

ソイルセメント鋼製地中連続壁の本体利用 およびスラブ接合部に関する実験検討

藪本 篤¹・長田 光正²・井上 隆広³

¹正会員 首都高速道路株式会社 東京建設局 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿6-6-2)

E-mail:a.yabumoto114@shutoko.jp

²正会員 首都高速道路株式会社 技術管理室 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

³正会員 株式会社 間組 関東土木支店 (〒153-0044 東京都目黒区大橋1-8-3)

大橋JCTのEF連結路工事は供用下のシールドトンネルを開削工法にて切開く工事であるため、供用中のシールドトンネルに影響を与えないよう計測管理を行いながら施工を行っている。また本工区では、都市内の限られた作業ヤードと複雑な条件の下、山留め壁としてソイルセメント鋼製地中連続壁工法の本体利用を採用している。さらに施工性や費用の面から、ハンチ筋を鋼製連壁に接続しないで、補強部が圧縮される側の有効高の増加による鉄筋の応力低減を期待した「アゴ付きスラブ構造」を採用し、1/2モデルの供試体を用いた正負交番載荷実験により、鋼製連壁とRCスラブ接続部の応答特性およびを把握し、アゴ付きスラブ構造でもスラブの耐力増強が可能であることを確認した。

Key Words : soil cement, NS-BOX diaphragm wall method, haunch, cyclic loading experiment

1. 工事概要

本工事は、中央環状品川線と接続する大橋JCTのEF連結路において、中央環状新宿線供用後の大橋シールドトンネルを供用下で開削工法にて切開き、合流部を構築する工事である(図-1、図-2)。供用下での切開き工事となるため、施工時の安全を確保するため大橋シールドの計測管理を実施し、中央環状新宿線供用開始前にプロテクターを設置して、切開き工事によるセグメント切断時に生じる煙などの影響が既供用車線に生じないように配慮している。

また、大橋JCTは東京都再開発との協同事業を行っており、立体道路区域を設定しトンネル上に再開発ビルの一部が構築される予定である。平成23年3月までには、再開発ビルの工事のために東京都へ用地を返還する必要があるため、上層トンネル頂版(以下、「F頂版」という。)を先行して施工する逆巻き施工により躯体を構築する。

本工事では東京都再開発用地に隣接する山留め壁として本体利用のソイルセメント鋼製地中連続壁(以下、「鋼製連壁」という。)を採用している。さらに、鋼製連壁とRCスラブの接合構造として、ハンチを鋼製連壁に定着しないで、補強部が圧縮される側のみに期待した

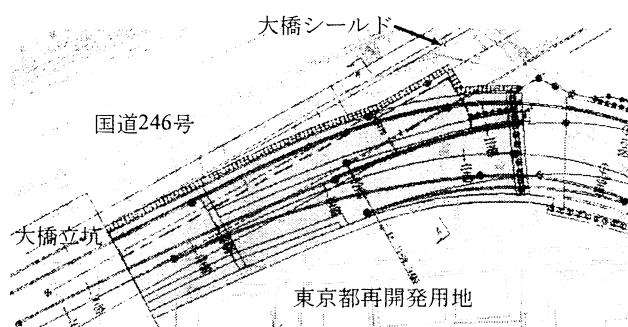


図-1 検討対象範囲(平面図)

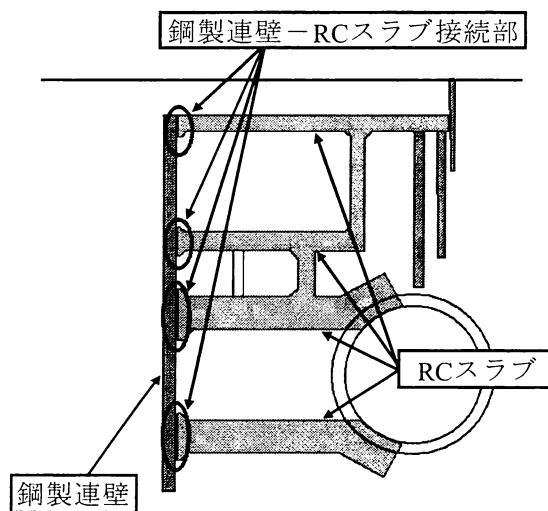


図-2 検討対象構造(断面図)

「アゴ付きスラブ構造」について、正負交番載荷実験を行って効果を確認している。

2 供用下でのシールドトンネルの切開き

近接する再開発ビルの掘削や逆巻き施工による躯体の構築、およびシールドトンネルの切開き施工によって、供用下の大橋シールドに影響が出ないように、大橋シールドの変形を計測管理しながら施工を行う。計測断面は、上下層ともに切開き区間2断面、非切開き区間1断面の計3断面とした。計測断面の位置は、土留めの設計断面位置や施設付属物による計測機器設置位置への制限を考慮して決定した。図-3 に一例として上層トンネルの計測機器設置断面図を示す。

FEM による逐次解析を行い、躯体構築の施工ステップを検討している。上層トンネル（B2 下層）、下層トンネル（D2 下層）ともに、EF 連結路掘削時は上下につぶれ、EF 連結路の掘削が進行するに連れて、掘削側斜め上方に引っ張られるような挙動を示す。最大変位は両トンネルともに下層トンネル頂版（以下、「E 頂版」という。）下まで掘削し、E 頂版施工前の状態で、隣接する再開発ビルが床付けまで掘削されたときにおいて生じている。

