

(45) 鉄骨鉄筋コンクリート造における
耐震壁の合理的配筋法の開発

DEVELOPMENT ON RATIONAL DESIGN OF ARRANGEMENT OF REINFORCING BARS IN SRC SHEAR WALLS

藤木清弘^{*} 南 宏一^{..}

Kiyohiro FUJIKI, Koichi MINAMI

The ends of transverse and vertical reinforcing bars has been directly anchored into the adjoining composite columns and beams in shear wall on steel reinforced concrete structures. However, in view of practice construction, the arrangement is complicated and difficult. Therefore, on the base of the stress transfer between the adjoining frame and the reinforced concrete shear wall panel, the rational arrangement of reinforcing bars using stud connectors is proposed. To obtain the rationality of the arrangement, two specimens were tested. One specimen has the slit between the frame and the wall panel, the other has no slit to verify the action of stud connectors and the stress transfer between the frame and the wall panel. In both specimens, the reinforced concrete panel was connected with steel frame by stud connectors. From the test results, the rationality of the proposed arrangement was confirmed in both specimens with and without slit using stud connectors.

1. まえがき

鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁では、一般的に、壁筋を壁板周辺の骨組に定着させる配筋法が採用されてきたが、壁筋を骨組に直接定着させることは、複雑で困難な作業が必要となる。そこで、直接骨組に壁筋を定着させなくても良い方法として、骨組と壁板の応力伝達にスタッドを利用した配筋法が提案された。そこでスタッドの挙動を把握し、応力伝達を簡潔で明確なものにするため、壁板と骨組の境界部に、スリットを設け、スタッドを用いた耐震壁の配筋法の妥当性の検証を目的とした予備実験を行った¹⁾。特に、境界部にスリットを設ける場合には、骨組と壁板間には直接的な応力伝達作用がなく、境界部の応力伝達機構に、著しい違いをもたらすと考えられる壁板と骨組境界部のスリットの有無による、この配筋法を施された耐震壁の変形性状、耐力性状の違いおよび周辺部の壁板への応力伝達機構を明らかにするための実験を行ったが、本報では実験結果の報告と検討を行う。

2. 壁板周辺の応力伝達機構

ひび割れ発生後の壁板には、図-1のような抵抗機構が発生すると考えられるが、作用せん断力 Q 、コンクリートの斜め圧縮力 D 、壁筋に生じる引張力 T に対し壁板周辺部にスリットがあるかないかによってその抵抗機構は著しく異なることになる。周辺にスリットを設ける場合には、直接せん断力に抵抗するスタッドが必要であり壁板の内部は、内部釣合系(図-2)を構成する必要がある。ひび割れ後の壁板に生じる斜め圧縮力の水

*大阪工業大学大学院 **工博 大阪工業大学 工学部 建築学科

平成分に、壁板にスタッドから入力されるせん断力を釣合わせれば、鉛直成分は壁筋の引張力で負担させることになるので、効果的に壁筋に付着力を持たせなければならない。そこで、壁板周辺には一定幅の壁筋定着領域を構成する必要がある。この場合のスタッドの抵抗せん断力は、直接スタッドに作用するせん断力に対する耐力とスタッドとコンクリートの相互作用において決まる耐力のうち小さい方で決まるものとする。周辺にスリットを設けない場合は、スタッド前面に作用するコンクリートの支圧で作用せん断力に抵抗する。その場合のスタッドの抵抗せん断力は頭付きスタッド付近のコンクリートの耐力で決まるとする。

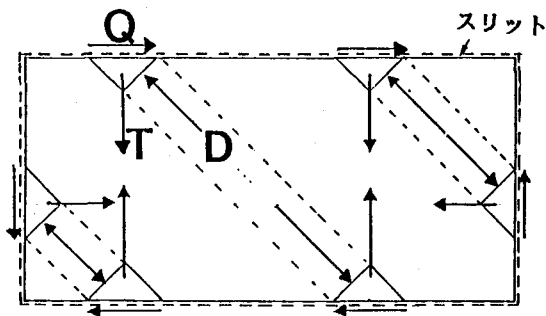


図-1 ひび割れ発生後の抵抗機構

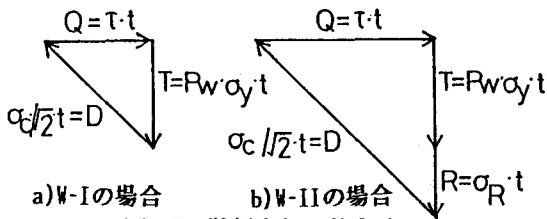


図-2 壁板内部の釣合系

3. 実験

3.1 実験計画

本実験で対象とした耐震壁はSRC造8階建ての3～4階部分に相当し、5分の2モデルとして設計を行った。実験変数としてはスリットの有無を採用し、試験体数は2体、スリットを設けた場合のスリット幅は $sl=1.0(\text{cm})$ とした。壁筋量は、SRC規準第4章37条[耐震壁の終局耐力]²⁾より基準せん断応力を wFs として

$$wFs = \min(0.067Fc, 10 + Fc/50) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad 1)$$

