

論文 ねじりを受けるサンドイッチ部材の力学特性

山田昌郎*1・清宮 理*2

要旨: 鋼コンクリートサンドイッチ供試体の静的ねじり載荷実験を行った。鋼板のひずみの計測値から、鋼板降伏まで、載荷ねじりモーメントの約40%をコンクリートが、約60%を鋼板が負担していた。供試体の降伏ねじりモーメントの実験値は、鋼とコンクリートの耐力を独立に計算して単純に累加した値よりも約25%大きかった。また載荷実験の結果を基にコンクリートのひび割れ発生後のせん断応力ひずみ関係を仮定して、サンドイッチ板部材の降伏ねじりモーメントを算定する方法を今回新たに提案した。

キーワード: サンドイッチ部材、ねじり、載荷実験、せん断応力ひずみ関係、累加強度

1. はじめに

鋼コンクリートサンドイッチ部材を、沈埋トンネル[1]、橋梁床版などの構造物に適用することが最近進められている。サンドイッチ部材は、鋼板の間にコンクリートを充填して製作される。鉄筋、スタッド、型枠等が不要であり、施工の省力化、工期の短縮等に有効である。高流動コンクリートの普及にともない、サンドイッチ部材の採用は、今後さらに増加すると思われる。

今後サンドイッチ部材の利用範囲が拡大すると、オープンサンドイッチ部材[2]や鉄筋コンクリートと同様に地盤の不等沈下や偏心荷重などによるねじりの照査の必要なケース[3]が生じると予想される。

現行の設計指針[4]には、「サンドイッチ構造のねじりに関する研究成果は過去に見られず、今後の研究が期待される。ただし、サンドイッチ構造部材のねじり耐力は、(中略)鋼殻部だけのねじり耐力、および(中略)コンクリート部だけのねじり耐力よりは大きいと考えてよい。」と記されている。すなわち、鋼殻部とコンクリート部がどのようにねじりモーメントを分担するのか、現在のところ不明である。

そこで本研究では、鋼殻部とコンクリート部が負担するねじりモーメントの分担を調べるため、載荷実験を行うとともに載荷実験結果を基に累加方法について考察を行った。

2. 実験方法

2.1 供試体の構造

供試体の鋼殻の寸法を図-1に示す。鋼殻は、0.25m×1m×2mの直方体の内部に、隔壁(せん断補強鋼板)を0.5m間隔で配置した構造とした。

溶接は脚長4mmの隅肉溶接とした。使用した鋼板

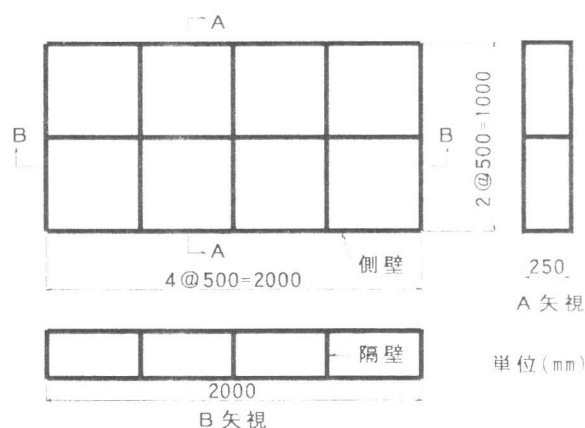


図-1 供試体の鋼殻の寸法

*1 運輸省港湾技術研究所 構造部構造強度研究室、工修(正会員)

*2 運輸省港湾技術研究所 構造部構造強度研究室長、工博(正会員)

の厚さは、公称値4.5mm、実測値4.27mmであった。下面の鋼板と隔壁と側壁をまず組み立て、その中にコンクリートを打設した。打設後上面の鋼板（495.5mm×4.5mm×495.5mm、8枚）を隔壁と側壁に溶接した。

2. 2 使用材料の性質

鋼板の材質はSS400であり、JISに基づく引張試験の結果、降伏強度は35.0kgf/mm²、弾性係数は 2.11×10^4 kgf/mm²、ポアソン比は0.28であった。

コンクリートの水セメント比は60%、粗骨材の最大寸法は20mmとした。セメントとして、早強ポルトランドセメントを287kg/m³使用した。細骨材として、比重2.60、粗粒率2.65の砂を861kg/m³使用した。粗骨材として、比重2.70、実積率61.0の砕石を975kg/m³使用した。また、A E減水剤を2.87kg/m³使用した。打設時のスランプは18.0cm、空気量は4.2%であった。

