

(5) 地中壁と本体との偏心接合部の設計に関する実験的研究

(株) 大林組技術研究所 小 島 克 朗

1. 序

本報告は、単位エレメントを連続させ、仮設山留め壁として建物地下外周に、泥水工法で構築される、場所打ち鉄筋コンクリート造壁式地中壁（以下単に、地中壁または地中壁体と呼び、その施工法を地中壁工法と呼ぶ）を、建物地下外周の耐震架構に適用するための実験的研究の内、地中壁と本体との偏心接合部の施工法、強度、およびその設計法について述べている。

日本における地中壁は、騒音・振動などの建設公害の防止の観点から、低公害工法であることに着目し、在来の鋼矢板工法や親ぐい横矢板工法に代わる山留め壁として採用され始めた。その後、剛性が高く止水性が良好で地下工事における安全確保での信頼性が高いこと、土地の有効利用が可能となること、などの特色を有するために、苛酷な施工条件下での山留め壁として幅広く使用されている。

地中壁による山留め壁は、在来工法と比較して、直接工事費としては高価となる。その結果経済性を向上させるために、仮設山留め壁だけでなく地下構造物本体（以下単に本体と呼ぶ）に適用されている。地中壁の本体としての利用法は、次の３種類の単独または組合せとなる。

- ① 土圧・水圧を負担する地下外壁
- ② 地震時面内水平荷重を負担する地下外壁
- ③ 鉛直荷重を負担する支持ぐい

本研究は、地中壁のみで①および②として利用する地下外壁を構成した場合の構造的な検討である。②の耐震要素として地中壁を利用する場合の問題点は、次の４種類に分類できる。

- ① 地中壁の材料強度

- ② 単位地中壁体の構造性能

- ③ 地中壁と本体との接合部の構造性能

- ④ 地中壁による耐震架構の構造性能

土・水圧による側圧（面外力）および地震時水平力（面内力）の二軸荷重を想定した、「鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究」を②に関連して日本建築学会に発表した¹⁾。本報告は③に関する研究である。

地中壁を建物地下外周の耐震架構に適用するにあたって、次の２項が問題となる。

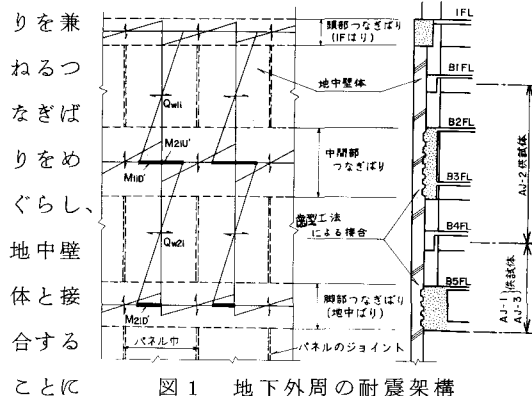
- (A) 単位地中壁体相互を構造的に接合するか

否か、および接合する場合の施工法

- (B) 地中壁と後打ち本体構造部材との関係を

いかに設定するか、および両部材の接合法

これらの問題に対して、地中壁の施工あるいは本体利用を開発実施している各会社が、独自に構築法を設定している²⁾。本研究では図１に示すように、地中壁の構築時に単位地中壁体相互を、構造的に直接接合しないで、その代り地中壁体の頭部（１階床ばり）および地下室下部（地中ばり）、地下が深く耐力上必要な場合にはそれらの中間部にも、それぞれ本体の外周ば



よって、地中壁と本体とを一体化する構築工法を研究対象として選んでいる。

この耐震架構では、架構全体を線材に置換して構成される、連続短形ラーメンの架構で、地震時面内水平力を負担することになり、図1に示す応力分布となる。単位地中壁体相互を構造的に接合する場合には、通常の地下外壁と同様に、壁として設計するのに対して、本研究では単位地中壁体を、はりまたは柱として設計することになる。また、地中壁と本体との接合部に、せん断力だけでなく面内ねじりモーメント（図1の $M_{1D} + M_{2iu}$ または M_{2iD} ）が作用するのが特色となる。

2 地中壁と本体との接合工法

2.1 在来工法とその問題点

地中壁と本体との接合部の内、地中壁の頭部での接合は、コンクリート強度が低下している最上部を除去し、地中壁の縦主筋を定着する方法で、通常の打継ぎと同様に施工できる。しかし、脚部または中間部における地中壁の側面での接合が問題となる。この部位での在来の接合工法を大きく分類すると、図2および図3に示す2種類となる。

