

WALL FOUNDATION に関する研究 (その1)

—外周柱の軸力伝達に関する有限要素法による立体解析—

小 嶋 克 朗 井 元 勝 慶
武 田 寿 一

Studies on Design Method of WALL FOUNDATION (Part 1)
—Analysis of Axial Load Transfer Mechanism of Exterior Columns by FEM—

Yoshiro Kobatake Katsuyoshi Imoto
Toshikazu Takeda

Abstract

This report is concerned with an analytical study of the axial load transfer mechanism of exterior columns at the first story to the WALL FOUNDATION. There is a problem of eccentric load in case of using cast-in-situ underground diaphragm walls as the bearing pile of a building. In order to study this problem, the three underground structures below are analyzed. In the first case, interior walls are provided just adjacent to the walls for the foundation. Later, however, these two types of walls are considered to be connected only through girders and columns. In the second case, interior walls are provided as in the first case, but the two types of walls are considered to be monolithic. In the third case, no such interior walls are provided. This report compares transfers of axial loads and stress distributions in the three structures using three-dimensional FEM.

概 要

この報告は WALL FOUNDATION¹⁾ における地上1階外周柱の軸力伝達に関する解析による検討である。地下外周に施工する山止め壁も兼ねる地中連続壁を建物の支持ぐいとして利用する場合、柱軸力が地中壁体ぐいに対して偏心荷重となる問題がある。この問題を検討するために、次の3種類の地下架構を想定し解析した。(1)地中連続壁を長期土水圧負担の地下外壁として本体利用し、地下外周耐震壁としてはその内側に内壁を打ち足す場合である。地中壁と後打ち本体とは柱およびはりの位置でのみJOF工法によって接合し、地中壁と内壁両者間にスリットを挿入して解析するもの、(2)前記(1)と全く同じ架構で、打ち足す内壁と地中壁両者が完全に一体であると仮定して解析するもの、および(3)前記(1)と同じ架構で地中壁を地下外周耐震壁にまで利用したことを想定し内壁を打ち足さないもの。これら3種類の架構を3次元有限要素法によって解析し、軸力伝達の応力の流れおよび偏心荷重による地中壁と本体はり柱の応力分布などを比較検討している。

1. 序

WALL FOUNDATION (以下 W. F. と記す) とは、OWS-SOLETANCHE 工法 (大林組で施工している場所打ち鉄筋コンクリート地中壁体の構築工法の名称) によって構築した鉄筋コンクリート地中壁体 (=地中連続壁または単に地中壁と記す) に、地下外壁、耐力壁および基礎ぐいなどの構造機能を単独またはそれらの組合せでもたせた地下構造体の通称である。

地下外周に施工する山止め壁も兼ねる地中連続壁を W. F. として本体基礎ぐいとして利用する場合、地上階外周柱の軸力を地中壁体ぐいに伝達するにあたって、

柱心とくい心とが偏心していることによる影響が問題となる。この問題を検討するために某ビルにおける W. F. を例として選び想定した3種類のモデルを有限要素法によって解析し、軸力伝達の応力の流れと偏心による応力・変形について比較検討している。

2. 解析概要

2.1. 解析建物の概要

解析例として選んだ建物は、東京千代田区に建設される某会館で、地下2階地上9階塔屋1階で延床面積14,144m² である。この会館の基礎は、当初ベノトぐいで設計されていたが、山止め壁として地中連続壁を

採用し、外周の基礎ぐいおよび長期土水圧負担の地下外壁として本体構造に利用すべく設計変更されたものである。なお地下外周耐震壁としては地中連続壁の内側に内壁（厚さ250, 300）を別に打ち足している。

解析した建物におけるW. F. について、土質柱状図および外周断面矩計を図一に示す。地中壁による支持ぐいをG. L. -20.5mまで根入れし、許容支持力度250t/m²で設計されている。なお外周軸力は、頭つなぎばりおよび地中壁体と本体柱・地中ばりとの接合部（JOF工法²⁾採用）によって伝達するよう設計している。

