

波型合成床版の終局正曲げ耐力算定

小西拓洋¹・紫桃孝一郎²・西土隆幸³

¹正会員 工博 (社) 日本橋梁建設協会 床版技術委員会 (〒104-0061 東京都中央区銀座 2-2-18)

²正会員 工修 日本道路公団試験研究所 橋梁研究室 (〒194-8505 東京都町田市忠生 1-4-1)

³正会員 工博 (社) 日本橋梁建設協会 床版技術委員会 (〒104-0061 東京都中央区銀座 2-2-18)

合成床版の終局耐力には鋼コンクリートの結合力が大きく影響する。波型合成床版の終局正曲げ耐力を算出するため結合力をパラメータとした合成床版の部分合成モデルを作成した。鋼コンクリートの合成度合いを決定する水平結合力に対する摩擦力、スタッドなどによる力の分担比を推定するため、鋼コンクリート間の定着機構を変えた合成床版供試体の載荷実験を実施し、終局正曲げ耐力からモデルのパラメータを決定した。更にモデルの検証のため、実測した断面のひずみ分布より断面内の部材の軸方向力を推定し、鋼コンクリートの結合力を部分合成モデルと比較を行った。

Key Words : composite slab, colugated steel plate, limit state, partial composite, sagging moment

1. はじめに

ここ数年、国内において、少主桁橋梁の普及とともに高性能床版への要求が高まり、これに対応してPC床版、合成床版の研究・開発がさかんに行われている。波型デッキを使用した合成床版は建築分野で広く使用されており、建築用デッキ床版の基準等が整備されている¹⁾。又、米国では多主桁橋梁の床版に建築用と類似な波型デッキが利用されており、ASCEによる波型鋼デッキを用いた合成床版の基準等^{2,3)}が整備されている。これらデッキプレートに使用される鋼板板厚は1~2mm程度と薄く、プレスにより鋼板自体に凹凸をつけることも容易であり、これにより鋼コンクリートのずれどめの機能を付与することができる。しかし、道路橋、特に少主桁橋梁のように床版支間が大きな橋梁の床版では、支持構造、荷重強度、適用スパン、振動等の使用条件が建築用の床版と比べると格段に厳しく、使用するデッキ鋼板も6mmを越える厚さとなり、鋼コンクリートの接合も鋼板の凹凸形状のみでなくスタッド等強度の大きな接合部材を使用することになる。このような大断面の合成床版の耐力、耐久性に関するデータは不足し、設計法も確立されていない。このためまず、適用方法、構造詳細を検討するための基礎データ取得を目的として波型鋼板を利用し定着構造を変えた6種類の梁供試体により耐力力実験を実施した⁹⁾。ここではこれらのデータの一部を用いて、定

着方法による耐力力の違いを明らかにし、床版支間6m以上に対応できる大断面・長支間用の波型鋼板合成床版に関する耐力機構の把握と設計データの整理を行った。図-1に対象とする波型合成床版の断面を示す。

(1) 合成床版の挙動

合成床版の挙動は鉄筋コンクリート床版(以下RC床版)といくつかの点で異なる。RC床版においては、合成効果は鉄筋の付着により達せられる。この付着力は実験で確認できるが、これがそのまま終局曲げ耐力を決定するわけではない。合成版ではスタッド等の接合部材により合成挙動が達せられる。これらの接合部材の設計は梁が終局曲げ耐力を得ることを前提としており、いわゆる完全合成設計が適用され

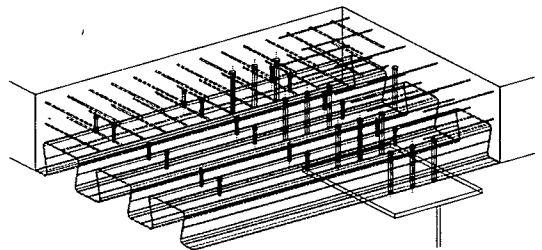


図-1 波型合成床版断面図

る。もし結合部材が少なく完全な結合が得られない場合には、終局曲げ耐力は減少するが、この場合の終局曲げ耐力は結合部材の数、架設方法により影響される。

合成床版の挙動は RC 床版と合成桁の両者の特性をあわせ持つ。デッキ鋼板は鋼桁と同様の曲げ剛性を持つが、鋼板が変型できる点から相違点が出てくる。又、RC 床版とも異なり鋼材がすべてコンクリートに埋まり一体となって外力に抵抗するわけでない。変形はいくつものパラメータに支配されており、それが合成床版の挙動を複雑なものとしている。

