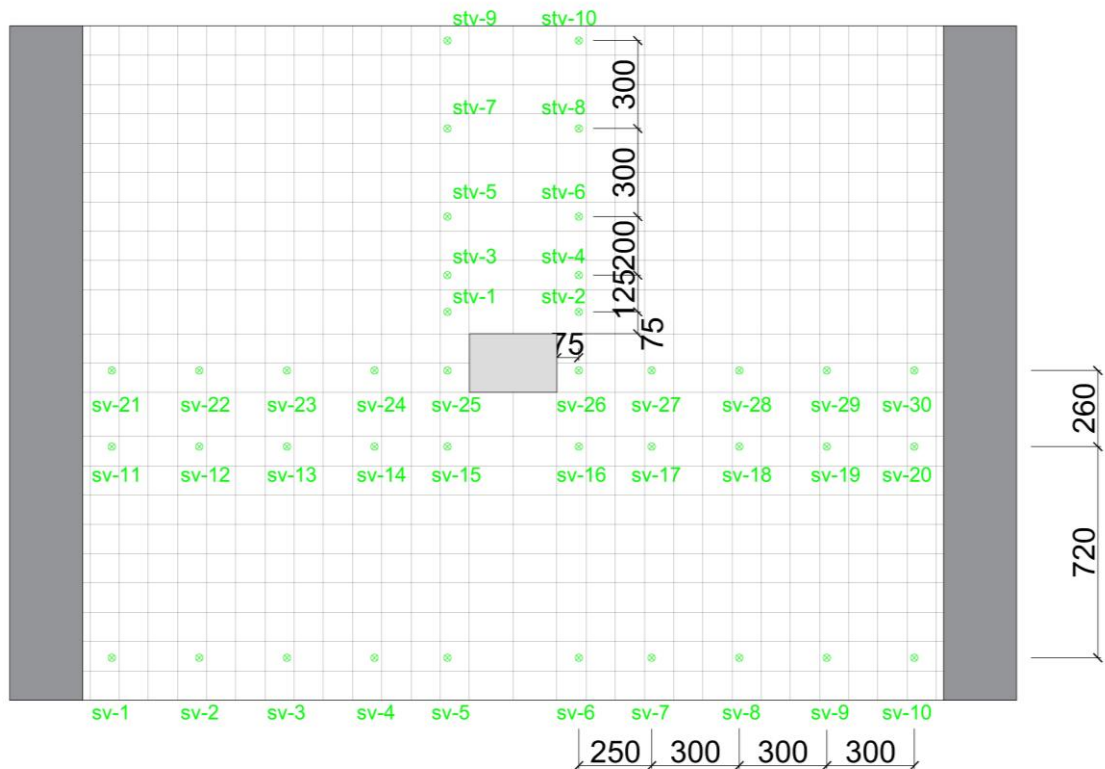


図 3-3-5 スラブ下面鉛直変位計測箇所

3-4 試験体に作用するモーメント

本実験では、加力を行う際に柱の変形角に応じて水平ジャッキと鉛直ジャッキに傾きが生じる。これにより、柱に生じた軸力による $P-\Delta$ 効果の影響が無視できない。その他、水平ジャッキの初期傾きのため、ジャッキの軸力から接合部での伝達モーメントを算出することは難しい。そこで、スラブ端部スタブの回転角を考慮し、実際に試験体の柱スラブ接合部に作用したモーメントを以下のように算出する。

加力前の加圧ジャッキと試験体を模したものを図 3-4-1 に、加力中の加圧ジャッキと試験体を図 3-4-2 に示す。

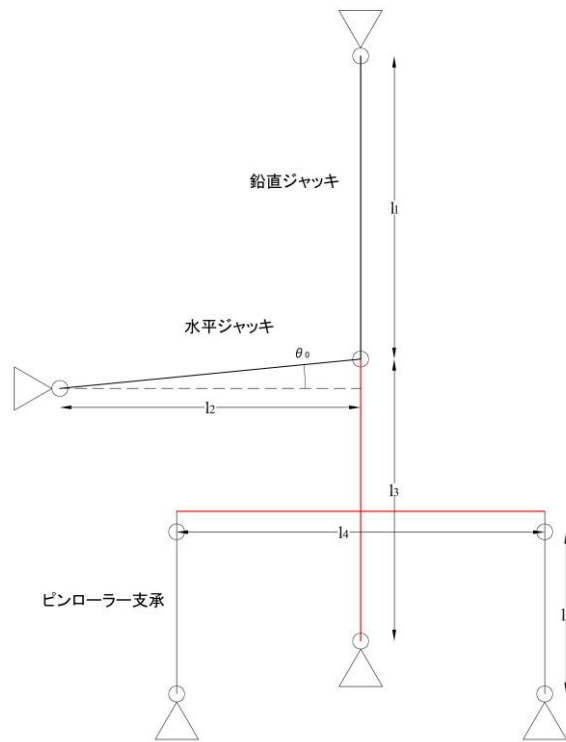


図 3-4-1 加力模式図(加力前)

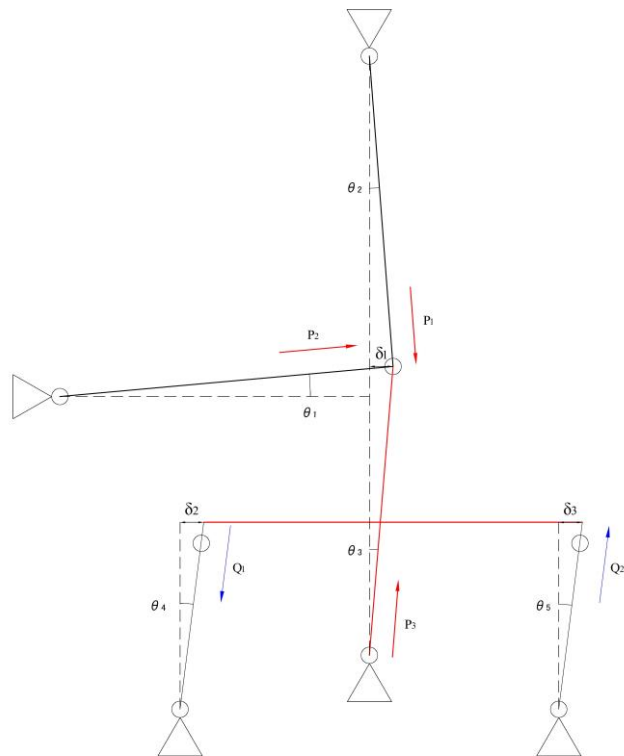


図 3-4-2 加力模式図(加力時)

図 3-4-1, 図 3-4-2 において,

l_1 : 鉛直ジャッキ両端のピン接点間の距離(=2640mm)

l_2 : 水平ジャッキ両端のピン接点間の水平投影距離(=2615mm)

l_3 : 柱頭の加力中心から柱脚のピン支承までの高さ(=2455mm)

l_4 : スラブ端部スタブの中心間距離(=3200mm)

l_5 : ピンローラー支承両端のピン接点間の距離(=1410mm)

δ_1 : 柱頭ピンでの水平変位(mm)

δ_2, δ_3 : スラブ端部のスタブに取り付けた変位計の計測値(mm)

θ_0 : 水平ジャッキの初期傾き(=0.02rad)

θ_1 : 水平ジャッキの傾き(rad)

θ_2 : 鉛直ジャッキの傾き(rad)

θ_3 : 柱の層間変形角(rad)

θ_4, θ_5 : ピンローラー支承の傾き(rad)

P_1 : 鉛直ジャッキによる荷重(kN)

P_2 : 水平ジャッキによる荷重(kN)

Q_1 : 正面に向かって左側のスラブのせん断力(kN)

Q_2 : 正面に向かって右側のスラブのせん断力(kN)

図 3-4-2 の状態を仮定すると, 柱頭ピンでは 3 方向外力で釣り合うため, 水平変位を測定することが難しい。接合部と柱脚に取り付けた変位計の計測値より, 下柱の傾き θ_3 が求められる。柱スラブ接合部が剛と仮定すると, 柱自体の剛性も高いので, 試験体全体も θ_3 傾いていると考えられる。また, δ_2, δ_3 により, ピンローラー支承の傾き θ_4, θ_5 が求められる。

$$\tan \theta_4 = \delta_2 / l_5 \quad (\text{式 3.3})$$

$$\tan \theta_5 = \delta_3 / l_5 \quad (\text{式 3.4})$$

以上の仮定に基づき, スラブおよび柱のモーメントを求める。

まずは実際にスラブに作用したモーメント M_{slab} は式 3.5 で与えられる。

$$M_{slab} = -Q_1 \cos \theta_4 \times l_4 / 2 + Q_2 \cos \theta_5 \times l_4 / 2 \quad (\text{式 3.5})$$

次に, ジャッキの軸力により柱の柱脚ピンをめぐるモーメント M_{col} を求める。

$$\delta_1 = l_3 \tan \theta_3 \quad (\text{式 3.6})$$

$$\tan \theta_2 = \delta_1 / l_1 \quad (\text{式 3.7})$$

ここで, 柱頭ピンでの変位はジャッキの長さに比べて微小変形だと仮定すると, 水平ジャッキの傾き θ_1 を初期傾き θ_0 になると考えられる。したがって, 柱の柱脚ピンをめぐるモーメント M_{col} は次式より求められる。

$$M_{col} = (P_1 \sin \theta_2 + P_2 \cos \theta_0) \times l_3 + (P_1 \cos \theta_2 - P_2 \sin \theta_0) \times \delta_1 \quad (\text{式 3.8})$$

上記の計算を基に，加力時の試験体のモーメント分布を図 3-4-3 に示す。

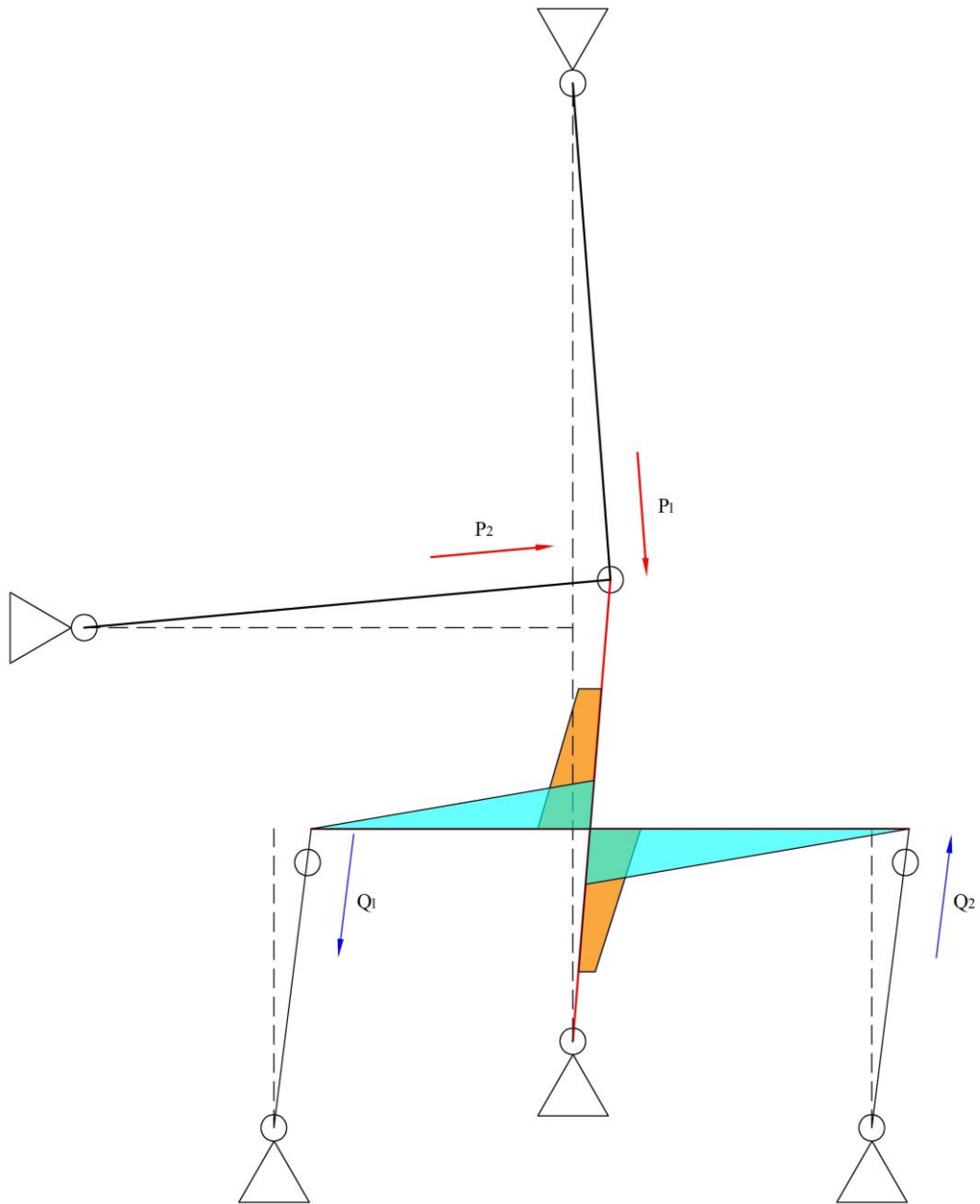


図 3-4-3 試験体モーメント分布図

3-5 試験体耐力計算

試験体の設計において、スラブの曲げ終局耐力は式 2.1 に示すようにスラブ全幅を有効として RC 靱性保証指針により略算式で算出する。柱の曲げ破壊に先行させないように柱の曲げ耐力をスラブの 1.3 倍にした。柱スラブ接合部のパンチング破壊耐力は 1-1 節に示した RC 規準式と ACI 基準式の他に、せん断力を受ける RC 梁のせん断抵抗機構から計算する。

(1) RC 規準式

フラットスラブ構造の設計に最も一般的に使われている提案式である。ただし、せん断補強筋の影響は考慮されない。

(2) ACI 基準式

ACI 基準²⁾により、終局せん断強度 v_u はせん断補強筋有無の場合を分けてその値が次式で与えられる。

せん断補強しない場合：

$$v_u = v_c \quad (式 3.9)$$

$$v_c = 0.33\sqrt{F_c} \text{ か } \sqrt{F_c} < 8.3MPa \quad (式 3.10)$$

せん断補強する場合：

$$v_u = v_c + v_s \quad (式 3.11)$$

$$v_c = 0.17\sqrt{F_c} \quad (式 3.12)$$

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (式 3.13)$$

ただし、 $v_u \leq 0.5\sqrt{F_c}$

式 3.13 において、

A_v ：危険断面の 4 辺に存在するせん断補強筋の合計(mm²)

f_{yt} ：せん断補強筋の降伏応力度(N/mm²)

b_o ：危険断面の周長(mm)

s ：柱面に垂直な方向に配されたせん断補強筋の間隔(mm)