またFEM解析の結果を許容値として管理値を設定し、トータルステーションを用いたシールドトンネルの計測管理を行う。

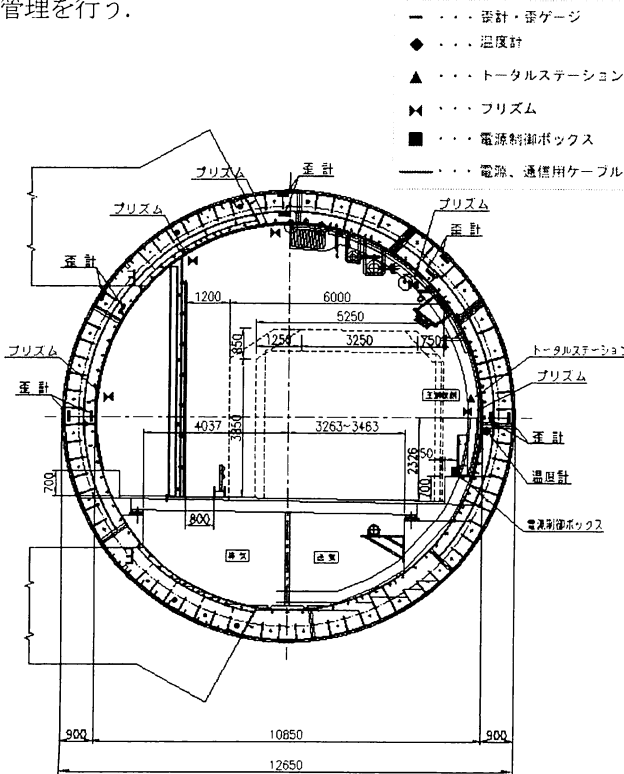


図-3 計測機器設置断面図（大橋シールド上層トンネル）

3 再開発側山留め壁の施工方法の選定

(1) 山留め壁選定における着目点

東京都再開発事業用地に隣接する山留め壁の施工方法の選定には、以下の点を考慮する必要があった。

- ・掘削深度が深い（約30m）ため、大規模掘削に対応できること。
- ・作業用地が限定されるため施工効率が良く占有面積の小さい工法であること。
- ・地下水位が高いことから、止水性が良いこと。
- ・砂礫層ならびに土丹層を掘削するため、先行削孔等の補助工法を必要としないこと。
- ・東京都再開発事業用地を借用できる期間が限られており東京都へ用地を返還する必要があるため、工期が優先となること。

(2) 山留め壁の選定方法

以上の点を考慮し、再開発側山留め壁として鋼製地中連続壁を選定した。鋼製地中連続壁は、剛性が高いため当該工事のような掘削深度の深い施工に適しており、本体利用とすることで全体工程も有利となる。

また、鋼製地中連続壁には工法Ⅰ（コンクリート等充填鋼製地中連続壁工法）と工法Ⅱ（ソイルセメント鋼製地中連続壁工法）があり、それぞれ作業スペース、経済性、工期などの項目から適応性を評価した。

作業スペースに関して、施工は区分地上権設定範囲内での作業が前提となるため、泥水処理プラント、安定液プラント、コンクリートプラントを配置する通常の連壁施工ヤードでの施工は不可能であると考えられた。しかし、工法Ⅰについてはコンクリートプラントを省略しコンクリートを打設時搬入にて対応する、工法ⅡについてはCSM等の現位置攪拌により泥土モルタルを生成してその中に芯材を建て込むことで、両案ともヤードの配置が可能となる。経済性に関しては、工法Ⅱのほうが鋼材の重量が多少CSMのほうが重くなるため芯材は高価となるが、現位置攪拌で設備が少なくコンクリートの購入の必要が無いCSMを用いた工法Ⅱが経済的

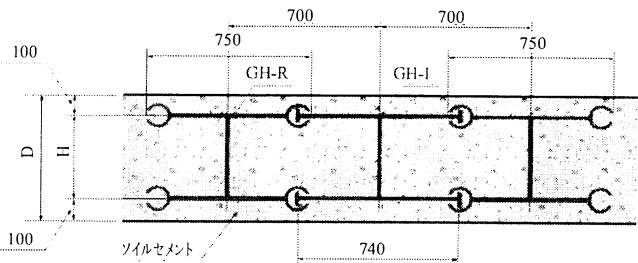


図-4 ソイルセメント鋼製地中連続壁（標準構造）

ある。また、施工のスピードは現位置攪拌となる工法Ⅱのほうが効率的となる。さらに工法Ⅱは、混合攪拌処理工法で築造されたソイルセメント壁中にNS-BOXのGH-RとGH-Iの2種類の部材を交互に連続して建込み、両フランジで嵌合できるため、継手部の止水性が高くなる(図-4)。