国内の合成床版は一般的に一方方向性の版として設計が行われている。鋼コンクリート間には終局状態においても接合を保証できる機械式のジベルを配置することを前提に、断面の算定に際しては鋼・コンクリートの接合は完全であるとし、鋼板を鉄筋に換算し RC 床版として計算が行われる。このため相当数の定着ジベルが必要となる。

通常の状態では合成床版が正の曲げを受けた場合、荷重が小さいうちは床版にひび割れは入らず合成効果も完全である。荷重が増加するとひび割れが入り剛性が低下するが、十分な定着ジベルが配置されていれば鋼板とコンクリート間の接合により、亀裂間の剪断を伝えることができる。しかし、場合によっては床版端部で付着が切れることがある。

合成床版の特徴的な崩壊パターンは鋼とコンクリートの境界での剪断結合不良か、材料の降伏により誘発される。どのような合成床版でもある程度のすべりが発生するが、合成床版が設計荷重以上の荷重を受けた場合の挙動はデッキ鋼板の幾何的形狀、定着ジベル配置によって変化する。最初のすべりのあと突然崩壊する脆性破壊モードを示すものと、その後も耐力が徐々に上昇し崩壊までかなり延性的な挙動をする延性破壊モードを示すものがある。脆性破壊モードでは、結合不良が発生すると同時に耐荷力は突然減少し、それ以降最大値にはもどらない。耐荷力の降下は鋼とコンクリートの相対的な滑りによるもので、その挙動は摩擦、機械的な定着によってきまると考えられる。

(2) 鋼コンクリート間の結合力

合成床版の終局正曲げ耐荷力を考えた場合、鋼コンクリートの結合が非常に大きな意味をもつ。合成床版における鋼とコンクリートの結合は主として、摩擦による結合、機械的なかみ合わせ（鋼板表面の凹凸による噛み合わせ、ジベルによる結合、端部の定着機構）、付着などによってもたらされる。合成床

版の結合作用を支配する力の大きさとその組み合わせから終局正曲げ耐力を推定することが出来れば設計に役立つはずである。

付着による結合作用については、これを設計において定量的に扱うことは容易ではない。これは付着が進行性の剥離挙動を示すこと、又、付着強度は、鋼材表面の状態、打設方法、コンクリートの品質により変化することから、定量的な把握は容易ではなく、付着の切れる荷重が予測できず、その結果耐荷力の推定が難しくなる。このような理由から、通常の設計では両者の付着力は考慮しない。但し、付着に関してはスタッド等によりある程度の水平剪断力が分担されている状態では、剥離の発生が抑えられ、かなりの水平剪断力が付着によって分担されるはずであり、付着を積極的に利用するためには機械的接合により広範な剥離の進行を抑えることが有効となる。

摩擦は付着とは区別する必要がある。付着はコンクリートと鋼板の界面に存在する物質の架橋効果による結合であるが、付着が切れた後でも、鋼とコンクリートが圧着されていれば摩擦が生じる。特に、本床版のような逆台形の形状を持つデッキプレートでは、床版がたわむ際にコンクリートをより強く挟み込もうとする効果(Clamping 効果)が生じ、摩擦力が増加し、さらに強い結合力が発生することが考えられる。

これらの結合作用の大きさを知るためには押し抜き試験では不十分であり実物大の梁試験が必要となる。なぜなら、これら結合作用の大きさ、組み合わせは梁が曲げられた状態で鋼板がコンクリートを挟み込もうとする変形（先述した Clamping 効果）、梁のたわみ、コンクリートのひび割れ等の影響も当然受け、これにより終局曲げ強度も大きく変化するからである。おのおのの接合力の大きさについては、デッキの形状、荷重の大きさにより影響され、又、2種類以上の接合力が単純に足し算されるわけではない。