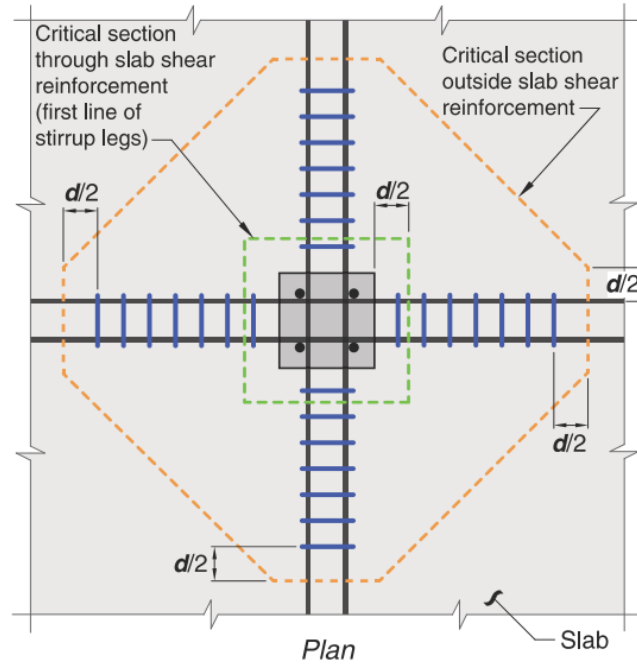


図 3-5-1 ACI 基準によりせん断補強を有する中柱スラブ架構の算定断面²⁾

(3) RC 梁のせん断抵抗機構による計算¹¹⁾

せん断補強筋を配置した柱列帯のスラブを RC 梁とみなすと、せん断補強筋の効果を考慮し、スラブのせん断終局強度をトラス機構の強度にアーチ機構の強度を累加することによって求めることが考えられる。図 3-5-2(a)に示すアーチ機構において、コンクリート・ストラットの斜め圧縮力の鉛直分力として、分担せん断力 V_a を求める。図 3-5-2(b)に示すトラス機構では、補強筋の引張力、主筋からの付着力および斜めコンクリート・ストラットの圧縮力の釣り合いにより、分担せん断力 V_t が求められる。

$$V_a = b \frac{D}{2} \sigma_a \tan \theta \quad (\text{式 3.14})$$

$$V_t = p_w \sigma_{wy} b j \cot \varphi \quad (\text{式 3.15})$$

以下の条件より終局せん断強度を定める。

$$\cot \varphi \leq 2 \quad (\text{式 3.16})$$

$$\cot \varphi \leq \sqrt{\frac{v_o \sigma_B}{p_w \sigma_{wy}}} - 1 \quad (\text{式 3.17})$$

$$\cot \varphi \leq \frac{j}{D \tan \theta} \quad (\text{式 3.18})$$

ここで、 b ：部材の幅、 D ：部材高さ、 θ ：コンクリート・ストラットの角度、 σ_a ：コンクリート・ストラットの圧縮応力度、 p_w ：せん断補強筋比、 σ_{wy} ：せん断補強筋降伏応力度、 j ：応力中心間距離、 φ ：トラス機構の角度、 v_o ：ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、とする。

3. フラットスラブ構造の静的繰返し载荷実験

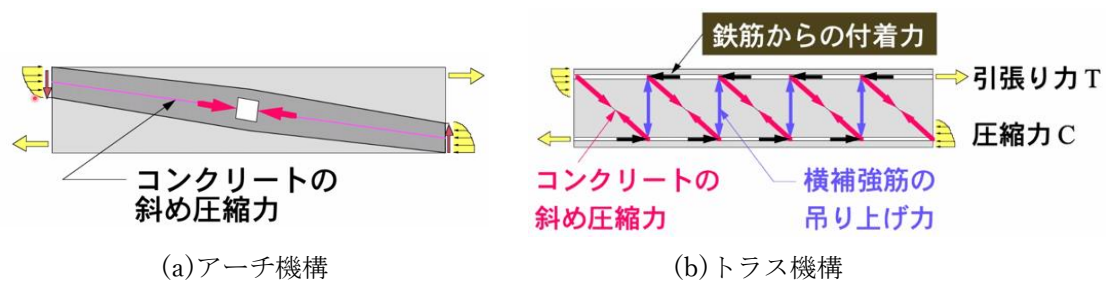


図 3-5-2 アーチ・トラス機構イメージ図

計算結果は下表に示す。

表 3-3-1 試験体耐力計算結果

試験体	曲げ耐力 (kNm)	RC 基準式 (kNm)	ACI 基準式 (kNm)	アーチトラス (kNm)	柱曲げ耐力 (kNm)	想定破壊
H-3	52.29	37.27	54.07	54.99	—	—
本試験体	87.09	43.39	52.90	55.88	111.72	パンチング 破壊

4 実験結果

4-1 荷重変形関係

試験体の荷重変形関係を図 4-1-1 に示す。縦軸は式 3.5 によりピンローラー支承の軸力で算出したスラブのモーメントであり、横軸は下柱の層間変形角である。フラットスラブ構造のパンチング耐力計算値は RC 規準式を緑色の破線で、ACI 基準式を赤色の実線、アーチトラス機構を青色の実線で示した。加力の油圧ジャッキの不具合により負側载荷が正側より小さな値を示したため、試験体に対する検討は正側だけに行う。試験体は 1/300 サイクルまでほぼ剛性が低下せずに弾性状態であったが、1/25 サイクルで最大耐力に至った。1/25 以降のサイクルでは耐力が著しく低下し、パンチング破壊の性状を示した。また、低下した耐力でも RC 規準式により算出したパンチング破壊耐力計算値を上回っており、せん断補強筋の補強効果が認められる。1/12.5 サイクルの時に試験体に作用したモーメントは最大耐力のおよそ 2/3 まで低下し、接合部周りでの剥落は生じた。その後負側 1/12.5 に行く際に、コントローラーの不具合により途中で加力を終了した。

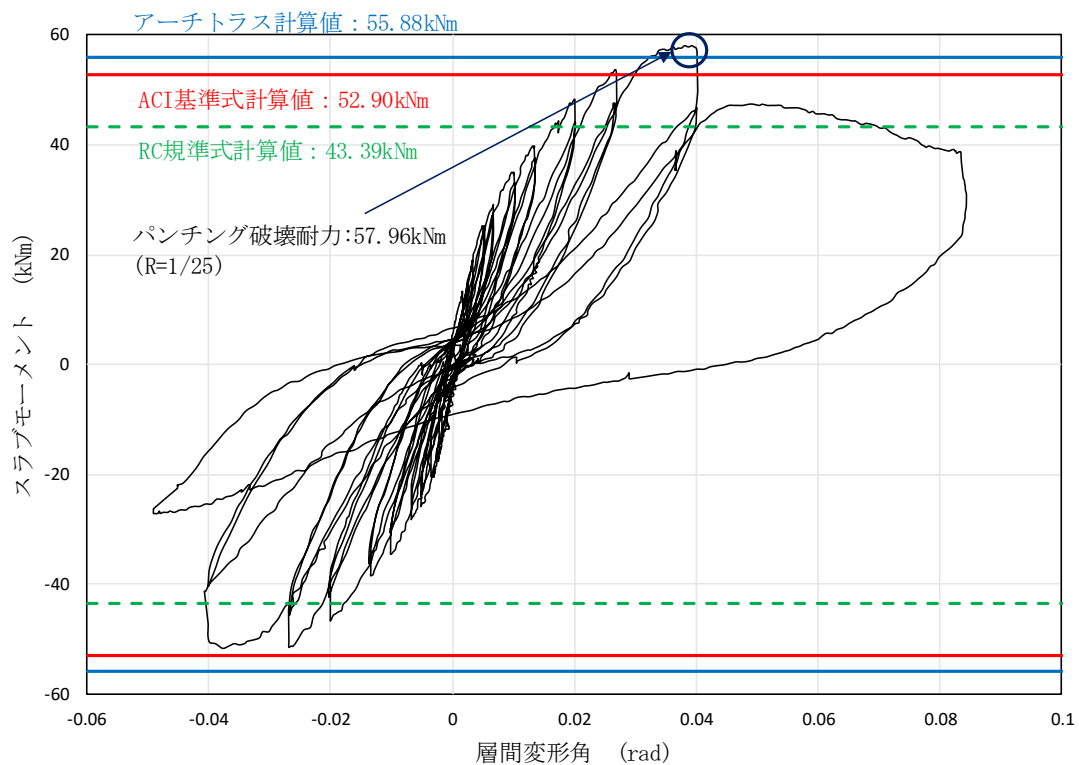
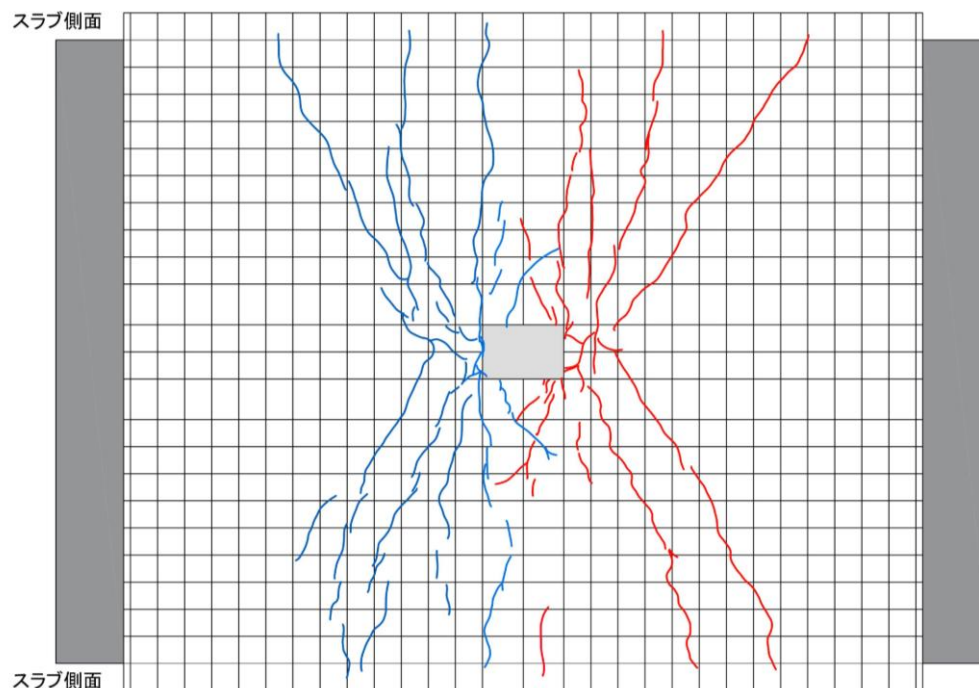


図 4-1-1 スラブモーメント-層間変形角関係

4-2 ひび割れ性状

層間変形角 $1/100(\text{rad})$ 、 $1/50(\text{rad})$ および $1/25(\text{rad})$ のサイクルでの試験体スラブ上面のひび割れ図を図 4-2-1、図 4-2-2 および図 4-2-3 に示す。試験体は $1/400$ サイクルで、柱の両側面から内向きにねじりひび割れが発生した。層間変形角 $1/300$ の時に柱前後に荷重方向に直交した曲げひび割れが発生した。その後は、変形角 $1/100$ まで荷重の増加に伴い、ひび割れ本数の増加とスラブ側面への進展が生じ、柱の隅角部から放射状にひび割れが進展している傾向も確認された。変形角 $1/12.5$ サイクルの途中に、試験体剛性の低下の他に、写真 4-2-1 のようなスラブ面の剥落が確認され、パンチング破壊が生じたと判断した。荷重終了時に、柱スラブ接合部を除き、柱にはほとんどひび割れが発生していなかった。

図 4-2-1 スラブ上面ひび割れ図($1/100\text{rad}$)

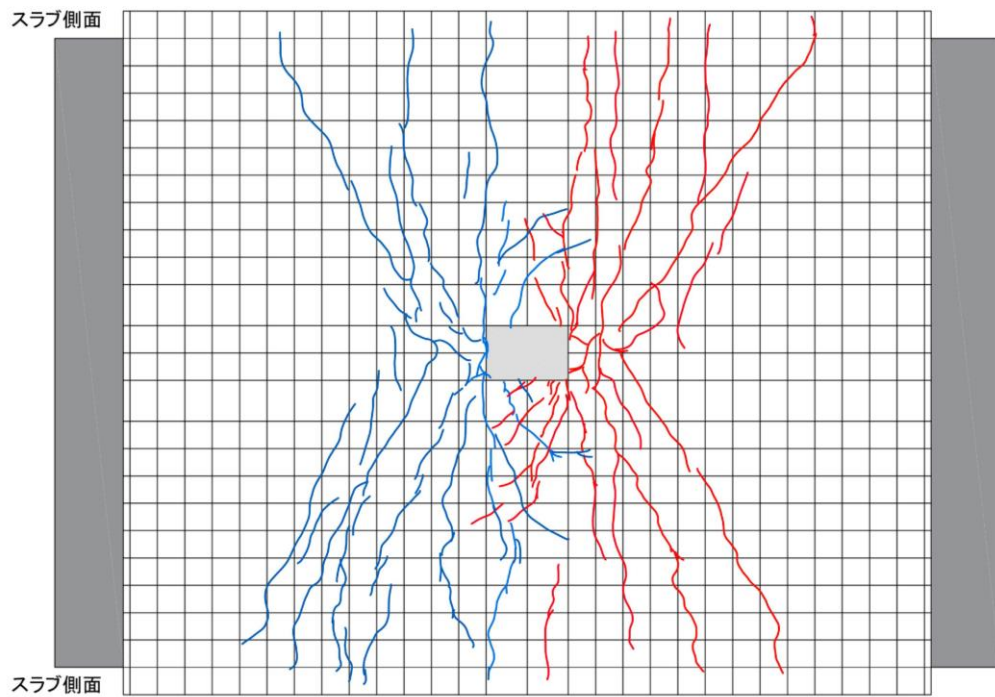


図 4-2-2 スラブ上面ひび割れ図(1/50rad)