これらの点から総合的に勘案し、鋼製地中連続壁工法Ⅱの本体利用(単独壁)を採用した。

4. 鋼製連壁-RCスラブ接続方法の検討

(1) アゴ付スラブ構造の選定

鋼製連壁(工法Ⅱ)は、芯材の内部に強度を期待しないソイルセメントが充填された構造である。当初建築限界との関係から、鋼製連壁とRCスラブの接合構造としてRCスラブにハンチを設けない構造を考えていたが、鋼製連壁施工後に道路線形の変更によってハンチ構造の追加が可能となった。地震時の地盤変形等により鋼製連壁とRCスラブ間の曲げ変形が大きくなった場合、ハンチ構造がなければ鋼製連壁とRCスラブの接合部において損傷が生じる可能性が高く、このような損傷は補修が困難となる。よって損傷部を鋼製連壁とRCスラブの接

続部から断面変化部付近に移動させることを期待して、ハンチ構造を追加することとした。

しかし当初ハンチを設けない構造を考えていたため、施工済みの鋼製連壁にはハンチを設置する位置の鋼製連壁に荷重を伝達する補強部材が配置されておらず、通常ハンチ筋を鋼製連壁に定着したハンチ構造とすることはできなかった。そこで、施工性や費用の面から、ハンチ筋を鋼製連壁に定着せず、補強部が圧縮される側の有効高の増加による鉄筋の応力低減を期待した「アゴ付きスラブ構造」(図-5)を選定した。このような構造は引張には寄与せず、圧縮時に接合面がずれる力を伝えないため、鋼製連壁からの圧力に対してコーベルとして抵抗する必要があると考えられる。また新構造となるため効果の確認のため、応力が厳しい断面に着目し1/2モデルの供試体で正負交番載荷実験を行い、鋼製連壁-RCスラブ接続部の応答特性を把握した。

(2) 事前解析検討

実験に先立ち、まず選定した「アゴ付きスラブ構造」について事前解析を実施し、RCスラブおよび鋼製連壁の耐荷性能向上のための適切なハンチ構造の検討と補強効果を確認した。検討方法としては、二次元非線形FEM(WCOMD)を用いて、常時、地震時荷重の漸増荷重による最大荷重確認後の大変位までの予測解析により、鋼製連壁とRCスラブ接合部の破壊形態、耐力、変形性能といった応答特性を推定した(図-6)。対象部位はスラブ厚2500mmのE頂版とし、補強なし、アゴ付スラブ構造、通常ハンチ構造の3種類を比較検討した。ここで、モデル化の範囲は、地震時に曲げモーメントがゼロとなる位置までとし、アゴ付スラブ構造のアゴ部と鋼製連壁の接

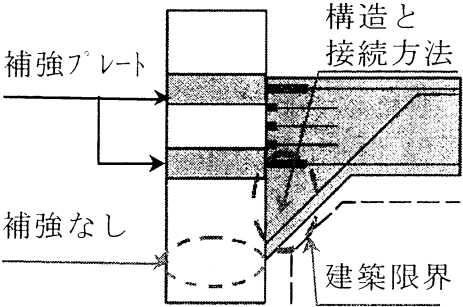


図-5 アゴ付きスラブ構造

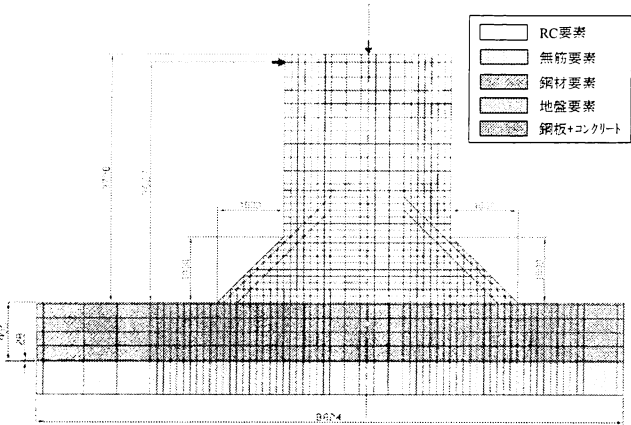


図-6 解析モデル(鋼製連壁-RCスラブ)

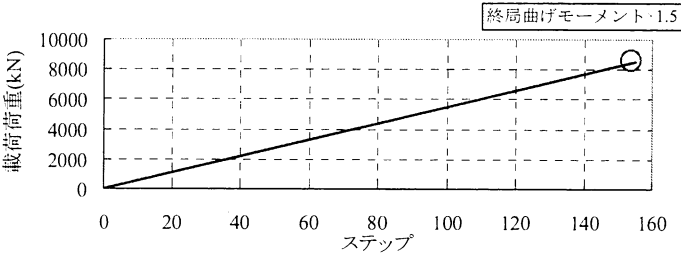


図-7 載過ステップ(単調載荷)

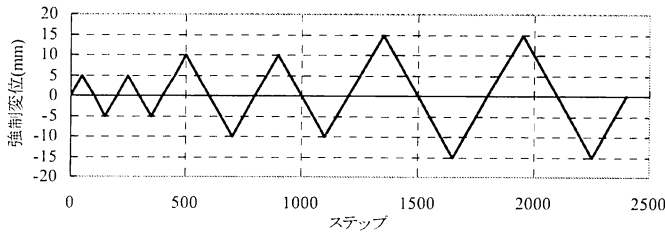


図-8 載過ステップ(正負交番載荷)

合面のせん断ずれ抵抗は安全側の仮定からゼロとし、アゴ部と鋼製連壁の接合条件としては、引張、せん断に対してはフリー、圧縮に対しては剛として解析を行った。荷重ステップは、終局曲げモーメントの1.5倍までの単調荷重（図-7）と、モデル天端に5cm, 10cm, 15cmを2サイクルずつ強制変位を与える正負交番荷重（図-8）の2種類を行った。

