

鋼製地中連続壁の水平方向面外曲げ性能に関する実験的研究

酒井邦登*・勝木 太**・広沢規行***・
龍田昌毅****

横方向に比較的丈夫な継手を有する鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁は壁の横方向剛性が高い。横方向剛性を設計に考慮するためには、面外曲げを受けた場合の挙動および耐力を定量的に把握する必要がある。そこで、はりモデルによる曲げ実験を実施した結果、鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁、鋼製エレメントの横方向継手を溶接すれば、耐力・剛性ともに十分である。また、溶接しない直線矢板の場合、耐力は十分であるが、変形を照査する必要があることが分かった。

Key Words : steel-concrete composite structure, diaphragm wall, bending examination, out-of-plane bending moment

1. はじめに

近年、地下空間開発の活発化とともに、地下構造物は大深度化、大型化の傾向を強めてきている。これに対する重要な技術である鉄筋コンクリート地中連続壁工法⁵⁾は施工管理が複雑になるだけでなく、壁厚増大による必要建設用地の増加といった新たな問題を抱えている。建設コストの中で地価の占める割合が大きいため、狭隘でしかも地価の高い都市部においては、その適用性について問題が生じる場合もある。

このような状況のもと開発された鋼製地中連続壁⁶⁾(図-1参照)は、工場製作の鋼製エレメントによって壁体を構築するため、構造物として信頼性が高く、高剛性・高耐力であることからスレング化を実現することができる。しかも、プレファブ工法であるため施工の省力化・急速化を図ることも可能である。

従来、土留め壁はその平面形状や形式、掘削深さ、支保構造の如何にかかわらず、鉛直方向を部材軸とする2次元ばかりとして設計されてきた。しかし、実際に用いられる土留め壁がRC地中連続壁のように横方向剛性が非常に高い場合、元来、土留め壁が有している横方向剛性を考慮して曲げ変形抑制効果を設計に反映すれば、合理的な設計ができるものと考えられる。具体的には、腹起しを必要とせず、仮設コストの低減、さらに建設用地の有効利用や作業の急速化を図ることが可能となるものと予想される。

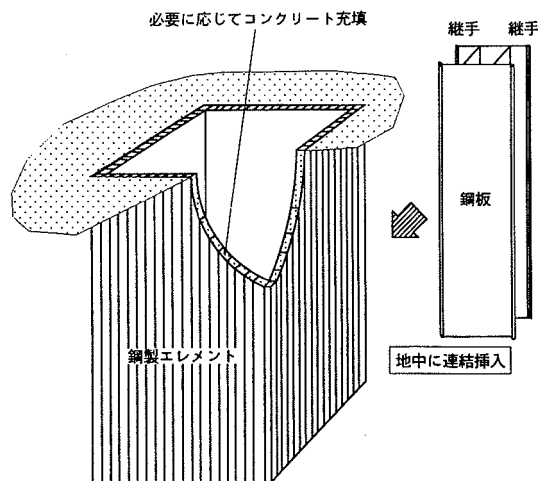


図-1 鋼製地中連続壁工法の概要

通常、土留め壁の横方向剛性による変形抑制性能は形状効果として、土留め壁の変位、応力解析に取り込まれるが、過去の報文においては、土留め壁の種類はRC地中連続壁しか採用されていない。同様に高剛性、高精度の鋼製地中連続壁も横方向に比較的丈夫な継手を有していることから、2方向版利用の可能性が高いものと考えられる。特に、鋼製エレメント内部に中詰めコンクリートを打設した鋼・コンクリートサンドイッチ構造⁷⁾の鋼製地中連続壁は、横方向剛性を期待しても良いと考えられる。

鋼・コンクリートサンドイッチ構造の鋼製地中連続壁を2方向版として設計するためには、壁体の水平面外曲げを受けた場合のエレメント間継手の耐力、壁体の変形性状および中詰めコンクリートの効果について定量的に把握し、横方向の断面設計に反映させる必要がある。

そこで、継手を持った鋼製エレメントを用いた鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁の横方向曲げ耐力、

本研究の成果の一部^{1)~4)}を既に発表しているが、本論文はその他多くの成果と考察を加え、取りまとめたものである。

* 正会員 工博 東急建設(株)技術本部土木技術部
(〒150 東京都渋谷区渋谷 1-15-21 ポーラ渋谷ビル 8F)