上式で求められた値 wFs より $wP \cdot \sigma y$ が $wFs \leq wP \cdot \sigma y \leq 1.2 \times 10^{-2} \sigma y$ となるような範囲で wP を決定し、 $wP=0.76\%$ （壁筋 4.5ϕ 、@70）とした。スタッドの本数は

i) スリットのある場合スタッド一本あたりの終局せん断力 $Qstu$ よりスタッドの終局せん断力で決まる耐力が、ひび割れ後の鉄筋で決まる耐力を上回るように、本数を設定する。但し、 $Qstu$ は次に示す Qfu 、 Qsu のうち小さい方の値を取る。

$$Qfu = 2 \times D^3 / 6 \times \sigma y / sl \quad (\text{曲げによる耐力}) \quad 2)$$

$$Qsu = Ast \times \sigma y / \sqrt{3} \quad (\text{直接せん断耐力}) \quad 3)$$

ii) スリットのない場合スタッド一本当たりの終局せん断耐力を

$$Qstu = 0.5 \times Ast \times \sqrt{Fc \times Ec} \quad 4)$$

Ast : 頭付きスタッドの軸部断面積(cm^2) σy : 降伏応力度(kgf/cm^2)

Fc : コンクリート圧縮強度(kgf/cm^2) Ec : コンクリートヤング係数(kgf/cm^2)

とし、4)式で決まる耐力が、ひび割れ後の壁筋の引張耐力と周辺架構の拘束力で決まる耐力を、上回るようにスタッドの本数を決める。但し、同じ本数となるようにする。以上の条件を満たすように本数を割り出し、スタッドの間隔は壁筋のピッチの1.5倍(@10.5)とした。

3.2 試験体

試験体配筋および周辺定着領域配筋詳細を、図-3および図-4に示す。試験体は、 $[-250 \times 90 \times 9 \times 13]$ を周辺に配した鉄筋コンクリート壁板で、それらは、頭付きスタッドによって緊結され、スタッドと壁筋の重ね継手部となる部分には一定幅(150mm)の周辺定着領域を設ける。配筋は、W-I、W-IIとも同じで壁筋は縦横とも 4.5ϕ 、周辺定着領域筋は $6-D6$ で構成され、その拘束筋は 4.5ϕ とする。壁筋のピッチは7cm、スタッドのピッチおよび長さは、壁筋のピッチの1.5倍で10.5cm、10cmとした。鉄骨枠を含む試験体の形状寸法は、L(長さ) $\times$ H(高さ) = 285.0×145.0 、スリット有り(W-I)の場合の鉄筋コンクリート壁板寸法は、L(長さ) $\times$ H(高さ) = 261.2×141.2 （スリット幅を含まない寸法）、スリットなし(W-II)の場合は、L(長さ) $\times$ H(高さ) = 263.2×143.2 とした。

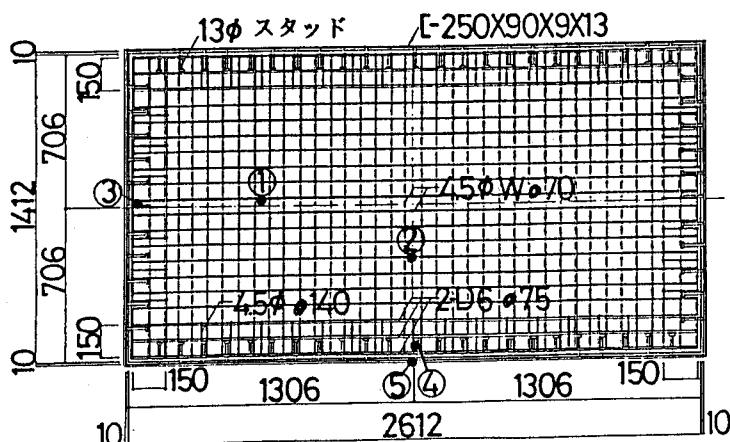


図-3 試験体配筋図 (W-I試験体)