2.1.1 鉄筋埋込み工法 — 本体工事の際、あらかじめ地中壁内に折り曲げて埋込んでおいた、

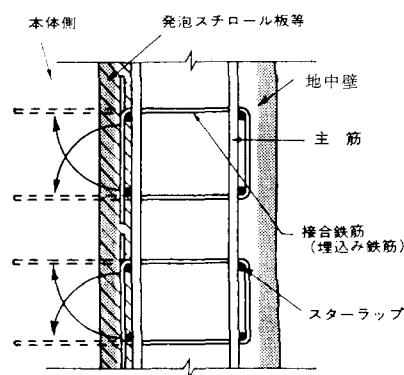


図2 鉄筋埋込み工法

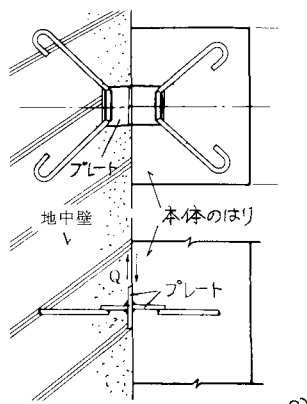


図3 ジャコネクター工法

地中壁と本体とを連結する鉄筋（以下接合鉄筋と呼ぶ）を取出して接合する工法である。この工法の問題点は、①一種の台直しと同じことになり、埋込んだ鉄筋を直にすることは困難で、割れが生じ易く構造耐力上不安があること、②鉄筋の取出しなどのために、全面的なはつり工事が必要となること、などである。

2.1.2 シャーコネクター工法 — 地中壁の表面に定着鉄筋付きの鋼板をあらかじめ埋込んでおき、本体工事の際シャー鉄筋などを溶接して接合する工法である。この工法の問題点は、本研究の耐震架構では接合部の設計応力が大きいこともあって、①シャーコネクターのみで設計応力を処理することには無理があること、②現場での溶接作業は能率が悪く、工期を要しコスト高となること、などである。

以上2種類の接合工法では、接合部の構造耐力上、本研究の耐震架構においては問題があると判断し、新しく図4に示す工法を考案した。

2.2 菌型工法による接合法

菌型工法は、鉄筋かごとに取り付けて地中壁の表面に埋込んだ、打継形成物（通常折曲げ加工した鉄板）を用いて、接合面のコンクリートに菌型を形成させると共に、接合鉄筋を菌型の凹部に突出させて地中壁内に定着し、本体工事の際本体に定着する側の鉄筋を継手して接合する工

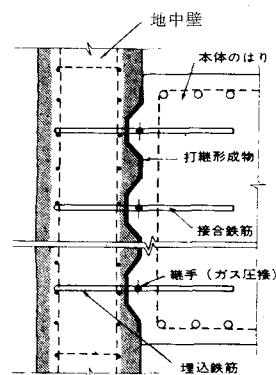


図4 菌型工法

法である。なお、接合鉄筋の継手は、通常ガス圧接法によって行いが、鉄筋の出が短い（通常75mm）ために、通常の圧接器の固定握部を改変している（図5参照）。

この工法を、大林組ではJOFF工法（JOINT FORMING METHOD の略）と通称しているが、本報告では歯型工法と呼ぶこととした。

歯型工法では、地中壁を構築する際、打継形成物を用いて接合面に歯型を形成させているために、歯型の形状・寸法とその施工性、特に地中壁側の歯型部への、コンクリートの充てん状況とそのコンクリート強度が問題となる。

歯型工法の開発当初は、市場の製品を使用するのが得策であると考え、市販のデッキプレートを、打継ぎ形成物として使用することを計画した。しかし、歯型工法の施工性に関する現場調査の結果³⁾から、特に横型（2.4参照）の場合、不良となることが分かった。この結果から「JOFF工事施工規準⁴⁾」では、歯型の形状と寸法を図5に示すように規定し、歯型の角度 θ を横型45度、縦型60度、前後

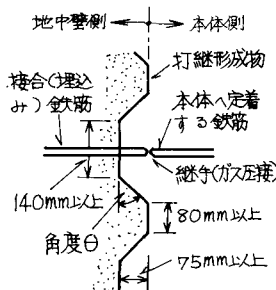


図5 歯型の形状・寸法

2.3 接合工法の比較検討

地中壁と本体との接合工法の検討にあたっては、①構造性能、②施工性、および③経済性の3項目を検討しなければならない。

まず、歯型工法による接合部、鉄筋埋込み工法による接合部、および打継ぎがない一体打ち3種類の比較実験結果⁵⁾から、歯型工法による接合部の構造性能は、在来の鉄筋埋込み工法と比較して良好で、①終局強度が高いこと、②初

期の剛性は大きくないが終局強度時の変位が大きく靱性が増すこと、などが分かった。

次に、歯型工法の施工性は鉄筋埋込み工法と比較して、①埋込み鉄筋の台直しが不要となり接合鉄筋の継手が容易で確実となること、②はつり工事が軽微となり、コンクリートを荒らさないこと、などの長所がある。

以上の結果から、歯型工法による接合部の構造性能および施工性は、在来の鉄筋埋込み工法と比較して良好であり、経済性の点でやや劣るけれども、総合的に有効な施工法となり得るものと判断し、地中壁と本体との接合工法として採用することとした。

2.4 歯型工法による接合部の耐力機構

歯型工法による接合部がせん断力を受けたときの、歯型と応力方向との関係は、歯型の形成方向が縦型（深さ方向となる形式）、および横型（縦型を90度回転させ、歯型が水平方向となる形式）の両方とも、図6に示すように、せん断力が歯型と直交方向となる場合と、歯型と並行方向となる場合の2種類となる。また、その耐力発揮機構としては次の3種類となる。

