



福井震災による壁の被害状況

まえがき

鉄筋コンクリート構造物の壁は耐震上重要な役割をもっている。終戦以後各地に建設されている公営アパートのほとんどすべては鉄筋コンクリート壁を主體構造とした設計であり、その多くは理論的には無筋コンクリートでも設計しうる主要な壁に、靱性を附加する意味で鉄筋を入れてある。これに對して一般ビルや學校などの鉄筋コンクリートまたは鉄骨鉄筋コンクリート造の鉄筋コンクリート壁は、架構の中に壁が挿入された形式であつて、壁は架構式構造體の耐力を増大させると共に、またその靱性を補う役割を果している。この場合の壁はコンクリートの弾性範囲のみならず龜裂發生後もいちじるしく異つた應力状態ではあるが束縛作用をする周邊架構との共同作用によつて構造物の剛性ならびに耐力を確保するものと考えられる。

構造物の設計にあつては、

- (1) 單獨壁の龜裂發生前ならびに發生後の剛性、および強度。
- (2) 壁が架構に挿入されている場合の(1)の諸性質
- (3) 有壁構造物と地盤の變位、すなわちロッキングの問題。
- (4) 震力そのものの再檢。
- (5) 壁配置の問題。

などが重要な課題となる。これらの問題は今まである場合は構造體の不明な應力状態をカバーするための餘力として、また單なるデザイン上の要求を満す手段として、きわめて大ざつばな假定のもとに適當に處理されていた。しかし大正12年の關東大震災以後、壁の耐震効果が一般に強く認められ、その後各方面で各種の模型實驗や理論的攻究が試みられ、最近では強力な起震機による實物大の試験も行うまでに至り、それらの努力が結集されて、明解な設計規準が得られる日も遠くないものと思われる。

ここにこれから述べようとするものは坪井研究室で行いつつある壁の性状と機能を種々の見地から理論的にまた實驗的に検討を加え、合理的な構造計畫の確立に資しようとする一連の研究の一部をなすものである。すなわち前號に掲載した「かべ」ではおもに先述の(3)、(4)、(5)の問題にふれたので、今回は(1)、(2)の問題に主

學校およびアパート構造設計資料

—壁板の研究—

坪井善勝・富井政英

前號掲載の『かべ』に引續き、主として單獨壁の龜裂發生前、發生後の剛性および強度、壁が架構に挿入されている場合の同様の諸性質について述べたもので、校舎やアパート等の構造設計に指針を與えるものである。

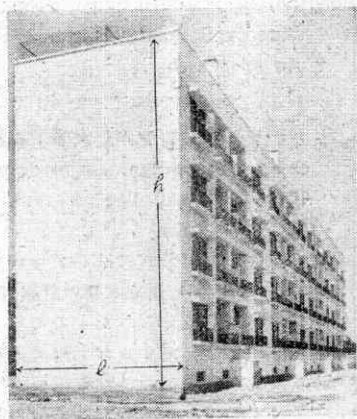
眼をおいてお話しを進めたいと思う。

壁の配置と抵抗の關係

壁の抵抗は一般に剪斷、曲げ、捩れの三抵抗からなるが、壁の配置によつてその割合が變る。

公営アパートの耐震壁などの單獨連層壁では全體の高さと全體の幅 l の比、すなわち邊長比 h/l が小なら剪斷抵抗が支配的であり、大なら曲げ抵抗が支配的となり、邊長比 h/l がきわめて大きい場合をわれわれは柱とよんで、曲げ抵抗だけを考えた線材としてこれを扱つてい

る。壁に開口部がある場合もその開口率が大きくなれば開口周邊の壁は曲げ抵抗が支配的となる。また單獨層壁では一般に同一層での層高 h は一定であるから、線長 Σl が等しい壁を配置する場合でも、長さ l が大きいもの、すなわち邊長比 h/l が小さいものを數少く



