噛み合わせ継手で鋼製エレメントを接合した 鋼コンクリートサンドイッチ部材の 地震時変形性能に関する研究

安保 知紀¹・石橋 忠良²・松岡 茂³・長尾 達児⁴・栗栖 基彰⁵

¹正会員 鉄建建設株式会社 建設技術総合センター研究開発センター (〒286-0825 千葉県成田市新泉9-1)

E-mail: tomonori-abo@tekken.co.jp

²フェロー会員 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社 (〒171-0021 東京都豊島区西池袋1-11-1)

E-mail: ishibashi@jrc.jregroup.ne.jp

³正会員 鉄建建設株式会社 土木本部 (〒101-8366 東京都千代田区三崎町2-5-3)

E-mail: shigeru-matsuoka@tekken.co.jp

⁴正会員 鉄建建設株式会社 建設技術総合センター研究開発センター (〒286-0825 千葉県成田市新泉9-1)

E-mail: tatsuji-nagao@tekken.co.jp

⁵正会員 鉄建建設株式会社 土木本部土木技術部 (〒101-8366 東京都千代田区三崎町2-5-3)

E-mail: motoaki-kurusu@tekken.co.jp

ずれ止めを設けず部材軸直角方向にせん断補強鋼板を配置した鋼コンクリートサンドイッチ部材の地震時変形性能に関する研究は非常に少なく、噛み合わせ継手で鋼製エレメントを接合した部材の軸力作用下における曲げ変形性能を定量的に評価した研究が無い。そこで、まず実物大の交番載荷試験からコンクリートには局所的なひび割れが発生することを確認し、非線形有限要素解析を用いてこの局所的なひび割れが開口していくことにより曲げ変形が進むというメカニズムを明らかにした。さらに、せん断補強鋼板に挟まれたブロックの回転変形を累積することで、曲げ変形量を簡便かつ定量的に評価できるモデルを提案し、載荷試験や有限要素解析によってその適用性を検証した。

Key Words : steel-concrete sandwich member, deformation performance, bitten joint, steel element

1. はじめに

ボックスカルバート等のトンネルが均一な地盤中にあり、かつ土被りが大きい場合には、トンネルに発生する変形が小さく、一般には地震の影響は比較的小さいと考えられている。しかし、兵庫県南部地震により地中構造物にも大きな被害が確認されたことから、地中構造物においても大規模地震時の耐震設計や変形挙動による照査がおこなわれるようになってきた。特に、本研究で対象とする構造物は鉄道の下に構築される重要構造物であり、地盤の変形等を考慮した耐震設計が必要とされている。

本研究は、線路下横断構造物の構築工法¹⁾として開発されたボックスカルバートを構成する部材を対象としており、図-1に示すように鋼製エレメントを噛み合わせ継手でつなぎ合わせながら地中部に挿入し、図-2に示すように噛み合わせ継手の遊間にグラウトを注入した後、こ

図-1 鋼製エレメント概要

のエレメント内にコンクリートを充填して鋼コンクリートサンドイッチ構造のボックスカルバートを構築する工法である。この鋼製エレメントには施工性や製作費を考慮してシアコネクタ等のずれ止めを設けておらず、部材軸の直角方向にはせん断補強鋼板が配置されている。

ここで、鋼コンクリートサンドイッチ構造に関する主

図-2 噛み合わせ継手を有するボックスカルバート

な設計指針には鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)²⁾があり、その後に複合構造標準示方書³⁾の中に「鋼コンクリートサンドイッチ合成版編」としてまとめられている。これらの文献に示される適用範囲は、2枚の鋼板とそれに挟まれたコンクリートが一体となって挙動する合成構造となっており、鋼材とコンクリートの一体性を確保するために、適切なずれ止めを適切な間隔で設けなければならないとされている。すなわち、本工法の適用範囲において部材軸直角方向に配置されるせん断補強鋼板をずれ止めとみなした部材に対する曲げ変形性能の評価方法を整理する必要がある。

鋼とコンクリートの複合構造に関する既往の研究では、平面保持の仮定を満足するためにずれ止めを設けることが一般的とされており、ずれ止めの形状や配置等による力学特性等に関する研究^(例えば4)~6)が多い。また近年では、より合理的な設計をおこなうために、ずれ止めに作用するせん断力とずれ関係を明確にした算定式が提案されており⁷⁾、さらにはその関係を算定するための試験方法の違いによる結果への影響が明らかにされている⁸⁾。しかし、本研究で対象としている部材のようにシアコネクタ等のずれ止めを設けない鋼コンクリートサンドイッチ部材に関して、特に曲げ変形に関して研究された事例は少なく、例えば原田・島の研究⁹⁾では、シアコネクタを設けない鋼コンクリートサンドイッチ部材の試験体を用いた曲げ試験をおこない、そのたわみは理論値よりも大きくなると結論付けられているが、定量的な評価まではされていない。さらに、耐震設計を目的とした地震時の変形性能に関する研究は非常に少ないのが現状である。