荷重実験は打設から115日後に行った。供試体と同一条件で養生した直径10cm高さ20cmの円柱管理供試体の強度試験の結果、圧縮強度は363kgf/cm²、引張強度は29.7kgf/cm²、弾性係数は 3.30×10^5 kgf/cm²、ポアソン比は0.20であった。

2. 3 荷重方法

図-2に荷重装置の概要を示す。供試体にP C鋼棒で取り付けた鋼製荷重治具を介して、供試体の対角位置の2点で支持し、他の対角位置2点で下向きに静的荷重した。

荷重には押し引き両用油圧ジャッキを使用した。供試体と荷重治具の重量によるねじりモーメントの影響を除去するため、重量のみに相当する荷重を各ジャッキで上向きに荷重した状態を初期状態とした。

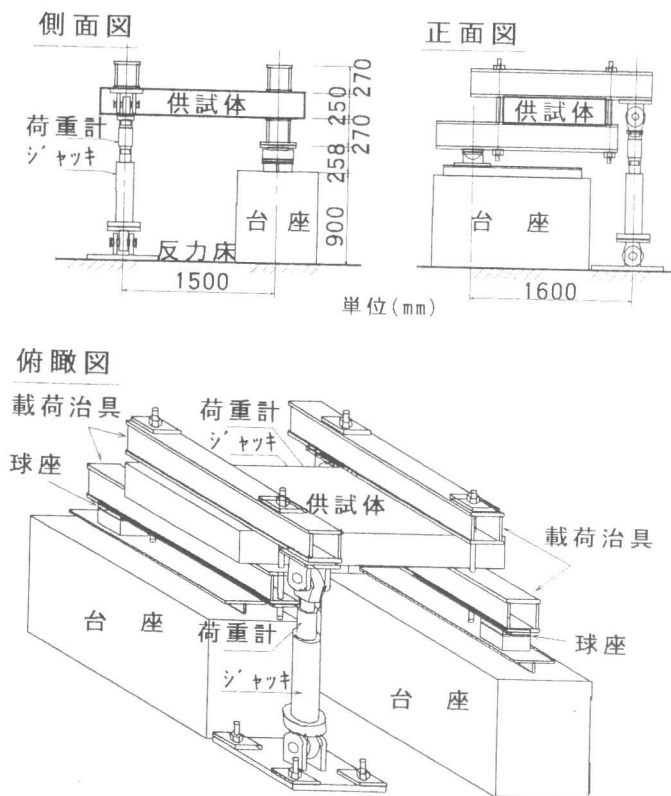


図-2 荷重装置の概要

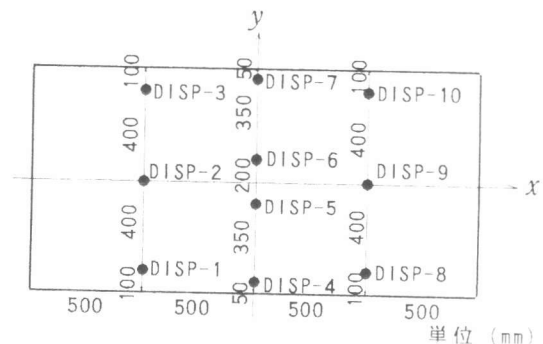
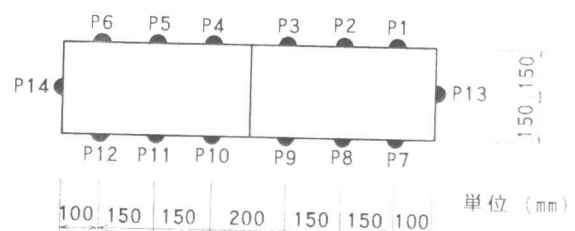


図-3 変位計設置位置



▲ 3軸ひずみゲージ (ゲージ長3mm)

図-4 ひずみゲージ設置位置

図-2の正面図で、ジャッキと支点の距離は1.6mとした。供試体長手方向に x 軸を考え、荷重に1.6mを乗じた値を x 軸まわりのねじりモーメントとした。

荷重増分0.5tfごとに計測データを取得した。ジャッキの引張力が3tf, 6tf, 12tf, 24tfに達した時点で除荷・再載荷を行った。荷重が最大値に達したあと、載荷と計測を終了した。