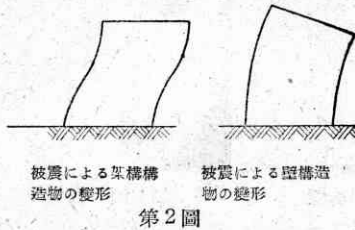
第1圖 單獨壁を有するアパート

配置する場合と、長さ l が小さいもの、すなわち邊長比 h/l が大きいものを數多く配置する場合とでは、個々の抵抗はもちろんのこと全體の抵抗も違つてくる。

一般ビルや學校などに見られる有壁架構については壁と架構の二つに分けて、兩者の變形を同一にした場合の兩者の抵抗の和によつて全體の抵抗を決定する考え方が便利である。單獨連層壁と架構の水平撓み曲線はそれぞれ單獨では第2圖に示すように一致しないから、壁は各層で抵抗を異にするると共に、連層數の違ひによつてもその値を異にする。すなわち上層に行くほど抵抗が小とな

り単張間連層壁を有する。架構では下より5・6層になると負の抵抗を示すに至ることが認められている。

なお各層での剪断力の中心と建物の剛心（横力分布係数の中心）とが一致しない場合には壁の振り抵抗の問題も出てくるわけであるが、一般にはその偏心量がひどくなければ問題

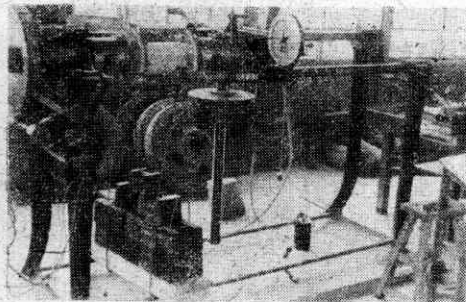


第2圖

にならないし、またそれが支配的になるような建物は平衡のとれない不健全な建物を意味するから、すみやかに壁配置の変更をする必要がある。

いずれの場合も壁は剪断抵抗が支配的になるように配置するのが耐震上最も有効である。すなわち建物の重心を高くし、その抵抗を減殺する連層数の多い壁はつとめてさげ、剪断力の大きい下層に邊長比 h/l の小さい壁、（長さ l の大きい壁、張間数の多い壁）をできるだけ多く配置することが好ましい。

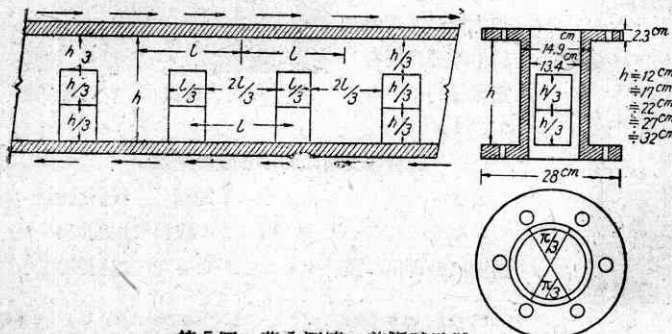
鉄筋コンクリートの曲げ抵抗に関しては、すでに幾多の實驗と理論が内外で紹介されているが、壁に對して最も期待すべき鉄筋コンクリートの剪断抵抗に関しては前者は一次元問題として取扱われるのに反し、後者は二次元問題となるためまだ満足すべきものがなく、各方面からそのすみやかな解決と、それに基づく明解な規準の確立が要望されている次第である。これから紹介する實驗および理論もこの剪断抵抗の検討に集中されている。



第3圖 實驗Iの壓縮剪断試驗狀況



第4圖 實驗Iの試驗體
($h=25\text{cm}$)



第5圖 薄肉圓牆の剪断試驗體

引用實驗の紹介

これから理論の實證に引用する實驗の内容を紹介しておきたいと思う。

これらはいずれもすでに述べたように純粹の剪断抵抗を検討するために企畫實施されたもので、採用した試験體の形狀およびそれに対する加力装置には他に見られない着想と技術が應用されている。くわしい内容と結果を知りたい方はその一部を建築學會で發表してあるので脚註のものを参照していただきたい。