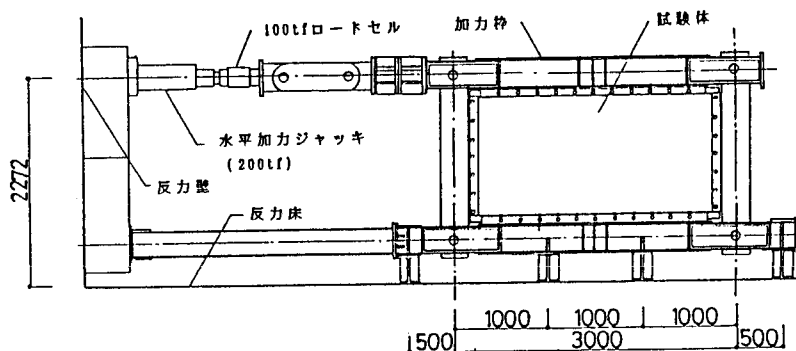


図-5 実験装置概要図

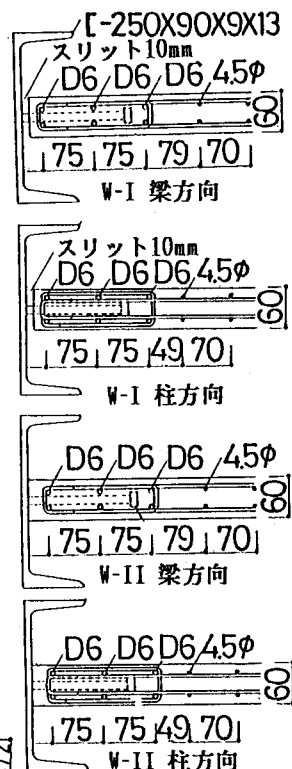


図-4 周辺定着領域詳細図

表-1 鋼材の力学的性質

鉄筋	降伏点強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
D6	4035	5472
4.5 φ	4141	4647

3.3 試験体製作および材料

定着領域にD6、縦筋および横筋は4.5φを使用し、領域を拘束するせん断補強筋に4.5φを使用する。鋼材の材質については、D6をSD35、4.5φをSR24とした。セメントは普通ポルトランドセメントで、設計基準強度は300kgf/cm²とした。コンクリートの打ち込みは横打ちとした。実験時のコンクリートの圧縮強度は346kgf/cm²、引張強度は、28.6kgf/cm²であった。表-1に使用した鋼材の力学的性質を示す。なお、W-Iのスリットは厚さ1cm、幅6cmの発泡スチロール板を埋め込み、コンクリート硬化後、それを除去してスリットを作った。

3.4 実験装置および荷荷方法

実験装置概要図を図-5に示す。本実験の実験装置は、四隅をピン接合とする四辺形鉄骨荷荷骨組によって、構成されたものを使用し、試験装置にすべりを生じないよう、下梁端部を反力壁に鉄骨によって固定した。

なお、荷荷は電動式油圧ジャッキ (最大容量 200tf) より、実験装置上部の梁端部に水平力を加えた。荷荷プログラムは、初期値をR= 0.0010、最終値を0.012rad.とする漸増変位制御形であり、同一振幅で正負2回ずつ繰り返した。

3.5 測定方法

変位量は、変位計 (水平方向-感度100μ/mm、鉛直方向-感度1000μ/mm) を実験装置上部の中央に取り付け、水平方向および鉛直方向の変位を測定した。壁板の周辺骨組に対する相対変位は、500μ/mmの変位計を周辺鉄骨に取り付け、壁板各位置の水平方向および鉛直方向の変位を測定した。壁板内の鉄筋のひずみの測定は、ゲージ (1mm、1軸、ゲージファクター-2.14) を壁筋、周辺定着領域筋、せん断補強筋、頭付きスタッド、周