2.4 計測器の配置

変位計を図-3に示す位置に設置した。ひずみは、 $x=250\text{mm}$ の断面において、図-4に示す14箇所、3軸ひずみゲージを設置して計測した。

3. 実験結果

変位の計測値から求めたねじれ率と、ねじりモーメントの関係を図-5に示す。このねじれ率は、図-3のDISP-1とDISP-3の変位の差から $x=-500\text{mm}$ の位置での回転角を求め、DISP-8とDISP-10の変位の差から $x=500\text{mm}$ の位置での回転角を求め、これらの回転角の差から単位長さあたりの回転角の変化量を求めたものである。載荷後、曲線の傾きは徐々に低下し、ねじりモーメント60tfm以降ではかなりなだらかになった。最大ねじりモーメント(76.8tfm)到達後でも、ねじりモーメントはほぼ一定であった。このときでも鋼板の座屈、破断、剥離等は生じなかった。

ひずみの計測結果に関しては、まず図-4に示した各3軸ひずみゲージの計測値から、 yz 面に沿う方向のひずみ成分(P1~P12ではせん断ひずみ e_{xy} 、P13とP14ではせん断ひずみ e_{xz})を求めた。ねじりモーメント $T=60.5\text{tfm}$ の時点では、P1~P14のせん断ひずみ量の平均値は0.00108、最大値はP13における0.00118であり、P1~P14の各箇所でのせん断ひずみ量はほぼ一様であった。その後、 $T=61.3\text{tfm}$ において、側壁のP14のひずみ量が急増し、鋼板が降伏を開始したことが認められた。続いて $T=66.3\text{tfm}$ において、上側の鋼板のP2のひずみ量が急増した。他の箇所では、P14とP2で見られたようなひずみ量の急増は見られなかった。

次に鋼板のひずみの計測値から求めたねじれ率と、ねじりモーメントの関係を図-6に示す。このねじれ率は、P1~P6のせん断ひずみ量の平均値とP7~P12のせん断ひずみ量の平均値の和を部材の厚さ(0.25m)で割って求めたものである。鋼材の降伏以降のひずみの測定精度が十分でないひずみゲージを使用したため、図-6の結果は、鋼材降伏時までしか示していない。