- ① コンクリートの歯型のせん断耐力で強度を発揮するもの（以下歯型効果と呼ぶ）
- ② 接合面の摩擦力と鉄筋のダボ効果で強度を発揮するもの（以下鉄筋効果と呼ぶ）
- ③ 歯型端小口の支圧耐力で強度を発揮するもの（以下支圧効果と呼ぶ）

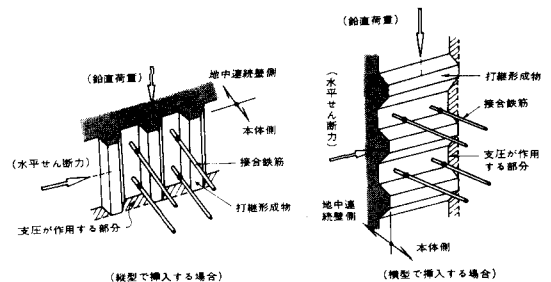


図6 接合部の耐力機構

3 歯型工法による接合部の強度

3.1 既往の研究

鉄筋コンクリート部材相互の接合部における、せん断耐力に関する既往の研究としては、次の2種類における研究が代表的である。

- ① 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造
- ② 鉄筋コンクリート製の合成ばり

まず、①に関する研究は、接合面における抵抗を、架構中に占める接合部位置との関連において評価し論じられた研究、あるいはジャーキー（所謂コッター）のせん断耐力に関する実験的研究など数多く報告されている。

壁式構造に関する既往の研究と本研究とを比較すると、コッターの構成と力の流れが相違している。

次に、②の合成ばりに関する研究は、打継ぎ面の状況、および打継ぎ面と直交する鉄筋量の大小などを比較項目とする、数多くの研究が報告されている。本研究での鉄筋効果は、既往の研究での打継ぎ面が滑らかな場合と類似しているが、本研究では接合される両部材のコンクリートが直接接しないで、歯型を形成させる打継ぎ形成物を介して接合しており、その構成が相違している。

打継ぎ面でのせん断力伝達に関する既往の算定式として、P.W.BirkelandとH.W.Birkelandが提唱し⁶⁾、ACI規準⁷⁾にも採用されている、式(1)で表わされる“せん断・摩擦の仮説”、およびA.H.Mattockら⁸⁾によって提案された実用式(2)がある。

$$\tau_{ju} = \mu P_s f_y \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau_{ju} \leq 0.2 F_c \text{ かつ } 56 \text{ kg/cm}^2, P_s f_y \leq 0.15 F_c \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{ju} = 1.4 + 0.8 (P_s f_y + \sigma_N) \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_{ju} \leq 0.3 F_c \text{ kg/cm}^2, P_s f_y + \sigma_N \geq 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

これらの式の単位は kg/cm^2 で、 τ_{ju} ：接合面の終局せん断応力度、 μ ：見掛けの摩擦係数で鋼材に打設されたコンクリートでは0.7、 P_s ：接合鉄筋の接合面に対する鉄筋比（小数単位） f_y ：接合鉄筋の降伏点、 σ_N ：接合面に対する圧縮応力度、 F_c ：コンクリートの圧縮強度である。

3.2 接合部のせん断耐力算定式

3.2.1 せん断耐力の評価法

歯型工法による接合部における、①歯型効果、②鉄筋効果、および③支圧効果、3種類の耐力機構の内、①、②単独、および②と③の組合せでのせん断耐力を検討するために、地上で製作した実大供試体による、接合部の直接せん断実験を行った⁹⁾。供試体の形状・寸法と配筋を図7に、接合部の詳細の例を図8に示す。

本実験結果によって、歯型工法による接合部の構造性能を、既往の研究結果と比較検討すると共に、接合部のせん断耐力を算定する実験式を求めるが、本研究では実験結果を次のように評価している。

- ① 歯型効果によるコッターのせん断耐力を、通常の打継ぎと同じく、 $P_s \cdot f_y$ の関数とする。
- ② 鉄筋効果によるせん断耐力を、歯型効果との累加を意図し、接合面での相対変位を考慮して決定する。