** 正会員 工修 東急建設(株)技術本部土木技術部

*** 正会員 工修 新日本製鐵(株)技術開発本部鉄鋼研究所

鋼構造研究センター主任研究員

**** 正会員 同上

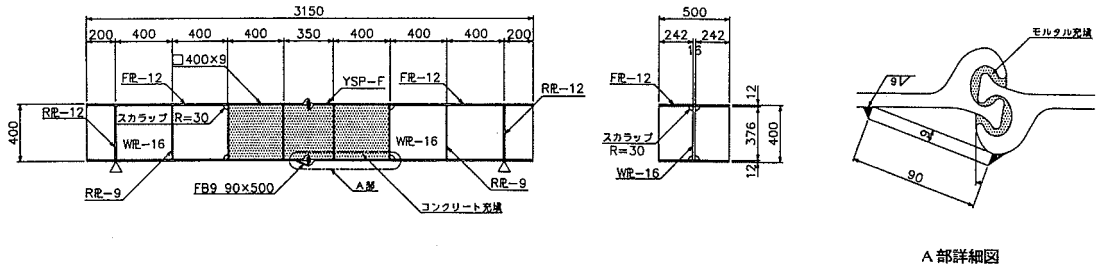


図-2 Type-1(BX-A)の形状寸法

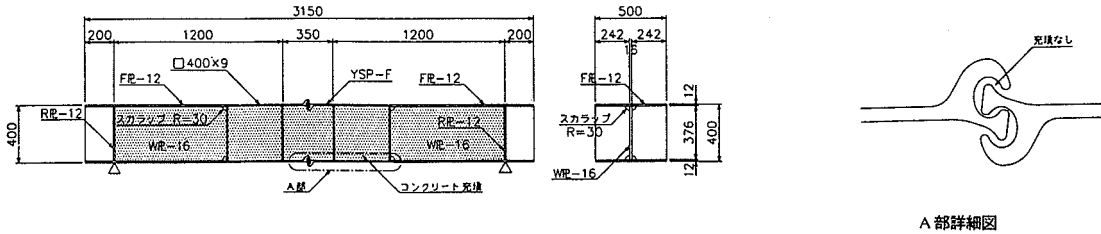


図-3 Type-2(BX-N)の形状寸法

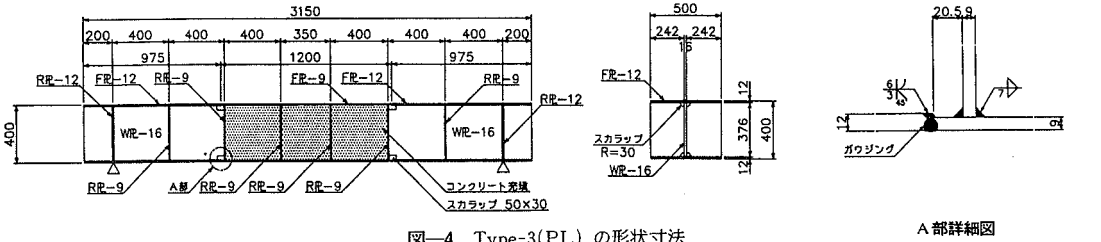


図-4 Type-3(PL)の形状寸法

表-1 試験体一覧

NO.	供試体名	継手仕様
Type-1	BX-A	直線矢板継手嵌合部溶接
Type-2	BX-N	直線矢板継手嵌合
Type-3	PL	ビルトアップ(比較用)

横方向剛性を評価し、設計に反映するため、水平方向のはり供試体による曲げ実験を実施した。

RC地中連続壁では、水平面外曲げを伝えるエレメント間継手があり⁵⁾、建築センターの評定を受けたものも多い。これに対して、施工ガイドとしての嵌合タイプのエレメント間継手を有する鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁は、水平面外曲げに抵抗する鋼材が不連続であることから、2方向版利用にあたっては、詳細な検討が必要である。しかし、嵌合継手の場合でも、母材強度より大きな継手耐力を有していることから、引張側フランジを鉄筋とみなしてRC断面として横方向の剛性や耐力を期待しても良いものと考えられる。

したがって、本実験では、純曲げ区間に継手部を設けて、その継手を補強した場合と補強しない場合との供試体、および比較用に継手のない供試体について曲げ試験

を実施し、終局耐力などを調査することとした。

本報告は、直線矢板継手を有する鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁に関する実験概要を報告し、その結果をもとに、鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁の2方向版利用について検討するものである。

2. 載荷試験

(1) 試験体

試験体は、鋼・コンクリートサンドイッチ構造であり、表-1に示す3種類の実物大耐力実験^{1),2),6)}を実施した。

Type-1, 2の直線矢板継手は圧縮嵌合され、Type-1の継手余裕部分にはモルタルを充填した。

供試体寸法は、地中連続壁を水平方向に高さ0.5mで切り出したモデルを想定し、桁長3.15m、桁高0.4m、桁幅0.5mで、支点間隔は2.75mとした。

図-2, 3, 4にType-1, 2, 3の形状および寸法を示す。

(2) 使用材料

a) コンクリート

試験に用いるコンクリートの配合表を表-2に示す。コンクリートは7日強度で240 kgf/cm²を目標としたため、混和剤に早強剤を使用した。

表—2 コンクリート配合表

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位置量(kgf/m ³)				
				セメントC	水W	細骨材S	粗骨材G	混和剤
20	18.0	48.0	43.7	373	179	754	505	3.73

細骨材:千葉県天羽産山砂, 粗骨材:高炉スラグ碎石
混和剤:ポソリスNo.75(AE減水剤促進型)

表—3 使用したコンクリートの物性値

NO.	Type-1	Type-2	Type-3
供試体名	BX-A	BX-N	PL
打設日	5月28日	6月9日	5月28日
試験日	6月7日	6月16日	6月3日
圧縮強度 (kgf/cm ²)	253	266	224
静弾性係数 (kgf/cm ²)	2.15×10^5	2.22×10^5	2.15×10^5
ポアソン比	0.199	0.211	0.199