2. 波型合成床版の終局正曲げ耐荷力

波型合成床版は、底面に波型の鋼板を持ち、正曲げに対しては鋼板が引張り鉄筋として働き、通常の荷重に対しては RC 床版として設計される。合成床版の耐荷力は、桁との定着を別とすれば、大別して床版支間中央での正曲げ、主桁上の負曲げ、鋼・コンクリート接合面の水平剪断力に対する抵抗、梁と

しての剪断抵抗, 押し抜き破壊などによって決まる。これらのうち合成床版の耐荷力を考える上で最も重要なものは正曲げと水平剪断力による抵抗と考えられるが, 両者には鋼とコンクリートの結合強さが深く関係している。

本研究では, 主として正曲げを受ける合成床版の耐荷力について議論する。波形合成床版では負曲げに対してはコンクリートに生じる引張力に対して, 引張り鉄筋が追加されるが, 問題は補強鉄筋の配置など施工的なことに限られる。負曲げに対しては鋼板が圧縮部材となるが, 波形合成床版では圧縮を受ける凸部鋼板内にコンクリートが充填されているため, 座屈が発生しにくく, 又, 鋼板で囲まれた圧縮域のコンクリートの耐力が上昇するため, 引張り鉄筋がそれなりに配置されていれば正曲げ部と比較しても同等以上の耐荷力を示すという結果が今回の実験で得られており, 別途報告予定である⁹⁾。

正曲げを受ける合成床版の断面の耐荷力を考える場合, 床版の破壊モードは鋼板とコンクリートの結合強さ, 換言すれば, 合成度合いにより変化し耐荷力が決まる。合成がほぼ完全な完全合成, 両者が合成していない非合成 (= 重ね梁) の状態と, その中間的な状態である不完全合成に分類すると, それぞれの状態に応じた耐荷力が計算できる。ある一断面に着目した場合, 合成度合いは鋼コンクリート間の付着, ジベル等定着機構の特性による結合力によって決定される。両者の結合力が, そこに生じる水平せん断力が越えた場合に合成版は重ね梁に移行し耐荷力が減少する。以下, 正曲げ断面について耐荷力の計算法を示す。

(1) 波形合成床版の断面性能

完全合成の場合の波形合成床版の曲げ耐荷力照査は, 主鉄筋に平行な 2 断面で切り取られた, 単位幅の床版の中立軸まわりの断面 2 次モーメントを用いて行う。通常の使用範囲においては, 荷重が小さいうちはコンクリートが引張に対して抵抗し全断面有効であるが, 荷重が大きくなるにつれ引張域にひび割れが入り力を伝えられなくなる。設計計算上は引張領域のコンクリートを無視し, RC 床版に準じて断面を計算する。図-6 に示す 6m 程度の床版支間に対する正曲げ供試体断面を例に計算法を示す。

正曲げ断面に対する断面 2 次モーメントは鉄筋を無視した場合, 以下のように計算できる。

中立軸がスラブ内に存在する時

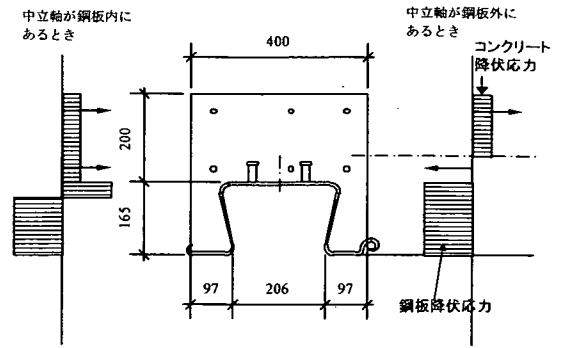


図-2 合成床版終局状態応力分布

$$I_n = I_{cn} + I_{sn} \quad (1)$$

$$I_{cn} = \frac{Bx_n^3}{3} \quad (2)$$

$$I_{sn} = nI_s + nA_s(d_s - x_n)^2 \quad (3)$$

$$x_n = \frac{-nA_s + \sqrt{n^2A_s^2 + 2nBa_s d_s}}{B} \quad (4)$$

但し,

I_n : 合成断面の断面 2 次モーメント

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(cm)

B : デッキプレートの単位幅(cm)