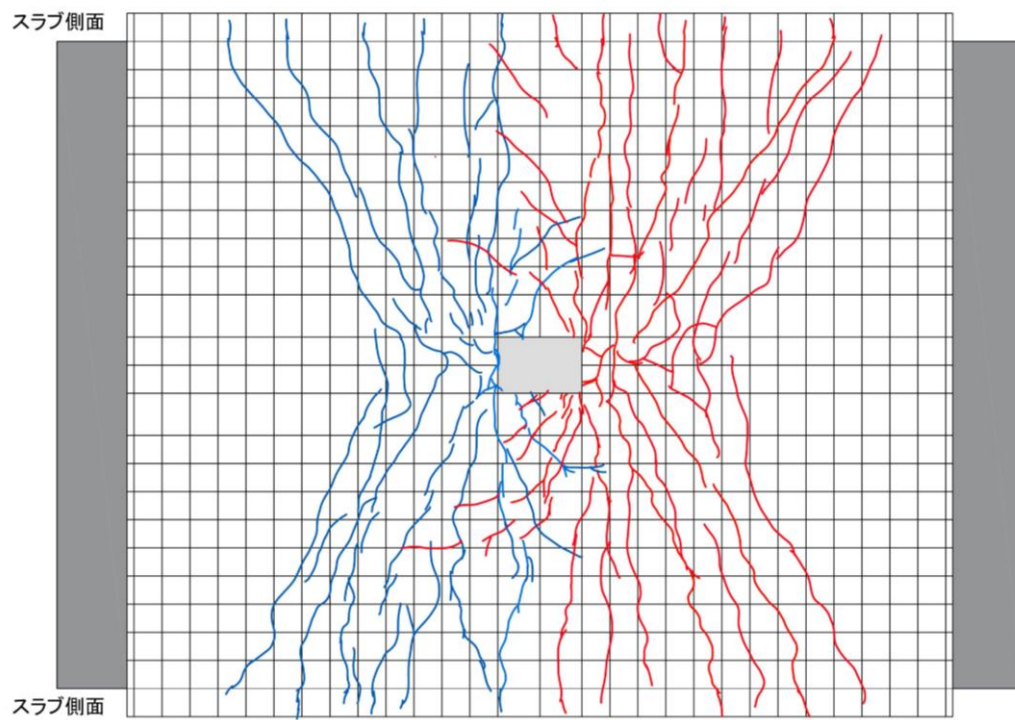


図 4-2-3 スラブ上面ひび割れ図(1/25rad)



(スラブ下面)



(スラブ上面)

写真 4-2-1 最終破壊状況(1/12.5rad)

試験体の最大ひび割れ幅については、荷重ピーク時及び除荷時における計測値を表 3-2-1 に示す。ここで、 W_{pmax} は水平変形角が荷重ピークの際にひび割れ幅の最大値であり、 W_{0max} は除荷時の最大残留ひび割れ幅である。正側より、負側载荷の方はスラブの損傷が大きかった。これは負側载荷の耐力が正側载荷より小さいことに対応していると考えられる。日本建築学会耐震性

4. 実験結果

能評価指針¹⁴⁾では構造部材の復元力特性及び履歴エネルギー吸収性能を部材の限界状態（損傷度）と対応させて評価し、各限界状態に対応する部材の状態と損傷度などの関係を図 4-2-4 に示す。実験結果と比較すると、スラブ損傷状態の進展は梁、柱、耐震壁及び柱梁接合部などの構造部材より早めに高い段階に達したことが確認され、スラブのパンチング破壊のような脆性破壊を起こさないよう十分に注意することが必要であると考えられる。

表 4-2-1 最大ひび割れ幅

層間変形角	W_{pmax} (mm)	W_{0max} (mm)
1/200	0.10	0.10
-1/200	0.20	0.10
1/150	0.15	0.15
-1/150	0.25	0.15
1/100	0.20	0.10
-1/100	0.35	0.15
1/75	0.35	0.25
-1/75	0.40	0.25
1/50	0.35	0.15
-1/50	0.60	0.30
1/37.5	0.40	0.25
-1/37.5	1.20	0.65
1/25	0.65	1.10
-1/25	1.80	—
1/12.5	—	1.10

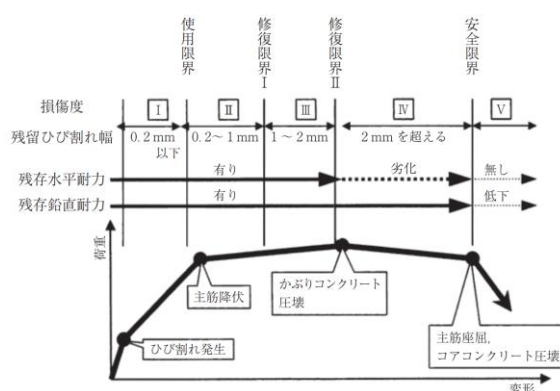


図 4-2-4 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）の関係¹⁴⁾

4-3 スラブのねじり変形

直交方向柱列帯におけるスラブ下面に柱から遠ざかる方向へ相対変形計が配置された五つの区間を図 4-3-1 に示す。各区間の回転角と試験体の層間変形角との関係を図 4-3-2 に示す。

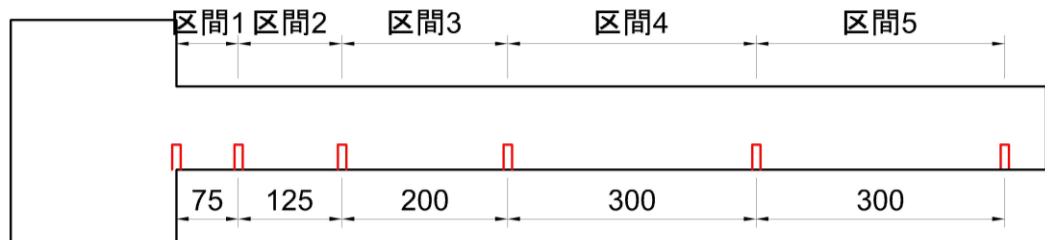


図 4-3-1 直交方向スラブの五つの区間

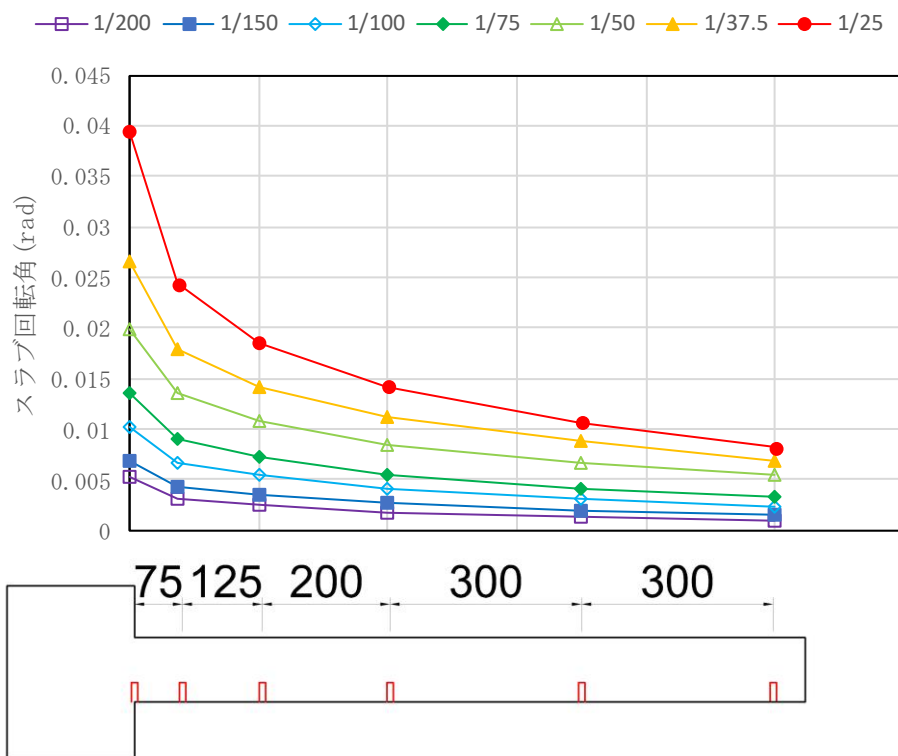


図 4-3-2 各区間の回転角と試験体の層間変形角の関係

両計測点での回転角の差分を区間長さで割ることで算出した各区間の曲率 ϕ を表 4-3-1 に示す。1/100 のサイクル以降に、柱側面に接する区間 1 では、曲率の急激な増加が見られる。これは荷重の増加に伴い、ねじれひび割れが進展したことにより、破壊面に沿ったズレが生じたためと考えられる。

太田らの研究¹²⁾においては、ねじりモーメントとねじり曲率の関係をバイリニア型とし、Hawkins ら¹³⁾の Stub Beam Model に用いた式を参考にし、ねじりモーメントとねじり曲率の計

算式が提案された。太田式により算出したねじりひび割れ時及び降伏時の曲率とねじれモーメントを表 4-3-2 に示す。

<ねじりひび割れ時(φ_{cr} , T_{cr})>

$$T_{cr} = 0.39(t_s^2 + 6452)c_1 \cdot F_c^{1/3} \quad (\text{式 4.1})$$

$$\varphi_{cr} = T_{cr}/(G_c \cdot J_c) \quad (\text{式 4.2})$$

$$J_c = 1/3 \cdot (1 - 0.63t_s/c_1)t_s^3 c_1 \quad (\text{式 4.3})$$

ここで, T_{cr} : ねじりひび割れモーメント(Nmm)

φ_{cr} : ねじりひび割れ時の曲率(1/mm)

G_c : コンクリートのせん断弾性剛性(N/mm²)

J_c : ねじり剛性(mm⁴)

t_s : スラブ厚さ(mm)

c_1 : 加力方向の柱せい(mm)

<ねじり降伏時(φ_y , T_y)>

$$T_y = 0.21 \cdot F_c^2 \cdot (c_1 + 2t_s)t_s^2 + 1.5 \cdot (c_1 + 2t_s)(d - d') \cdot a_{sh} \cdot f_y/p \quad (\text{式 4.4})$$

$$\varphi_y = T_y/(GJ)_{cr} \quad (\text{式 4.5})$$

$$(GJ)_{cr} = \frac{E_s \cdot (c_1 + 2t_s)^3 \cdot t_o^3 \cdot \rho_h \cdot \rho_1}{(c_1 + 2t_s + t_o)^2 \cdot (\rho_h + \rho_1)} \quad (\text{式 4.6})$$

ここで, T_y : ねじり降伏モーメント(Nmm)

φ_y : ねじり降伏時の曲率(1/mm)

d : スラブ有効せい(mm)

d' : スラブ圧縮縁からスラブ圧縮側主筋の重心位置までの距離(mm)

a_{sh} : スラブ主筋の断面積(mm²)

f_y : スラブ主筋の降伏強度(N/mm²)

p : スラブ主筋のピッチ(mm)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

t_o : ねじり有効せい(mm)<上側と下側の配力筋の中心間距離>

ρ_h : 式(4.7)による

$$\rho_h = \frac{2a_{sh}(c_1 + 2t_s + t_o)}{(c_1 + 2t_s) \cdot t_o \cdot p} \quad (\text{式 4.7})$$

ρ_1 : 式(4.8)による

$$\rho_1 = \frac{A_1}{(c_1 + 2t_s) \cdot t_o} \quad (\text{式 4.8})$$

A_1 : ねじり有効幅(= $c_1 + 2t_s$)内の全配力筋断面積(mm²)

計測結果により, 1/400 のサイクルでは 1 本目のねじれひび割れが発生しており, 1/25 サイクルではねじれ範囲内のスラブ主筋は上端筋と下端筋ともに降伏ひずみに達したので, 層間変

4. 実験結果

形角 1/400 の場合はねじれひび割れ時に、1/25 の場合はねじれ降伏時にするのは概ね適切であると考えられる。太田式による曲率の計算値はいずれも実験結果の区間 1 の曲率を下回っているが、これは区間 1 での回転角は線形分布ではないと想定し、分布曲線を近似曲線とし、柱面からスラブ有効せい d を離れたところでの曲率を曲線の傾きで算出した。その結果、ねじれひび割れ時におけるスラブのねじり曲率は $9.76\text{E-}06(\text{mm}^{-1})$ となり、ねじれ降伏時のスラブのねじり曲率は $8.91\text{E-}05(\text{mm}^{-1})$ となり、太田式による曲率の計算値と概ね一致することが確認された。そして、式 1.2、式 1.3 及び式 4.4 による算出された M_f と M_s と T_y の和によって定めたパンチング破壊耐力計算値は 48.8kNm であり、RC 規準式より安全側にあるが、まだ過小評価となっている。

表 4-3-1 各区間の曲率(mm^{-1})

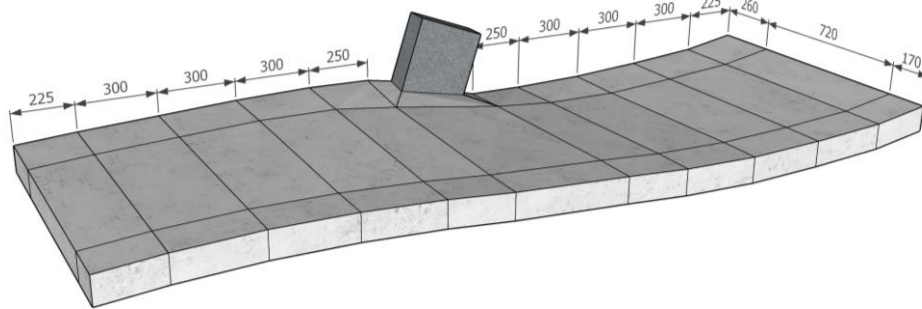
層間変形角	区間 1 曲率 φ_1	区間 2 曲率 φ_2	区間 3 曲率 φ_3	区間 4 曲率 φ_4	区間 5 曲率 φ_5
1/400	1.79E-05	1.24E-06	2.50E-06	7.96E-07	7.78E-07
1/300	2.06E-05	2.22E-06	2.86E-06	1.19E-06	8.33E-07
1/200	2.77E-05	4.27E-06	4.06E-06	1.80E-06	1.17E-06
1/150	3.33E-05	6.09E-06	4.81E-06	2.30E-06	1.34E-06
1/100	4.67E-05	9.96E-06	6.92E-06	3.35E-06	2.11E-06
1/75	6.00E-05	1.45E-05	8.53E-06	4.37E-06	2.78E-06
1/50	8.54E-05	2.20E-05	1.12E-05	5.83E-06	4.37E-06
1/37.5	1.15E-04	3.01E-05	1.46E-05	8.02E-06	6.06E-06
1/25	2.01E-04	4.69E-05	2.14E-05	1.19E-05	8.15E-06