3.6 ひびわれおよび破壊状況

ひび割れ、最終破壊状況を図-6 a), b)に示す。図中の記号は各ひび割れ発生時を示す。なお、初期せん断ひび割れ荷重 Q_{cr} 、最大荷重 Q_{max} 、周辺部支圧ひび割れ荷重 Q_{bp} を表-2に示す。表中のPOS.NEG.は正および負荷重を示す。

a) 試験体 W-I

初期ひび割れは、 $R=0.1\%$ 時に壁板左下、および右上部に発生し(A)、発生時荷重は $Q=16.0$ tf、 -20.9 tfであった。ひび割れは、正負載荷時とも 0.6% まで壁板全体に、ほぼ一定間隔、一様に水平に対し約 45 度の角度をなして発生した。 0.6% に達すると、壁板の大きな範囲に渡るひび割れが発生し、剛性が低下した。周辺定着領域に生じたひび割れは、壁板中央部に比べ短いひび割れが密に生じている。 $R=0.8\%$ を越えると、定着領域の端部に頭付きスタッドに沿って 50 mm程度の支圧ひび割れが生じた。支圧ひび割れ発生荷重は $Q=50.0$ tfであった。その後壁板内のひび割れの増加数が減少、周辺部の頭付きスタッド付近のコンクリートが破壊して耐力低下した。その時の、変形量 R および作用せん断力は $R=0.6\%$ 、 $Q=52.15$ tfで、支圧ひび割れ発生から、わずかな荷重増加でコンクリートが破壊している。 $R=0.8\%$ 以後は周辺が局部的に破壊した部分のスタッドは全体の変形が進むに伴い変形するのみで、それ以上周辺部においては破壊は進行しなかった。

b) 試験体 W-II

初期ひび割れは、 $R=-0.1\%$ 時に壁板右下、左上部に発生し(A)、発生時荷重は、 $Q=-16.1$ tf であった。ひび割れはほぼ壁板全体に分布しているが、 $R=0.4\%$ まではW-Iに比べひび割れ間隔は広くその数も少ない。周辺定着領域は、W-Iと同様に短いひび割れが多く、 $R=1.0\%$ を越えるとスタッドによる支圧ひび割れが生じたが、支圧ひび割れの発生した荷重は、W-Iの場合に比べ、かなり高い荷重となっている。その後、部分的にスタッド付近のコンクリートが破壊したが、W-Iの場合ほどその破壊は顕著なものでなかった。

表-2 主要ひび割れ・破壊時耐力

	初期せん断ひび割れ荷重 Q_{cr} (tf)		最大耐力時の相対部材角($\%$)		最大耐力 Q_{max} (tf)		周辺部支圧ひび割れおよびコンクリート破壊時せん断力 Q_{bp} (tf)			
	POS.	NEG.	POS.	NEG.	POS.	NEG.	支圧ひび割れ	コンクリート破壊		
W-I	16.00	-20.40	0.8	-0.8	49.95	-52.15	-0.6%時 50.0	1.0%時	52.15	
W-II	23.40	-16.10	1.2	-1.2	91.25	-76.10	1.0%時 78.40			-

3.7 ひずみ推移状況

鉄筋、頭付きスタッド、周辺鉄骨のひずみ推移状況を図-7に示す。図において縦軸は作用せん断力 Q を横軸はひずみ度 ϵ を表す。なお、図中の破線は降伏ひずみ度を表している。番号は、図-3に附した番号に対応している。

壁筋のひずみ状況については、W-Iはひび割れ発生後、急激なひずみの増加が生じているが、W-IIの場合W-Iに比べひずみのひび割れ発生直後の増加量は少ない。

頭付きスタッドのひずみ状況については、W-Iのスタッドは直接せん断力に抵抗し、非常に大きなひずみを生じている。しかし、W-IIの場合、 $R=1.2\%$ まではひずみ量は少なく、骨組からの応力の流れが少ないことが分かる。しかし、 $R=1.4\%$ では大きなひずみ量の増加がみられ、骨組と壁板の境界部が破壊することで、骨組か

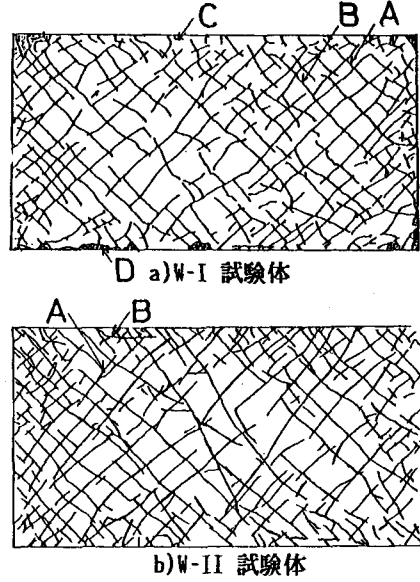


図-6 ひび割れ最終破壊状況

らの応力がスタッドに流れたと考えられる。

周辺鉄骨のひずみについては、W-Iの場合は、周辺骨組はRC壁板から拘束反力を受けることがないのでひずみは生じず、W-IIの場合には、 $R=0.6\%$ 以降、壁筋がひずみの増加の割合を減じるにつれて、ひずみの増加を生じている。