単調荷重の解析結果から、RCスラブの水平変位（RCスラブ上下端の水平変位の差分）とRCスラブ下端である鋼製連壁－RCスラブ接合部のせん断力を抽出した。図-9に鋼製連壁とRCスラブ接合部に発生するせん断力と、RCスラブの水平変位の関係を示す。図-9に示すように、せん断力のピークは、通常ハンチ構造、アゴ付スラブ構造ともに、補強なしの1.8倍程度となり、アゴ付スラブ構造でも通常ハンチ構造とほぼ同程度の耐力増加が見られることが予想された。

また図-10に正負交番荷重の解析結果から、モデル天端の水平変位と鋼製連壁－RCスラブ接合部のせん断力の関係を示す。アゴ付スラブ構造は、通常ハンチ構造に比べ最大荷重後の耐力の低下量が大きいものの、通常ハンチ構造と同等の耐力向上が見られた。

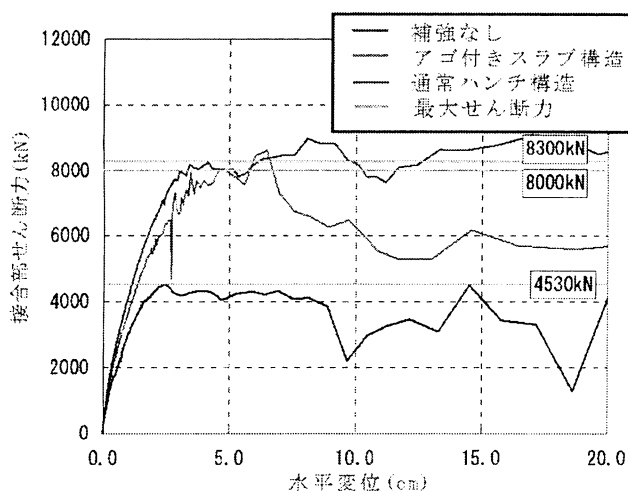


図-9 接合部せん断力－水平変位関係（単調荷重）

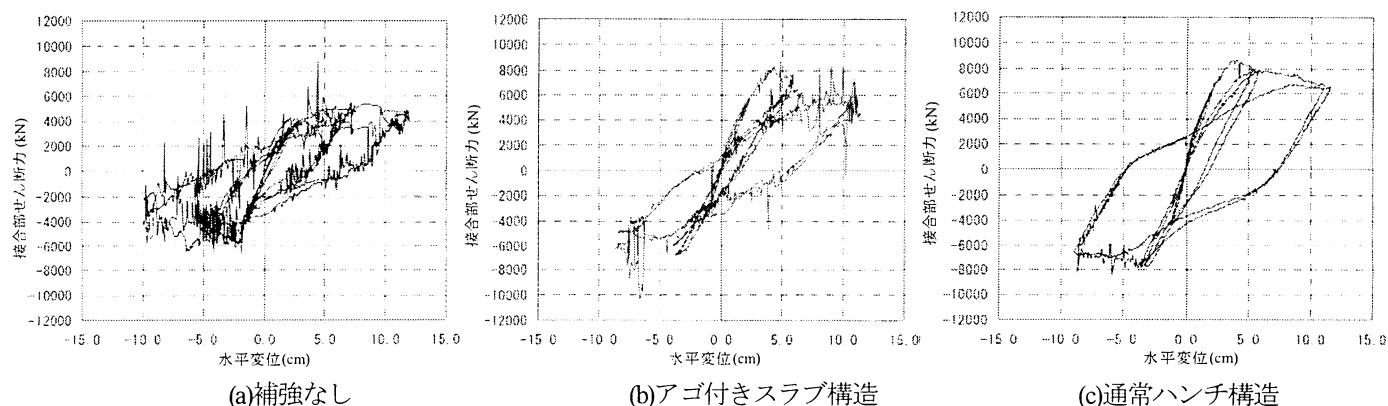


図-10 接合部せん断力－水平変位関係（正負交番荷重）

これらの結果から、アゴ付スラブ構造は通常のハンチ構造よりも若干耐力が劣るが、ほぼ同程度の補強効果が得られるものと考えられる。

(3) アゴ部構造検討

4 (2) のFEM解析結果により、補強端部の先端形状およびアゴ部の配筋細目の検討を行った。WCOMDにおける損傷の定義としては、重度な損傷として最大圧縮応力時のひずみの1.5倍（図-11に示す紫色部）、軽微な損傷として引張ひずみが0.1%（図-11に示す黄色部）と設定した。

まず補強端部の先端形状に関しては、RCスラブ終局時におけるアゴ部の圧縮側の損傷状況から、図-11に示すようにアゴ部先端から500mmの範囲に損傷が発生していないことが確認できた。これは、アゴ部の内側にひび割れが発生することで先端が機能しなくなるためであり、この先端部位は補強鉄筋を配置できなければ欠け落ちるものと考えられる。このため、同範囲から鉄筋のかぶり分の100mmを除いた範囲を削除することとし、図-12に示すような先端形状とすることにした。RCスラブ終局時の接合部のせん断力の比較により、端部形状の検討前後で耐力低下はほとんどないことを確認した。