實驗 I* 薄肉圓牆の圓牆軸に關する振り試験

この實驗は單獨壁の剪断抵抗を直接検討したもので、これから有壁架構に關する基礎資料も得られている。その特長とするところは次の通りである。

1) 振り試験機を使用して正負交互に連續して振りモーメントを加えることができるから、被震の状態に近い靜的加力法が可能である。以下特に斷らないかぎり、この正負繰返し、昇加力法によつて得られた結果を引用する。

2) 被震による剪断力の外に、長期荷重としての鉛直壓縮力が同時に作用している實際の短期荷重状態に對する試験も、圓牆軸に固定荷重を加える簡単な装置を取付けることにより行い得る。

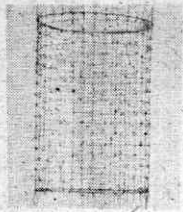
3) さらにモーター付加振装置を取付けることにより動的試験も可能である。

4) 龜裂發生前における無開口試験體についてはきわめて明解な純粹剪断狀態が得られると共に、龜裂發生以後も普通行われる程度の配筋量のものでは圓牆の曲率による影響も少く、圓牆の肉厚を圓牆の高さに對して充分小さく採ることにより兩端のつばの束縛作用の影響も無視することができ、實驗目的の達成に支障がないことが實驗的に立證された。

5) 中心軸に對して對稱に開口部を設ければ、等間隔に開口を有する無限連續壁をきわめて近似的に検討できる。この場合圓牆の斷面を一定にして高さだけを變えてやることによつていろいろの邊長比の連續開口壁の試験も行い得る。

6) 同一試験體による引張・壓縮（この場合は兩端のつばを切り取る）の兩試験も可能であるから、試験體の形狀の差違により不可避的なコンクリート充填具合の相違にもとづく諸性質の違ひなどの誤差がなく、安心して諸彈性常數諸強度などの關係

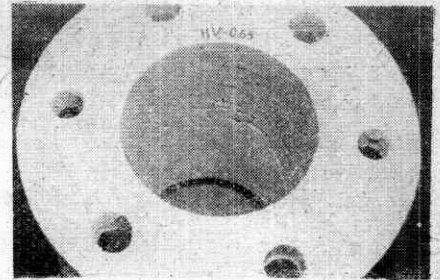
* 坪井、富井「鋼強コンクリート版の剪断抵抗について II」日本建築學會研究報告第6號(昭和25年)
坪井、富井「耐震壁の新しい動的剪断試験法」日本建築學會研究報告第13號(昭和26年)