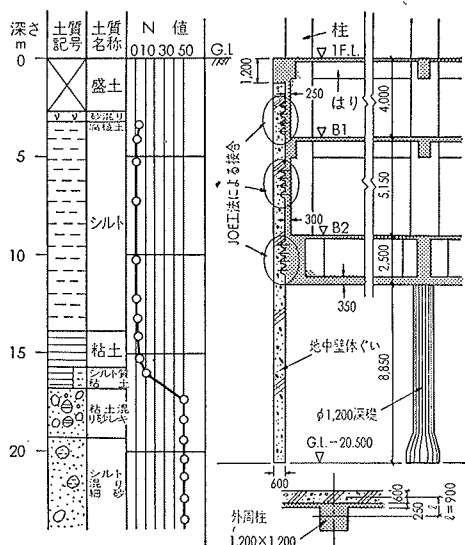
2.2. 解析構築物

解析した構築物は、W. F. の構造計画の相違によるもの2種類、解析仮定の相違によるもの1種類の計3種類で、おのおのは次のとおりである。

(1) 2.1. で示した実際に施工された構築物で、地中壁を基礎ぐいおよび長期土水圧負担の地下外壁として本体利用し、外周耐震壁としては地中壁の内側に内壁を打ち足しているもの（以下内壁ありと記す）である。解析にあたっては、地中壁と後打ち本体のはり・柱および内壁との打継面は、JOF工法による接合部および地中壁頭部打継面を除いて、応力の伝達はないものとしスリットを挿入している。

(2) 内壁ありの(1)と構築法は全く同じで、解析にあたって地中壁と後打ち内壁とが一体であると仮定するもの（以下一体壁と記す）である。

(3) 2.1. で示した構築法で、地中壁を地下外周の耐震壁にまで本体利用した場合を想定したもので、地中壁の内側に内壁を打ち足さないもの（以下内壁なしと記す）である。なおこの場合耐震壁としての設計（JOF接合など）はしておらず



図一 土質柱状図とW. F. の概要

内壁がない以外は内壁ありのものと全く同じである。

以下3種類の架構について有限要素法によって解析し、頭つなぎばりとJOF接合部での軸力(せん断力)の伝達割合などの力の流れおよび柱心とくい心とが偏心していることによる地中壁および本体部材の応力分布と変形を比較検討している。

2.3. 解析モデル化

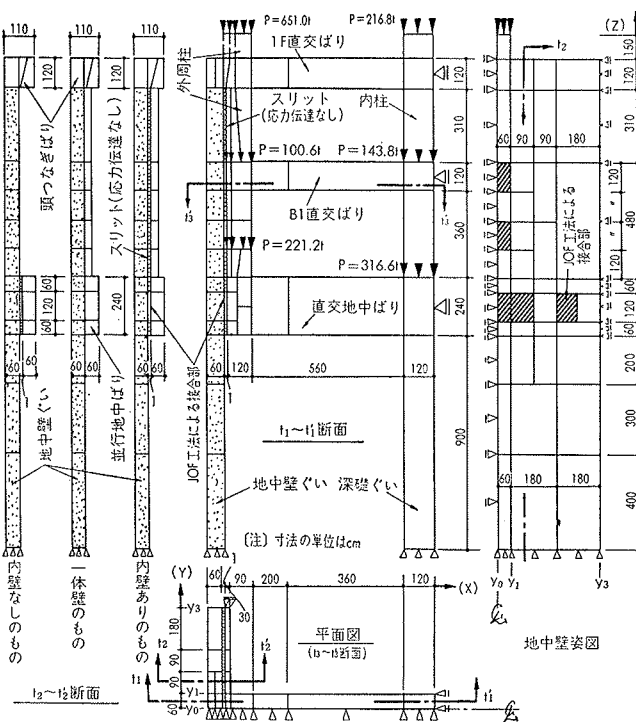
解析架構のモデル化および荷重と支持条件を図二に示す。解析架構としては、外周柱1本に対する地中壁体ぐい1枚および内柱と有交ばりを含めた1スパンを取り出している。なお解析は対称条件を考慮してその半分について行なっている。モデル化にあたって、スラブの支持条件を無視しているが、直交ばりをT形材（要素は等価な矩形とする）として剛性評価している。また地中壁と本体との接合部（打継面）は次のように仮定している。