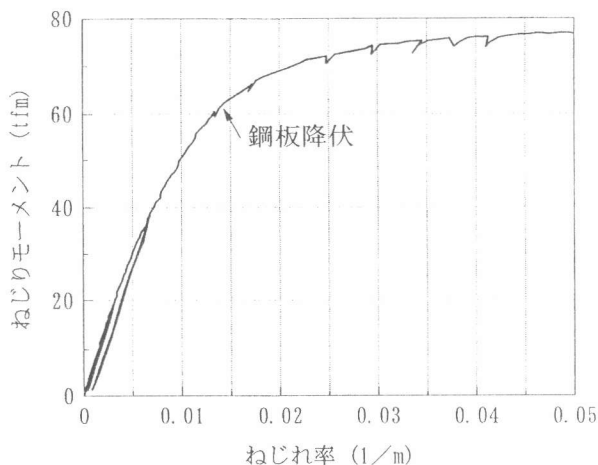


図-5 変位から求めたねじれ率とねじりモーメントの関係

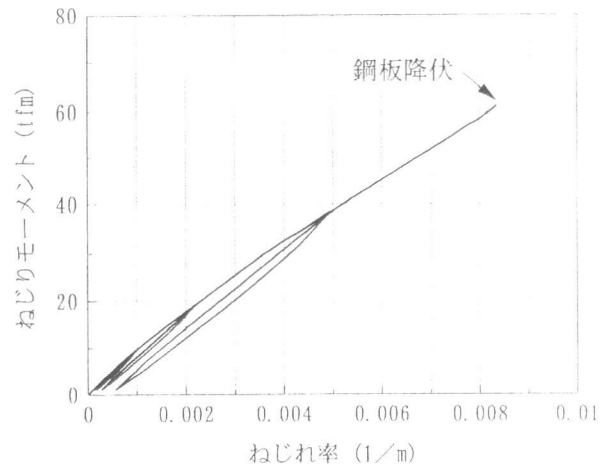


図-6 ひずみから求めたねじれ率とねじりモーメントの関係

図-5と図-6を比較すると、ひずみから求めたねじれ率は、変位から求めたねじれ率の60～80%の値となっている。変位から求めたねじれ率は、梁の曲げ載荷時のたわみから求めた曲率に相当し、ひずみから求めたねじれ率は、梁の曲げ載荷時の断面のひずみ分布から求めた曲率に相当する。梁では、断面寸法と長さの比が大きくなると、せん断変形の影響で2つの曲率が一致しなくなる。同様に、板のねじりにおいても、今回の供試体のように薄板の仮定から逸脱すると、 xz 面のせん断変形の影響が変位に含まれるため、2つのねじれ率が一致しなくなる。本研究では解析結果の薄板への適用を意図しているため、以下では、ひずみから求めたねじれ率を用いる。

P1～P14のせん断ひずみ量の平均値に、鋼板のせん断弾性係数を乗じて平均せん断応力を求める。この応力に、鋼板の厚さを乗じてせん断流を求める。せん断流に、板厚中心線の囲む面積の2倍を乗じて、鋼板が負担するねじりモーメント T_s を求める[5]。載荷ねじりモーメント T と T_s の差が、コンクリートが負担するねじりモーメント T_c となる。図-7に T 、 T_s 、 T_c とねじれ率の関係を示す。鋼板降伏時まで、載荷ねじりモーメントの約60%を鋼板が負担し、約40%をコンクリートが負担していた。この割合は鋼板降伏時までほぼ一定であった。

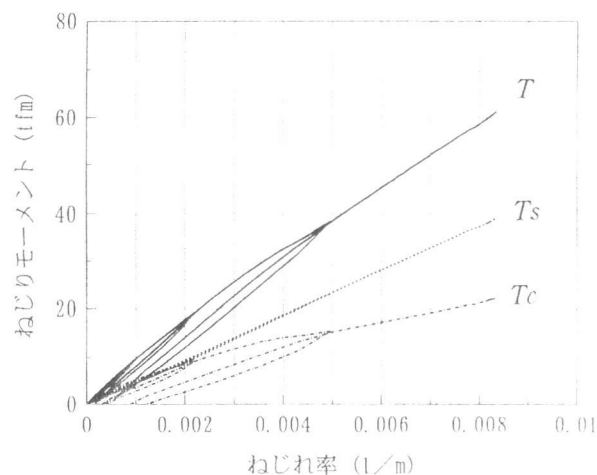


図-7 ねじれ率と T, T_s, T_c の関係

4. 考察

4. 1 単純な累加による耐力の計算

供試体の鋼殻部とコンクリート部の x 軸回りのねじり耐力を、独立に計算する。鋼殻部については「鋼構造物設計指針」[6]、コンクリート部については「コンクリート標準示方書」[7]に準じる。材料特性値としては強度試験値を用い、安全係数は1.0とする。計算の結果、鋼殻部の耐力は43.9tfm、コンクリート部の耐力は5.2tfmとなった。

これらの耐力を単純に累加すると49.1tfmであり、この値に対して実験での降伏ねじりモーメント(61.3tfm)は約25%大きかった。これは、鋼材降伏時にコンクリートが負担したねじりモーメントの実験値(22.1tf)が、コンクリート部だけの耐力計算値(5.2tfm)の約4倍に達したためである。ねじりの設計に関しては、単純に累加すると安全側であることが判明した。しかし鋼とコンクリートのねじり耐力を合理的に累加するためには、鋼殻に変形を拘束されたコンクリートのねじり特性を適切にモデル化する必要があると考える。

4. 2 コンクリートの応力ひずみ関係の設定

鋼殻内のコンクリート中のねじりによるせん断流が、鋼殻形状と相似の矩形状に周回すると仮定して、図-8のようにコンクリート部をせん断流に沿った薄い層に分割する。なお対称性から隔壁には理論上せん断応力が生じないため、解析では隔壁を無視する。ねじれ率 (z 方向のせん断ひずみの変化率) を与えると、各層のせん断ひずみが決まる。せん断ひずみとせん断応力の関係を仮定すれば、各層のせん断応力が決まる。この応力に、層厚を乗じてせん断流を求める。せ