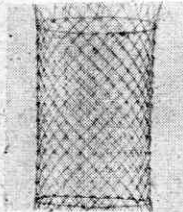
第6圖 實驗Iの縦横配筋



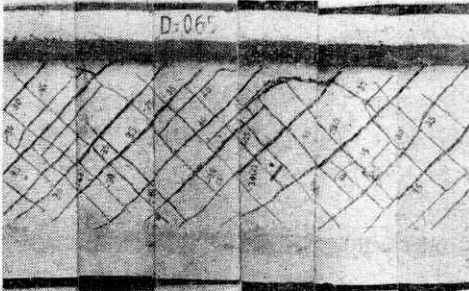
第7圖 實驗Iの單獨縦横配筋壁 ($p_t=0.339$) の外面破壊状況



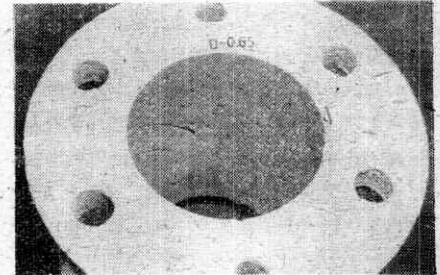
第8圖 實驗Iの單獨縦横配筋壁 ($p_t=0.339$) の内面破壊状況



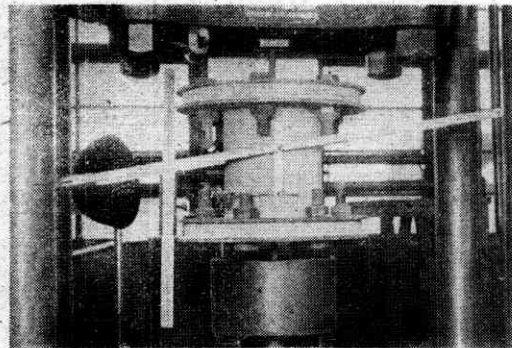
第9圖 實驗Iの斜配筋



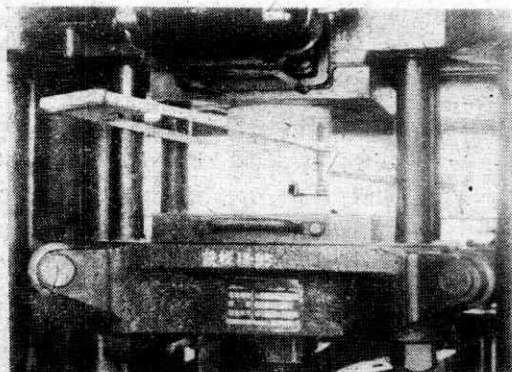
第10圖 實驗Iの單獨斜配筋壁 ($p_t=0.339$) の外面破壊状況



第11圖 實驗Iの單獨斜配筋壁 ($p_t=0.339$) の内面破壊状況



第12圖 實驗Iの引張試験状況



第13圖 實驗Iの壓縮試験状況

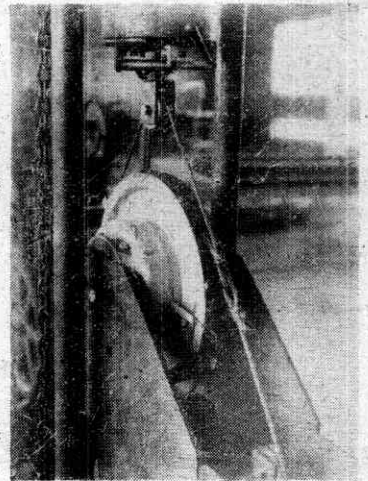
を検討できる。

實驗 II 同心有孔變厚圓版に關する面内の捩り試験**

この實驗は束縛作用をなす周邊架構と中の壁との共同作用を検討したものであり、その特徴とするところは次の通りである。

1) 圓版の内徑および外徑を充分大きくすることにより、等剪斷力分布にするための變厚量を小さくして純粹剪斷にきわめて近い状態が得られる。

2) 内周および外周に付いている加力枠は、周邊架構の束縛作用をし實驗目的にかなつて



第14圖 實驗IIの破壊状況

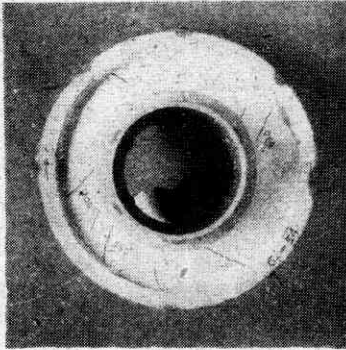
龜裂發生前における壁の剛性

公營アパートなどのように單獨壁が主體構造體をなしているものについては、特にこの龜裂發生前における剪斷抵抗を對象に設計することが必要で、龜裂發生後の檢

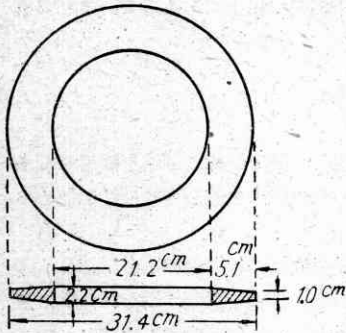
** 坪井、富井「鋼筋コンクリート版の剪斷抵抗に就いて I」日本建築學會研究報告第4號(昭和24年)