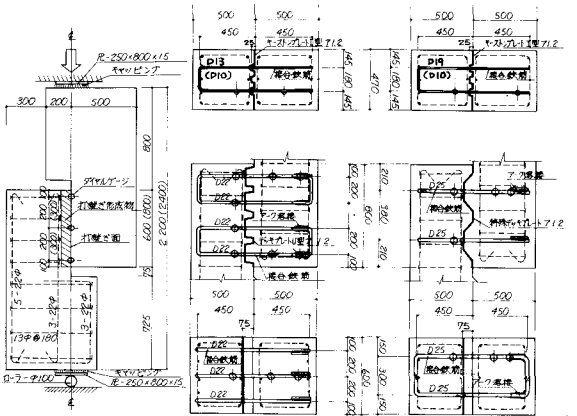


図7 供試体

図8 接合部の詳細例

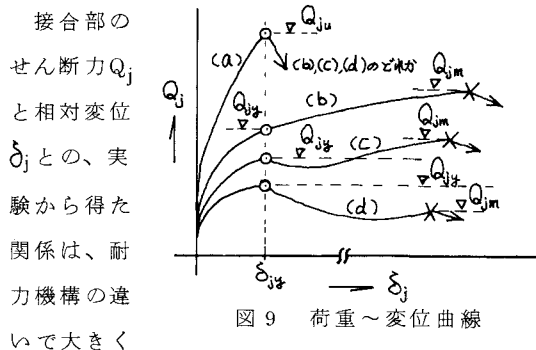


図9 荷重～変位曲線

は分類でき、その他接合鉄筋比 P_s の大小によっても相違するが、それらの概略を図9に示す。

(a) が歯型効果で、(b)、(c) および (d) が鉄筋効果で、(b) は P_s が大きい供試体、(d) が P_s が小さい供試体、(c) は P_s がそれらの中間の供試体をそれぞれ示す。

接合部の設計に用いる許容値は、実験から得られた最大荷重のみに着目し、安全係数を仮定して設定される場合が多い。本研究では、設計の許容値を設定するための、せん断耐力算定式の提案を目的とし、また歯型・鉄筋両効果の累加を意図しているために、実験式を求めるせん断耐力時の相対変位を近似させることとした。この近似値として、歯型効果での最大荷重 Q_{ju} 時および鉄筋効果で P_s が中間か小さい場合で、相対変位 δ_j が大きく進み荷重が一度低下する荷重時の、 δ_j が 1 mm 前後であることに着目した。そこで、 δ_j が 1 mm のときまたはその前後で、 δ_j が急激に増大するか、荷重が一度低下するときの荷重を、せん断降伏荷重 Q_{jy} と定義して、この Q_{jy} を鉄筋効果でのせん断耐力とした。

3.2.2 歯型効果（歯型と直交加力）の強度

歯型と直交方向に加力した場合の最大荷重 Q_{ju} を、せん断面における歯型のコンクリート断面積 A_c で割った、平均せん断応力度 τ_{ju} と $P_s \cdot f_y$ との関係を図10に示す。同図には、歯型と並行に加力し鉄筋・支圧両効果の組合せとなる供試体で、支圧効果によるせん断耐力が強く、せん

断面で歯型方向にせん断破壊した供試体（○印）および Mattock らの実験¹⁰⁾で、予めせん断面にひび割れを入れていない（Initially Uncracked）供試体（◇印）を、また、前述の式 (1) で $\mu = 0.7$ の場合、および式 (2) を、それぞれ示す。

図10をみると、歯型のせん断強度 τ_{ju} は $P_s f_y$ と比例的に増大しており、 $P_s f_y$ が τ_{ju} の影響因子となっているといえる。また $P_s f_y \leq 3.1 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では、Mattock らの実験結果とも近似している。

今 τ_{ju} が $P_s \cdot f_y$ に一次比例すると仮定し、帰直線を求めると次式となる。（ kg/cm^2 単位）

$$\tau_{ju} = Q_{ju} / A_c = 1.3 P_s f_y + 35.6 \dots\dots\dots (3)$$

この式の相関係数は 0.93 で、基となった資料は、 $P_s = 0.18 \sim 0.97 \%$ 、 $f_y = 2.88 \sim 3.98 \text{ t/cm}^2$ 、 $P_s f_y = 5.4 \sim 31.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $F_c = 265 \sim 295 \text{ kg/cm}^2$ である。

3.2.3 鉄筋効果（歯型と並行加力）の強度

歯型と並行方向に加力し、鉄筋効果のみで耐力を発揮する場合の、前述のせん断降伏荷重 Q_{jy} を、接合面の見付け面積 A_j で割った、平均せん断応力度 τ_{jy} と $P_s \cdot f_y$ との関係を図10に示す。同図に、鉄筋・支圧両効果の組合せとなる供試体で、支圧効果によるせん断耐力が強く、鉄筋

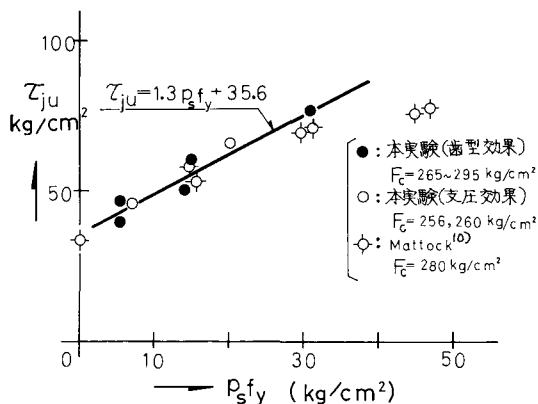


図10 τ_{ju} と $P_s \cdot f_y$ との関係

効果の方が支配的となった供試体（○印）、および Mattock ら¹⁰⁾、Hanson ら¹¹⁾、乙藤ら¹²⁾の実験結果も合せて示している。

図11をみると、鉄筋効果によるせん断伝達強度 τ_{jy} は、歯型効果および既往の研究結果と同じく、 $P_s f_y$ と比例的に増大している。既往の実験結果と比較すると、打継ぎ面が平滑で付着があるか、あるいはやや粗で付着がない場合と、粗あるいはやや粗で付着がある場合、両者の中間に鉄筋効果でのせん断伝達強度 τ_{jy} が位置している。筆者の実験結果での $P_s f_y$ の効果が、既往の実験結果と比較して小さくなっているが、この理由は、筆者の実験ではせん断耐力を、最大荷重ではなくて、相対変位を考慮したせん断降伏荷重としているためである。