このような構造に対する耐震設計に関する基準は、JR東日本で制定している設計マニュアル¹⁰⁾があり、既往の

図-3 試験概要

研究を参考に、特別な検討をおこなわず許容される層間変形角を $1/60$ と設定して設計がおこなわれている。ところが東日本大震災以降、設計地震動が大きくなる傾向にあり、層間変形角が制限値を満足しない場合には詳細に耐震の設計をおこなう必要がある。

著者らは、実物大の模型を用いた正負水平交番載荷試験をおこない、その破壊性状や変形性能を確認し報告している¹¹⁾。本論では、交番載荷試験の結果を概説した後、非線形有限要素解析により試験結果を再現し、変形のメカニズムを解明する。さらに曲げ変形の算定モデルを提案し、このモデルを用いて算出した荷重と変形角の関係を試験結果と比較し、モデルの適用性を検証する。

2. 交番載荷試験

(1) 試験概要

著者らは、部材軸直角方向にのみせん断補強鋼板を配置した鋼コンクリートサンドイッチ部材の地震時変形性能を確認することを目的に、実物大の模型試験体を用いて一定軸力を作用させた状態で正負交番載荷試験を実施し、その試験結果を報告している¹¹⁾。ここでは、その概要を記す。

実物大の模型試験体は、本工法の標準的なエレメントの大きさを想定して、図-3に示すように部材高を850mm、部材軸直角方向のせん断補強鋼板の間隔を1035mmとし、壁部材の奥行き長さは部材高と同値の850mmとした。さらに、エレメントの鋼板厚は標準的なエレメントと同様に16mmとした。また、模型試験体の作成は、鋼製エレメントを横にした状態で全ての噛み合わせ継手を勘合させ、実構造物と同様に、この遊間にセメントミルクを充填した。このセメントミルクが硬化した後、鋼製エレメ

図-4 荷重パターン

図-5 荷重と変形角の関係

表-1 使用材料の強度

項目	試験値
エレメント鋼板の降伏強度	276 N/mm ²
エレメント鋼板の破断強度	424 N/mm ²
エレメント鋼板の弾性係数	173 kN/mm ²
コンクリートの圧縮強度	48.6 N/mm ²
コンクリートの割裂引張強度	3.14 N/mm ²
継手グラウトの圧縮強度	64.3 N/mm ²

ントの中詰めに普通コンクリートを打ち込んだ。この時、中詰めコンクリートと接する鋼製エレメントの表面は目粗し等を行わず無処理の状態とした。

荷重試験は、図-3に示すように底版上面から2.65mの位置に設置した水平ジャッキ2基により水平に交番荷重し、壁部材には軸圧縮応力度が1N/mm²となるように鉛直ジャッキにて一定軸力を荷重した。また、底版はPC鋼材にて反力床に堅固に固定し、浮き上がりおよび横滑りを防止した。荷重方法は、図-4に示すような荷重パターンで変形角が約1/15（水平変位約180mm）に達するまで8サイクルで段階的に増分させた。

本試験に使用した試験体を構成する材料の試験値を表-1に示す。これらの値は試験体と同じロットから採取した試験片を用いた試験結果である。

(2) 荷重-変形角の関係と損傷状況

正負交番荷重試験から得られた荷重と変形角の関係を図-5に示す。いずれの荷重方向も2サイクル目終了付近（変形角約1/133，荷重荷重約1200kN）までは直線的な荷重増加を示し、その後荷重の増加傾向は緩やかになり、荷重荷重が約1500kNに達した時点でその荷重を保持するような結果となった。正側（右から左）の荷重における8サイクル目終了時点の状況を写真-1に示す。正側荷重の損傷の進展は、2サイクル目（変形角約1/133）にせん断補強鋼板から下方に発生したひび割れが、8サイクル目で圧縮側隅部に進展し、大きな音とともにひび割れ

写真-1 圧縮破壊状況（正側8サイクル目）

写真-2 圧縮破壊状況（負側8サイクル目）

先端のコンクリートが圧縮破壊して急激に荷重が低下し、その後の継続荷重により荷重荷重が約1500kNまで復元した。これに対し写真-2に示すように、負側（左から右）の荷重では、3サイクル目の途中（変形角約1/106）で噛み合わせ継手から圧縮側隅部に向けてひび割れが進展し、8サイクル目の途中（変形角約1/23）で大きな音とともにひび割れ先端のコンクリートが圧縮破壊し急激に荷重が低下した。その後の継続荷重で荷重が増加傾向

を示したが、ジャッキストロークが限界となり載荷荷重は1360kN程度まで復元した。さらに、噛み合わせ継手に引張力が作用している状態では、継手の遊間が開いていることが確認でき、継手に大きな伸びが発生していることが分かった。