ん断流に、層厚中心線（せん断流の経路）の囲む面積の2倍を乗じて、各層が負担するねじりモーメント ΔT_c を求める。すべての層の ΔT_c を足し合わせて、あるねじれ率の時の T_c を求める。ねじれ率を逐次変化させて、この手順を繰り返し、ねじれ率と T_c の関係を求める。

ひび割れ発生までのコンクリートのせん断応力とせん断ひずみの関係は、式(1)で示される。ひび割れ発生後の両者の関係については十分な知見がない。周囲が鋼板で拘束されている場合、ひび割れ発生後においてもせん断剛性のある程度保持していると考えられる。そこで載荷実験結果と合うようにせん断応力ひずみ関係を試行錯誤により求めた。この結果、図-9の関係を仮定したとき、 T_c とねじれ率の解析結果と実験結果が図-10のように良く一致した。図-9に示すせん断応力ひずみ関係は、式(1)、式(2)で表される。

$$\tau_{xy} = 2 G_c e_{xy} \quad (0 \leq e_{xy} \leq e_0) \quad (1)$$

$$= f_t (e_{xy} / e_0)^{0.64} \quad (e_0 \leq e_{xy}) \quad (2)$$

ここで τ_{xy} : せん断応力

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

e_{xy} : せん断ひずみ

e_0 : ひび割れ発生ひずみ ($= f_t / 2 G_c$)