今 τ_{jy} が $P_s \cdot f_y$ に一次比例すると仮定して、回帰直線を求めると次式となる。(kg/cm²単位)

$$\tau_{jy} = Q_{jy} / A_j = 0.40 P_s f_y + 13.5 \dots (4)$$

この式の相関係数は 0.98 で、基となった資料は、 $P_s = 0.18 \sim 1.29 \%$ 、 $f_y = 3.20 \sim 3.98$ t/cm²、 $P_s f_y = 7.0 \sim 41.3$ kg/cm²、 $F_c = 230 \sim 272$ kg/cm² である。

3.2.4 支圧・鉄筋両効果の組合せでの強度

歯型と並行方向に加力し、支圧・鉄筋両効果

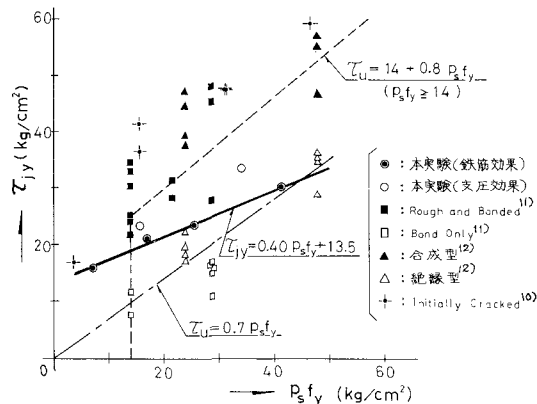


図11 τ_{jy} と $P_s \cdot f_y$ との関係

の組合せで耐力を発揮する場合のせん断耐力は、

①歯型の並行方向のせん断耐力 Q_{ju} 、②鉄筋効果によるせん断耐力 Q_{jy} 、および③支圧効果によるせん断耐力 Q_{jb} 、3種類の大小関係で決定する。

(図12参照)

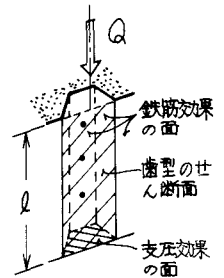


図12

3種類の耐力の内、 Q_{jy}

は支圧面での破壊が先行する場合の耐力であり、また $Q_{ju} > Q_{jy}$ の関係が常に成立する。従って破壊モードは、 $Q_{jy} > Q_{jb}$ のときは鉄筋効果で、また $Q_{jb} > Q_{ju}$ のときは歯型と並行方向の歯型効果で、それぞれ決定することになるが、図10および図11に○印で示した本実験結果も、そのとおりとなっている。

本実験では、歯型の長さ（図12の l ）が短いために、 $Q_{jb} > Q_{ju}$ となる場合もあったが、実際の建物では、 $l = 90 \sim 180$ cm を使用するので、常に $Q_{jy} > Q_{jb}$ が成立し Q_{jy} で耐力が決定することになる。この結果、支圧・鉄筋両効果の組合せとなる、歯型と並行方向のせん断耐力に対しては、鉄筋効果による式(4)に基づいて、せん断耐力を算定し設計することとなる。

3.3 せん断力を受ける地中壁による接合部の強度

実際の地盤で地中壁工法によって構築された地中壁を用いて製作した、歯型工法による接合部の実大供試体での直接せん断実験を行った¹³⁾。この目的は、地中壁による接合部の強度を、施工性とその品質管理技術も含めて、総合的に評価し検証すると共に、地上で製作した供試体に基づく、前述のせん断耐力を算定する実験式の適用性を検討することである。

供試体と載荷要領を図13に、接合部詳細の例を図14に、それぞれ示す。地中壁による実験では、鉄筋効果で耐力を発揮する場合、地中壁工

法による影響は無視できると考えられるので、
 歯型効果で耐力を発揮する歯型と直交に加力する
 供試体を主体とし、その他支圧・鉄筋両効果
 で耐力を発揮する、歯型と並行に加力する供試
 体を加えている。

供試体の接合鉄筋比 P_s は 0.67 ~ 1.27 %、
 $P_s f_y$ は 23.8 ~ 44.4 kg/cm²、コンクリートの圧
 縮強度は地中壁が 29.3 ~ 35.4 kg/cm²、後打
 ち部材が 22.0 と 24.0 kg/cm² である。