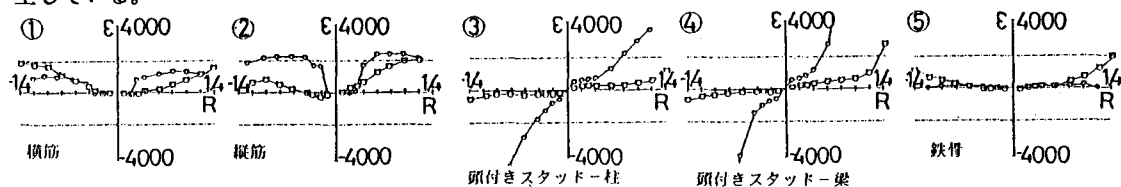


図-7 ひずみ推移状況 ○ W-I □ W-II

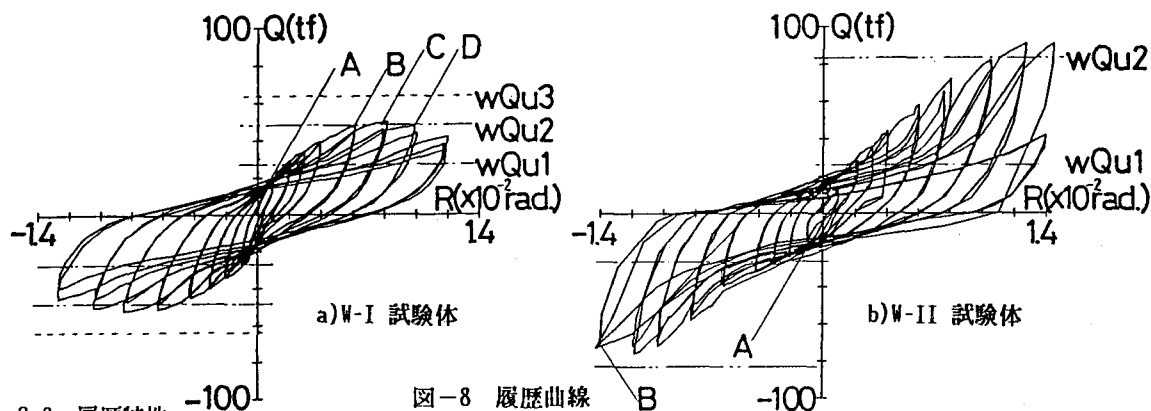


図-8 履歴曲線

3.8 履歴特性

履歴曲線を図-8に示す。縦軸は、作用せん断力 Q を横軸は骨組の相対部材角 R を示す。なお同図にSRC規準より求められたひび割れ耐力 $wQu1$ 、ひび割れ後の壁筋および周辺からの拘束力によって決まる耐力 $wQu2$ および頭付きスタッドで決まる耐力 $wQu3$ を、それぞれ一点鎖線、二点鎖線、および破線で示す。図中の記号は、図-8の記号に対応し、ひび割れ発生時を示している。なお、 $wQu1$ 、 $wQu2$ はSRC規準²⁾より

$$wQu1 = wFs \cdot t \cdot l \quad (5)$$

$$wQu2 = (Pw \cdot \sigma_y + w\tau u) \cdot t \cdot l \quad (6)$$

$$wQu3 = Qstu \cdot N \quad (7)$$

wFs : 式1) で与えられる基準せん断応力度 (kgf/cm^2) t : 壁厚 (cm) l : 壁板の梁方向長さ (cm)

Pw : 壁筋比 (%) σ_y : 鉄筋の降伏応力度 (kgf/cm^2)

$w\tau u$: 拘束応力度 (kgf/cm^2) N : 梁方向のスタッド本数 (本)