表—5 鋼材の種類と物性値

鋼材	板厚	板厚	板厚	直線矢板	角形鋼管
厚さ	9mm	12mm	16mm	9.5mm	9.0mm
種類	SS400	SS400	SS400	SY295	STKR400
降伏点 (kgf/cm ²)	3230	3030	3010	3970	3920
	3200	3070	2780	3850	4030
引張強さ (kgf/cm ²)	3215	3050	2895	3910	3975
	4240	4250	4200	5760	4660
伸び (%)	4100	4200	4120	5720	4720
	4170	4225	4160	5740	4690
伸び (%)	32	34	36	25	19
	33	35	36	26	19

表—4 打設ごとの品質管理供試体本数

養生方法	材令	圧縮強度試験	弾性係数 ポアソン比
現場養生	3日	×	×
	7日	3	○
	曲げ試験前	3	○
	曲げ試験後	×	○

b) 鋼材

角形鋼管はSS400材を, 直線矢板はSY295を使用した。

(3) 供試体製作

1) 供試体は, 角形鋼管, 厚板, および直線矢板などを気中にて溶接組み立てして製作した。

2) 供試体はコンクリート打設後, 気中養生した。また, コンクリート打設にあたっては, 実施工での鋼製エレメントの泥水付着を考慮して, 積極的に鋼・コンクリートの付着を切るように鋼製エレメント内部にグリースを塗布した。

(4) 材料試験

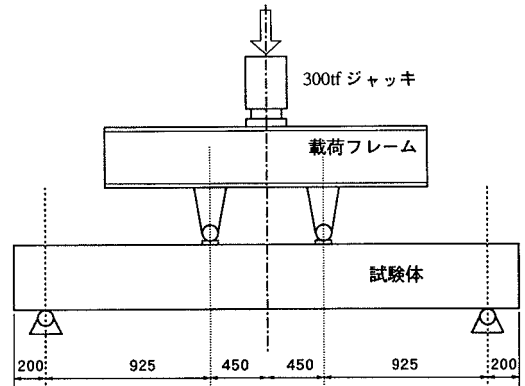
a) コンクリート

品質管理のため, JIS A 1132の標準供試体を作製し, JIS A 1108に準じて圧縮試験を実施した。

また, 表—3には, 試験当日確認したコンクリートの圧縮強度, 弾性係数およびポアソン比を示す。これらの圧縮強度, ポアソン比については試験当日確認した。試験体数は, 表—4の通りとした。

b) 鋼材

表—5に使用した鋼材の種類と物性値を示す。なお,



図—5 荷重装置 (単位: mm)

引張強度試験をJIS Z 2241に準じて, 試験片はJIS Z 2201により行った。

(5) 実験方法

a) 荷重装置

曲げ試験には, 図—5に示す300tf構造物試験機を使用し, 支持条件は両端単純支持とし, 2点荷重にて実施した。

b) 荷重方法

荷重点のせん断の影響をできるだけ小さくするため, 純曲げ区間をType-1, 2, 3ともに, 900mmとした。

c) 荷重サイクル

荷重は, 支点や荷重点と供試体とをなじませるために予備荷重(0tf⇒3tf⇒0tf)を行った。その後, 本荷重として, 弾性限界まで3tfピッチで段階的に荷重し, 降伏域では変形制御で, 終局限界まで荷重した。

表-7 実験結果の一覧

		Type-1	Type-2	Type-3
試験体寸法	試験体幅 b(mm)	500	500	500
	試験体高さ h(mm)	400	400	400
	有効高さ d(mm)	395	395	396
	試験体長さ ℓ (mm)	3150	3150	3150
	せん断スパン a(mm)	925	925	925
	せん断スパン比 a/d	2.34	2.34	2.34
諸荷重	降伏荷重 (tf)	120.0	111.0	84.0
	作用荷重の最大値 (tf)	126.3	147.0	104.4
	ひびわれ発生荷重 (tf)	78.0	12.0	12.0

Type-1では、荷重78.0tfで引張側継手上にひびわれが発生し、荷重96.0tfでその進展は止まった。その後、荷重100.0tfから圧縮側鋼材の曲げ変形が顕著となり、荷重120.0tfで圧縮側コンクリートに軸力によるひびわれが発生した。載荷とともに変形が進み、はり中央の変位が60mm近くになったため、荷重を除荷し、試験を終了した。最大荷重は126.3tfであった。

図-9にType-2のひびわれ状況を示す。

Type-2では、荷重12.0tfで引張側継手上に曲げひびわれが発生し、その後、載荷とともにひびわれは進展したが、圧縮側鋼材まで到達しなかった。荷重111.0tfで、圧縮側コンクリートに軸力によるひびわれが発生し、圧縮側鋼材の曲げ変形が著しくなった。その後、載荷とともに変形は進み、はり中央の変位が90mmを越えたため、荷重を除荷し試験を終了した。

また、この供試体継手部は、モルタル充填無しの圧縮嵌合であったため、初期段階において引張側継手部のがたによる変形(荷重24.0tfではり中央変位10.9mm)が発生した。