アゴ部の補強鉄筋に関しては、施工性の観点からD32を上限と考え、D25とD32とした場合の検討を実施し、RCスラブが重度な損傷に至る際のアゴ部の補強鉄筋に発生するひずみと引張側の主筋のひずみを比較した。この結果最大ひずみは、補強鉄筋がD25の場合、主筋で5.3%程度、補強鉄筋で8.8%程度、また補強鉄筋がD32の場合、主筋で3.7%程度、補強鉄筋で4.6%程度となった。以上の検討は、アゴ部と鋼製連壁の接合面のせん断ずれ抵抗を無視した安全側の検討ではあるが、この結果によると、アゴ部の施工上より上限と考えたD32を配置しても、主筋と同等以上の大きなひずみが発生する可能性があることを示唆しており、補強鉄筋にもある程度の鉄筋径が必要となると考えられる。このため後述の実験では、

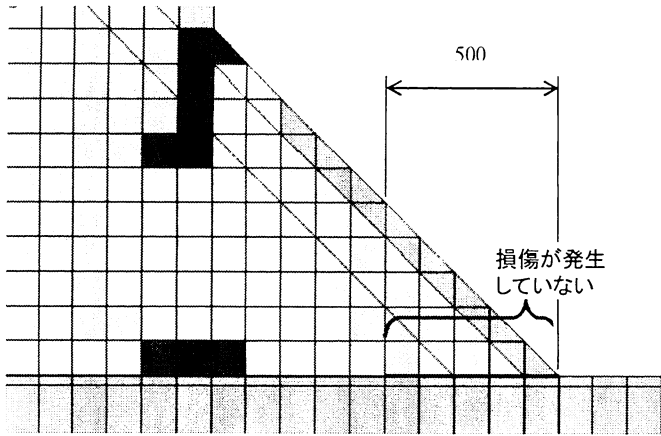
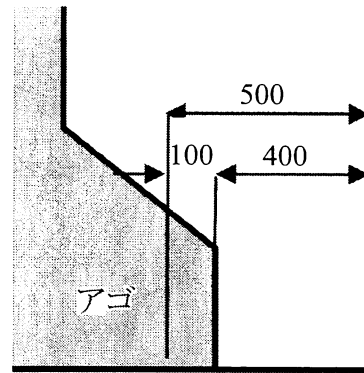


図-11 RCスラブの損傷状況



鋼製地中連続壁

図-12 アゴ部先端形状

実構造物でD32に相当する補強鉄筋を配置し、実験結果を踏まえて設計法を検討することとした。

(4) アゴ付きスラブ構造正負交番载荷実験

a) 実験供試体の設計

ハンチ構造を採用していない過年度設計の結果から、応力度が最も厳しい条件となる設計断面及び鋼製連壁ーRCスラブ接合部を抽出し、F頂版、E頂版と鋼製連壁の接合部（以下、それぞれ「A部」、「C部」という。）を着目部位とした。A部はスラブ厚が薄く補強部を片側のみに設置する箇所、C部はスラブ厚が厚く補強部を両側に設置する箇所として選定した。

実験ケースとしては、①A部の片押し繰返し载荷、②C部の正負交番载荷を行い、アゴ部の大きさの違いと、RCスラブと鋼製連壁の厚さの差による剛性比の違いを確認した。また、③C部の補強なし構造の正負交番载荷を行い、アゴ付きスラブ構造の有無による補強効果を確認した。

実験供試体の縮尺については、既往文献¹⁾³⁾でこれまで実施された同様の実物大実験に比べ、本検討対象の寸法（芯材高、床版厚）が大きいことから、本実験では1/2縮小モデルの供試体を用いて実験を行った。

実験供試体に用いた材料仕様を表-1に示す。鋼製連壁

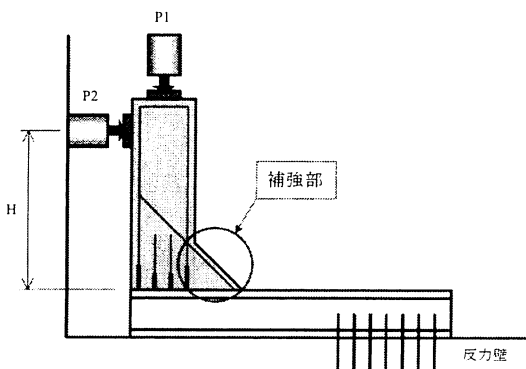
内のソイルセメントの強度は小さく剛性は考慮しないが、芯材の局部座屈防止効果を期待しているため、ソイルセメントの代替材料として、建設発生土と水および固化材を混合した強度の小さい流動化処理土を使用した。

载荷方法の概念図を図-13に示す。本実験の終局状態は、補強構造無しの場合はRCスラバー鋼製連壁接合部、補強構造有りの場合はアゴ部のつけ根の曲げ破壊と考えられ、これらの位置が曲げ終局に達する荷重を設定した。なお水平荷重の载荷高さは、地震時の設計曲げモーメントと設計せん断力の比率により設定した。