表 4-3-2 太田式により算出した結果

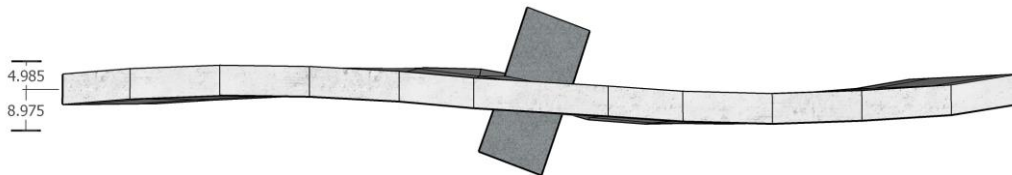
	$T_{cr}(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\varphi_{cr}(\text{mm}^{-1})$	$T_y(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\varphi_y(\text{mm}^{-1})$
本試験体	5.32	6.60E-06	20.65	9.61E-05

4-4 スラブの鉛直変位

変位計設置位置を節点としてスラブをメッシュ化し、各変位計の計測値を鉛直変位として入力し、試験体の最大変形時 ($R=1/12.5$) の変形性状を図 4-4-1 に示す。変形図から見ると、加力方向における柱前面ではスラブ下面が上昇し、柱後面ではスラブ下面が下降していることが分かった。上昇に比べて、スラブの下降が大きかった。側面図により、柱列帯から遠ざかるにしたがってスラブの鉛直変位が小さくなり、スラブのねじれがスラブの変形性状に影響を及ぼすことが確認された。



(a) 全体変形性状



(b) 正面図



(c) 側面図

図 4-4-1 試験体変形図

4-5 鉄筋のひずみ性状

4-5-1 主筋の歪分布

ひずみゲージ貼り付け位置及びゲージ番号を図 4-5-1 に示す。スラブ主筋歪と層間変形角の関係を図 4-5-2 に示す。スラブ主筋の幅方向に配置した歪ゲージの計測値により、正側加力の場合には、危険断面範囲内の 1,3 番主筋が上端筋と下端筋とも引張となり、断面中立軸が中央から偏在することが確認された。3 番の主筋と比べれば危険断面範囲外の 5 番主筋では上端筋が圧縮となり、下端筋が引張となり、ねじれモーメントによりひずみ分布が不連続となっていると考えられる。また、最大耐力時には危険断面内の全引張鉄筋が降伏したが、最大層間変形角 $1/12.5\text{rad}$ の時に載荷方向のスラブ主筋は全幅降伏となっていなかった。柱面より内側では柱中心から遠ざかるにしたがって急激にひずみが低下しており、柱列帯の境界線よりも外側ではひずみがほぼ一定となった。これは中央と端部(奥行方向)で固定境界条件が異なることも影響としていると思われる。

図 4-5-3 に示す柱列帯のスラブ主筋に配置した歪ゲージの計測値により、上端筋の場合には、柱前後面の危険断面範囲内の 1,2,3 番主筋がいずれも引張となり、逆に柱前後面の危険断面範囲外の 4,5,6 番主筋がいずれも圧縮となった。RC 規準により柱前面ではスラブの上端筋が引張となり、下端筋が圧縮となり、柱後面ではその逆となる仮定と一致せず、柱側面のスラブねじれによる影響が明らかにみられた。

また、各計測位置での主筋のひずみー水平変形角関係を図 4-5-4 に示す(u, d はそれぞれ上端筋と下端筋に貼り付けるひずみゲージを示す)。

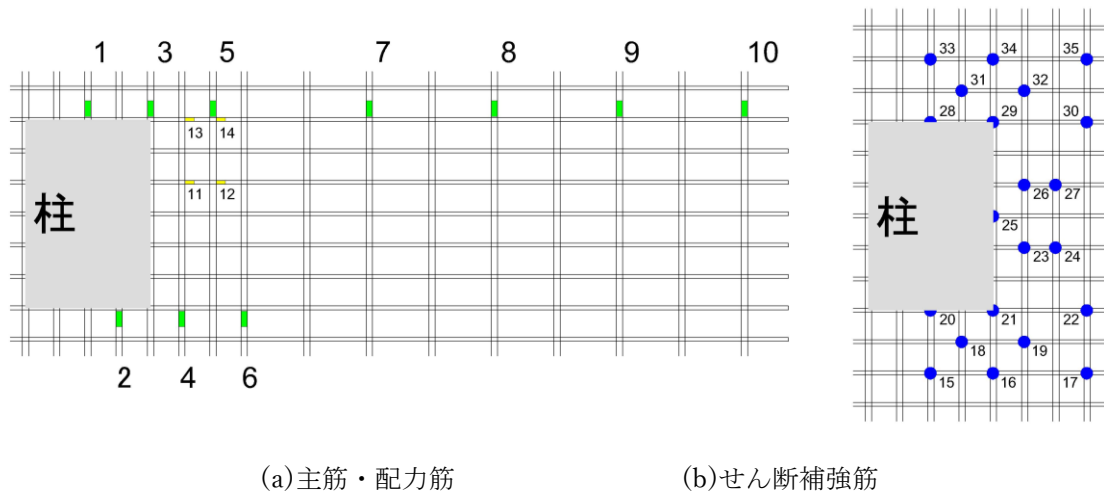


図 4-5-1 歪ゲージ配置及び番号

4. 実験結果

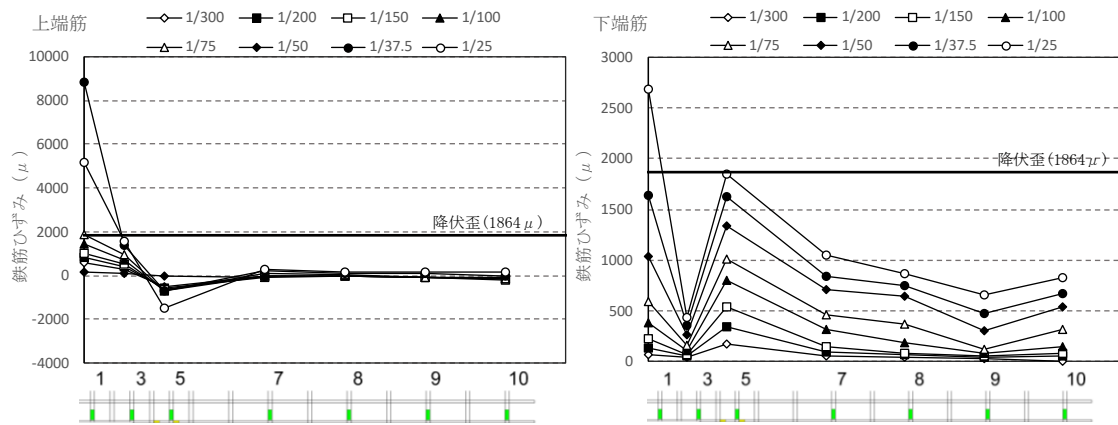


図 4-5-2 スラブ全幅主筋歪分布

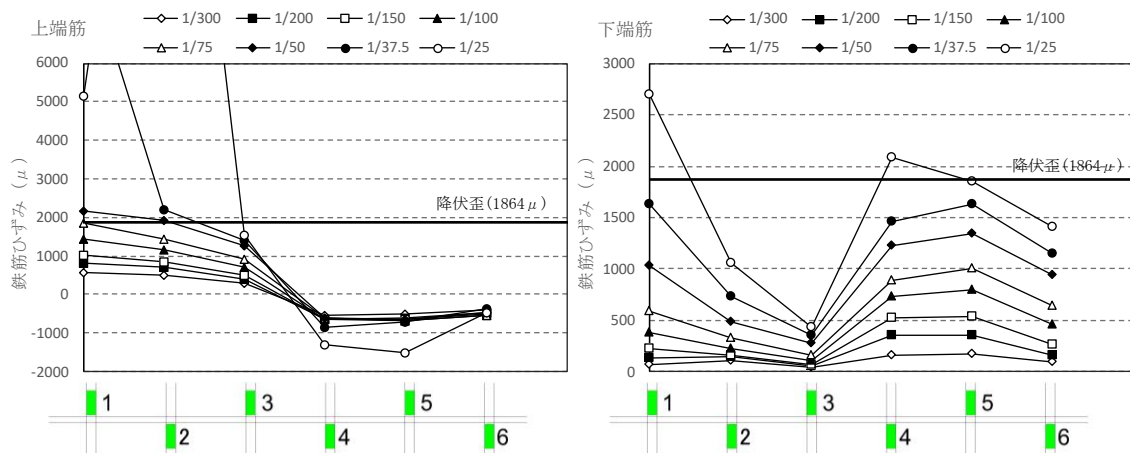
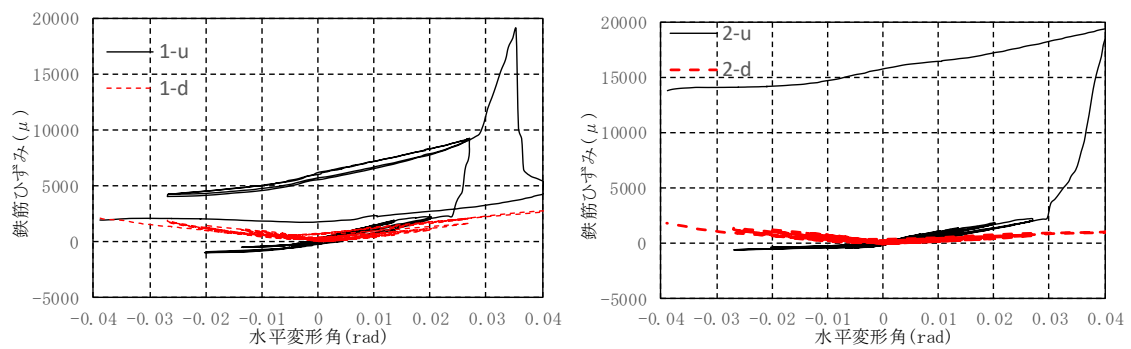


図 4-5-3 柱列帯のスラブ主筋歪分布



4. 実験結果

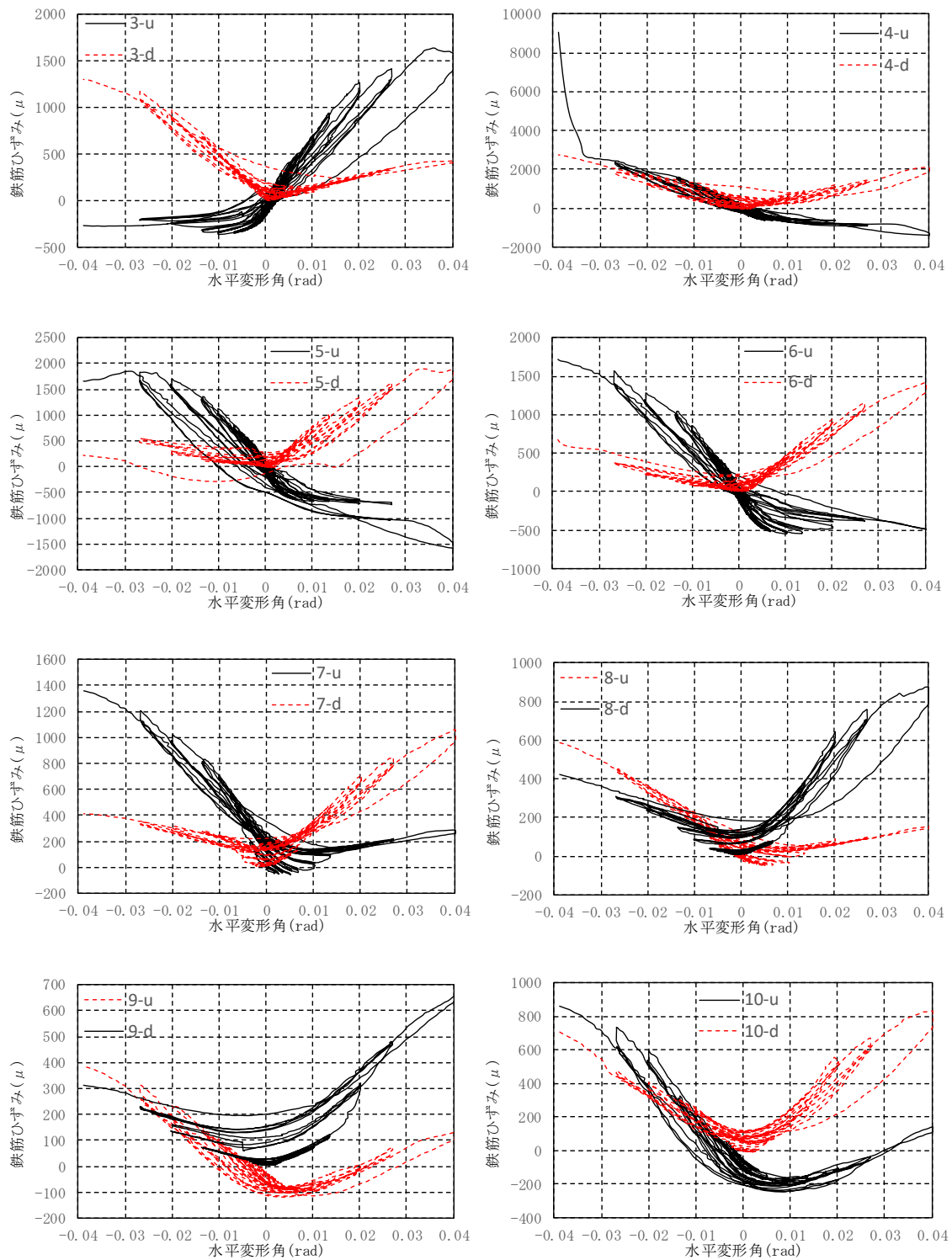


図 4-5-4 主筋のひずみ－水平変形角関係

4-5-2 配力筋の歪分布

最大耐力時($R=1/25$)の配力筋の歪分布を図 4-5-5 に、計算結果を表 4-5-1 に示す。式 3.1 と式 3.2 によりひずみから算出した配力筋に発生したせん断力はいずれも極めて小さかった。今回の計測では、配力筋のダボ作用による接合部側面のねじり抵抗は確認できなかった。