各供試体は、歯型と並行に加力した場合も含
 めて、せん断面で歯型がせん断破壊して最大荷
 重に達した。最大荷重 T_{ju} を、せん断面におけ
 る歯型のコンクリート断面積 c で割った、平均
 せん断応力度 T_{ju} と $P_s f_y$ との関係を図15に示す。
 同図には、地上で製作した供試体の実験結果に
 基づく、前述の式(3)および(4)を、実験値と共に
 示す。

T_{ju} を計算するにあつ
 いて、接合面が図16に示
 すように、①歯型工法に
 よる接合と②コンクリ
 ート相互の打継ぎ、の2種
 類で構成されており、②

の強度の評価が問題とな
 る。しかし、

2.3 で述べた
 鉄筋埋込み工
 法による接合
 部の実験での
 最大荷重時の
 相対変位は、
 0.1 mm 程度
 で、歯型工法
 による接合部
 の相対変位と
 比較して小さ

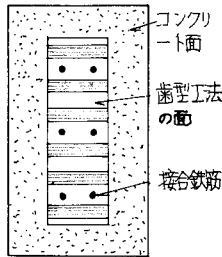


図16 接合面の構成

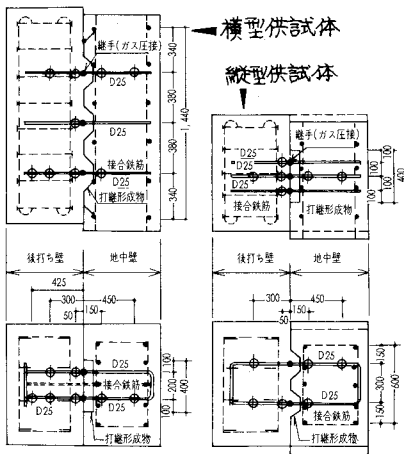


図14 接合部の詳細例

く、終局強度に対して累加が成立しないと判断
 し、②の強度を無視して T_{ju} を計算した。

図15をみると、 T_{ju} は $P_s f_y$ が増大するに従っ
 て高くなっている。前述の歯型効果によるせん
 断耐力を算定する提案式(3)の実験結果への適合
 性を、式(3)による計算値と実験値との比でみる
 と、歯型と直交方向に加力した模型供試体は、
 0.89 ~ 1.01 (平均 0.93)、同縦型供試体
 は 1.10 ~ 1.40 (平均 1.25)、および歯型
 と並行方向に加力した縦型供試体は、0.98 ~
 1.25 (平均 1.15) であり、3種類の供試体
 の総平均は 1.11 となっている。

以上の結果から、歯型工法による地中壁と本
 体との接合部は、良好な構造性能を有し、歯型
 効果によるせん断耐力は、式(3)を用いて算定で
 きることを、実大地中壁による供試体の実験で
 検証できた。

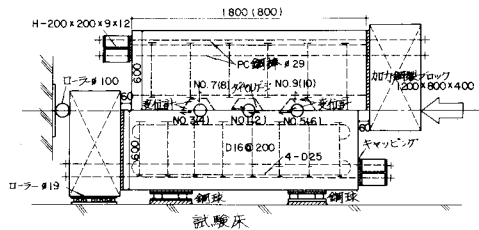


図13 供試体と载荷要領

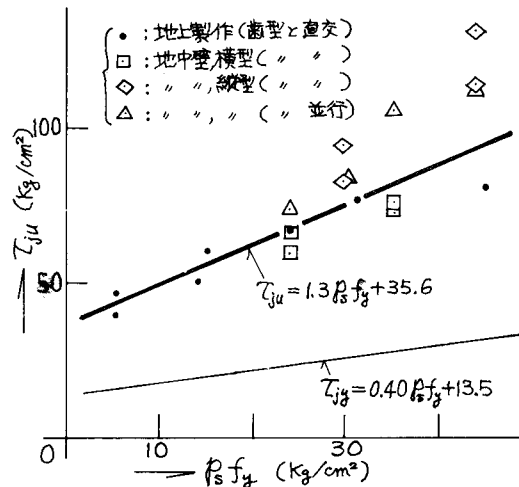


図15 T_{ju} と $P_s f_y$ との関係

3.4 水平せん断力と面内ねじりモーメントを受ける地中壁による接合部の強度

地下外周耐震架構における、地中壁と本体との歯型工法による接合部が、水平せん断力と面内ねじりモーメントを受けたときの、構造性能を検討するために、実大地中壁体を用いた実際と同じ架構での水平加力実験を行った¹⁴⁾。

供試体は図1に示した、地下外周耐震架構の脚部および中間部つなぎばり部分から取り出した架構であるが、形状・寸法を図17と18に示す。AJ-3は図19の接合部以外は図17と同じである。

水平せん断力と面内ねじりモーメントを受ける、歯型工法による接合部の面内ねじりモーメントに対する耐力を、次の要領で求めて実験値と比較しその計算法を検討する(図19参照)。

① 歯型工法による接合面を、仮定した回転中心(図中の◆印)に基づいて、水平せん断力と面内ねじりモーメントに対する抵抗面に分割する。なお、コンクリート相互の打継ぎ面および支圧効果のせん断耐力を無視する。