f_t : コンクリートの引張強度

注) 式(1)で初期せん断剛性が G_c ではなく $2 G_c$ となっているのは、 e_{xy} が角ひずみ γ_{xy} の1/2と定義されるため。

4. 3 サンドイッチ板の降伏ねじりモーメント算定方法の提案

薄板においては、 τ_{xz} は考慮されず、単位幅あたりのコンクリート部が負担するねじりモーメント T_c は、次式で表される。

$$T_c = 2 \int_0^{t_c/2} \tau_{xy} z dz \quad (3)$$

また、薄板ではせん断ひずみ e_{xy} と z の関係は次式で表される (図-11)。

$$e_{xy} = e_{xys} z / (t_c/2) \quad (4)$$

ここで e_{xys} : 鋼板のせん断ひずみ量

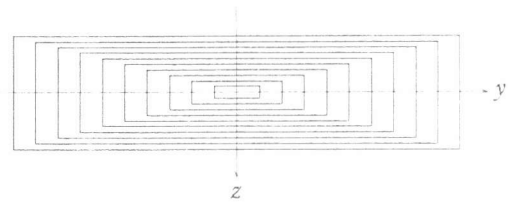


図-8 コンクリート断面の分割

注) 図は分割数10の場合を示す。
分割数20以上で解析値が収束した。

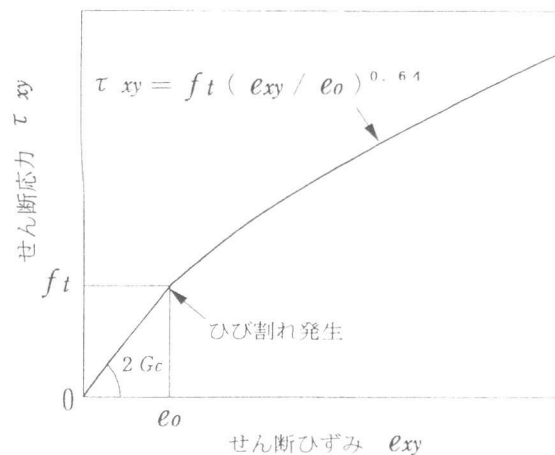


図-9 設定したコンクリートのせん断応力ひずみ関係

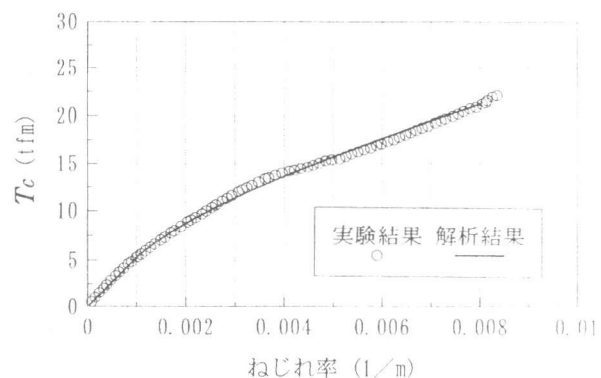


図-10 ねじれ率と T_c の関係

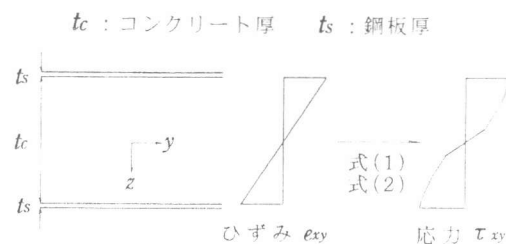


図-11 サンドイッチ板の内部コンクリートのせん断ひずみとせん断応力

薄板においても、今回の実験から得られたコンクリートのせん断応力ひずみ関係が成り立つと仮定し、式(1)、式(2)、および式(4)を用いて、 τ_{xy} を z で表して式(3)の積分を実行すると、

$$T_c = 4 G_c \frac{e_{xys}}{tc/2} \frac{1}{3} \left[\frac{e_o}{e_{xys}} \frac{tc}{2} \right]^3 + 2ft \left[\frac{e_{xys}}{e_o(tc/2)} \right]^{0.64} \frac{1}{2.64} \left\{ \left[\frac{tc}{2} \right]^{2.64} - \left[\frac{e_o}{e_{xys}} \frac{tc}{2} \right]^{2.64} \right\} \quad (5)$$

となる。 $e_{xys}/(tc/2)$ はねじれ率であり、式(5)は T_c とねじれ率の関係式である。

また、単位幅あたりの鋼板が負担するねじりモーメント T_s は、次式で表される。

$$T_s = 2 G_s e_{xys} t_s (tc + t_s) \quad (6)$$

注) 式(6)は鋼板降伏時までを対象にしている。また、鋼板厚さ方向のひずみの変化は無視した。

単位幅あたりのサンドイッチ板のねじりモーメント T は、次式で求められる。

$$T = T_c + T_s \quad (7)$$

上式の累加方法でサンドイッチ板のねじりモーメントを計算することが可能と考えられるが、鋼材降伏後の挙動：鋼材の拘束効果、コンクリートの見掛け上の強度上昇、鋼材のひずみ硬化、塑性域の広がりの影響等、不明な点も多く、累加できる条件等を今後載荷実験等をさらに行って検証する必要がある。

5. まとめ

- (1) 鋼コンクリートサンドイッチ供試体の静的ねじり載荷実験を行った。降伏ねじりモーメントは61.3tfm、最大ねじりモーメントは76.8tfmであり、終局まで鋼板の座屈、破断等は生じず十分な変形性能を保持していた。
- (2) 鋼板のひずみの計測値から、鋼とコンクリートが負担するねじりモーメントを分離したところ、鋼板降伏時まで、載荷ねじりモーメントの約60%を鋼板が負担し、約40%をコンクリートが負担していた。コンクリートが負担したねじりモーメントは、コンクリートの耐力を独立に計算した値の約4倍に達し、その結果、供試体の降伏ねじりモーメントの実験値は、鋼とコンクリートの耐力を独立に計算して累加した値よりも約25%大きかった。独立に計算して累加する方法によりねじり耐力を安全側に算定することが判明した。
- (3) 鋼殻に変形を拘束されたコンクリートのひび割れ発生後のせん断応力ひずみ関係を、 $\tau_{xy} = ft (e_{xy} / e_o)^{0.64}$ のように設定することにより、コンクリートが負担するねじりモーメントとねじれ率の関係の実験結果と解析結果が良く一致した。この応力ひずみ関係を用いて、サンドイッチ板部材の降伏ねじりモーメントを算定する方法を今回新たに提案した。

参考文献

- [1] 中島由貴：沈埋トンネル、コンクリート工学、Vol. 33、No. 1、pp. 65-69、1995. 1
- [2] 山田昌郎、清宮理：鋼・コンクリート合成板のねじりに関する基本的な載荷実験、第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 83-88、1995. 11
- [3] 清宮理、山田昌郎：ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性、港湾技術研究所報告、Vol. 30、No. 2、pp. 445-481、1991. 6
- [4] 土木学会：コンクリートライブラリー第73号、鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）、p. 15、1992. 7
- [5] 西野文雄、長谷川彰夫：新体系土木工学7 構造物の弾性解析、技報堂出版、1983. 6
- [6] 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A、p. 62、1987. 11
- [7] 土木学会：平成3年版コンクリート標準示方書〔設計編〕、1991. 9