以上のような結果から特に特徴的な点は、曲げひび割れが分散して発生しない点や圧縮側および引張側鋼製エレメントとコンクリートの縁が切れている点であり平面保持の仮定が成立していない。このような損傷の進展や曲げ変形状を解明するために、鋼製エレメントとコンクリートとの境界条件に着目して非線形有限要素解析を実施した。

図-6 応力-ひずみ関係 (エレメント鋼板)

表-2 噛み合わせ継手の強度

項目	試験値
降伏強度	256 N/mm ²
最大強度	281 N/mm ²
弾性係数	74.3 kN/mm ²

3. 非線形有限要素解析による検討

(1) 数値解析概要

交番載荷試験の結果から、非常に特徴的なひび割れや曲げ変形が確認され、特に鋼製エレメントと中詰めコンクリートの応力伝達が曲げ変形に大きな影響を与えていると考えられた。そこで本研究では、鋼製エレメントと中詰めコンクリートの応力伝達の解明を目的として、2次元の非線形有限要素解析をおこなった。数値解析では鋼製エレメント、噛み合わせ継手および中詰めコンクリートを4節点平面応力要素でモデル化し、鋼製エレメントとコンクリートは滑りや乖離が発生するように鋼製エレメントの内周面とコンクリートの外周面の節点は異なる節点としてモデル化した。また、鋼製エレメントの板厚は16mmであるため要素寸法も板厚と同じ16mmとした。さらに接しているコンクリートの要素寸法もこれに合わせて16mmとした。今回の数値解析では、この境界面の接触条件をパラメータとして計算をおこない、数値解析から得られた荷重と変形角の関係やコンクリートのひずみ分布によるひび割れの発生状況を用いて評価をおこなった。なお、交番載荷試験ではコンクリートの粉砕化や塑性化による荷重の低下が見られなかったことから、繰り返し作用による影響は小さいと考え、数値解析は正負交番ではなく単調載荷とした。

(2) 材料のモデル化

a) エレメント鋼板

鋼製エレメントはエレメント鋼板を噛み合わせ継手で連結しており、この継手を介して応力が伝達される構造となっている。噛み合わせ継手の強度については次項で詳述する。

エレメント鋼板の強度は表-1に示したとおりだが、解析ではひずみ硬化を考慮したモデルとした。試験体と同じロットから採取した試験片による引張試験結果では、

写真-3 噛み合わせ継手の破壊状況¹²⁾

降伏後の剛性は降伏までの弾性係数に対して概ね1/100程度であったため、図-6に示すように降伏後の弾性係数を1.73 kN/mm²とするバイリニア型の応力-ひずみ関係とした。

b) 噛み合わせ継手

噛み合わせ継手の強度は、石橋らの研究¹²⁾によって静的引張試験の結果から引張特性の定量的評価がなされている。その研究では、噛み合わせ箇所を中心として標点間距離を220mmとした区間を噛み合わせ継手として評価しており、その降伏荷重の平均値、最大引張荷重の平均値、引張剛性および終局変位がまとめられている。本研究では、その研究成果を参考に噛み合わせ継手の引張強度を表-2のように整理した。また、継手の最大強度は降伏強度に対して1割程度しか増加しておらず、エレメント鋼板と比較すると非常に小さい値である。この要因は文献¹²⁾によれば、写真-3に示すように継手の最大荷重が部材の破断ではなく継手の爪が回転しながら抜け出しを

生じていることに起因しているとされている。そのため最大荷重は小さくなっているものの、伸び性能は非常に大きく、終局変位の平均値から求められた終局ひずみは約0.093となっている。ただし、この値は降伏荷重程度のエネルギーを保持できるひずみとして求められており、破断ひずみは明確に確認されていないことから、数値解析では継手の破断は考慮せず終局ひずみ以降も応力を保持するモデルとした。

以上から、数値解析モデルではエレメント鋼板と同様に1/100のひずみ硬化を考慮するとともに、図-7に示すように最大強度に達した後はその応力を保持するようなトリニア型の応力-ひずみ関係とした。

c) コンクリート

鋼製エレメント内に充填したコンクリートの試験値は表-1に示したとおりであるが、引張軟化曲線は、数値解析時間を短縮するためにコンクリート標準示方書¹³⁾に示される引張軟化曲線のうち、図-8のようにひび割れ発生・進展に支配的である第一勾配を有す直線で近似した。さらに、各要素の引張側主応力と直交方向にひび割れが1本発生する分布ひび割れモデルを用いており、ひび割れ発生後の主応力方向の剛性は主ひずみに要素長さを乗じた値をひび割れ幅として換算し、図-8に示す関係から算定した。ただし、引張応力がひび割れ発生応力に達するまでは弾性応力として評価している。また、圧縮応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係は、鋼製エレメントによる拘束効果の影響を受ける可能性があることから、圧縮軟化を考慮して試験体の最大荷重への軟化挙動を考慮し、コンクリート標準示方書¹³⁾を参考に図-9に示す関係とした。ただし、コンクリートの要素寸法を小さくしたことによる破壊の局所化を避けるため、圧縮ひずみが0.0035に達した時点でその応力を保持するモデルとした。