討と共に重要な課題である。

この龜裂發生前における壁の問題については鉄筋量の影響を無視してコンクリートを等方性弾性體と見なし等方性弾性理論を應用している。この解法が行われている。實驗I・IIの結果もコンクリートの剪斷龜裂應力度附近までは、豫期しない龜裂や缺



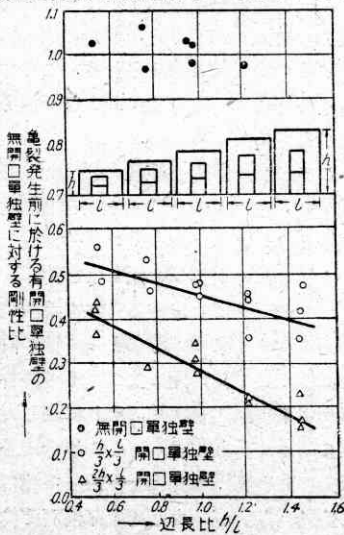
第15圖 實驗IIの破壊狀況



第16圖 同心有孔變厚圓板の剪斷試驗體

點がないかぎり、ほとんどその剪斷應力度歪度曲線が直線であることを實證し、等方性弾性理論による解法は適切であると認められた。しかし詳細な検討から龜裂應力度附近に降伏點のようなものがあつて、實際に龜裂の發生を見るまでにはそこから相當横ばいすることが實驗IIにより特に明らかに認められた。これと同様な現象はすでに梁の曲げ試験の際、その引張側コンクリートに起るといことが各方面から指摘されていた。版の剪斷作用はこれを45°方向でたがいに直角をなす引張作用と壓縮作用に分解されるものであるから、當然剪斷試験に際しても同様な現象が豫想されるのである。この

事實は實驗Iの有開口壁試験を行つた際も、開口隅部の引張側コンクリートが相當のびて龜裂の發生をおくらせていることを豫想させた。實驗Iより無開口壁に對する有開口壁の剛性比を求めた結果を圖示すると第17圖のようになる。今までこの剛性比は多くその開口率だけの



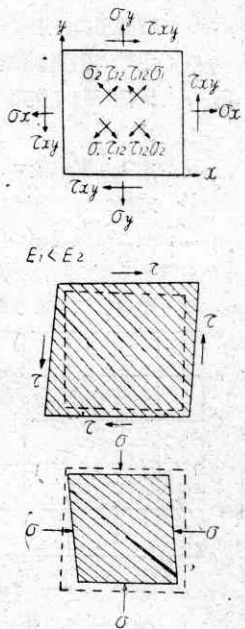
第17圖

函数として簡單に取扱われてきたが、この結果は明らかに同一開口部でも邊長比の相違によつてその値を異にすることを示すと共に、實用範圍の邊長比の變化に對しては、その間に直線的な關係があることがわかつた。

なお同形状の試験體による壓縮ならびに引張試験の結果コンクリートの引張および壓縮に關する始源ヤング係數は相等しく、またこのヤング係數と剛性係數の測定結果からポアソン比が0.1~0.2の間にあることが確められた。

龜裂發生後における壁の剛性

一般ビルや學校などのように架構の中にはまつた壁は龜裂發生後もいちじるしく異つた應力状態ではあるが、束縛作用をなす周邊架構との共同作用によつて構造物の剛性ならびに耐力を確保する。これに對して、今まで鐵筋コンクリートの梁柱に關して立てられた常用式理論でコンクリートの引張側に龜裂を想定してその引張應力を無視する考え方を、壁に對しても二次元的に取入れて異方性弾性理論によつてその解決を志した。*** すなわちすでに航空機體構造方面で應用されている張力場の理論と全く反對の立場にある壓力場の理論を壁に適用して、等方性弾性理論では解決できない種々の新しい問題を處理しようとするものである。壓力場の特徴としては剪斷を受けると面積變化を生じて大きくなることが擧げられる。これに抗してその面積變化を阻止しようとする束縛力が外部から作用すると、それは剪斷變形を少くする作用をとまなう。であるから異方性に關する諸彈性常數の外に面積變化を阻止しようとする力があれば、それも剪斷剛性を決める上の重要な要素となつてくる。壁の中の斜鐵筋は引張側ヤング係數 E_1 を、また縦横鐵筋ならびに周邊架構は面積變化を阻止しようとする束縛反力をそれぞれ決定する要素となる。以下この配筋量と束縛力がいかに壁の剛性と強度に關係してくるかを考えるのであるが、問題を簡單にするため異方性の主方向、主應力方向、主歪方向の三者が共に一致し