(1) JOF工法による接合部は、歯型による接合領域の内、有効なせん断面積に相当する領域を一体とする。

(2) 頭つなぎばと地中壁との接合部は一体とする。

(3) 前記(1)(2)以外の地中壁と本体（内壁、柱および地中ばり）との打継面は応力の伝達がないものとしスリット（巾1cm）を挿入する。なお一体壁のものではこのスリット部分を除外し一体としている。

内壁あり、一体壁および内壁なしの3種類は、内壁の有無および前記打継面の解析仮定を除けば、モデル



図二 解析架構のモデル化および荷重と支持条件

化、荷重および支持条件は全く同じである。また3種類のモデルの有限要素数、線要素数および節点数は、内壁ありが111要素、990節点、一体壁134要素、1009節点、内壁なし101要素、923節点で、線要素数は3種類とも40である。

2.4. 解析手法

解析は3次元有限要素法によって行なうが、この解析での方法は、構成要素を20節点6面体要素および3節点線要素に置換したものである。(文献—3参照)

2.5. 材料常数

材料常数としては、コンクリートのヤング係数 E_c を、 $2.42 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (地中壁) および $2.10 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (後打ち本体) とし、次式で求めた鉄筋を考慮し

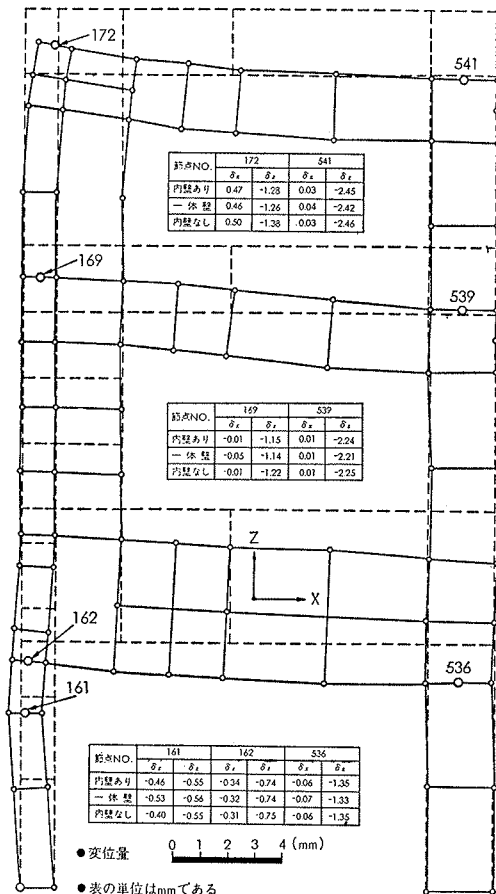
$$E_e = E_c [1 + (n-1) \times A_s / A]$$

た有効ヤング係数 E_e としている。ここで、 n はヤング係数比、 A_s は鉄筋の断面積の合計および A は断面積である。またポアソン比は1/6としている。

3. 解析結果とその検討

3.1. 架構全体の変形

内壁ありのものの柱心の位置での架構全体の変形、および内壁あり、一体壁と内壁なし3種類の主要な節



図—3 架構(内壁あり)の変形と節点変位

点での変位を図—3に示す。

内壁あり、一体壁および内壁なし3種類の架構のくい頭部(地中ばり下端)くい心の鉛直変位 (δ_z) をみると、外周地中壁体ぐいが0.74~0.75mm、内部深礎ぐいが1.33~1.35mmである。また1Fでのくい心線上の鉛直変位 (δ_z) は、地中壁体ぐいが1.26~1.38mm、内部深礎ぐいが2.42~2.46mmである。内部深礎ぐいの沈下量が地中壁体ぐいと比較して大きく、両ぐいの差はくい頭部で0.59~0.61mm、1Fで1.08~1.17mmであるが、相対部材角で見ると、くい頭部 $7.8 \times 10^{-5} \text{ rad.}$ 、1F $1.5 \times 10^{-5} \text{ rad.}$ 程度と小さい値である。

次に3種類の架構の地中壁体ぐいのくい心の位置での水平変位 (δ_x) をみると、1F頭つなぎばりの上端は0.46~0.50mm内側に、また地中ばりの下では反対に0.40~0.53mm外側にそれぞれ変形しているが、変位量も小さく3種類の差もごく僅かである。