各計測位置での配力筋のひずみ－水平変形角関係を図 4-5-6 に示す(u, d はそれぞれ上端筋の上側と下側に貼り付けるひずみゲージを示す)。

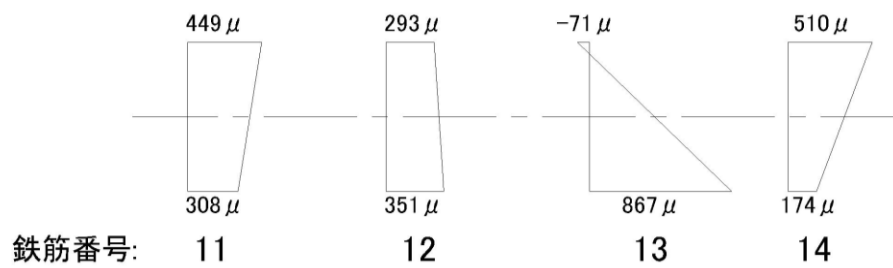
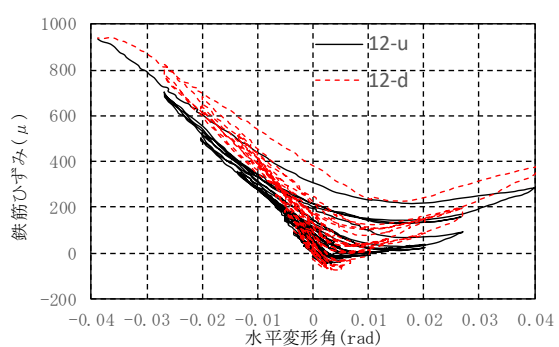
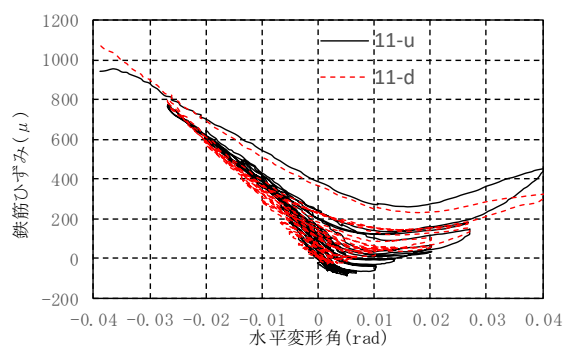


図 4-5-5 スラブ配力筋のひずみ分布

表 4-5-1 配力筋のダボ作用によるせん断力の計算結果

計測箇所	モーメント	算出したせん断力
	(N・mm)	(N)
11	369.9	10.4
12	-151.4	
13	-2457.5	66.7
14	878.7	



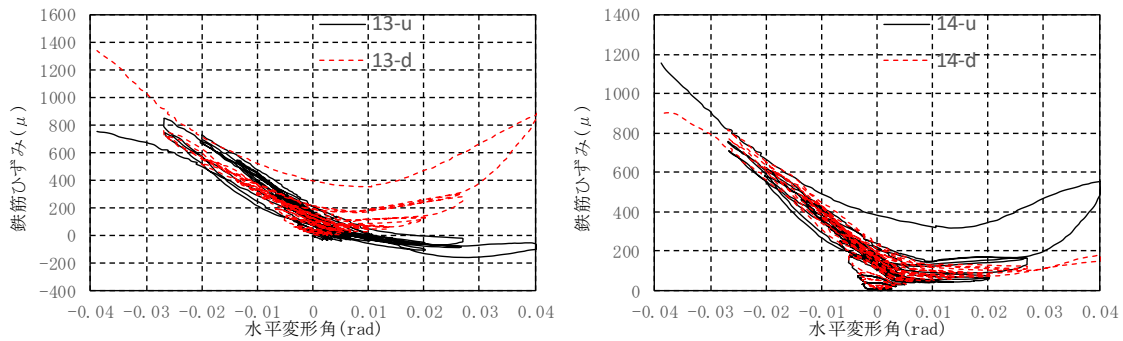


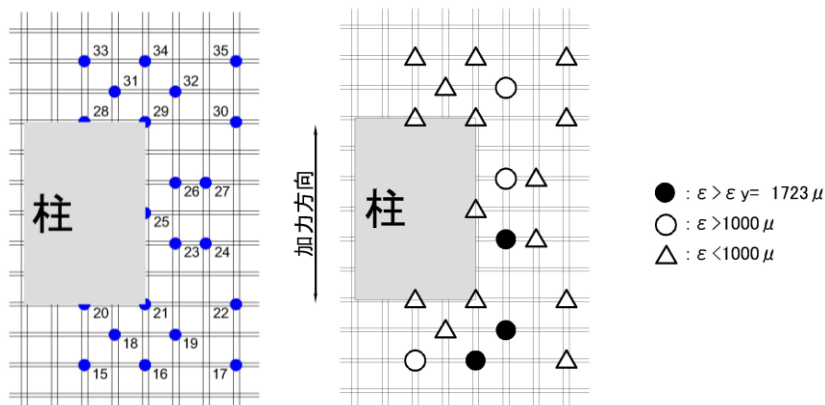
図 4-5-6 配力筋のひずみ－水平変形角関係

4-5-3 セン断補強筋の歪分布

最大変形時($R=1/12.5$)における柱スラブ接合部周りに配置したせん断補強筋のひずみ分布を図 4-5-7 に示す。危険断面範囲内では加力方向に対して柱前後面側よりも柱側面側のせん断補強筋ひずみが大きくなる傾向が見られた。これは柱側面スラブのねじりにより伝達されるモーメントはコンクリート強度だけで負担できず、せん断補強筋も寄与しているためと考えられる。ただし、一般的考え方としてはせん断補強筋は引張力を負担するが、今回の実験では、せん断補強筋に降伏までの圧縮ひずみが生じることが確認された。これはスラブのねじり破壊と押し抜き破壊の累加により、複雑な応力伝達機構となったため、補強筋に圧縮力が生じたと思われる。

また、柱面に位置する 20,21,25,28 及び 29 番のせん断補強筋と補強範囲の境界線上に配置した 17,22,30 及び 33~35 番のせん断補強筋のひずみはいずれも比較的に小さい値となっている。これらの位置でのせん断補強はあまり有効ではないと考えられる。写真 4-5-1 により、最大変形時($R=1/12.5$)の時は、柱前面は押し抜き破壊の性状を示し、柱側面ではねじり破壊が発生した。柱前面側のせん断力と柱側面側のねじりの累加により補強範囲の隅角部に位置する 16 番及び 19 番のせん断補強筋はひずみが大きくなり、降伏ひずみに達したと思われる。

各計測位置でのせん断補強筋のひずみ－水平変形角関係を図 4-5-8 に示す。

図 4-5-7 最大変形時($R=1/12.5$)のせん断補強筋歪(絶対値)分布

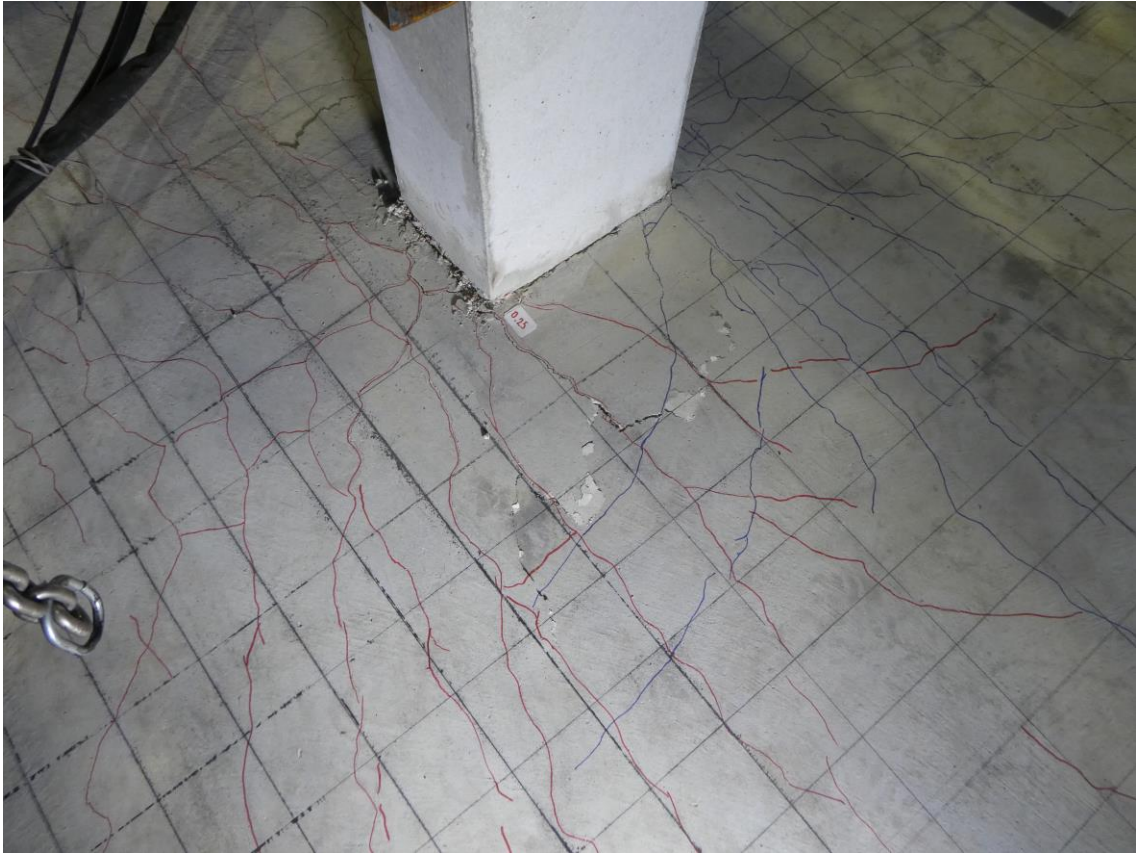
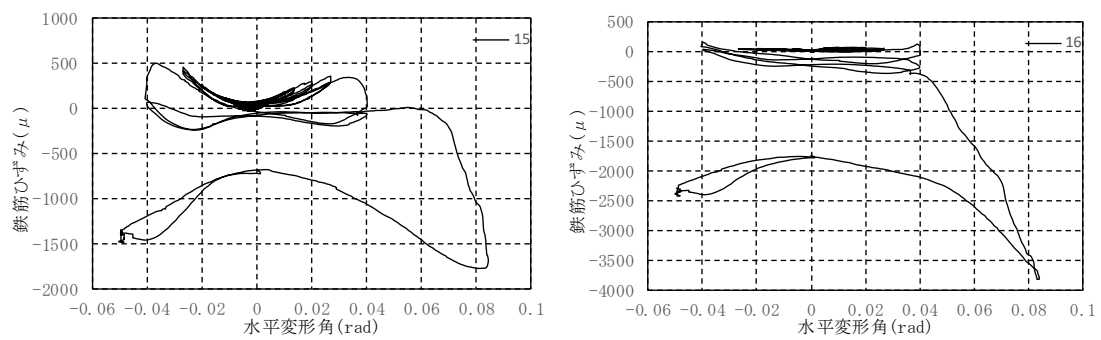
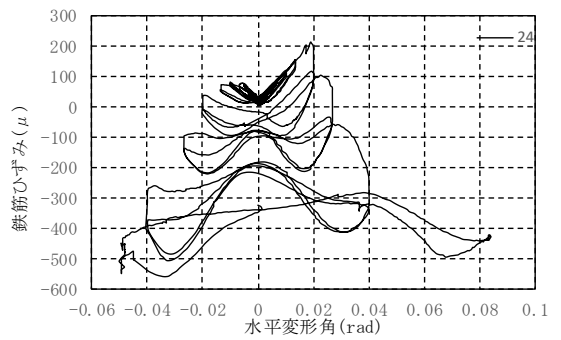
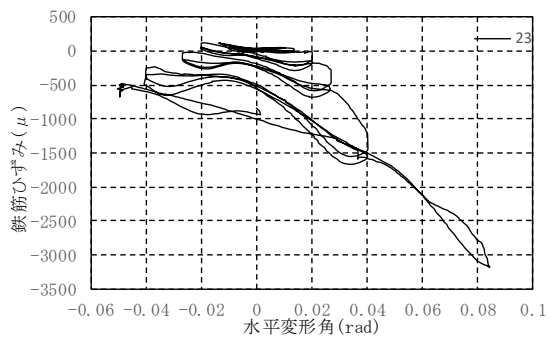
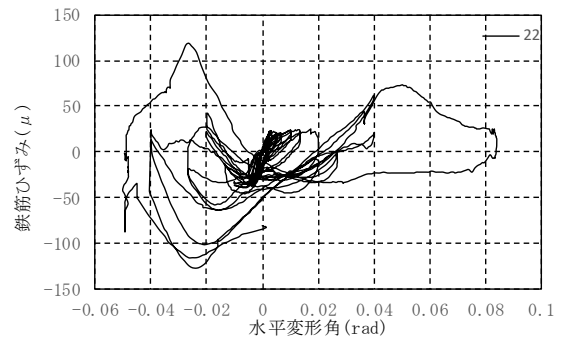
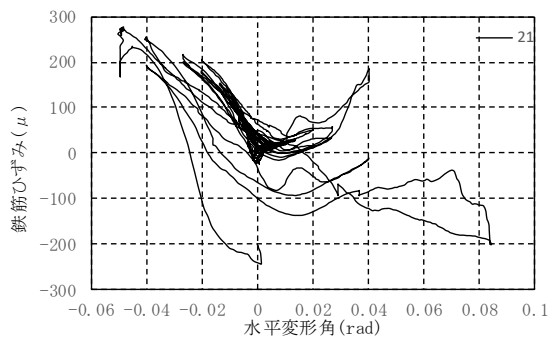
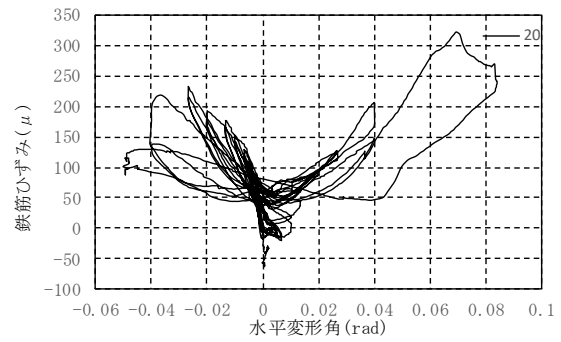
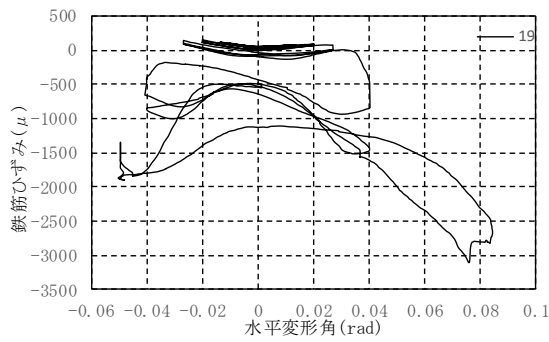
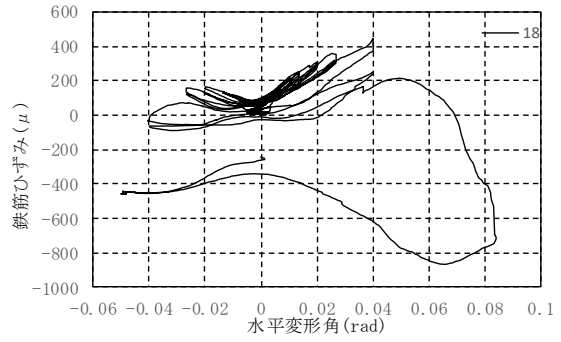
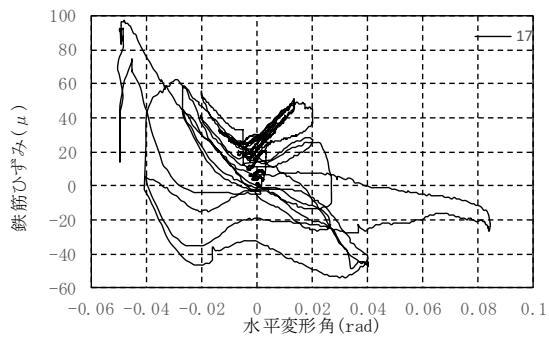