第18圖

*** 坪井、富井「壁體の應力解析II」日本建築學會研究報告第14號(昭和26年)

坪井、富井「耐震壁に關する異方性版理論」日本建築學會研究報告第15號(昭和26年)

かつ壁の縦横方向とそれぞれ 45° をなす場合について求めた結果を紹介すると共に、実験 I・II の結果とも照し合せて話を進めていくことにする。すなわち次のように粘弾性係数を假定して、壁力歪間の關係式を立てて解法を進める。

$$E_1 = D \rho t E_s \quad E_2 = E_c$$

$$\nu_1 = \nu_c E_1 / E_2 = \nu_c D \rho t n \quad \nu_2 = \nu_c$$

$$HV \sigma_s = E_s \epsilon$$

$$\sigma = HV \sigma_c = -(HV \rho t n + \lambda) E_c \epsilon = -HV \rho t HV \sigma_s + HV \sigma_0$$

$$\sigma_1 = D \sigma_s = E_s \epsilon_1 = E_s (\epsilon + \tau_{xy} / 2)$$

$$= HV \sigma_s + E_s \tau_{xy} / 2$$

$$\sigma_2 = D \sigma_c = \sigma - \tau_{xy} = HV \sigma_c - \tau_{xy}$$

$$HV \sigma_0 = -\lambda E_c \epsilon$$

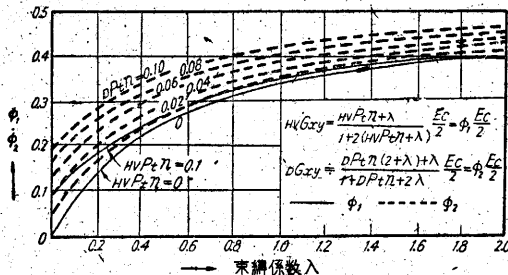
上式では假定により次のように符號を簡略化してある。

$$\sigma = \sigma_x = \sigma_y \quad \epsilon = \epsilon_x = \epsilon_y$$

これらの式に使用した諸符號は次の意味を有する。

- $D \rho t$: 斜筋の片側鐵筋比
- $HV \rho t$: 縦横筋の片側鐵筋比
- E_s : 鐵筋のヤング係數
- E_c : コンクリートのヤング係數
- n : E_s / E_c 鐵筋とコンクリートのヤング係數比
- ν_c : コンクリートのポアソン比
- λ : 鐵筋以外による壁の縦横軸に關する束縛係數 (單位 E_c)
- $HV \sigma_s$: 縦横筋に作用する引張應力度
- $D \sigma_s$: 主方向引張側斜筋に作用する引張應力度
- $HV \sigma_c$: 縦横方向に作用するコンクリートの壓縮應力度
- $D \sigma_c$: 主方向壓縮側コンクリートに作用する壓縮應力度
- $HV \sigma_0$: 壁の縦横周邊に作用する周邊束縛反力

これから求まる壁の剛性を圖示すれば第 19 圖のようになる。この圖から次のような結論が得られる。



第 19 圖

- 1) 龜裂發生後の剛性は同じ鐵筋量を配筋するならば斜配筋が縦横配筋より有利である。この關係は實驗 I の結果からも明確に實證された。
- 2) 束縛作用をなす周邊架構との共同作用が期待できる有壁架構は單獨壁にくらべて、龜裂發生後の剛性低下