さらに、ひび割れ面と平行方向に伝達される応力については、引張軟化曲線と同様に減少するものと仮定し、式(1)に示すようにひび割れ発生前のせん断剛性を低減させた¹⁴⁾。

$$\beta = \exp(-\alpha \cdot w) \quad (1)$$

ここに、 β : せん断剛性保持率

α : 引張軟化曲線の第一勾配

w : ひび割れ開口幅

(3) 数値解析ケース

載荷試験の結果から、曲げ変形や交番載荷の影響により圧縮および引張側鋼板とコンクリートの境界面には早い段階から滑りや剥離が確認された。そのため、鋼製エレメントとコンクリートの境界条件に着目し、表-3に示すような3ケースの数値解析をおこなった。

図-7 応力-ひずみ関係 (噛み合わせ継手)

図-8 引張軟化曲線 (コンクリート)

図-9 応力-ひずみ関係 (コンクリート)

ケース1は、鋼製エレメントとコンクリートを完全に付着したモデルである。数値解析では、境界面の節点を共有(同一節点)することで、全ての力を伝達するモデルとした。

一方ケース2は、鋼製エレメントとコンクリートとの間では圧縮応力しか伝達しないと仮定したモデルである。数値解析では境界面を異なる節点とし、この境界面では滑りや剥離が生じるモデルとした。

最後に、対象とする部材は鋼製エレメントにずれ止め等のシアコネクタ等を設けていないため、鋼製エレメントとコンクリートは容易に付着切れが生じる可能性があ

表-3 数値解析ケース

ケース	境界条件	力の伝達					
		圧縮・引張側鋼板			せん断補強鋼板		
		圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
1	完全付着	○	○	○	○	○	○
2	接触	○	×	×	○	×	×
3	部分付着 ^{*)}	○	×	×	○	○	○

*) せん断補強鋼板のみ付着状態とした境界条件 ○：力を伝達 ×：乖離

る。しかし、部材に圧縮軸力が作用している場合は、せん断補強鋼板とコンクリートは密着していると考えられることから、ケース3ではせん断補強鋼板とコンクリートは付着している状態とし、それ以外の境界面では接触している状態でのみ圧縮力を伝達するモデルとした。ただし、せん断補強鋼板近傍のコンクリート要素に引張応力が発生するとコンクリート要素の引張軟化及びせん断剛性に従うため、せん断補強鋼板近傍でひび割れが発生した場合には応力伝達はコンクリートのひび割れ幅に従うものとした。

図-10 荷重-変形角関係

(4) 数値解析結果

a) 荷重-変形角の関係

載荷試験と数値解析から得られた荷重と変形角の関係を図-10に示す。

一点鎖線で示したケース1（完全付着）の数値解析結果は、試験値と比較して初期剛性が大きく、また破線で示したケース2（接触）の数値解析結果では、最大荷重が小さくなっていることが分かる。これに対し実線で示したケース3（せん断補強鋼板のみ完全付着）の数値解析結果は、初期剛性の再現性の精度が高く、荷重の増加傾向が緩やかになる点まで再現できているのが分かる。ただし、載荷試験の結果では最大荷重を保持するような履歴であるのに対し、計算結果では変形角が1/30付近までは荷重が緩やかに上昇し、その後低下していく履歴となり両者に少しの乖離が見られた。数値解析における最大荷重点での継手に発生する引張ひずみは約0.037であり、このひずみは継手の応力-ひずみ関係における第2変曲点の値となる。すなわち数値解析で設定している継手の最大強度点である。さらにケース1とケース2の最大荷重点での継手のひずみも同様の値であり、数値解析における最大荷重点は継手の最大強度点付近となっていることが分かる。数値解析結果では、これ以降に荷重が低下する傾向が見られたが、載荷試験の結果では最大荷重を保持する傾向であり両者に乖離が見られた。

b) ひずみ分布

数値解析結果における最大荷重とその時の変形角、変位量を表-4に示し、各ケースにおける最大荷重時の主ひ

表-4 最大荷重と変形角

ケース	最大荷重 (kN)	変形角 (rad)	変位量 (mm)
1	1627	1/46	57
2	1191	1/65	41
3	1628	1/37	71

ずみ分布を図-11～図-13に示す。さらに、コンクリートの圧縮ひずみ分布を確認するため、各ケースにおける最大荷重時の最小ひずみ分布を図-14～図-16に示す。ケース1では曲げひび割れ（引張ひずみ）が分散して発生しており、平面保持を仮定した一般的な鉄筋コンクリート構造と同様のひび割れ発生状況といえる。これに対しケース2では、目立った曲げひび割れ（引張ひずみ）は発生しておらず、鋼製エレメントの隅部に局所的な圧縮ひずみのみが発生している。ケース3では、下段の鋼製エレメント内のコンクリートに引張ひずみが集中し、鋼製エレメントの圧縮隅部に向かう斜めひび割れ（引張ひずみ）が発生しており、部材基部とその上の隅部にも、載荷試験の結果と同様に局所的に圧縮ひずみが発生していることが分かる。