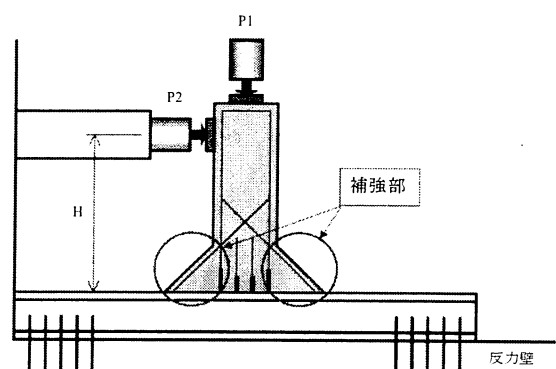
また補強構造無しの場合のRCスラバー鋼製連壁接合部、補強構造有りの場合のアゴ部のつけ根位置が曲げ終局に達するときに、RCスラブにせん断破壊が生じないように、せん断補強筋を配置しておく。設計せん断力に対してせん断耐力照査を行い、設計せん断力が曲げ耐力以上にならないようなせん断補強筋を算定した。

表-1 材料仕様

コンクリート設計基準強度	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	SD345
鋼製地中連続壁(芯材)	A部:SS400、C部:SM490
鋼製地中連続壁(ソイルセメント)	$\sigma_{ck} = 0.5 \text{ N/mm}^2$



(a)片側補強 (A部)



(b)両側補強 (C部)

図-13 载荷方法の概念図



図-14 荷装置

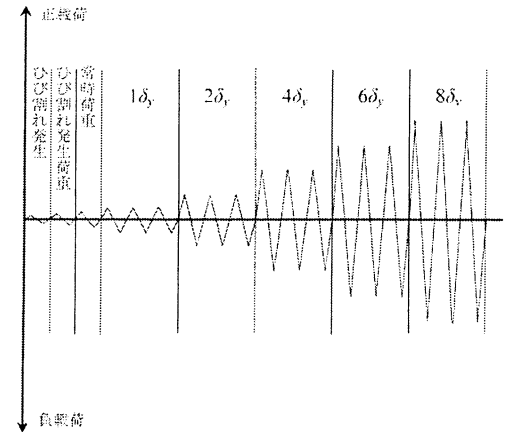


図-15 荷ステップ

さらに本実験は、アゴ付き構造の増設によるRCスラブの補強効果の確認が主目的であるため、鋼製連壁はRCスラブの終局時より先に曲げ破壊しないようにしておく必要があり、RCスラブ終局曲げモーメント時に、鋼製連壁の降伏曲げモーメントに2割以上の余裕を持たせて鋼製連壁の断面を設定した。ただし本実験では、補強部の下面にあらかじめ補強プレートが配置されていない影響についても着目していることから、鋼製連壁の曲げ剛性を上げる際には、鋼製連壁の上フランジの厚さは固定し、ウェブおよび下フランジの厚さを増すことで対応するよう配慮した。

図-14に実験に用いた荷装置を、図-15に荷ステップを示す。荷は、まず鉛直ジャッキで鉛直荷重を荷し、その後水平荷重は変位制御により正負交番荷重を行う。正負それぞれの荷において、水平荷重－水平変位曲線の勾配変化時の変位を降伏変位 δ_y とし、以降図-15に示す δ_y ごとを目標に各3回の荷を行った。

b) 実験結果

各供試体の繰返し荷重実験の結果から、図-16に供試体天端の水平荷重－水平変位関係を、図-17に表-2に実験値とハンチ全高を有効としたRC断面計算による設計

値との比較を示す。なおA部の実験に関しては、 $7\delta_y$ までの荷において供試体の治具への定着が不完全であったために、一度水平荷重を除荷した後に再度定着して実験を継続している。このため、 $7\delta_y$ までの荷荷結果は、実性能と異なる可能性がある。

表-2に示す結果より、C部補強ありに関して、アゴ部つけ根断面と鋼製連壁とRCスラブの接合面ではほぼ同時期に降伏に至り、接合面において終局に至っている。また降伏時、終局時のどちらにおいても、アゴ部つけ根、接合面ともに実験値は設計値以上の耐力が確認できた。A部に関しては、アゴ部つけ根断面よりも接合面が先行して降伏、終局に至るが、C部と同様に終局荷重の実験値は設計値に対して十分大きな耐力となった。また、C部補強の有無による比較により、アゴ付き構造の設置により同等の変形性能のまま耐力の増強が図れることが分かる。

さらに、図-18に示すように鋼製連壁のRCスラブが接続する上フランジの最大ひずみは、C部補強なしに比べC部補強ありでは1/2程度に減少しており、アゴ付き構造の増設による鋼製連壁の断面力低減が見られた。