耐震壁の終局耐力は $wQu1$ 、 $wQu2$ のうちいずれか大きい値 wQu と $wQu3$ のいずれか小さい値として評価する。

a) 試験体 W-I

履歴曲線は典型的な逆S字形であるが、初期ひび割れ発生(A)後は、その勾配を徐々に減じながら最大耐力に達している。最大耐力時の相対部材角は、 $R=0.8\%$ である。曲線は最大耐力以後も、緩やかな勾配を呈し、急激な耐力の低下は認められなかった。上式より、 $wQu1=36.8\text{tf}$ 、 $wQu2=47.7\text{tf}$ 、 $wQu3=51\text{tf}$ ($F_c=350\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $t=6\text{cm}$ 、 $l=261.2\text{cm}$ 、 $Pw=0.0076$ 、 $\sigma_y=4000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $w\tau u=0\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $Qstu=2200\text{kgf}/\text{本}$ 、 $N=23$) が得られ、履歴曲線の示す実験による耐力にSRC規準式の壁筋で決まる耐力 $wQu2$ にほぼ等しいことが分かる。

b) 試験体 W-II

初期ひび割れ発生までは、W-Iと同程度の勾配であるが、ひび割れ発生以降、 $R=0.8\%$ までは殆ど同程度の勾配

で耐力は上昇するが、 $R=1.4\%$ では急激な耐力の低下がみられた。前述の式より $wQu1=26.7tf$ 、 $wQu2=84tf$ 、 $wQu3=150tf$ ($w\tau u=22kgf/cm^2$) が得られ、実験の耐力値はSRC規準耐力評価式の安全側の値となっている。

4. 結果および考察

W-I、IIとも壁板全体に、密にひび割れが生じていることから壁板周辺に等間隔に配置されたスタッドにより作用せん断力が壁板内に分散され壁板内に、一様な応力場が構成されていることが分かる。最大耐力が発揮された後、三角形のコンクリートの破壊形状がスタッド位置付近に現れたが、これはスタッドとコンクリートの相互作用によってコンクリートが支圧破壊したためとみられる。この破壊は最終的な破壊には至っておらず、耐力の急激な低下にはつながっていないが、 1.0% 以降の壁筋のひずみから、壁筋への応力伝達に影響を及ぼすと考えられる。W-IIに関しては、周辺部のスタッド付近にはW-Iに比べてひび割れ数は少ないが、これは、W-Iには比較的早期にスタッドのコンクリートに対する局所的な支圧作用が起こっている、その反面、W-IIはスタッドが比較的コンクリートに直接影響を与えないため、その差異が生じたと考えられる。

壁筋のひずみについてはW-Iは縦筋、横筋それぞれ一様で壁板に一様な応力場が形成されていることが分かる。W-IIについてはW-Iに比べ初期の段階のひずみ量が少ないが、これから周辺骨組が直接コンクリートに対し応力を伝達し、壁筋の負担する応力分が減少したためであることが分かる。最大耐力に近付くと、スタッドはひずみを増加するが、これはスタッド付近の周辺部が壊れ、鉄骨からコンクリートに直接伝達されていた応力がスタッドに流れたためと考えられる。W-IIについては、 0.6% 以降にひずみの増加がみられ、コンクリートからの拘束反力を受けていることが分かる。

履歴特性については、W-IはW-IIに比べて、全体的に勾配が緩やかで、靱性的な性状を示している。耐力に関しては、W-I、IIともひび割れ耐力に違いはないが、最大耐力および最大耐力時の変形量はW-IIが優っている。W-Iはひび割れ後の壁筋の発揮する耐力相当の耐力を発揮しており、W-IとW-IIの最大耐力の差は周辺の鉄骨が、壁板から受ける圧縮力により降伏するまでに発揮する拘束力 ($\sigma b=22kgf/cm^2$ 相当) による耐力に相当し、前述のひび割れ後の壁板内部の釣合系が最大耐力時に成立していることが分かる。

5. 結語

以上のことから壁板と骨組境界部にスリットを設けた場合も、設けない場合も、本配筋法のように頭付きスタッドを利用し、壁板周辺に定着領域を設け、直接周辺骨組に壁筋を定着させない配筋法を行うことが可能であることが明らかになった。しかし、スタッドを利用した場合の境界部での骨組からスタッド、壁板への応力伝達機構、特に、境界部コンクリートの破壊時の応力伝達および耐震壁の力学性状が異なるという点を検討し、周辺部の設計を行わなければならない。

4. 謝辞 本研究は、昭和62,63年度文部省科学研究費補助金総合研究A[SRC構造の合理的配筋設計法の開発研究][研究代表者 名古屋工業大学教授 福知 保長]の分担研究として行われたものである。

参考文献

- 1) 藤本清弘、南 宏一:鉄骨鉄筋コンクリート造における耐震壁の合理的配筋法の開発(その2)、日本建築学会学術講演梗概集、1988年10月、pp.1447-1448
- 2) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート計算規準・同解説(第4版):1987年6月
- 3) 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説(第1版):1985年2月