これらより、載荷試験ではケース1のような曲げひび割れの分散が見られていないことから、引張側および圧縮側鋼板とコンクリートはせん断力をほとんど伝達して

図-11 主ひずみ分布 (ケース 1)

図-14 最小ひずみ分布 (ケース 1)

図-12 主ひずみ分布 (ケース 2)

図-15 最小ひずみ分布 (ケース 2)

図-13 主ひずみ分布 (ケース 3)

図-16 最小ひずみ分布 (ケース 3)

いないことが数値解析的にも確認できた。またケース2では、隅部のみに圧縮ひずみが局所化しており圧縮隅部へ向かう斜めひび割れの発生が再現できていない。そしてケース3では、曲げひび割れは広く分散せずに圧縮隅部に向かう斜めひび割れの発生と圧縮応力の局所化が再現できており、載荷試験の応力状態を概ね再現できていると考えられる。

(5) コンクリートの圧縮軟化による影響

数値解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係は、図-9のような圧縮軟化を考慮したモデルを用いたが、ここではコンクリート標準示方書¹³⁾の解説に示されている

図-17 ひび割れと回転角のモデル¹³⁾

図-17に示すように圧縮ひずみが0.002に達した時点で応力を保持するような応力-ひずみ関係を用いてモデル化をおこない、両者の違いを検証した。

両モデルを用いて得られた荷重と変形角の関係を図-18に示す。このように、最大荷重点以降の荷重の低下傾向が多少異なるものの、いずれのモデルも最大荷重点程度までは大きな差異は見られず、圧縮軟化を考慮していないモデルでも最大荷重点以降に荷重の低下が見られたことから、最大荷重点以降の荷重低下はコンクリートの圧縮軟化による影響は小さいと考えられる。

(6) 数値解析モデルの評価

鋼製エレメントとコンクリートの境界条件に着目した非線形有限要素解析によって、引張および圧縮側の鋼製エレメントと中詰めコンクリートの境界面を圧縮力のみが伝達する条件（引張力とせん断力は伝達しない状態）とすることで、噛み合わせ継手が最大荷重付近となる変形角までの荷重と変形角の関係を精度よく再現できた。このことより、せん断補強鋼板とコンクリートの付着による応力の伝達が曲げ変形に影響を与えると推察された。

ただし数値解析では、いずれのケースも最大荷重以降に荷重が低下する傾向となり、載荷試験との乖離が生じた。数値解析では、継手が最大強度に達すると継手の引張応力が増加せず引張りずみのみが急増する。さらに曲げ変形の進行により圧縮ひずみも急増するが、引張力を負担する鋼材と圧縮力を負担するコンクリートはいずれも応力が増加しなくなるため、これ以降は曲げ変形の進行によりコンクリートの圧縮領域が減少し、中立軸が圧縮側に移動していくことで、荷重が低下していくと考えられる。特にケース1では、部材基部のみに局所的に圧縮ひずみが発生しており、部材基部において力が釣り合わなくなったために数値解析の途中で計算が止まってしまったと考えられる。

対象とする部材のように鋼板に拘束された状態のコンクリートの応力状態は非常に複雑であり、最大荷重以降の大変形の挙動を精度良く再現するためには、この応力状態を適切にモデル化する必要があると考える。

(7) 曲げ変形のメカニズム

載荷試験および有限要素解析から、変形のメカニズムを次のように推定した。

部材が曲げ変形を始めると、引張および圧縮側の鋼製エレメントと中詰めコンクリートの境界面に滑りが発生する。この境界面ではせん断力が伝達されず、鋼製エレメントには軸方向の力しか作用していない状態となる。そのため、中詰めコンクリートには分散したひび割れが発生しない。このとき、せん断補強鋼板近傍では曲げ変形に対してコンクリートとの応力伝達がおこなわれ、ひび割れはせん断補強鋼板近傍に集中して発生し、圧縮隅部に向かって進展する。曲げモーメントの増加によりこのひび割れが進展し、さらにひび割れが開口しながら変