図-10にType-3のひびわれ状況を示す。

Type-3では、荷重12.0tfで、純曲げ区間内の下側フランジとウェブとの接合部から斜め方向にひびわれが発生した。その後、ひびわれは進展しなかったが、終局あたりでその部分のコンクリートが圧壊した。試験は、載荷部直下の上フランジ鋼材が局部変形したとともに、純曲げ区間の引張側鋼材の降伏が進み、ほとんど荷重が増加しないにもかかわらず、急激に変形が増大し始めたため、はり中央の変位が70mmで終了した。

(3) 曲げ剛性の評価

計測された変位は全スパン等剛性のものではないので、そのまま剛性を評価することはできない。実際の全スパン等剛性のはり供試体について考察するためには、純曲げ区間の曲率から算出した曲げ剛性をもとに変位の計算をやり直す必要がある。

そこで、実験により計測された載荷点変位および中央変位から曲率を算定した。

図-11にType-1, 2, 3の曲げモーメントと純曲げ区間内の曲率の関係を示す。

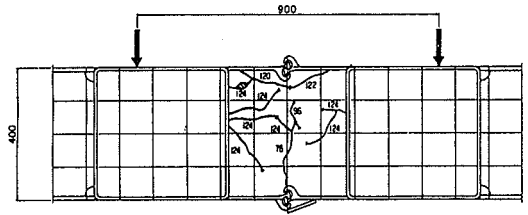


図-8 Type-1のひびわれ状況

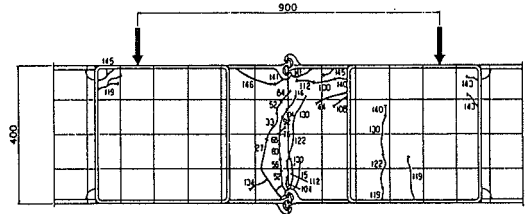


図-9 Type-2のひびわれ状況

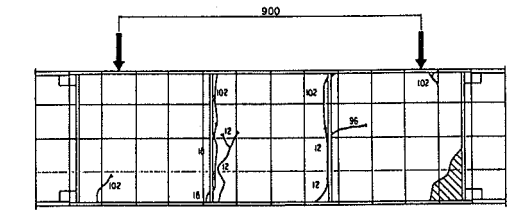


図-10 Type-3のひびわれ状況

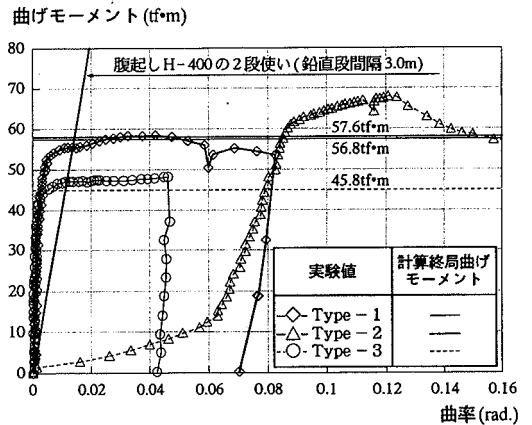
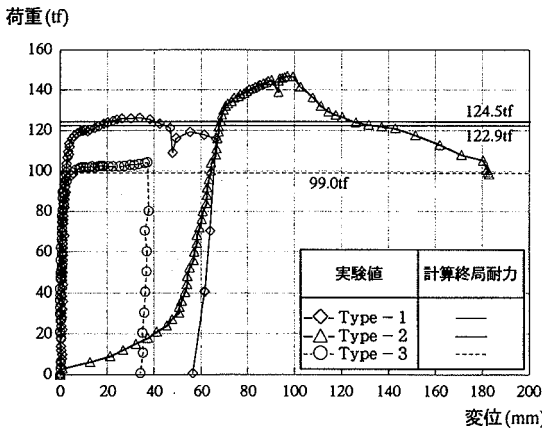


図-11 曲げモーメントと曲率の関係

また、それぞれのグラフには、引張側鋼材を補強鉄筋とみなして単鉄筋RC構造として算定した終局曲げモーメントも示す。

なお、供試体は切ばり間隔2.75mで、掘削方向に単位幅0.5mの壁体を取り出したものを想定している。

したがって、ここでは、グラフに、切ばり水平間隔は同じとして、H-400×400×13×21の腹起しをダブルにして3.0mの鉛直段間隔で配置した場合の理論値(EIを3分の1に低減したもの)を示す。



図—12 荷重と中央変位の関係

グラフより、Type-1, 3の供試体は支保工より高い剛性を有しており、十分横方向剛性を期待できる。しかし、Type-2については、曲げ耐力は十分であるが、初期の段階において、継手のがたによる剛性低下が著しいため、支保工間隔を検討し、変位を照査する必要がある。