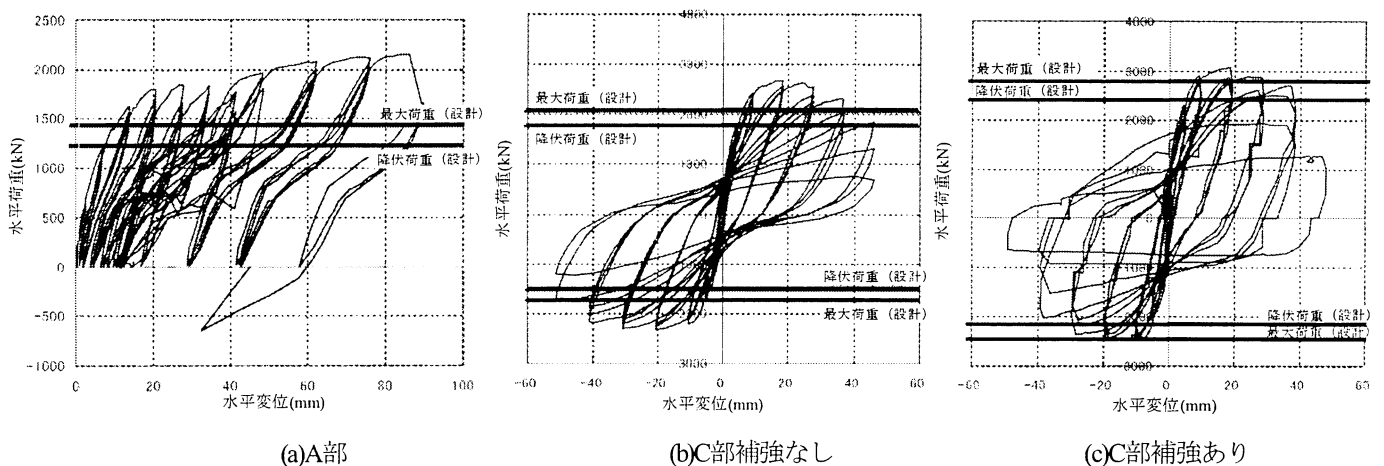


図-16 水平荷重－水平変位関係

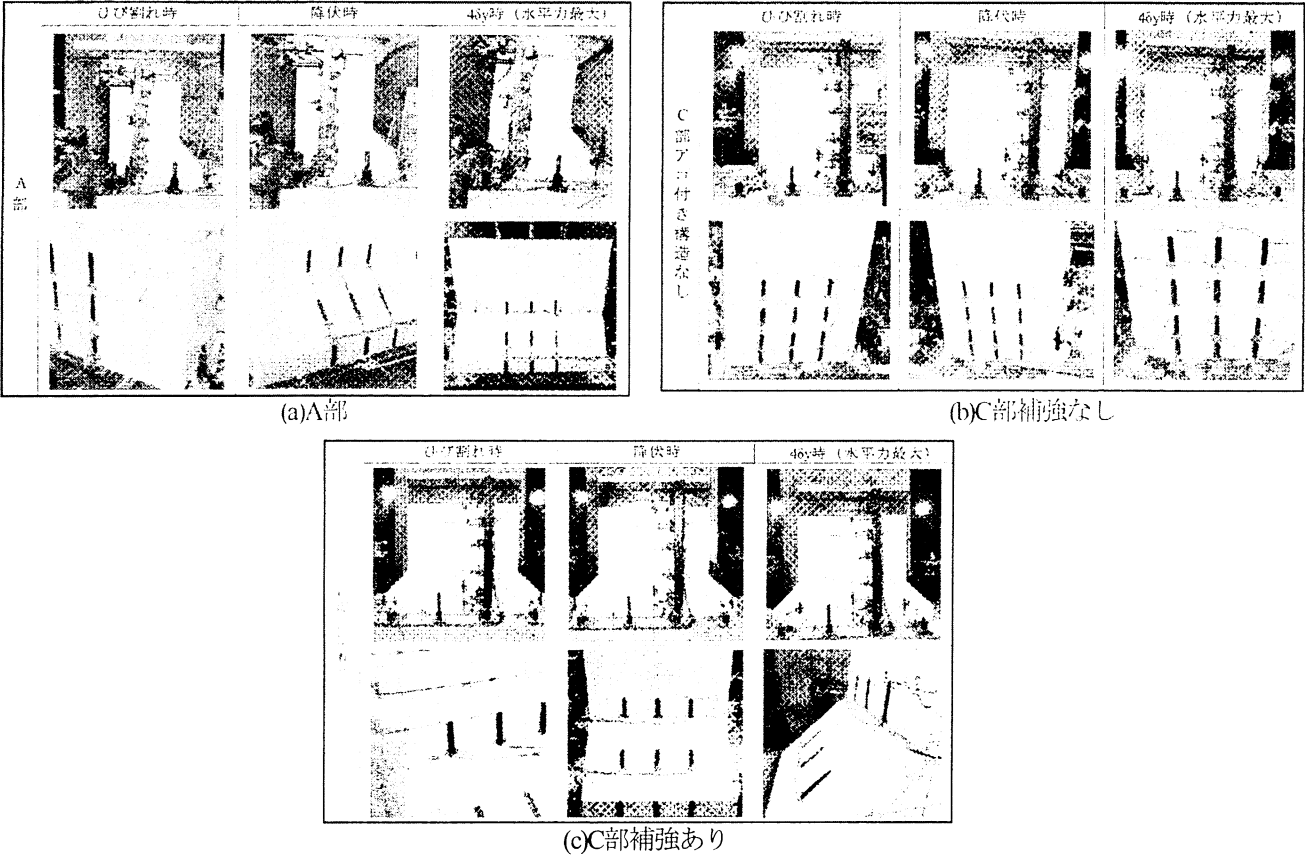


図-17 代表ステップの状況

表-2 実験結果と計測値の比較

水平荷重(kN)