I_{cn} : コンクリートが合成床版中立軸について持つ断面 2 次モーメント

I_s : デッキプレートが自身の重心軸について持つ有効断面 2 次モーメント

I_{sn} : デッキプレートが合成床版中立軸に軸について持つ断面 2 次モーメント (コンクリート換算)

A_s : デッキプレートの断面積(cm^2)

d_s : 圧縮縁からデッキプレート重心までの距離(cm)
中立軸がスラブ外にある時

$$I_{cn} = \frac{Bx_n^3}{3} + B_s \left(x_n - \frac{s}{2} \right)^2 + \frac{b_1(x_n - s)^2}{3} \quad (5)$$

$$I_{sn} = nI_s + nA_s(d_s - x_n)^2 \quad (6)$$

$$x_n = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + b_1\beta}}{b_1} \quad (7)$$

$$\alpha = s(B - b_1) + na_s \quad (8)$$

$$\beta = s^2(B - b_1) + 2na_s d_s \quad (9)$$

但し、

s : デッキプレート山の平板部上のコンクリート厚さ(cm)

b_f : 溝の上幅(cm)

標準断面では中立軸がほぼデッキ上側鋼板のすぐ上側に位置し、鋼板は引張り、コンクリートは圧縮として働くようコンクリート厚を設定している。

以下に本合成床版についての断面算定結果を示す。中立軸はデッキ上方のコンクリートスラブ内に存在するので式(1)~(3)を用いている。

$$B=40\text{cm}, A_s=51.89\text{cm}^2, I_s=2,257.4\text{cm}^4, n=15, d_s=28.4\text{cm}, I_n=74,461\text{cm}^4, I_{sn}=100,323\text{cm}^4, x_n=17.74\text{cm}, I_{cn}=174,784\text{cm}^4$$

又、許容応力発生時の1m幅あたりの抵抗曲げモーメントは圧縮側コンクリート許容応力を10MPaとすれば80.5kN*m、引張り側の鋼材の許容応力160MPaに対しては80.8kN*mとなる。

(2) 完全合成床版の終局正曲げ耐力の推定

終局状態においては全断面が塑性化するとして図-2に示す矩形応力分布を仮定して終局曲げモーメントを計算することができる。この方法によれば終局時には、圧縮側にあるコンクリート、鋼材全てが圧縮降伏応力に達し、引張り側鋼材は引張り降伏応力に達すると仮定して終局曲げモーメントを計算することができる。中立軸の位置により断面に算入される部材が変化するが、例えば中立軸がデッキプレート鋼板内にある場合は図-2の左側に示す応力分布を、デッキプレート鋼板より上側にある場合は右側に示す応力分布となる。本床版について圧縮と引張り側の力が均衡する塑性中立軸を求め、終局曲げモーメントを計算した。コンクリートの設計強度 $\sigma_{ck}=30\text{MPa}$ 、デッキ鋼板の降伏強度 $\sigma_{sy}=240\text{MPa}$ 、鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=345\text{MPa}$ 、デッキ上床版厚20cm、上下鉄筋断面積は図-2の断面で、それぞれ10.62cm²、鉄筋かぶりは圧縮縁-鉄筋中心が3.65cm、16.85cm、デッキ板厚6mm、デッキ上フランジ幅274mm、デッキ下フランジ幅194mm、ウェブ高さ158mm、コンクリートの終局時の平均圧縮応力は $0.85 \times \sigma_{ck}$ として計算した。床版1.0m幅あたりの終局曲げモーメント M_u は