(4) 終局耐力の評価

図—12に Type-1, 2, 3の荷重と供試体の中央変位との関係を示す。

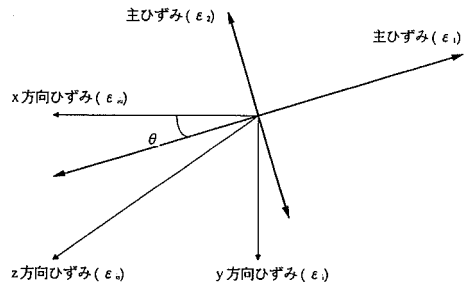
ただし、ここに示す中央変位は、純曲げ区間の曲率から得られるEIを用いて、全スパン等剛性として算定したものである。つまり、実験で用いた供試体は全スパン等剛性ではないので、完全な鋼・コンクリートサンドイッチ構造の曲げ剛性を評価するために、純曲げ区間の曲率から得られるEIを用いて、全スパン等剛性の中央変位に補正した。

また、引張側フランジを単鉄筋とみなしたRC断面として算定した場合の終局耐力を合わせて示す。これは、継手を有している供試体についても、直線状板継手は引張を受けても継手では破壊しない設計となっているため、継手部母材を全断面有効とした場合の計算終局耐力とした。

Type-1, 2, 3の曲げ試験によって得られた最大荷重は、引張側フランジを単鉄筋とみなしたRC断面として算定された終局耐力をほぼ満足し、RC部材と同等以上の耐力を確保できることが確認される。

ただし、Type-2（圧縮嵌合継手）の場合、荷重30.0tfあたりまで、継手のがたによる変位増加が顕著にあらわれる。したがって、RC部材として設計する際には、継手がたによる変位増分を考慮する必要がある。

Type-1, 2, 3の耐力は、引張側フランジを単鉄筋とみなしたRC断面として算定した終局耐力とを比較すると、圧縮側鋼材の座屈により終局状態が決まっていることは同じであるにもかかわらず、Type-2の供試体だけが明らかに大きくなっている。



図—13 主ひずみ算定の座標系

これは、圧縮側鋼材が嵌合継手部分のモルタル充填により連続していた Type-1 と圧縮側鋼材が連続していた Type-3 との供試体は、初期の荷重状態から圧縮応力を鋼材が負担することにより、座屈を早く迎えたのに対して、圧縮側鋼材が嵌合継手部分で少し離れていた Type-2 の供試体は嵌合継手が完全に圧縮嵌合状態になってから圧縮応力を鋼材が負担したために、座屈が遅れたことに起因するものと考えられる。

4. 主応力分布

供試体側面に貼り付けた3軸ひずみゲージから、コンクリートの主応力分布を算出する。主ひずみ、主ひずみの方向および主応力は、図—13に示す座標系を用いて次の式から算定した。

- 主ひずみ

$$\epsilon_1, \epsilon_2 = \frac{\epsilon_I + \epsilon_{III}}{2} \pm \frac{\sqrt{2} \{ (\epsilon_I - \epsilon_{II})^2 + (\epsilon_{II} - \epsilon_{III})^2 \}}{2}$$

- 主ひずみの方向

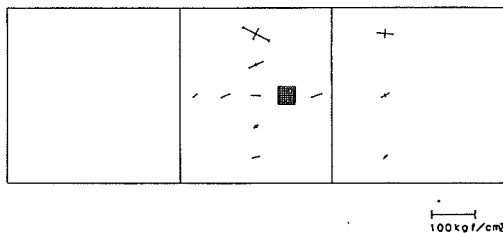
$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\epsilon_{II} - \epsilon_I - \epsilon_{III}}{\epsilon_I - \epsilon_{III}} \right)$$

- 主応力

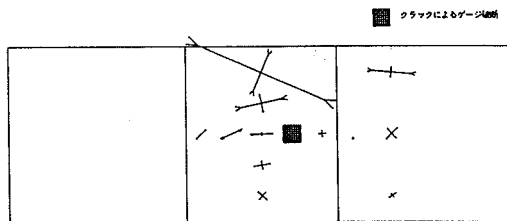
$$\sigma_1 = \frac{E(\epsilon_1 + \nu \times \epsilon_2)}{1 - \nu^2} \quad \sigma_2 = \frac{E(\epsilon_2 + \nu \times \epsilon_1)}{1 - \nu^2}$$

荷重ステップは、Type-1については、初期ひび割れ発生時（荷重78.0tf）、圧縮側ひび割れ発生時（荷重120.0tf）の2ステップとし、図—14, 15に示す。Type-2についても、初期ひび割れ発生時（荷重12.0tf）、圧縮側ひび割れ発生時（荷重111.0tf）の2ステップとし、図—16, 17に示す。Type-3については、初期ひび割れ発生時（荷重12.0tf）、最大荷重荷時（荷重104.4tf）の2ステップとし、図—18, 19に示す。

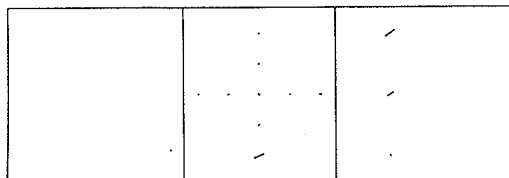
Type-1の初期ひび割れ発生時の主応力分布を見ると、微小な主ひずみ角度は発現しているが、上部コンクリートには水平方向応力が卓越しており、下部コンクリートには引張応力がほとんど発生していないため、曲げ引張は下側フランジのみが負担しているものと考えられる。圧縮側ひび割れ発生時になると、上部コンクリートの曲げ圧縮応力が非常に大きくなっているが、中央部