図-18 荷重-変形角関係（圧縮軟化の影響）

形が進むことから、コンクリートは引張力をほとんど負担せず圧縮力のみを負担し、引張側の鋼製エレメントのみが引張力を負担するような曲げ部材であると考えられる。

4. 曲げ変形の算定

(1) 曲げ変形算定モデル

載荷試験の結果から、本研究で対象としている部材軸直角方向にせん断補強鋼板を配置した鋼コンクリートサンドイッチ構造の曲げ変形は、平面保持を仮定した一般的な鉄筋コンクリート構造のようにひび割れが分散し部材が一様に曲げ変形をするのではなく、局所化されたひび割れが開口していくことにより曲げ変形が進行していくと考えられ、曲げ変形に対してせん断補強鋼板とコンクリートの境界面でのみ応力の伝達があるというメカニズムを解明した。

そこで、せん断補強鋼板に挟まれたコンクリートブロックには、せん断補強鋼板位置にしかひび割れが発生しないと仮定し、このひび割れが開口することで曲げ変形が進行するような曲げ変形算定モデルを構築し、この算定モデルの適用性を検証する。

算定モデルは、図-19に示すようにせん断補強鋼板位置に曲げひび割れが発生するモデルとし、断面高さに対するひび割れ深さの比を α 、圧縮縁の圧縮変形量を dx とすることで、回転角 λ を式(2)のように表わす。

$$\frac{\lambda}{2} = \frac{dx}{(1-\alpha)h} \quad (2)$$

ここに、 λ : せん断補強鋼板に挟まれたブロックの回転角

α : 断面高さに対するひび割れ深さの比

h : 断面高さ

dx : 圧縮側コンクリートの圧縮変形量

ここで、算定モデルではせん断補強鋼板に挟まれたコンクリートブロックの中心断面においてのみ平面が保持

図-19 ひび割れと回転角のモデル

されているとし、各ブロック内の曲率は一樣であると仮定している。すなわち、せん断補強鋼板位置でのみ応力が伝達されるという変形のメカニズムに対して、各コンクリートブロックの中心で平均化すると考えている。そのため、回転変形による曲げひび割れはブロックの左右で対称となり、片側に発生する回転角を $\lambda/2$ としている。さらに、せん断補強鋼板とコンクリートの境界面では、圧縮応力作用下でのみ圧縮力を伝達し、引張応力作用下では力を伝達しないと仮定し、ひび割れ断面における中立軸はひび割れの先端としている。

ここで、コンクリートの応力-ひずみ関係は図-17のとおりとし、各ブロックの中心断面において維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例しているとして、せん断補強鋼板に挟まれたコンクリートのひずみ分布および力のつり合いを図-20のようにモデル化する。そのため、中立軸から y だけ離れた位置におけるコンクリートの圧縮ひずみ $\varepsilon'_c(y)$ および圧縮縁の変形量 dx は式(3)および式(4)のように表わせる。

$$\varepsilon'_c(y) = \frac{\varepsilon'_{cm}}{(1-\alpha)h} \cdot y \quad (3)$$

$$dx = \varepsilon'_{cm} \cdot \frac{L}{2} \quad (4)$$

ここに、 $\varepsilon'_c(y)$: 中立軸から y だけ離れた位置におけるコンクリートの圧縮ひずみ

ε'_{cm} : 圧縮側コンクリートの縁ひずみ

y : 中立軸からの距離

L : せん断補強鋼板の間隔

これらから、回転角 λ は、式(5)のように表わすことができる。

図-20 力のつり合いモデル

図-21 ひび割れと回転角のモデル

$$\lambda = \frac{\varepsilon'_{cm} \cdot L}{(1-\alpha) \cdot h} \quad (5)$$

さらに、せん断補強鋼板に挟まれたブロックに発生する断面力から求まる力のつり合いの関係式は、式(6)および式(7)のように表わせる。

$$M = \int_0^{(1-\alpha)h} \sigma'_c(y) \cdot \left[y + ah - \frac{h}{2} \right] b dy + (T_c - T) \cdot \frac{h}{2} \quad (6)$$

$$N = \int_0^{(1-\alpha)h} \sigma'_c(y) \cdot b dy + T_c - T \quad (7)$$

ここに、 M : 各ブロックに発生する曲げモーメント

N : 各ブロックに発生する軸力

$\sigma'_c(y)$: 中立軸から y だけ離れた位置のコンクリートの圧縮応力

b : 部材幅

T_c : 圧縮側鋼板に発生する圧縮力

T : 引張側鋼板に発生する引張力

以上の関係を用いて、せん断補強鋼板に挟まれた各ブロックに発生する断面力から回転角 λ を算出し、せん断補強鋼板位置の回転角 θ を式(8)のように表す。

$$\theta_n = \frac{\lambda_{n-1} + \lambda_n}{2} \quad (8)$$

ここに, θ_n : 隣り合うブロックとの回転角

以上より, せん断補強鋼板に挟まれたブロックの回転変形を図-21のようにモデル化し, 式(9)のように各ブロックにおける回転変形を累加することにより, 載荷点位置における変形量を算出する. なお, 壁部材と底版の接合部は部材軸芯の交点を回転の起点と考えてモデル化している.