$$M_u=690.4\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

となり、許容抵抗曲げモーメントの約8倍に達する。鋼・コンクリート間に働く水平せん断力 D_b は、中立軸より上側の断面力の総和より計算でき、

$$D_b=1250.3\text{ kN/m} \quad (10)$$

と計算される。これが終局時に梁長さ1mあたりのス

タッドにかかる力となる。

(3) 不完全合成床版の終局曲げ耐力

合成床版の終局曲げ耐力を考える場合に、結合不良による破壊が重要な意味をもつと述べた。ベトンレンダー⁴⁾では合成床版の設計に鋼コンクリートの合成度合いを表すパラメータ η を導入し、終局耐力を計算する方法を示している。同様の考え方は合成桁についても適用され、不完全合成桁として研究されている。梁理論を用いた不完全合成桁の解は Newmark らにより研究されている¹⁰⁾。終局耐力については Michel Crisnel²⁾、Helmut Bode³⁾らによる文献中にも床版の耐力計算法として紹介されている^{5),6),7),8)}。同様の考え方を用いて、波形合成床版の終局強度を計算するため、不完全合成梁としての合成度 η を導入する。 $\eta=0$ は鋼板とコンクリートとの合成が全くない場合で、断面の塑性モーメントはコンクリートを無視した鋼デッキのみの塑性モーメントとなる。 $\eta=1.0$ は完全合成床版となる。完全合成の場合のコンクリートの全圧縮力を N_{cf} とすると、終局時には鋼デッキ断面には $-N_{cf}$ に相当する力が生じてバランスする。もし、両者の接合が不完全で、コンクリートの圧縮力として $N_c = \eta \times N_{cf}$ に相当する分しか伝えられないとすると、鋼デッキには最大でも引張力 $N_s = \eta \times N_{cf}$ しか生じえない。この $\eta = N_c / N_{cf}$ で定義される値を合成度合と定義する。 η が決まれば断面の終局曲げ耐力が計算できる。逆に η を変化させた場合の床版の塑性モーメントを計算しておけば、合成床版の終局曲げ耐力を実測することにより合成度合 η を推定することも可能である。

不完全合成床版としての波形合成床版の塑性モーメントの計算法を以下に示す。道路橋床版では鉄筋量が多く、これが塑性モーメントに大きく影響することから、ここでは鉄筋を含めて終局曲げモーメントを定式化し計算を行った。終局状態では全材料が塑性化するとするが、鋼コンクリートの合成度合いにより、鋼、コンクリート断面のそれぞれに塑性中立

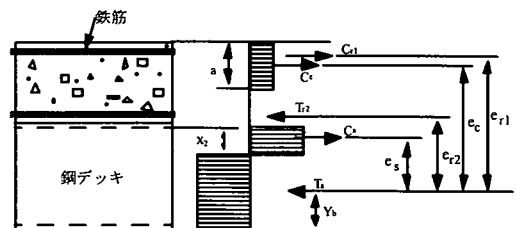


図-3 不完全合成断面終局状態

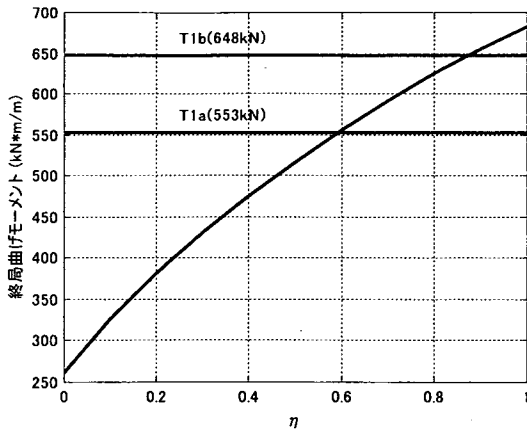


図-4 不完全合成床版の終局モーメント

軸 (Plastic Neutral Axis, 以下 PNA) が存在し、その位置により計算は場合分けが必要となる。本床版ではほとんどの場合、塑性中立軸はデッキ上のコンクリート内に存在する。塑性中立軸が上下鉄筋の間にある場合の応力分布を図-3 に示す。コンクリート、上側鉄筋、鋼デッキに生じる圧縮応力の総和をそれぞれ C_c , C_r , C_s とおき、下側鉄筋、鋼デッキに生じる引張り応力の総和をそれぞれ T_r , T_s とする。又、 T_s と各合力の距離を図示のようにとる。コンクリート断面の力、デッキ断面力の総和を N_c , N_s とおくと