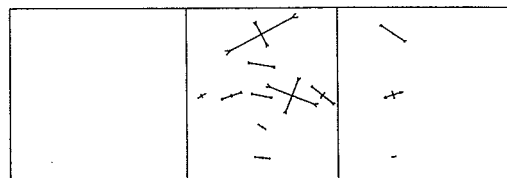
(初期ひびわれ発生時:荷重 78.0 tf)
図-14 コンクリート主応力分布 (Type-1)



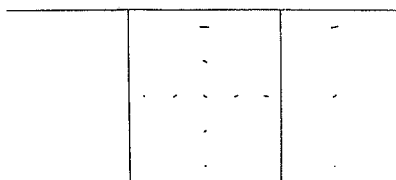
(圧縮側ひびわれ発生時:荷重 120.0 tf)
図-15 コンクリート主応力分布 (Type-1)



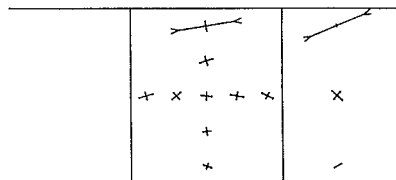
(初期ひびわれ発生時:荷重 12.0 tf)
図-16 コンクリート主応力分布 (Type-2)



(圧縮側ひびわれ発生時:荷重 111.0 tf)
図-17 コンクリート主応力分布 (Type-2)



(初期ひびわれ発生時:荷重 12.0 tf)
図-18 コンクリート主応力分布 (Type-3)



(最大荷重載荷時:荷重 104.4 tf)
図-19 コンクリート主応力分布 (Type-3)

付近には水平方向に引張応力が発生している。これは、ひびわれ状況から見て圧縮側コンクリートの耐荷アーチ直下部であり、ひびわれ近傍に位置したことで応力分布が乱れたものと考えられる。

Type-2の初期ひびわれ発生時の主応力分布を見ると、上部コンクリートの水平圧縮ひずみより下部コンクリートの曲げ引張ひずみが卓越している。これは、下側フランジにがたがあり、変位が小さいときは曲げ引張は鋼材ではなく、コンクリートが負担しているものと考えられる。圧縮側ひびわれ発生時になると、上部コンクリートの曲げ圧縮応力が非常に大きくなっている。また、コンクリートの水平応力はすべて圧縮側を示しており、ほぼ全断面で曲げ圧縮を負担していることがうかがえる。

Type-3の初期ひびわれ発生時の主応力分布を見ると、上部コンクリートに水平方向応力が卓越しているが、下部コンクリートには非常に微小な応力しか発生しておらず、曲げ引張は下側フランジが負担しているものと考えられる。曲げ圧縮は、上部コンクリートと上側フランジとの両者で負担しているため、発生応力が小さいものと考えられる。最大荷重載荷時になると、上部コンクリートの水平圧縮応力が大きく、他の部位についても水平方

向圧縮を示しており、コンクリートはほぼ全断面にわたり、曲げ圧縮を負担しているものと考えられる。したがって、曲げ引張に関しては、鋼とコンクリートとが完全に独立して機能し、下側フランジのみで負担していることが分かる。

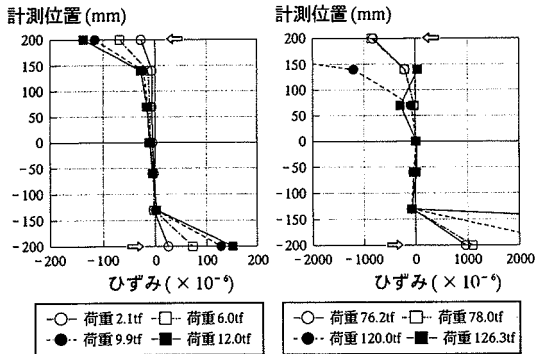
5. ひずみ分布

(1) 中央鉛直断面水平ひずみ分布⁴⁾

図-20~22に供試体の中央鉛直断面水平方向ひずみ分布を示す。(a)には、荷重は12tf以下のものを示し、(b)には、初期ひびわれ発生前後の荷重時、上部コンクリートひびわれ発生荷重時および最大荷重時の各事象発生時を合わせて示した。

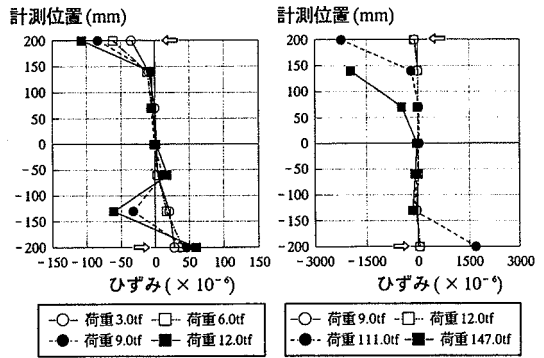
Type-1は、小さい荷重のときは、断面内のコンクリート水平ひずみは連続しており、平面保持されているが、鋼とコンクリートとの付着を切るために塗布したグリースによって、鋼殻とは不連続となっている。また、荷重が大きくなり、ひびわれが進展するにつれて、直線ひずみ分布の区間が小さくなっている。