を極めてよく防止し得て有利である。この事實も實驗 I・II を比較することにより明確に實證された。

もちろんこれらの剛性低下現象が龜裂の發生と同時に急激に起るものではなく、發生龜裂の増大ならびに進展と共に、主方向引張側ヤング係數 E_1 が次第に減じて假定した値に近づくわけであるから、それにつれて剛性も低下して圖示の値に近づいていくのである。實驗 I の結果により周邊束縛反力のない場合は正負繰返し昇加力法によつて多くの龜裂が生じ、配筋した鐵筋が降伏點近くに達するところに圖示の値に近い剛性を示すことが實證され、それ以前の狀態に對しては理論値は常に安全側にあることがわかつた。

以上は無開口壁に關して述べたのであるが、有開口壁の剛性に關しては目下研究の途上にあるので、またの機會にゆずる。

壁の耐力

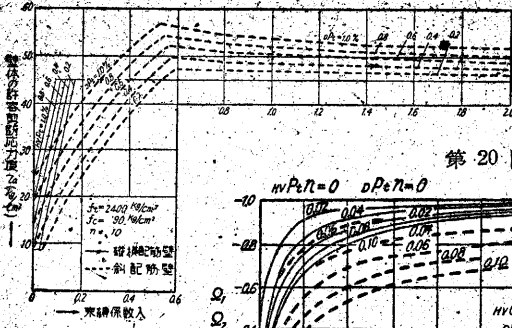
ここでも前項で説明した異方性弾性理論を應用して求めた理論解と實驗 I・II の結果を照し合せて話を進めることにする。

まず無開口壁の終局強度について述べるが、これは剛性の場合にくらべてかなり複雑である。すなわち次の三現象の中で最初に起るものによつて壁の終局強度を定めるのが合理的と考えられる。

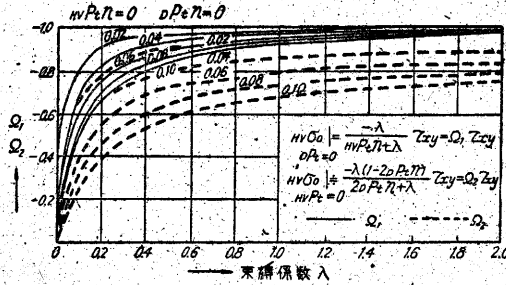
- (1) 配筋した鐵筋が降伏する場合
- (2) 主方向壓縮側コンクリートが壓縮破壊を起す場合

(3) 周邊架構が束縛反力によつて破壊を起す場合
 もちろん (1) の場合に達しても、周邊架構が健全でなお (3) の現象が生じなければ、その後無筋壁として取扱うことにより、さらにいくらかの強度が期待できるわけだが、一般に鐵筋が降伏すればその後急に周邊架構の束縛反力の増大を示すから、(1) の場合について壁の強度を定めるのが至當と考えられる。この中いずれが先に起るかは配筋様式、配筋量、および周邊架構の束縛係數と強度によつて決められる。

この三者の關係を鐵筋の許容引張應力度 $f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートの許容壓縮應力度 $f_c = 90 \text{ kg/cm}^2$ 、鐵筋とコンクリートのヤング係數比 $n = 10$ の場合について示したのが第 20 圖および第 21 圖である。これによつて終局強度を求める方法を説明する。(3) の場合を考えずまず第 20 圖によつて壁の許容剪斷應力度を求め、その後第 21 圖によつてその許容剪斷應力度に對する周邊束縛反力を求め、それに對して周邊架構が充分安全であるかを検討する。その場合周邊架構が安全であればその許容剪斷應力度を採用して壁の終局強度を決定して差支えないが、もし周邊架構がその束縛反力によつて破壊されるような結果が得られるとそれは (3) の場合に



第20圖



第21圖 壁體の周邊束縛力

HV'_{00} : 縦横配筋壁の束縛反力
 $DPi=0$
 HV'_{00} : 斜配筋壁の束縛反力
 $HV'_{Pi}=0$

相當し、周邊架構が耐えられる束縛反力を求めそれから逆に第21圖によつて壁の許容剪断耐力を求めて壁の終局強度を決定しなければならない。第20圖および第21圖からは次のような結論が得られる。