$$N_c = C_c + C_{r2} - T_{r2} = C_c = \eta \cdot N_{cf} \quad (11)$$

$$N_s = T_s - C_s \quad (12)$$

$$a = \frac{N_c}{0.85\sigma_{ck}b} \quad (13)$$

圧縮力と引張り力のつり合い条件から下式が成り立つ。

$$A_s\sigma_s - 2C_s = C_c \quad (14)$$

式(14)を用いて鋼デッキの圧縮域の幅 x_2 を求める。圧縮域は図ではウェブ内にあるが、鋼フランジ内に入る場合もあり、場合分けが必要となる。鋼デッキ内の応力分布から鋼デッキの圧縮力、引張り力の合力の作用位置を求める。そして T_s の作用位置に関する各力のモーメントの総和を求めれば全塑性モーメントが計算できる。 η を変化させて計算した本床版の塑性モーメントを図-4 に示す。図中水平線は後述する梁供試体 T1a, T1b の 2 点曲げ載荷実験より得られた最大曲げモーメントである。この結果より各々の合成度合い η は

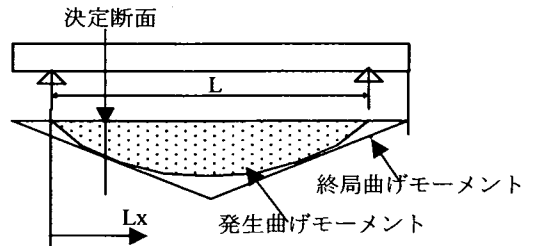


図-5a 梁としての限界状態決定断面

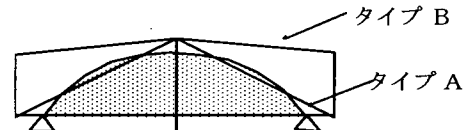


図-5b 端部定着の効果

タイプ 1a $\eta = 0.59$

タイプ 1b $\eta = 0.88$

程度と推定できる。但し、計測された最大曲げモーメントは梁供試体の支間中央部 1.75m 間に生じている曲げモーメントであり、後に述べる決定断面が最大曲げモーメント発生区間に存在するとして η を求めている。

(4) 合成床版の終局強度と結合力の関係

梁に曲げがかかる場合に、ある断面の鋼・コンクリート結合力は着目断面より梁縁端側の断面の結合力の累積和となり、鋼コンクリートのずれに対する抵抗力、すなわち η は桁端部より支間中央に近づくほど大きくなる。このことから不完全合成床版の終局時の抵抗曲げモーメントを模式的に示せば図-5a のように支間中央をピークとした直線山形の分布を示す。このような抵抗曲げモーメントと発生曲げモーメントを比較することにより最初に結合破壊が発生する断面が決まるが、それは必ずしも支間中央ではないことがわかる。このような概念により合成床版の耐力照査を行うためには、水平剪断抵抗 S_x を知ることが必要になる。単位面積あたりの最大結合力 = 水平剪断力を τ_u とすると支点からの距離 L_x の断面における水平剪断力 S_x は

$$S_x = bL_x\tau_u + S_0 = b(L_x + L_0)\tau_u + S_A \quad (15)$$

である。ここで、 b は床版の幅、 L_x は着目断面の支点からの距離、 S_0 は支点位置における水平剪断力で、端部アンカーによる定着力 S_A および、支点外側に張出し長が L_0 ある場合にはその部分の寄与を足しあわせたものとなる。この考え方によれば、コンクリー

ト断面に生じる最大圧縮力を N_{cf} とすれば、支点からの距離 L_x の断面における水平剪断力 $S(x)$ が N_{cf} に等しくなる位置が決まる。この位置までの距離を L_{cf} とすれば、

$$L_{cf} = \frac{N_{cf} - S_0}{b\tau_v} - L_0 \quad (16)$$

断面は N_{cf} 以上の圧縮力には耐えられないから $L_{cf} < L_x$ の範囲では、曲げ破壊（コンクリートの圧壊）が発生し、 $L_{cf} > L_x$ の場合は結合不良が発生する。床版の耐荷力は図-5a に示すように発生モーメントと抵抗モーメントの大小により決定されることから、耐荷力を決定する断面は必ずしも支間中央ではなく支点方向に移動することとなる。