$$\delta = \theta_1 \cdot L_1 + (\theta_1 + \theta_2) \cdot L_2 + (\theta_1 + \theta_2 + \theta_3) \cdot L_3 + (\theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4) \cdot L_4 \quad (9)$$

ここに, δ : 載荷点位置での変形量

ここで, 鋼製エレメントは図-22に示すように噛み合わせ継手でエレメント鋼板をつなぎ合わせて, 応力の伝達をおこなう構造となっている. エレメント鋼板と噛み合わせ継手は引張特性が異なる部材をつなぎ合わせた合成部材となっており, その引張特性を適切に評価する必要がある. そこで, せん断補強鋼板に挟まれた鋼製エレメントは, 曲げの影響を受けない軸方向部材と評価し, 両者の軸方向の応力分担を考慮して, 式(10)に示す平均ひずみから式(11)のように平均弾性係数を算出し, 一様な軸剛性を持つ部材としてモデル化した.

$$\varepsilon_{ave}(\sigma) = \frac{\delta_s(\sigma) + \delta_j(\sigma)}{L'} \quad (10)$$

$$E_{ave} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ave}(\sigma)} \quad (11)$$

ここに, $\varepsilon_{ave}(\sigma)$: 応力 σ 時の平均ひずみ

$\delta_s(\sigma)$: 応力 σ 時のエレメント鋼板の変位量

$\delta_j(\sigma)$: 応力 σ 時の噛み合わせ継手の変位量

L' : せん断補強鋼板の間隔

E_{ave} : 平均弾性係数

以上から算出した平均弾性係数は $E_{ave} = 135 \text{ kN/mm}^2$ であり, 鋼製エレメントの応力-ひずみ関係は, 図-23に示すように1/100のひずみ硬化を考慮したバイリニア型の応力-ひずみ関係としてモデル化した.

(2) 算定モデルの検証

提案している曲げ変形の算定モデルを検証するため, 荷重と変形角の関係について交番載荷試験の結果との比較を試みた. この荷重と変形角の関係を図-24に示す. ここで, 本研究で対象とするようなボックスカルバートの耐震設計は, 一般に部材を棒部材としてモデル化し, 非線形骨組解析により実施されることが多い. さらに設計実務では, 棒部材の力学モデルを部材の降伏点や最大荷重点を直線で結ぶ簡易な骨格曲線でモデル化することが一般的であり, 本研究においても降伏点と継手の最大荷重点に着目して曲げ変形算定モデルの検証をおこなう.

図-22 鋼製エレメントの構成概要

図-23 応力-ひずみ関係 (平均剛性)

図-24 荷重-変形角関係

この図は, 算定モデルから得られた数値解析結果を実線で, 有限要素解析の結果を点線で示している. また, 図中のY点は算定モデルにおいて鋼製エレメントのひずみが図-23に示す降伏強度 (256 N/mm^2) に達した点とし, M点は継手の最大荷重 (281 N/mm^2) に達した点を表している.

この図より, 提案している算定モデルでは, Y点付近までの曲げ変形を精度良く近似できていることが分かる. さらに, その後の変形に伴う荷重の増加傾向に乖離が見られるが, 有限要素解析の結果における最大荷重点付近の変形角をM点で評価できることが分かった. ここで, M点算出時の中詰めコンクリートの圧縮縁ひずみが約0.0016であったことから, 本研究で対象としている噛み合わせ継手を有している構造では, コンクリートの圧縮縁ひずみが0.0035に達する前に継手の最大荷重に達することが分かった.

5. まとめ

部材軸直角方向にせん断補強鋼板を配置し、シアコネクタ等のずれ止めを設けていない鋼コンクリートサンドイッチ構造の地震時の変形性能に対して、実物大の載荷試験をおこない荷重と変形角の関係や損傷状況を確認し、非線形有限要素解析を用いて曲げ変形のメカニズムを概ね解明した。さらに、部材の曲げ変形をせん断補強鋼板に挟まれたコンクリートブロックの回転による変形と考えたモデルを提案し、載荷試験や有限要素解析との比較によりモデルの妥当性を検証した。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

(1) 荷重と変形角の関係

噛み合わせ継手が降伏する程度までは直線的に荷重が増加し、その後荷重の増加傾向は緩やかになるものの荷重は増加を続け、最大荷重に達する。最大荷重に達した後は、しばらく最大荷重を保持し、コンクリートの圧縮破壊により荷重は低下した。

(2) 曲げ変形のメカニズム

曲げ変形を始めると引張および圧縮側鋼製エレメントと中詰めコンクリートの境界面には滑りが生じ、中詰めコンクリートには分散したひび割れは発生しない。このとき、せん断補強鋼板近傍でのみ曲げ変形に対して応力が伝達され、曲げ変形に抵抗する。そのためせん断補強鋼板近傍にひび割れが集中し、このひび割れが進展・開口することにより曲げ変形が進行していく。