Type-2は、ひびわれ発生前の荷重では、桁高400mmのうち上部から300mm程度まで、コンクリート内部は



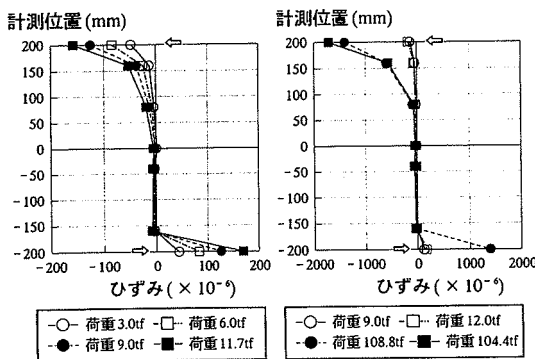
(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ⇒部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-20 中央鉛直断面水平方向ひずみ分布 (Type-1)



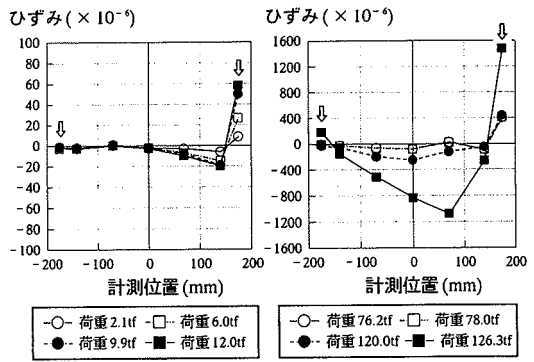
(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ⇒部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-21 中央鉛直断面水平方向ひずみ分布 (Type-2)



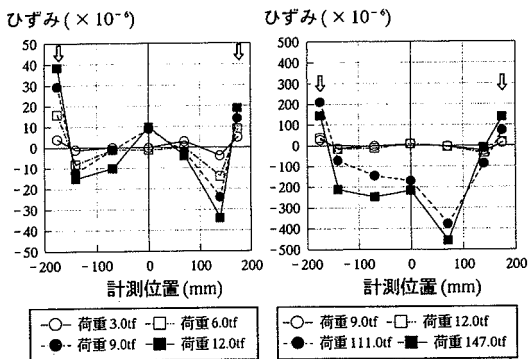
(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ⇒部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-22 中央鉛直断面水平方向ひずみ分布 (Type-3)



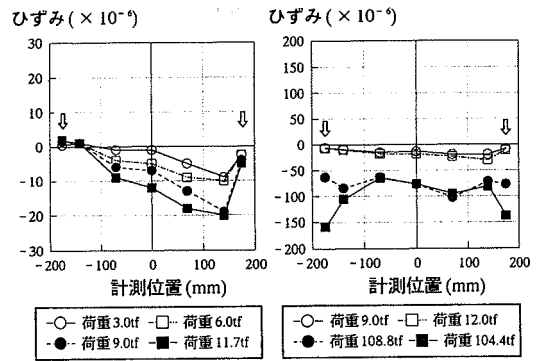
(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ↓部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-23 中央水平断面鉛直方向ひずみ分布 (Type-1)



(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ↓部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-24 中央水平断面鉛直方向ひずみ分布 (Type-2)



(a) 12tf以下の荷重時 (b) 各事象荷重時
注: ↓部は鋼材ひずみ, それ以外はコンクリートひずみを示す。

図-25 中央水平断面鉛直方向ひずみ分布 (Type-3)

平面保持されているが、下部から 60 mm の位置のひずみは圧縮側を示している。これは、コンクリート内部に突出した直線矢板の継手部の影響であると考えられる。荷重が大きくなり、ひびわれの進展に伴い、中立軸が上方に移動している。いずれも、鋼材とコンクリートとのひずみ分布は不連続となっている。

Type-3 は、ひびわれ発生前の小さい荷重時でも、コンクリート内は平面保持されておらず、しかも鋼材のひずみとも不連続となっている。下部の半断面については、中詰めコンクリートがほとんど引張を負担しておらず、下側フランジの鋼材だけで曲げ引張に抵抗していることが分かる。

(2) 中央水平断面鉛直ひずみ分布⁴⁾

図-23~25に各々の供試体の中央水平断面鉛直方向ひずみ分布を示す。(a)には、荷重は12tf以下のものを示し、(b)には、初期ひびわれ発生前後の荷重時、上部コンクリートひびわれ発生荷重時および最大荷重時の各事象発生時を合わせて示した。

Type-1は、荷重の増大に伴って、コンクリート内部の鉛直方向ひずみが大きくなっている。これは曲げによる軸方向圧縮を受けるコンクリートのポアソン効果に起因するものと考えられる。Type-2は、ひびわれ発生前では、中詰めコンクリートが中央から左右の2ブロックに分かれて、それぞれ曲げ圧縮に伴うポアソン効果によって上下方向に引張ひずみが発生している。しかし、降伏荷重付近になると、全体的にポアソン効果が現われていることが分かる。Type-3は、荷重の増大に伴って、コンクリート内部の鉛直ひずみが全体的に大きくなり、コンクリートにはひびわれがほとんど発生しないで、終局まで一体となって挙動したことに対応している。