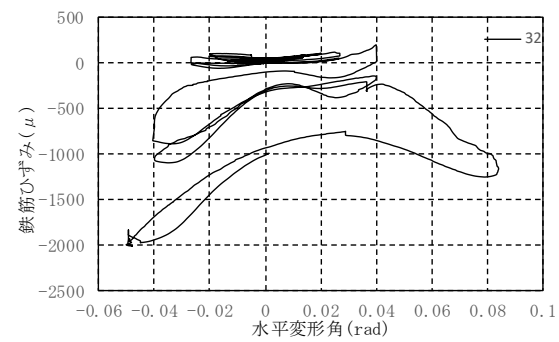
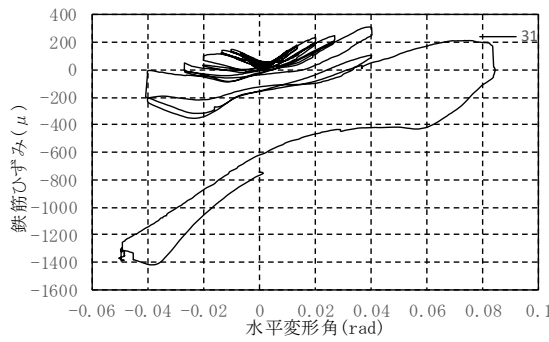
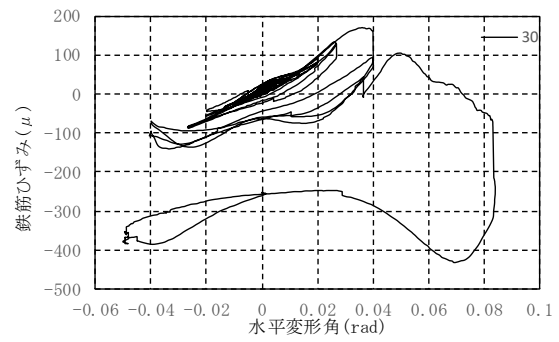
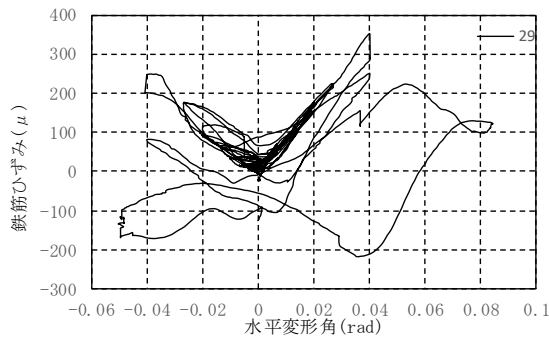
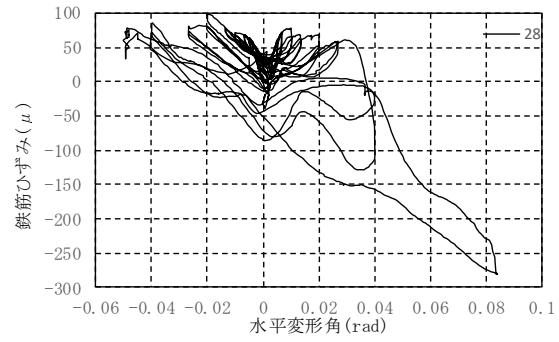
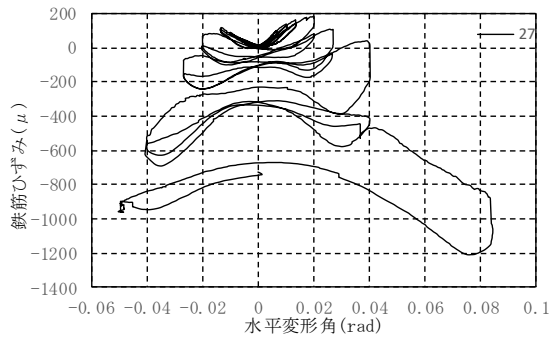
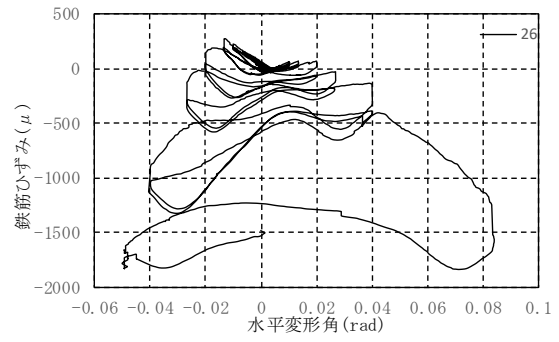
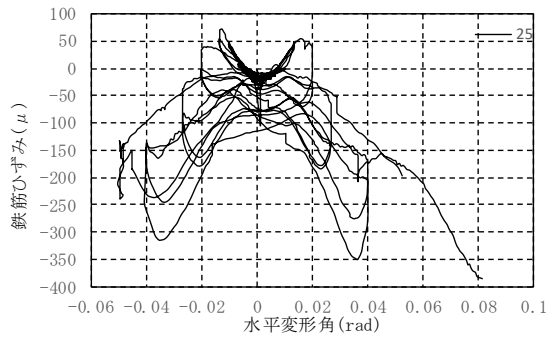
写真 4-5-1 最大変形時(R=1/12.5)の柱周りのひび割れ分布



4. 実験結果



4. 実験結果



4. 実験結果

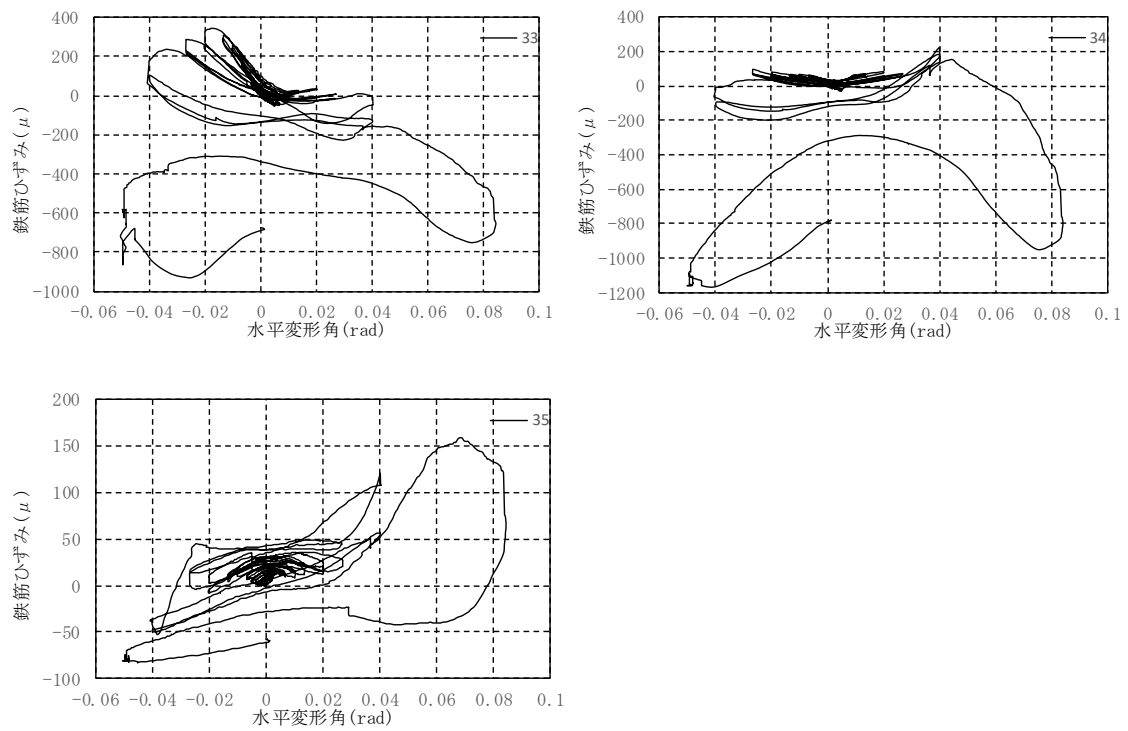


図 4-5-8 セン断補強筋のひずみー水平変形角関係

4-6 まとめ

1 体のせん断補強筋を有するフラットプレート構造の静的繰り返し載荷実験を行った。試験体に対する荷重変形関係、ひび割れ性状、スラブのねじり変形および鉛直変形、スラブの主筋、配力筋およびせん断補強筋のひずみ性状について考察した。以下に実験結果から得られた主な結論を示す。

- 1) 試験体は水平変形角 $1/25$ のサイクルの際に最大耐力に達した。耐力実験値は RC 規準式による計算値と ACI 基準式による計算値をいずれも上回っているが、ACI 基準式が高い精度に示すことが確認された。せん断補強筋を柱周りに配置したことにより変形の増加に伴い、最大耐力後の急激な耐力低下を抑制することができる。
- 2) スラブひび割れは変形角 $1/400$ のサイクルから荷重の増加に伴い、ひび割れ本数の増加とスラブ側面への進展が生じ、柱の隅角部から放射状にひび割れが進展している傾向も確認された。
- 3) 直交方向におけるスラブ主筋の歪分布が不連続となっており、これは柱側面のねじりモーメントによりスラブ筋に発生したひずみを低減させたためと考えられる。また、最大耐力時には危険断面内の全引張鉄筋が降伏したが、最大層間変形角 $1/12.5\text{rad}$ の時に載荷方向のスラブ主筋は全幅降伏となっていなかった。
- 4) 鉄筋の上側と下側のひずみから算出した配力筋に発生したせん断力はいずれも極めて小さかった。今回の実験においては、配力筋のダボ作用による接合部側面のねじり抵抗は確認できなかった。
- 5) 柱側面に配置したせん断補強筋が降伏ひずみに達したことが確認され、これは柱側面スラブのねじりにより伝達されるモーメントはコンクリート強度だけで負担できず、せん断補強筋も寄与しているためと考えられる。

5 既往の実験結果との比較検討

5-1 接合部側面のねじり抵抗メカニズムについての考察

載荷方向に連続する点でスラブ下面の鉛直絶対変位を計測し、計測点間での回転角の差分を区間長さで除してスラブのねじれ曲率を算出した。図 5-1-1 に示すようにスラブのねじれ曲率の増加に伴い、柱側面の 23 番及び 26 番のせん断補強筋のひずみが増加しており、変形角 1/12.5 のサイクルで降伏歪に達した。柱側面のせん断補強筋がパンチングシア強度に影響を与えていることが示唆された。ただし、一般的考え方としてはせん断補強筋は引張力を負担するが、今回の実験では、せん断補強筋に降伏までの圧縮ひずみが生じることが確認された。これは柱側面でスラブのねじれ破壊と押し抜き破壊の累加により、複雑な応力伝達機構となったため、補強筋に圧縮力が生じたと思われる。そこで、アーチトラス機構に基づいてせん断補強筋が接合部側面のねじり抵抗に影響を与えるメカニズムを検討した。これまでの RC 梁のトラス機構では、せん断補強筋の間に斜め方向のコンクリートの圧縮力が発生することが仮定され、この圧縮力を釣り合うためにせん断補強筋に引張力が生じることになる。ただし、今回の実験では、図 5-1-2 に示すようにせん断補強筋 (23 番及び 26 番) を通っているひび割れが観察された。これらのところでせん断補強筋はコンクリートとともにひび割れを沿って発生した圧縮力を負担するため、ねじれ耐力を向上させたと考えられる。

図 5-1-3 に示すように、スラブ側面のねじれモーメントと前後断面の局部圧縮力及び引張力と破壊面での押し抜きせん断力を外力とし、配筋筋のダボ作用による抵抗を考慮せず、主筋からの付着力、せん断補強筋の圧縮力及び斜め方向のコンクリート圧縮力によって内力が伝達される。この考え方により、ねじれの破壊面は RC 規準のような垂直断面ではなく、立体的なひび割れ面が形成される。この想定メカニズムによる破壊面は実際の破壊性状と良好な対応関係に示すことが確認された。