以上の結果から、3種類の架構の変形を比較すると、その差はごく僅かで全体的にみてほぼ同じ変形性状であるといえる。

3.2. 軸力の伝達と部材応力

3.2.1. 軸力の流れと接合部せん断力 架構全体の軸力の伝達状況を図—4に示す。頭つなぎばりおよびJOF工法による接合部(3ヶ所)で伝達されるせん断力をみると、内壁あり247t、744t、一体壁143t、87t(JOF接合部に相当する要素のみ)、内壁なし316t、661tである。頭つなぎばりで伝達されるせん断力は、内壁なしが最大(内壁ありの1.28倍)で一体壁が最小(同0.58倍)である。またB1、B2中間および地中ばり部3ヶ所のJOF工法による接合部での単位面積当りのせん断力の伝達割合をみると、内壁ありは1:1.01:0.40内壁なしは1:0.90:0.23である。両者ともJOF工法による接合部でのせん断力伝達が均等ではなく特に内壁なしの地中ばり部での値が小さい。

直交ばりでの軸力の伝達をみると、最大14.0tと小さい値ではあるが、内壁ありおよび内壁なしの1Fを除き内柱の軸力が外部地中壁体ぐいに伝達されている。

内壁ありおよび内壁なしの外周部での軸力伝達状況を比較すると、後者の頭つなぎばりおよびB1、B2中間JOF工法による接合部での軸力伝達が大きく、反対に地中ばりのJOF工法による接合部では前者が大きい。これは内壁によって軸力が伝達されているためである。

3.2.2. 架構の曲げモーメント分布 架構全体の曲げモーメント(以下Mと記す)分布を支点反力とともに図—5に示す。Mの計算方法は、まず応力評価点であるガウス積分点を含み、かつ材軸に直交した異なる

2つの断面上(A, B)の応力度より、材軸(要素はすべて矩形断面で要素軸中心)に関する M_A , M_B をそれぞれ計算する(図-6はこの計算値である)。次いで部材材軸方向のM分布は線形であるため、 M_A , M_B を通る直線より両材端のMが求められる。なお図-6のような場合には複数の M_A , M_B を積分して後同様に材端のMを求めるが外周柱のMの計算は内壁を無視している。また図の点線は節点の釣合より求めている。

地中壁体ぐい頭部(地中ばり下端)でのくい心と外周柱心との偏心(=0.9m)による軸力の偏心曲げモーメントは $972.6 \times 0.9 = 875 \text{tm}$ であるが、地中壁には大きな曲げモーメントが発生していない。これは地下階の地中壁、柱および直交ばりのおおのこの部材が共同して耐力を発揮し、最終的には1Fおよび地中ばりの反力による偶力で偏心曲げモーメントの大部分を負担しているためと考えられる。しかし、本体の部材には大きな応力が発生している。この解析例では外周柱を地中壁内に埋込んでいないため偏心距離が長いことおよび内部くいの軸方向剛性が外周と比較して小さく、くいの沈下差による影響が表われていることなどのためと考えられる。

内壁の有無でM分布を比較すると、地中壁のMは、内壁ありが、また本体部材のMは内壁なしが、それぞれやや大きい。また内壁ありと一体壁とを比較すると、全体的に後者のMがやや大きい。しかし全体的にみると、3種類の架構におけるM分布の顕著な差異は認められない。