- 1) 壁の強度も充分な配筋量を有し、周邊架構があつて、その束縛係数と強度が大ならば單獨壁(束縛係数0)の場合にくらべてその強度はきわめて大きくなる。この事實は實驗 II により間接的に實證された。
- 2) 單獨壁は配筋様式に關係なく配筋量だけによつて強度がきまる。これは實驗 II の結果から明快に實證された。

3) 有壁架構に關してはその周邊架構の束縛係数と強度によつて、次の場合に區別してその配筋様式の優劣を決定しなければならない。

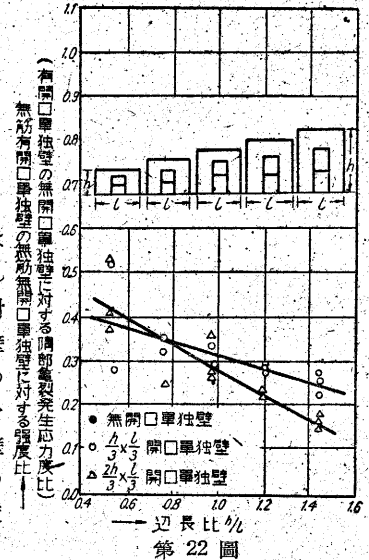
A. 束縛係数が小さい場合は配筋様式に關係なく鐵筋が引張許容耐力に達することによつて壁の強度が定まり、束縛係数が増大するにつれて同一配筋量では縦横配筋が斜配筋より次第に有利となる。しかし周邊束縛架構の束縛係数ならびに強度が極端に弱い場合には先にも述べた通り、架構の耐力から壁の強度が規定されるから、同一剪断耐力に對して束縛反力の大きい縦横配筋が斜配筋より不利になることも考えられる。

B. さらに周邊架構の束縛係数と強度が大になれば縦横配筋壁が先に主方向壓縮側コンクリートが許容壓縮耐力に達するとにより壁の強度を規定してしまうので、束縛係数がある値に達するとそれから先は斜配筋が縦横配筋より有利になる。

以上で無開口壁の場合についての説明を終る。
 有開口壁の場合は開口隅部の引張側に龜裂を生じ、それがひろがつて補強筋が許容引張耐力に達すると共に他の部分にも龜裂が発生して壁自身の剛性低下をきたし、壁の強度が規定される場合と、周邊架構の強度が弱

ければ、周邊束縛反力によつて周邊架構が先に破壊して壁の強度が規定される場合に分けられる。もちろん開口率がきわめて小さければ先に述べた無筋壁の三つの場合によつて壁の強度が規定される。これらに關しては今研究中であり、詳細な検討はまたの機会にゆずる。

しかし實驗 I により有開口單獨壁の強度を實驗的に求めたので、無筋無開口單獨壁との強度比を求めて第22圖に圖示してお



第22圖

く。この結果は第17圖に圖示した龜裂發生前に對する有開口單獨壁と無開口單獨壁の剛性比と同様同一開口率を有する壁でもその邊長比の差違によつて強度比が變つてくることを示し、實用範圍の邊長比の變化に對しては、これと直線的な關係があると共に、剛性比より強度比が小さいことが認められた。この値は隅部に充分な斜補強筋を有する有筋有開口單獨壁に對してはその龜裂發生耐力に相當するものと考えられる。

むすび

ここに述べたものはごく大ざつぱに壁の性状と機能をつかんだものだが、その中にはまだ實驗的に解明しなければならない未知數として周邊架構の束縛係数がふくまれていると共に、さらに局部應力による問題等を始めとしてまがきに説明した(3)、(4)、(5)の問題についても幾多の問題を残しており、明解で總合的な設計計畫の完成にはさらに攻究の要があることを痛感し引續き研究を進めている。

しかしまがきに説明した(3)、(4)、(5)の諸問題を主に取扱つた前號の「かべ」と共に本文に述べてきた事からを念頭におかれて合理的な設計を志していただければ幸いである。