(3) 曲げ変形算定モデルの提案

本研究で対象としているような構造部材は、せん断補強鋼板に挟まれたブロックの回転による変形と考えられ、これらの回転を累積することで、非常に簡便に曲げ変形を定量的に評価できる。鋼製エレメントの降伏程度までは非常に再現性が高く、その後の荷重の増加傾向は小さくなるが継手が最大荷重に達する程度の変形角も再現できる。本研究により、非線形有限要素解析のような複雑な数値解析をおこなわなくても簡便に曲げ変形を評価できる手法を構築することができた。

(4) 今後の展望と課題

本研究で提案した曲げ変形算定モデルは、部材の変形角が概ね1/30程度までは載荷試験の結果を安全側に再現できた。本研究で参考にした載荷試験の試験体は、本工法における一般的な部材寸法である。そのため、本研究で提案したモデルを活用することにより、本工法として一般的に実用される範囲において耐震性能に関する設計や照査を簡便におこなうことが可能になると考える。

今後は、鋼板の座屈や鋼板によるコンクリートの拘束効果の影響を解明し、算定モデルの精度を高める必要があると感じている。

謝辞：本研究をおこなうにあたり、東北大学大学院工学研究科の鈴木基行教授をはじめ、前橋工科大学大学院工学研究科の岡野素之教授、東日本旅客鉄道構造技術センターの野澤伸一郎所長には終始有益なご指導をいただきました。ここに深甚なる謝意を表わします。

参考文献

- 1) 清水満, 森山智明, 木戸素子, 桑原清, 森山泰明: 鋼製エレメントを用いた線路下横断トンネルの設計法, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.8, pp.407-412, 1998.
- 2) 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.
- 3) 土木学会: 【2009年制定】複合構造標準示方書, 2009.
- 4) 秋山暉, 小関喜久夫, 平和男, 佐々木正廣: 鋼コンクリートサンドイッチ構造部材の強度特性, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.605-608, 1986.
- 5) 真壁知大, N. MALEK, 睦好宏史, 町田篤彦: 鋼・コンクリートサンドイッチはりの力学特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.729-734, 1992.
- 6) 横田弘, 清宮理: 鋼・コンクリートハイブリッドはりの力学特性に関する研究, 土木学会論文集, No.451/V-17, pp.149-158, 1992.
- 7) 島弘, 渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.935-947, 2008.
- 8) 島弘: 頭付きスタッドのせん断力とずれ変位およびスタッド軸方向挙動との関係に及ぼす試験方法の影響, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.67, No.2, pp.307-319, 2011.
- 9) 原田直樹, 島弘: 鋼コンクリートサンドイッチ構造における合成度の小さい時の耐荷メカニズム, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.1211-1216, 1994.
- 10) 東日本旅客鉄道: 非開削工法設計施工マニュアル, 2009.
- 11) 安保知紀, 松岡茂, 長尾達児: JES 構造の正負交番載荷試験による耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.919-924, 2013.
- 12) 石橋忠良, 清水満, 渡邊明之, 森山智明, 栗栖基彰, 山口昭: 噛み合わせ継手の力学特性, 土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.73-82, 2004.
- 13) 土木学会: 【2012年制定】コンクリート標準示方書(設計編), 2012.
- 14) 松岡茂, 益田彰久, 武田康司, 土井至朗: ひび割れ発生・進展に支配されたコンクリート構造物の解析モデル, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.1-13, 1999.

(2015. 5. 13 受付)

SEISMIC DEFORMATION OF A STEEL-CONCRETE SANDWICH MEMBER
COMPOSED OF STEEL ELEMENTS
CONNECTED WITH INTERLOCKING JOINTS

Tomonori ABO, Tadayoshi ISHIBASHI, Shigeru MATSUOKA, Tatsuji NAGAO
and Motoaki KURISU

Currently, very few studies have been published that aim to examine the seismic deformation performance of a steel-concrete sandwich member integrating shear reinforcing steel plates which, with no displacement stop, are placed perpendicular to the member's axis. Furthermore, as regards the member composed of steel elements connected with interlocking joints, there have been no studies that quantitatively evaluate bending deformation performance under axial forces. In order to investigate this problem, we conducted a cyclic loading test of a full-scale specimen, through which we confirmed that localized cracks develop in the concrete, and using a non-linear finite element method, clarified a mechanism in which bending deformation progresses along with opening of localized cracks. At the same time, we proposed a model able to evaluate the amount of deformation in a simple quantitative way by accumulation of rotational deformations of blocks sandwiched between shear reinforcing steel plates. The validity of this model was demonstrated with a loading test and a finite element analysis.