3.2.3. 地中壁の面外曲げモーメント分布 地中壁の面外曲げモーメント(M)分布を図-6に示す。算

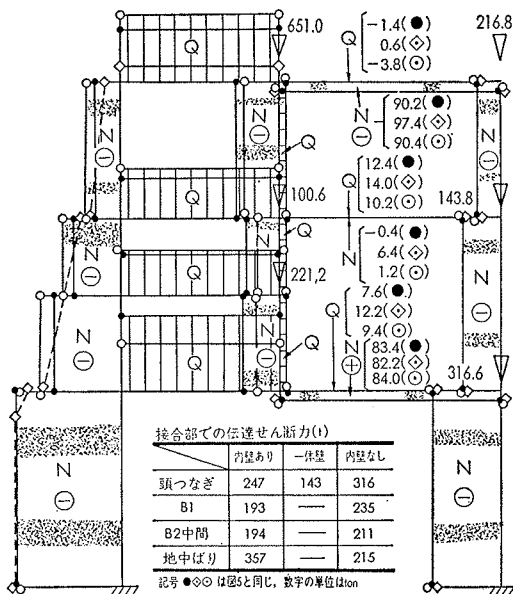


図-4 軸力の伝達状況

定法は前記したとおりであるが、一体壁については、地下外壁部が一体であるためにくい部分のみを示す。

地中壁のM分布は、地中壁全体幅が1F頭部つなぎおよび地中ばり部分で本体と接合された状態でのM分布に、B1およびB2中間での接合部で直交ばりによる局部的なMが作用した状態を示している。地中ばり下端でのMは、3種類の架構ともほぼ一様に分布しているが、頭つなぎばりの下端のMは、柱部が大きく、柱から離れるに従って小さくなり最端部は柱部分の約1/2である。またJOF工法による接合部の内、B1の上端およびB2中間の下端でのM分布は正負が逆転している。

内壁の有無で比較すると、全体の分布の性状は同じ

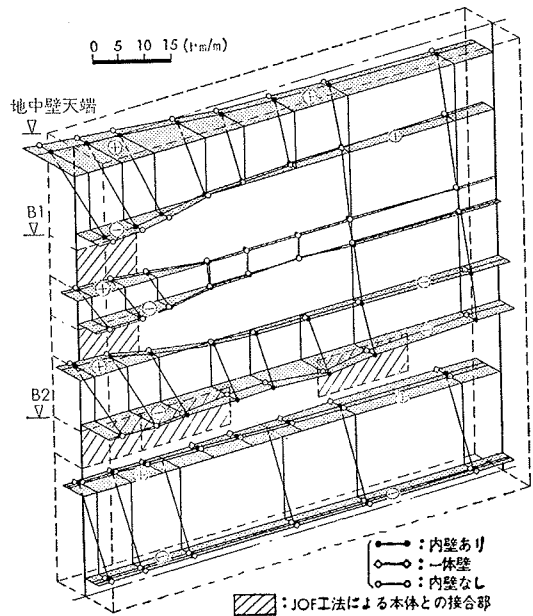


図-6 地中壁の面外曲げモーメント分布

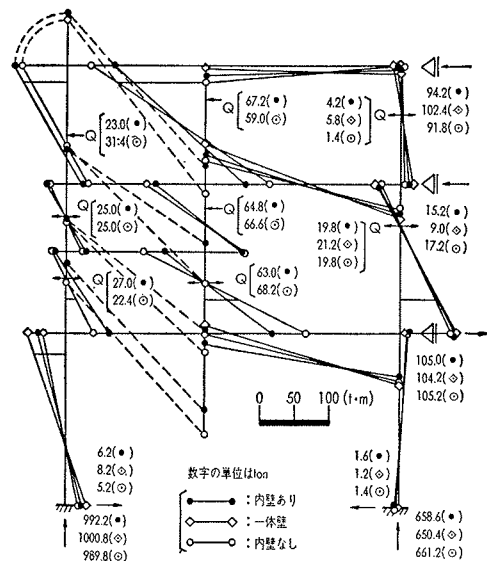


図-5 架構の曲げモーメント分布

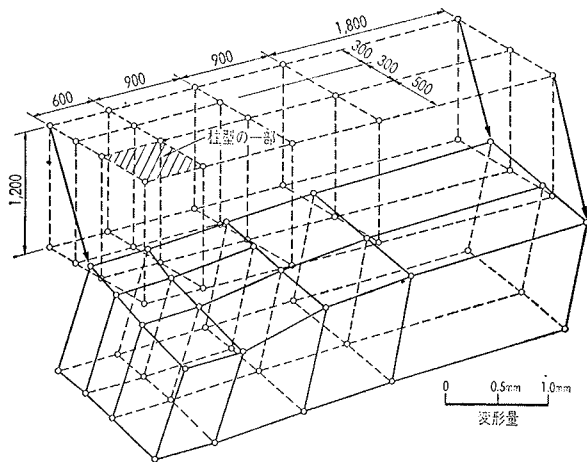


図-7 頭つなぎばりの変形

であるが、1Fつなぎばりの下端、B1直交ばりおよびB2中間接合部では内壁なしのMがやや大きく、その他の部分(特に地中ばりの上端)では反対に内壁ありのMがやや大きい。また一体壁の地中ばり下端のMは他の2者と比較して大きく、柱型部よりも端部のMが大きい。地中壁の最大Mは内壁なしの頭つなぎばり下端柱部で発生しているが、 $17t \cdot m/m$ 程度である。