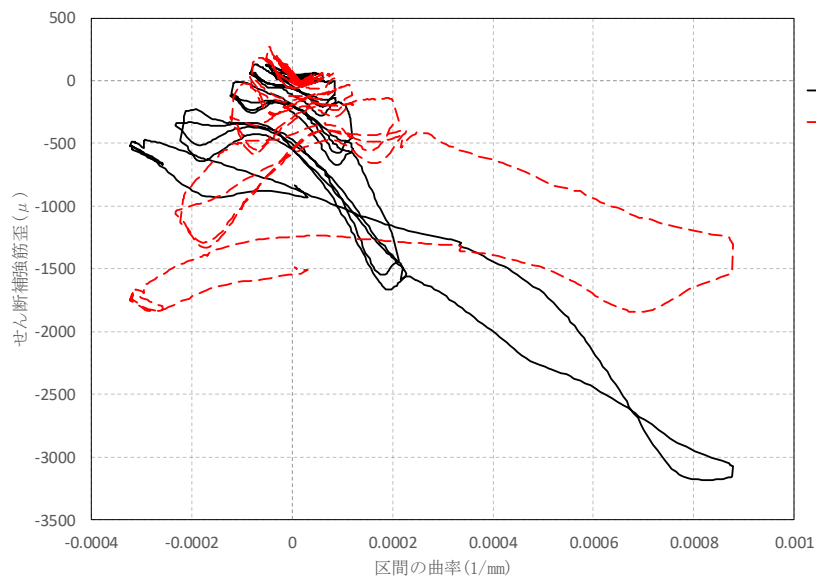


図 5-1-1 せん断補強筋歪 - 曲率関係

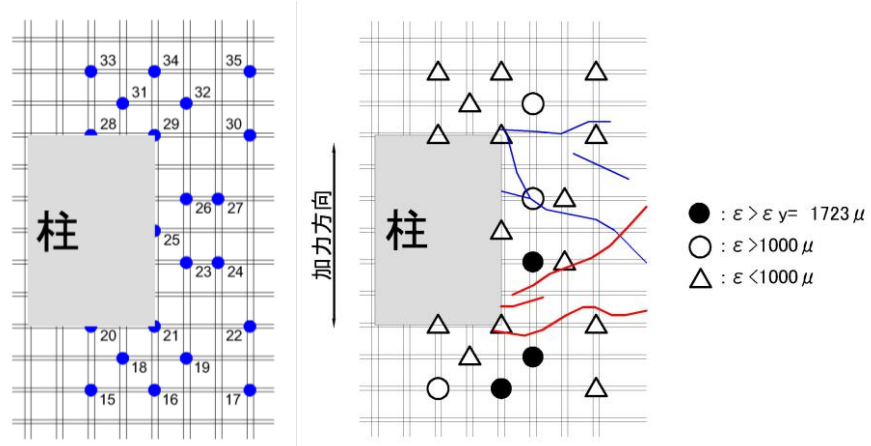


図 5-1-2 ひび割れとせん断補強筋との相対位置

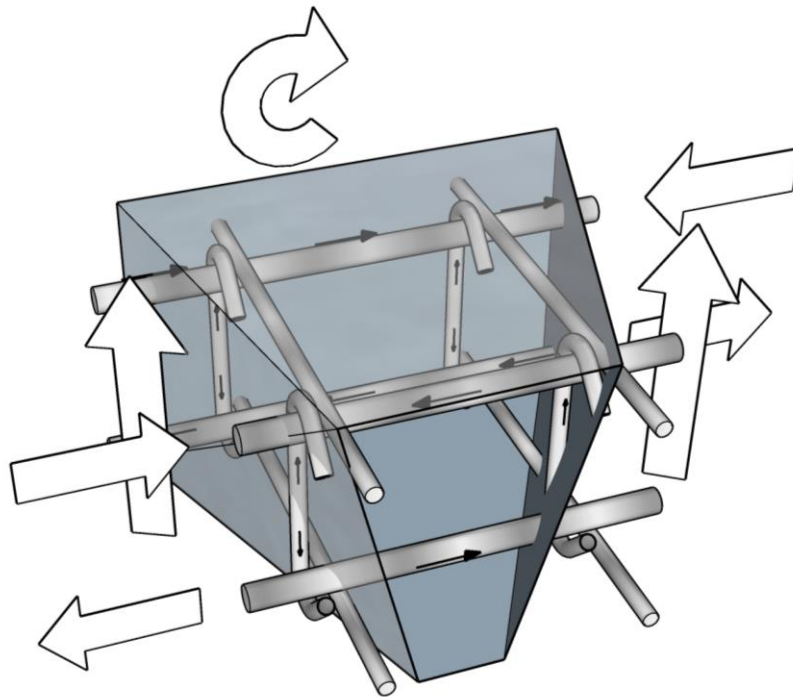


図 5-1-3 柱側面のスラブねじれ抵抗のメカニズム

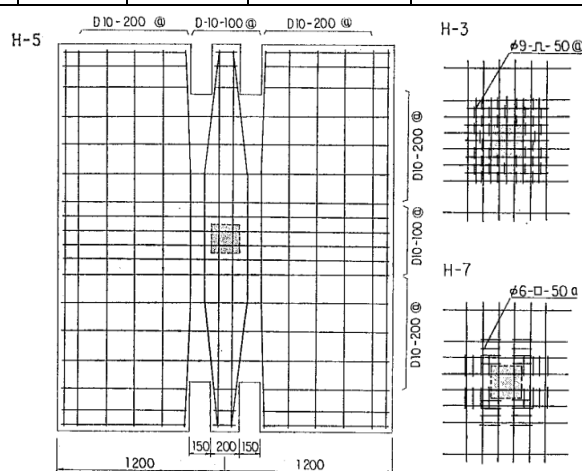
5-2 セン断補強筋の効果についての考察

補強筋の効果について、前述のデータベースに基づきの検討では、ACI 基準式により過大評価となった事例が確認されたが、今回の実験結果では ACI 基準式が安全側にある。この問題を説明するため、以下の仮定を提案する。ACI 基準式により過大評価となった試験体の破壊形式は曲げ降伏後のパンチング破壊であり、これらの試験体では曲げ降伏時にねじりモーメントはすでにコンクリート直接せん断強度で伝達できているので、せん断補強筋の設置が有効にならないことが推察される。本実験ではスラブ全幅有効強度に達する前にパンチング破壊強度に達する破壊形式であったため、コンクリート強度だけでねじりモーメントを伝達できずせん断補強筋が有効となったと考えられる。これらの仮定を検証するために既往の実験シリーズごとに検討した。

狩野らの実験⁹⁾では、標準とした H-5 試験体とせん断補強筋を配置した H-3, H-7 試験体はいずれも破壊形式がパンチング破壊であり、実験値/計算値で比較すると、H-3, H-7 は 1.39, H-5 は 1.26 であり、せん断補強により計算強度に比べれば 10% 程度のパンチング破壊耐力の増加が確認されている。一方、岸本らの実験⁷⁾では、せん断補強した N-12 とせん断補強しない N-13 試験体を比較すると、最大耐力が一緒であった。N-13 は曲げ降伏後にパンチング破壊が生じており、せん断補強筋による強度増加が見られなかった。既往の実験結果においてもこれらの仮定に基づいた場合、せん断補強筋がパンチンシア強度の向上効果が説明できることを確認した。

表 5-2-1 狩野らの試験体一覧⁹⁾

試験体	スラブ寸法	柱列帯		柱間帯配筋	せん断補強	最大耐力 (kNm)
	(mm×mm)	幅(mm)	配筋			
H-3	2400×2400	500	D10@100	D10@200	$\phi 9 (p_w=1.8\%)$	49.98
H-5	2400×2400	500	D10@100	D10@200	—	42.34
H-7	2400×2400	500	D10@100	D10@200	$\phi 6 (p_w=0.56\%)$	49.39

図 5-2-1 狩野らの試験体形状寸法⁹⁾

5. 既往の実験結果との比較検討

表 5-2-1 岸本らの試験体一覧⁷⁾

試験体	スラブ寸法	柱列帯		柱間帯配筋	せん断補強	最大耐力 (kNm)
	(mm×mm)	幅(mm)	配筋			
N-12	1350×3000	620	10-D16	10-D6	D6 ($p_w=0.45\%$)	294
N-13	1350×3000	620	10-D16	10-D6	—	297

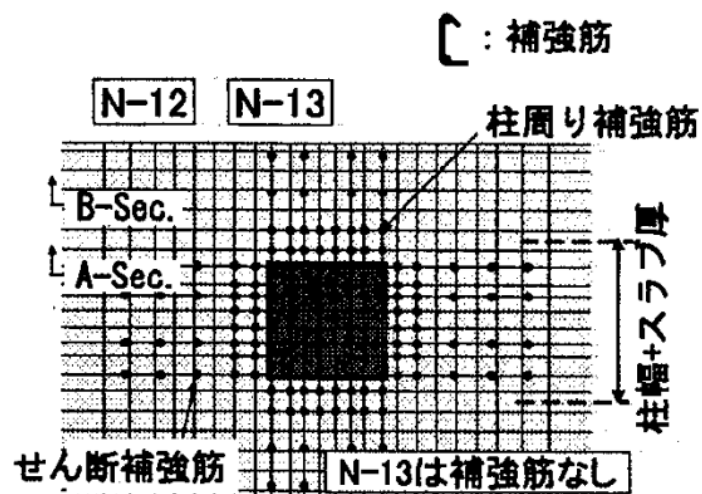


図 5-2-2 岸本らの試験体形状寸法⁷⁾

5-3 セン断補強筋比の上限値の検討

既往の実験結果において、せん断補強筋によりコンクリートの応力度を低減させることができることを確認したが、主筋比に比べてせん断補強筋比が高すぎる場合は、その影響が低いケースがあることも明らかになった。フラットスラブ構造の生産性の向上のため、合理的なせん断補強筋比の上限値を設ける必要がある。ACI 基準³⁾では、終局せん断強度 v_u はせん断補強筋有無の場合を分けてその値が次式で与えられる。

せん断補強しない場合：

$$v_u = v_c \quad (式 5.1)$$

$$v_c = 0.33\sqrt{\sigma_B} \text{ かつ } \sqrt{\sigma_B} < 8.3MPa \quad (式 5.2)$$

せん断補強する場合：

$$v_u = v_c + v_s \quad (式 5.3)$$

$$v_c = 0.17\sqrt{\sigma_B} \quad (式 5.4)$$

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (式 5.5)$$

ただし、 $v_u \leq 0.5\sqrt{\sigma_B}$

式 5.5 において、

A_v ：危険断面の 4 辺に存在するせん断補強筋の合計(mm²)

f_{yt} ：せん断補強筋の降伏応力度(N/mm²)

b_o ：危険断面の周長(mm)

s ：柱面に垂直な方向に配されたせん断補強筋の間隔(mm)

せん断補強してパンチング破壊した試験体の事例はあまり多くないが、本試験体を含み既往の実験に 3 体事例がある。せん断補強筋比が高い（1.1%～2.5%）試験体はいずれも実験値に対する ACI 基準式による計算値の比が概ね 1.0 前後であり、概ね安全側にあり、せん断補強筋比により耐力評価精度の差異が見られなかった。これは ACI 基準によるせん断補強筋比上限値が適合し、いずれの試験体でもせん断補強比は上限値を超えているので ACI 基準式で評価可能と想定し、式 5.1～5.5 から上限値を推定する。

$$p_{wmax} = \frac{A_v}{b_o s} = \frac{0.33\sqrt{\sigma_B}}{f_{yt}} \quad (式 5.6)$$

注：等間隔配置の場合、 $p_w = \frac{a_s}{s^2}$ 、ここで、 a_s はせん断補強筋 1 本の断面積。

5-4 セン断補強筋効果を考慮したパンチング耐力計算式の提案

前述のせん断補強筋が接合部側面のねじり抵抗に影響を与える結論を踏まえ、RC 規準式を基に、 M_f と M_s を修正しないとし、補強効果を考慮したねじれにより伝達されるモーメント M_{ts} は式 5.7 によって決定される。

$$M_{ts} = \begin{cases} (\tau_{tu} + 3p_w f_{yt}) \cdot \frac{d^2}{2} \left\{ (c_1 + d) - \frac{d}{3} \right\} \cdot 2, & (\tau_{tu} + 3p_w f_{yt}) < 1.5\tau_{tu} \\ 1.5\tau_{tu} \cdot \frac{d^2}{2} \left\{ (c_1 + d) - \frac{d}{3} \right\} \cdot 2, & (\tau_{tu} + 3p_w f_{yt}) \gg 1.5\tau_{tu} \end{cases} \quad (式 5.7)$$

$$M_0 = M_f + M_s + M_{ts} \quad (式 5.8)$$

RC 規準により、コンクリートのねじりせん断強度 τ_{tu} (N/mm²)は次式で与える。

$$\tau_{tu} = 6\tau_u \quad (式 5.9)$$

コンクリートの直接せん断強度 τ_u (N/mm²)は次式による。

$$\tau_u = 0.335\sqrt{\sigma_B} \quad (式 5.10)$$

式 5.6 により $p_w f_{yt}$ の上限値は $0.33\sqrt{\sigma_B}$ になっているので、コンクリートとせん断補強筋によるねじりせん断強度 $\tau_{tu} + 3p_w f_{yt}$ の上限値は $6 \times 0.5\sqrt{\sigma_B} (= 1.5\tau_{tu})$ になる。これは ACI 基準によるせん断補強する場合の終局せん断強度 v_u に相当する値になっている。

上式を用いた計算結果を図 5-4-1 に示す。図 5-4-1 より、せん断補強筋のある 3 試験体では、提案式を用いてパンチング破壊耐力を計算することによって、RC 規準式及び ACI 基準式よりも高い精度で実験値を評価できることが分かった。