② 各分割接合面でのせん断応力を完全塑性とし、しかも歯型・鉄筋両効果による、相互に直交するせん断耐力を累加できると仮定する。

③ 各分割接合面の歯型・鉄筋両効果によるせん断強度を、式(3)および式(4)を用いて求め、その合力 Q_{jui} または Q_{jvi} を求める。

④ 水平荷重軸(X軸)と壁体の材軸(Y軸)方向のせん断力と面内ねじりモーメント(Z軸回り)に関する次の釣合式(5)より、仮定した回転中心を求める。

次の式で、 Q_{wi} ：壁体に加える水平せん断力、 L_j ：加力心から回転中心までの距離である。

その他の記号は図17に示す。

$$\left. \begin{aligned} \sum Q_x &= \sum Q_{jui} + \sum Q_{jvi} + \sum Q_{wi} = 0 \\ \sum Q_y &= \sum Q_{jui} + \sum Q_{jvi} = 0 \\ \sum M_z &= \sum Q_{jui} \cdot l_{1i} + \sum Q_{jvi} \cdot l_{2i} + \sum Q_{wi} \cdot L_j = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

⑤ 求めた回転中心に関する、面内ねじりモーメントの計算値 M_{tr} および実験値 M_{te} を、次の式で求める。

$$\left. \begin{aligned} M_{tr} &= \sum Q_{jui} \cdot l_{1i} + \sum Q_{jvi} \cdot l_{2i} \\ M_{te} &= Q_{wmi} \cdot L_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

この式で、 Q_{wmi} ：壁体に加えた最大水平せん断力、その他は前述した。

AJ-2 供試体は、壁体とはり两部分材の全せいの2等分線の交点が、回転中心となる。AJ-1とAJ-3供試体は、壁体全せいの2等分線上で打継ぎ形成物の下端から、AJ-1は25cm AJ-3は31cmの位置が回転中心となった。これらの回転中心は、壁体と接合面の相対変位に基づく位置と近似している。

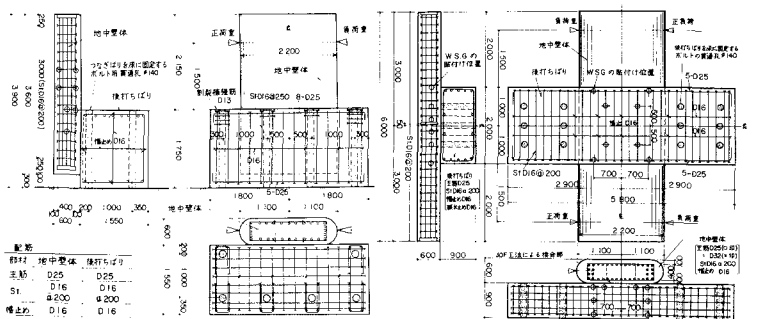


図17 AJ-1 供試体

図18 AJ-2 供試体

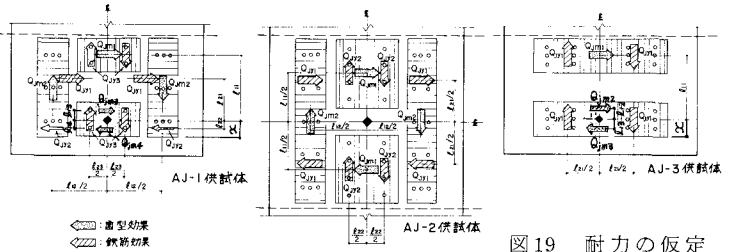


図19 耐力の仮定

式(6)による面内ねじりモーメント耐力 M_t の計算結果を表1に示す。()内は歯型・鉄筋両効果の割合である。

M_t の実験値と計算値の比は、0.73～0.97(平均0.87)でAJ-1の実験値がやや低い。これは、AJ-1の壁体は曲げ降伏しており、接合部パネルに数多く発生したひび割れが原因で、接合部の強度が弱められたためと考えられる。接合部が明瞭に破壊したAJ-2とAJ-3では、実験値と計算値の差はごく僅かで近似している。

以上の結果から、水平せん断力と面内ねじりモーメントを受ける、歯型工法による接合部の耐力を、前述の方法で推定できることを、実大地中壁体による実験で検証できた。

表1 面内ねじりモーメント耐力の計算結果

供試体の記号	実験値		面内ねじりモーメント推定値 M_{tr}			比
	せん断力 Q_{umi}	面内ねじりモーメント M_{t2tm}	歯型効果 M_{tri2tm}	鉄筋効果 M_{tr2tm}	合計 M_{tr}	
			M_{tri2tm}	M_{tr2tm}	M_{tr}	
AJ-1	170	414	450(0.80)	114(0.20)	564	0.73
AJ-2	177	885	787(0.82)	175(0.18)	962	0.92
AJ-3	165	392	278(0.69)	126(0.31)	404	0.97