3.3. 頭つなぎばりの変形と応力度

頭つなぎばりの変形性状について、内壁ありのものを図-7に示す。内壁あり、一体壁および内壁なしの3者の解析結果によれば、内壁ありと一体壁の変位はほぼ同じで、これらと比較して内壁なしの変位が全体的にやや大きい。しかしその差はごく僅かで3者の変形性状はほぼ同じといえる。この図をみると、偏心荷重によるねじりモーメントが作用しているような変形ではなく、柱軸力によって柱型部分およびその近くが局部圧縮された形式の変形である。また応力分布からもねじりモーメントが作用していないことが分かったが、これは頭つなぎばりと地中壁とが一体に接合されているためと考えられる。

頭つなぎばりのせん断力伝達面での応力評価点の応力度より計算して求めたせん断応力度 τ_{zx} の分布を図-8に示す。 τ_{zx} の応力度レベルは、内壁なしが最大で一体壁が最小で内壁ありがその中間である。また軸力伝達のせん断面有効幅は3種類とも柱面から50~60cm程度といえる。

1階柱位置に相当する部分およびその周囲の8要素の範囲内(計64ヶ所の応力評価点)での最大主応力の各応力度レベル(1kg/cm²きずみ)の発生回数を図-9に示す。この図は軸力を伝達する部分での応力レベルをみたものであるが全体的に小さい値である。最大値をみると、内壁あり10.3kg/cm²、一体壁5.8kg/cm²、内壁なし12.1kg/cm²で、内壁なしが最大(内

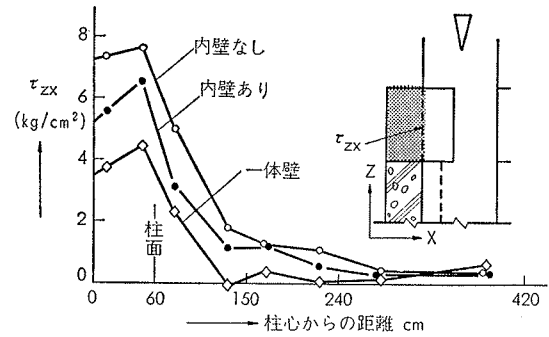


図-8 頭つなぎばりせん断応力度分布

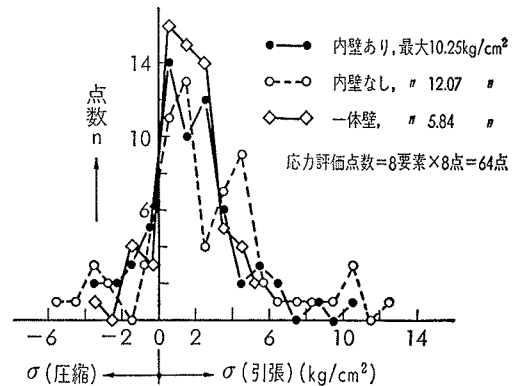


図-9 頭つなぎばりの最大主応力

壁ありの1.17倍)、一体壁が最小(同0.56倍)である。この最大値は局部応力とも考えられるものであるが、内壁なしの最大値でも12.1kg/cm²程度である。

4. 結び

W. F. における1階外周柱の軸力伝達に関する偏心荷重の問題を検討するために、内壁あり、一体壁および内壁なしの3種類の架構を選び、3次元有限要素法によって解析して応力・変形を比較検討した。

この解析結果から、3種類の架構における軸力の流れ、架構応力・変形および応力分布などの概略を知ることができた。

参考文献

- 1) W. F. 研究グループ: WALL FOUNDATION に関する実験報告, 大林組技術研究所報, No. 8, (1974), pp. 1~3
- 2) 武田寿一・竹本靖・小嶋克朗: 地中連続壁と本体構造部材との接合工法, 建築技術, No. 243, 11月号, (1971), pp. 99~114
- 3) 井元勝慶・武田寿一: 3次元連続体の非線形有限要素解析(第1報), 大林組技術研究所報, No. 11, (1975), pp. 1~7