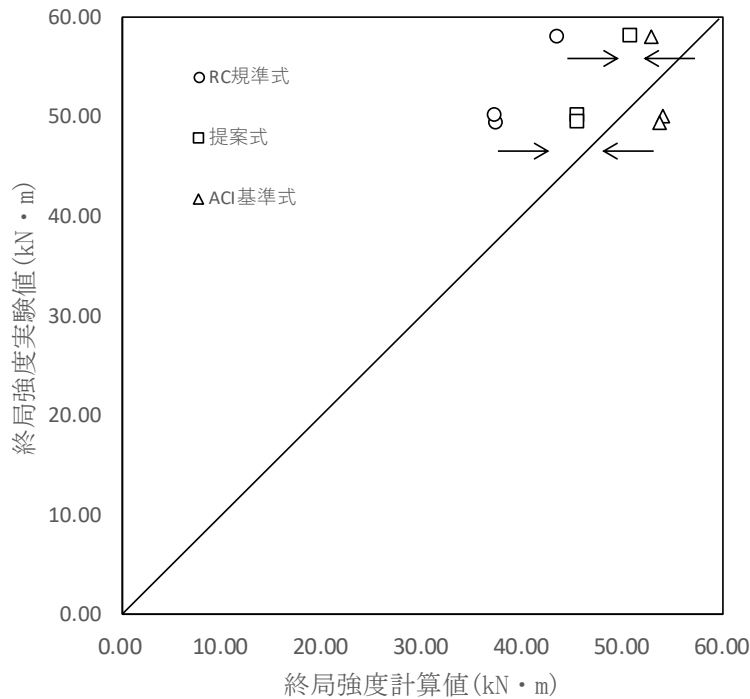


図 5-4-1 提案式と RC 規準式と ACI 基準式の比較

6 結論

6-1 本研究の結論

本研究の目的はフラットプレート構造に対して収集した既往実験データに基づき、検討対象としたいいくつかのパンチング破壊耐力提案式の精度と適合性について検討し、今回の実験結果により柱周りに配置するせん断補強筋の効果を考慮してパンチング破壊耐力を精度よく評価することである。そこで、1体のせん断補強筋を有するフラットプレート構造の静的繰り返し載荷実験を行い、せん断補強筋の効果を実験的に明らかにした。

既往の実験結果に基づきの検討では中柱を対象としてせん断補強筋が配置されずパンチング破壊した試験体については、RC 規準式の精度が最も高く、ACI 基準では、柱の形状等が特殊な場合の割り増し係数等が勘案されていないものの、推定精度がやや劣っていた。曲げ降伏後のパンチング破壊形式についての検討では、RC 規準式による M_s を曲げモーメントがスラブの曲げ抵抗 M_f に達した時のスラブのせん断力として伝達されるモーメント M_{sf} に修正した値を採用した場合、RC 規準式の過大評価を是正可能な事を確認した。

試験体に対する荷重変形関係、ひび割れ性状、スラブのねじり変形および鉛直変形、スラブの主筋、配力筋およびせん断補強筋のひずみ性状について考察した。以下に実験結果から得られた主な結論を示す。

- 1) 試験体は水平変形角 1/25 のサイクルの際に最大耐力に達した。耐力実験値は RC 規準式による計算値と ACI 基準式による計算値をいずれも上回っているが、ACI 基準式が高い精度に示すことが確認された。せん断補強筋を柱周りに配置したことにより変形の増加に伴い、最大耐力後の急激な耐力低下を抑制することができる。
- 2) 試験体は水平変形角 1/25 のサイクルの際に最大耐力に達した。耐力実験値は RC 規準式による計算値と ACI 基準式による計算値をいずれも上回っているが、ACI 基準式が高い精度に示すことが確認された。せん断補強筋を柱周りに配置したことにより変形の増加に伴い、最大耐力後の急激な耐力低下を抑制することができる。
- 3) 直交方向におけるスラブ主筋の歪分布が不連続となっており、これは柱側面のねじりモーメントによりスラブ筋に発生したひずみを低減させたためと考えられる。また、最大耐力時には危険断面内の全引張鉄筋が降伏したが、最大層間変形角 1/12.5rad の時に載荷方向のスラブ主筋は全幅降伏となっていなかった。
- 4) 鉄筋の上側と下側のひずみから算出した配力筋に発生したせん断力はいずれも極めて小さかった。今回の実験においては、配力筋のダボ作用による接合部側面のねじり抵抗は確認できなかった。
- 5) 柱側面に配置したせん断補強筋が降伏ひずみに達したことが確認され、これは柱側面スラブのねじりにより伝達されるモーメントはコンクリート強度だけで負担できず、せん断補強筋も寄与しているためと考えられる。

既往の実験結果と比較してせん断補強筋の耐力への影響のメカニズムを検討した。曲げ降伏後のパンチング破壊の場合、試験体では曲げ降伏時にねじりモーメントはすでにコンクリート

直接せん断強度で伝達できているので、せん断補強筋の設置が有効にならないことが推察される。本実験ではスラブ全幅有効強度に達する前にパンチング破壊強度に達する破壊形式であったため、コンクリート強度だけでねじりモーメントを伝達できずせん断補強筋が有効となったと考えられる。既往の実験結果においてもこれらの仮定に基づいた場合、せん断補強筋がパンチング強度の向上効果が説明できることを確認した。

せん断補強筋（23 番及び 26 番）を通っているひび割れが観察された。これらのところでせん断補強筋はコンクリートとともにひび割れを沿って発生した圧縮力を負担するため、ねじれ耐力を向上させたと考えられる。スラブ側面のねじれモーメントと前後断面の局部圧縮力及び引張力と破壊面での押し抜きせん断力を外力とし、配筋筋のダボ作用による抵抗を考慮せず、主筋からの付着力、せん断補強筋の圧縮力及び斜め方向のコンクリート圧縮力によって内力が伝達される。この考え方により、ねじれの破壊面は RC 規準のような垂直断面ではなく、立体的なひび割れ面が形成される。この想定メカニズムによる破壊面は実際の破壊性状と良好な対応関係に示すことが確認された。

これまでの複数の既往実験結果に基づき、ACI 基準式と RC 規準式を連立して適切なせん断補強筋比の上限値を設けて、提案したせん断補強筋効果を考慮したフラットプレート構造のパunching破壊耐力計算値を RC 規準式及び ACI 基準式の計算値および実験値と比較した。その結果、RC 規準式及び ACI 基準式よりも高い精度で実験値を評価できることが分かった。

6-2 今後の研究課題

本研究では 1 体のせん断補強筋を有するフラットプレート構造の静的繰り返し載荷実験を行い、収集した既往の実験結果と比較し、ACI 基準式と RC 規準式を連立して適切なせん断補強筋比の上限値を設けて、せん断補強筋効果を考慮したフラットプレート構造のパンチング破壊耐力計算式を提案した。せん断補強してパンチング破壊した試験体の事例はあまり多くないので、今後はせん断補強筋比を変数として多くの実験結果で提案式を検証することが望まれる。また、フラットプレート構造についての FEM 解析を行い、実験結果との比較検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp106-118，2010
- 2) ACI Committee 318-19：Building Code Requirements For Structural Concrete，June 2019
- 3) 高橋之，戸塚真里奈，市之瀬敏勝：地震力を受けるフラットプレート構造の柱－スラブ接合部のねじり抵抗（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，2014
- 4) 高越総一郎，戸塚真里奈，高橋之，市之瀬敏勝：地震力を受けるフラットプレート構造の柱－スラブ接合部に関する実験研究（その1～その2），日本建築学会東海支部研究報告書（第52号），2014
- 5) 岸本剛，山上聡，平松一夫ら：柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造実験（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），2018
- 6) 西岡聖雅，宮岡ちさと，田才晃ら：耐震壁に取り付くフラットスラブのパンチング破壊に関する研究（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），1998
- 7) 岸本剛，早川邦夫，岡靖弘，平松一夫：柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造実験（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，2006，2007
- 8) 鈴木浩章，清水啓介，市之瀬敏勝ら：ボイドスラブを用いたフラットプレート構造の接合部補強法に関する実験研究（その1～その2），日本建築学会東海支部研究報告書（第47号），2009

- 9) 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～その 4），日本建築学会論文報告集，No.288（1980.2），No.292（1980.6），No.300（1981.2），No.309（1981.11）
- 10) 柴田拓二，城攻，後藤康明，横山和明：斜張力が支配的な RC 梁の剪断抵抗性状に対するダボ作用の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，1997
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 12) 太田義弘，川合拓，太田博章：フラットプレート構造の地震時荷重抵抗機構モデルに関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 703 号，1363-1373，2014.09
- 13) Hawkins : Lateral Load Design Considerations for Flat-Plate Structures, CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium University Waterloo, pp.581-614, 1979.8
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，pp74-76，2004

付録

収集した試験体(一部)諸元一覧

試験体名	柱せい×幅	d^{*1}	主筋配置	σ_y	σ_B	せん断補強筋			最大耐力 (kN・m)	破壊 ^{*6} 形式	文献 番号
	(mm×mm)	(mm)		(N/mm ²)	(N/mm ²)	σ_{wy} (N/mm ²)	p_{w1} (%) ^{*2}	p_{w2} (%) ^{*3}			
試験体 1	300×300	105	D10@80	380	21.4	—	—	—	84.97	P	4)
試験体 2	300×300	105	D10@80	380	21.4	—	—	—	34.22	S	
H-1	200×200	80	φ 9@67	333.4	20.4	—	—	—	35.30	H	9)
H-2	200×200	80	D10@67	341.3	21.0	—	—	—	38.25	S	
H-3	200×200	80	D10@100	351.1	25.7	333.4	1.80	2.54	50.01	S	
H-4	200×200	80	D10@100	351.1	27.5	—	—	—	40.60	P	
H-5	200×200	80	D10@100	360.9	22.8	—	—	—	42.36	P	
H-6	200×200	80	D10@50	360.9	22.8	—	—	—	52.96	P	
H-7	200×200	80	D10@100	360.9	25.3	547.2	0.56	1.13	49.43	S	
H-8	200×200	80	D10@50	360.9	25.3	—	—	—	41.19	S	
H-9	200×200	80	D10@100	341.3	22.0	—	—	—	32.36	S	
H-10	200×200	80	上 D10@50 下 D10@100	341.3	22.0	—	—	—	35.30	S	
H-11	200×200	80	上 D10@50 下 D10@100	341.3	22.0	—	—	—	24.71	S	
H-11'	200×200	80	上 D10@50 下 D10@100	372.7	19.6	—	—	—	24.12	S	
V-4	200×200	80	D10@100	341.3	22.0	—	—	—	— ^{*5}	S	
H-12	300×300	80	D10@100	383	23.5	—	—	—	63.55	P	
H-13	300×300	80	D10@200	383	23.5	—	—	—	43.74	M	
H-14	300×300	80	D10@200	383	23.5	—	—	—	35.89	M	
H-15	200×200	80	D10@200	383	23.5	—	—	—	37.07	M	
H-16	200×200	80	D10@200	383	23.5	—	—	—	41.19	M	
WH-1	600×100	80	D10@200	341	21.6	—	—	—	56.49	P	
WH-2	600×100	80	D10@200	341	21.6	—	—	—	74.14	P	
WH-3	600×100	80	D10@100	341	21.6	—	—	—	72.96	P	
WV-1	600×100	80	D10@100	383	23.5	—	—	—	— ^{*5}	S	
N-1	450×450	150	18-D13	347.0	40.0	404.0	0.45	0.56	264	M	7)
N-2	450×450	150	18-D13	347.0	40.0	404.0	0.45	0.56	267	M	
N-3	450×450	150	18-D13	347.0	40.0	404.0	0.45	0.56	261	M	
N-4	450×450	150	18-D16	442.0	40.0	404.0	0.45	0.56	447	MP	
N-5	450×450	150	10-D16 +10-D13	362.0	39.6	372.0	0.45	0.75	321	M	
N-6	450×450	110	10-D16 +10-D13	389.0	39.6	372.0	0.45	0.75	261	M	
N-7	450×450	110	10-D16 +10-D13	389.0	39.6	372.0	0.45	0.75	261	M	

G-1	450×450	150	18-D16	452.0	39.6	372.0	0.45	0.56	264	M	
N-8	700×325	140	8-D16	541.0	47.2	351.0	0.45	— ^{*4}	441	MP	7)
N-9	350×700	120	12-D16	541.0	47.2	351.0	0.45	— ^{*4}	489	M	
N-10	450×450	150	10-D16	541.0	35.0	347.0	0.45	0.75	399	M	
N-11	450×450	127	10-D16	541.0	40.2	347.0	0.45	0.75	336	M	
N-12	450×450	127	10-D16	442.0	40.2	347.0	0.45	0.75	294	M	
N-13	450×450	127	10-D16	442.0	40.2	—	—	—	297	MP	
G-2	450×450	110	12-D16	541.0	35.0	351.0	0.45	0.39	177	M	
T-1	450×450	150	10-D13	361.0	40.2	347.0	0.45	0.39	249	M	
No.1	450×450	135	7-D16	532.0	27.5	451.0	0.26	0.31	258.4	MP	5)
No.2	450×450	135	7-D16	532.0	27.0	451.0	0.26	0.31	265.2	MP	
No.3	450×450	135	7-D16	532.0	57.3	451.0	0.26	0.31	295.8	MP	
No.4	450×450	135	10-D16	532.0	27.5	451.0	0.26	0.31	217.6	MP	
FP2-SN	750×300	140	D13@50	340.5	24.2	407.1	0.20	0.14	487	P	8)
FP2-SS	750×300	140	D13@50	340.5	24.2	407.1	1.20	5.07	487	M	
FP2-SP	750×300	140	D13@50	340.5	24.2	407.1	0.20	0.14	487	M	
No.1	2000×300	103.5	D13@100	361.0	28.7	—	—	—	461.8	P	6)
No.2	300×2000	103.5	D13@50	361.0	31.4	—	—	—	496.2	H	
No.3	2000×300	103.5	D13@100	361.0	32.3	—	—	—	291	P	
No.4	300×2000	103.5	D13@50	361.0	33.2	—	—	—	218.5	S	
No.5	1414×1414	103.5	D13@100	361.0	34.5	—	—	—	388.9	P	
No.6	2000×300	103.5	D10@120	350.0	30.4	—	—	—	313.9	M	
本試験体	300×200	69	D10@50	369.6	21.1	359	1.27	1.27	57.96	P	

*1：記載なしの場合は試験体図により推算する，*2：文献中記載のせん断補強筋比，

*3：ACI 基準式(式 5.6)によるせん断補強筋比，*4：データなし，*5：鉛直加力のみ

*6：P-パンチング破壊、M-曲げ破壊、MP-曲げ降伏後のパンチング破壊、S-せん断破壊(ねじり破壊も含む)、H-他の破壊形式