6. ま と め

本実験は、鋼・コンクリートサンドイッチ地中連続壁の2方向版としての曲げ性能を確認することが目的であった。そのために、継手条件の異なる3つの供試体を製作して、曲げ試験を実施し、それぞれの供試体について、横方向の曲げ耐力および横方向剛性について検討を行った。

本実験で得られた知見を以下にまとめる。

(1) 掘削側継手を補強すれば、横方向の曲げ耐力や剛性を、引張側フランジを単鉄筋とみなしたRC断面として評価でき、2方向版としての性能を十分確保できる。実際には、掘削に伴って出現する掘削側継手を溶接等により逐次補強する方法が考えられる(Type-1)。ただし、施工過程ごとの変形照査が必要である。

(2) 直線矢板を嵌合させただけの鋼製エレメントでも、横方向の曲げ耐力は引張側フランジを単鉄筋とみなしてRC断面として評価できる(Type-2)。

(3) 直線矢板を嵌合させただけの鋼製エレメントでは、継手のがたによる変形が予想されるため、耐力だけでなく、変形の照査が重要である。また、変形の計算結果によっては、支保工間隔を調整すれば、2方向版としての性能を十分に確保できる(Type-2)。

(4) 中詰めコンクリートは、曲げによる軸力を負担するため、圧縮側継手の座屈防止に寄与しているものと考えられる。

(5) 水平ひずみ分布は、中立軸より上の中詰めコンクリートについては直線のひずみ分布を示しているが、

鋼殻のひずみとは連続していない。

(6) 鉛直ひずみ分布は、曲げ圧縮によるポアソン効果が発現している。

7. おわりに

本論文は、中詰めコンクリートを有する鋼製地中連続壁の2方向版としての曲げ性能を実験により確認したものである。

その結果、唯一の問題点として、直線矢板を嵌合させただけの鋼製エレメントの場合、継手ががたがあるため、剛性が十分でないことが挙げられる。そこで、実構造物への適用にあたっては、事前に実物大曲げ試験を実施し、実荷重レベルでの剛性を求め、土留め設計時には、土留めの変位が許容値に収まることを確認しなければならない⁸⁾ことが分かった。

本実験では、鋼殻とコンクリートとのひずみも測定しており、中詰めコンクリートの効果を調査できると考えられるが、紙面の都合から、他の機会に紹介することとした。今後、さらに詳細な検討を加え、鋼・コンクリートサンドイッチ構造の地中連続壁の2方向版利用に関する研究を進める所存である。

謝 辞

なお、本研究は鋼製地中連続壁研究会の活動の一貫として行ったものである。ここに、記して、関係各位のご協力・ご指導に深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 酒井・毎田・広沢・龍田：中詰めコンクリートを有する鋼製地中連続壁の2方向版利用の可能性について、土と基礎、Vol. 42-3, No. 434, 1993. 3.
- 2) 酒井・渋谷・宮崎・葛・龍田：鋼製地中連続壁の水平方向はり曲げ試験の概要、土木学会第48回年次学術講演会、VI-263, 1993. 9.
- 3) 渋谷・酒井・宮崎・広沢・龍田：面外曲げを受ける鋼製地中連続壁のひびわれおよび破壊状況、土木学会第48回年次学術講演会、VI-262, 1993. 9.
- 4) 宮崎・酒井・渋谷・河原・龍田：鋼製地中連続壁の中詰めコンクリートおよび鋼材のひずみ、土木学会第48回年次学術講演会、VI-261, 1993. 9.
- 5) 地中連続壁基礎協会：地中連続壁工法ハンドブック(施工編)、総合土木研究所, 1991.
- 6) 鋼製地中連続壁協会：技術資料集13, 2方向版曲げ試験報告書、東急建設(株)・新日本製鐵(株), 1992. 10.
- 7) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)、コンクリートライブラリー, 73, 1992.
- 8) たとえば、土木学会：トンネル標準示方書(開削編), 1986.

(1994. 1. 31 受付)

BEAM BENDING EXPERIMENTS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE DIAPHRAGM WALL TO VERIFY HORIZONTAL RIGIDITY AND STRENGTH

Kunito SAKAI, Futoshi KATSUKI, Noriyuki HIROSAWA and Masataka TATSUTA

Steel diaphragm walls with very high horizontal rigidity, can be constructed by filling up the steel elements which forms strong joints with concrete. In order to design details of the horizontal bending rigidity it is necessary to understand quantitatively the behaviors and strengths of steel-concrete composite wall subjected to out-of-plane bending moment. For this reason, the experiments on the strength of some beam specimens subjected to out-of-plane bending moment have been carried out.

The steel-concrete composite diaphragm walls can be designed as the bi-directional walls when horizontal joints of steel elements are welded. Although the steel-concrete composite diaphragm walls, when the horizontal joints are not welded, can be designed as the walls with high strengths, it is required to calculate the deformations.