5. まとめ

地中壁の接合面に形成させたコンクリートの歯型と、接合面と直交に配する接合鉄筋とを用いる、歯型工法によって施工する、地中壁と本体との接合部の構造性能を明らかにすると共に、接合部のせん断耐力算定式を提案し、その設計法を検討することを目的として行った、本研究から次のことがいえる。

- (1) 歯型工法による接合部は、通常の鉄筋埋込み工法と比較して、構造性能が良好で施工性も良いので、有効な接合法と成り得る。
- (2) 歯型工法による接合部のせん断耐力は、歯型と直交方向の応力に対する Q_{ju} を式(7)で、歯型と並行方向の応力に対する Q_{jy} を式(8)で、それぞれ算定できる(kg単位)。

$$Q_{ju} = A_c (1.3 p_s f_y + 3.5.6) \dots\dots\dots (7)$$

$$Q_{jy} = A_j (0.40 p_s f_y + 1.3.5) \dots\dots\dots (8)$$

- (3) 歯型工法による接合部の面内ねじりモーメント耐力は、接合面での応力を完全塑性とし、式(7)と式(8)で求めた相互に直交するせん断耐力を果加的に用い、式(5)と式(6)で推定できる。

謝 辞

御指導を賜った東京大学青山博之教授に深謝いたします。また大林組技術研究所武田寿一構造研究室長の御指導に感謝いたします。

参考文献

- 1) 小島：鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強に関する研究、(第一報)日本建築学会論文報告集 第285号、昭和54年10月、(第二報)同投稿中
- 2) 日本建築センター：日本建築センター性能評定シート・基礎(連続地下壁)、ビルディングライター、1976年12月
- 3) 武田、竹本、小島：地中連続壁と本体構造部材との接合工法、建築技術、No.243、1971年11月
- 4) 大林組：WALL FOUNDATION 構造設計指針、1977年
- 5) 竹本、小島：OWS・SOLETANCHE 壁と本体構造部材との新接合工法について、大林組技術研究所、No.4、1970年
- 6) P.W.Birkeland, H.W.Birkeland: Connections in Precast Concrete Construction, Journal of ACI, March, 1966
- 7) American Concrete Institute: Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI318-71), 1971
- 8) A.H.Mattock, N.M.Hawkins: Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research, ACI Journal, April, 1972
- 9) 小島、武田：鉄筋コンクリート部材の打継部のせん断耐力、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和46年10月
- 10) J.A.Hofbeck, I.O.Ibrahim, A.H.Mattock: Shear Transfer in Reinforced Concrete, Journal of ACI, February, 1969
- 11) N.W.Hanson: Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections, Journal of PCA, May, 1960
- 12) 乙藤、笹戸、浜本、御子柴、大西：コンクリート合成桁の接合面に関する研究、プレストレストコンクリート、April, 1967
- 13) 寺沢、武田、小島、菊地：地中壁体と本体との接合部の直接せん断実験、日本建築学会関東支部研(第44回)、1973年
- 14) 武田、小島：JOF工法による地中壁体と本体との接合部のねじりせん断実験、大林組技術研究所報、No.10、1975

EXPERIMENTAL STUDY ON CONNECTIONS BETWEEN CAST-IN-SITU
DIAPHRAGM WALLS AND STRUCTURAL ELEMENTS OF A BUILDING

by YOSHIROU KOBATAKE*

This report is concerned with an experimental study on the application for seismic structure of cast-in-situ diaphragm R/C walls constructed in the underground and along the periphery of buildings as earth-retaining walls for excavation.

Cast-in-situ diaphragm walls designed as seismic walls must be connected structural elements such as footing beams of a building as rigidly as possible. A special keyed joint method has been adopted for these connections. In this method, concrete deformations formed in the shear plane by bent up steel plates attached to the steel bar cage and reinforcement anchored on both sides at right angle to the shear plane are used to connect.

In order to study the structural performance of the connections, push-off tests were performed on specimens made with the usual reinforced concrete members. From the test results, the following points can be said.

- (A) The shear transfer strength τ_{ju} for direction at right angle to the line of the indent is given by

$$\tau_{ju} = 1.3 P_s f_y + 35.6 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3)$$

- (B) The shear transfer strength τ_{jy} for direction in parallel with the line of the indent is given by

$$\tau_{jy} = 0.40 P_s f_y + 13.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (4)$$

where

P_s = reinforcement ratio in the shear plane
 f_y = yield point of the reinforcement

In order to verify the structural performance of the connections between cast-in-situ diaphragm walls and structural elements of a building and the validity of the preceding empirical equations (3) or (4), the specimens of full-size connections built by the preceding new method were made and subjected to shear forces only and both shear forces and torsional moments in the shear plane to failure. From the test results, the following facts could be described.

1. The structural performance and Constructability of the connections were satisfactory comparing with the usual construction joints placed new concrete on rough surface.
2. Shear transfer strengths of the connections could be calculated by the empirical equation (3) or (4) deduced from the model tests.
3. Torsional moment strength of connection in the shear plane could be given by equations (5) and (6) under the assumption of the perfectly plastic.

* Technical Research Institute, Ohbayashi-Gumi Ltd.