		A部			C部補強なし						C部補強あり					
		正側			正側			負側			正側			負側		
		設計値	実験値	実験/設計	設計値	実験値	実験/設計	設計値	実験値	実験/設計	設計値	実験値	実験/設計	設計値	実験値	実験/設計
アゴ部 つけ根 断面	ひび割れ荷重	284	105	0.37	848	746	0.88	-834	-785	0.94	848	746	0.88	-836	-742	0.89
	常時荷重	698	未確認	未確認	1,451	未確認	未確認	-1,280	未確認	未確認	1,451	未確認	未確認	-1,280	未確認	未確認
	地震時荷重	1,067	1,397	1.31	2,186	1,925	0.88	-1,930	-1,703	0.88	2,186	1,925	0.88	-1,930	-1,902	0.99
	降伏荷重	1,215	1,520	1.25	2,408	2,119	0.88	-2,110	-1,784	0.85	2,408	2,119	0.88	-2,110	-2,008	0.95
	最大荷重	1,418	—	—	2,801	—	—	-2,425	—	—	2,801	—	—	-2,423	—	—
鋼製連壁と スラブの 接続面	ひび割れ荷重	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	常時荷重	849	未確認	未確認	1,051	未確認	未確認	-926	未確認	未確認	1,051	未確認	未確認	-1,222	未確認	未確認
	地震時荷重	1,295	1,283	0.99	1,583	1,736	1.10	-1,398	-1,585	1.13	1,583	1,736	1.10	-1,844	-1,902	1.03
	降伏荷重	1,475	1,340	0.91	1,744	1,842	1.06	-1,528	-1,784	1.17	1,744	1,842	1.06	-2,004	-2,150	1.07
	最大荷重	1,699	2,114	1.24	2,025	2,672	1.32	-1,755	-2,329	1.33	2,025	2,672	1.32	-2,518	-2,473	0.98

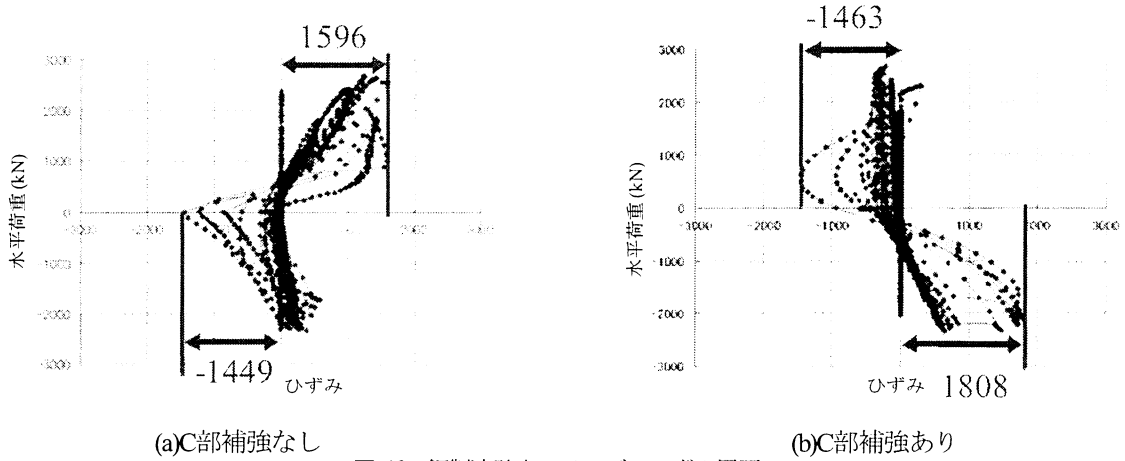


図-18 鋼製連壁上フランジ ひずみ履歴

5. まとめ

以上の結果より、アゴ付スラブ構造であっても、ハンチ部の増設により RC スラブの耐力増強の耐力増強が可能であり、その耐力はハンチ全高を有効とした RC 断面計算により安全側の評価が可能であることが分かった。また、RC スラブと接合部の鋼製連壁のウェブの応力低下にも寄与することが確認できた。さらに、地震時の地盤変形等により鋼製連壁と RC スラブ間の曲げ変形が大きくなった場合でも、ハンチ起点部において損傷が発生するため、接合部での補修困難な損傷の発生を防ぐことができる。

参考文献

- 1) 田崎和之, 広沢規行, 石田宗弘, 今福健一郎: ソイルセメント鋼製地中連続壁その 2 床版接合部の繰り返し載荷特性, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001.
- 2) 田嶋仁志, 岸田政彦, 前川宏一, 大野了: 開削トンネル隅角部周辺の耐震性能に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, 2004.
- 3) 幸左賢二, 藤井康男, 大野政雄, 鈴木直人: 開削トンネルの耐震性に関する実験的検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会, 1998.

THE NS-BOX DIAPHRAGM WALL AS MAIN WALLS AND EXPERIMENTAL STUDY OF THE JOINT WITH THE SLAB

Atsushi YABUMOTO, Mitsumasa OSADA and Takahiro INOUE

In this report, we proposed the reinforced structure that doesn't fix reinforcing bar which reinforced haunch in the NS-BOX diaphragm wall like haunchs. We decide to call it "the structure with the chin". Cyclic loading experiments of the structure with the chin were conducted in order to investigate the effect of reinforced department which are established in the joint of NS-BOX diaphragm wall and slab. It is found that the increase of strength of RC slab is enables by installing the structure with the chin.