このような不完全合成床版の耐荷機構を考慮すれば、合成床版の鋼コンクリート定着方法としては、図-5b に示すように、床版全体に接合力を分散させるタイプAよりも、端部に強い定着機構を設置するタイプBの方が合成床版としては合理的と考えられる。更に支間部の曲げモーメント分布を考えると、等分布荷重では中央で最大となる2次曲線分布となることから、支間部についても結合をある程度保有させ、床版に発生する曲げモーメント分布を効果的に包含する終局抵抗曲げモーメント分布とすることが有効と考えられる。支間部においては鋼コンクリートの接合は付着、摩擦によっても確保されるが、確実な接合を確保するためにはスタッドジベル等による定着が必要となる。

3. 合成床版の耐荷力実験

(1) 梁供試体による載荷実験結果

不完全合成床版としての波型合成床版の耐荷力を推定するため図-6に示す正曲げ梁供試体による静的載荷実験を行った⁹⁾。実験では各種ジベル形式を比較したが、ここではデッキ上にスタッドのない T1a 供試体とスタッドを有する T1b の2種類の供試体による実験を取上げる。両者共に端部に平鋼2枚を普通ボルトにより固定した定着金具をもつ。T1b は直径16mm、高さ80mmのスタッドを梁軸方向50cm間隔にデッキ幅1.2mあたり6本ずつ着着した。梁供試体は3枚のデッキプレートを勘合して接合し幅1.2mとしたもので、梁長さは7mあり、これを6m間隔で単純支持した状態で鉄筋を配置し、コンクリートを打設した。打設時のコンクリート自重により計算上、

鋼板には支間中央上フランジで60.5MPaの圧縮応力、下フランジで59.7MPaの引張り応力が発生している。コンクリート硬化後、供試体は単純支持された状態で中央をはさむ1.75m間隔の2点で載荷され、荷重増分毎に変位、歪みが計測された。荷重 P と中央部の曲げモーメント M の関係は以下となる。

$$M = 1.063P \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (17)$$

1m幅あたりの荷重と変位曲線を図-7に示す。計算上の抵抗曲げモーメント、材料非線形を考慮したFEM解析による終局曲げモーメント、完全合成とした場合の塑性曲げモーメントの発生荷重を示した。T1a 供試体は荷重が280kN程度で剥離が観測され始め350kN近辺で大きく進展した。剥離はデッキプレート上側と下側鋼板両方に発生したが、上側の剥離が梁全体の剛性低下に大きく影響したように観察された。剥離により梁の一部は重ね梁化し一旦たわみが増加するが、その後もち直し624kNまで耐力が上昇した。その後も顕著な耐力低下なしに変位が増加し、タイプT1bと比較して、終局状態での変形量が大きかった。図-8aに中央断面のひずみ分布を示す。グラフ縦軸はデッキ鋼板下面からの距離を示し、165mmがデッキ上フランジに相当する。上フランジから上方は鉄筋のひずみとコンクリート表面のひずみを結んでプロットしている。表-1にデッキ下面と中立軸の距離の変化を示す。載荷初期には中立軸位置は200mmであるが、載荷に伴い付着切れが発生し、重ね梁化するため、鋼、コンクリート内それぞれにひずみが0となる位置が現れる。終局時に近い588kN載荷時にはコンクリート上部100mmが圧縮域として残った。端部でのデッキ鋼板とコンクリートのズレを π ゲージにより計測した結果、南側は350kN、北側は400kNで端部ズレが急増した。T1b 供試体は都合上、スタッドを鋼板に孔明けをして挿入し、エポキシにて定着後、鋼板と溶接を行ったため、熱ひずみの影響により鋼コンクリートの付着は載荷前に失われていたと考えられる。しかし、図-8bに示す中央断面におけるひずみ分布は、T1aと異なり、終局状態近くでも鋼コンクリートのひずみが連続している。終局状態に於いては端部の定着金具のボルトが破断し、コンクリートがデッキ端よりとび出るとともに、支点より1-2m付近に大きな剪断ひび割れが発生し、最終的に載荷点直下でコンクリートに圧壊が生じた。最大荷重は732kNであった。図-8bの軸方向歪み分布を見ると、梁上部コンクリート部でひずみが直線分布から多少ずれている。

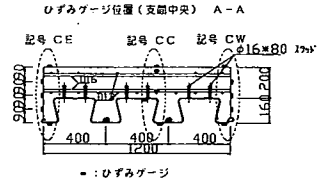
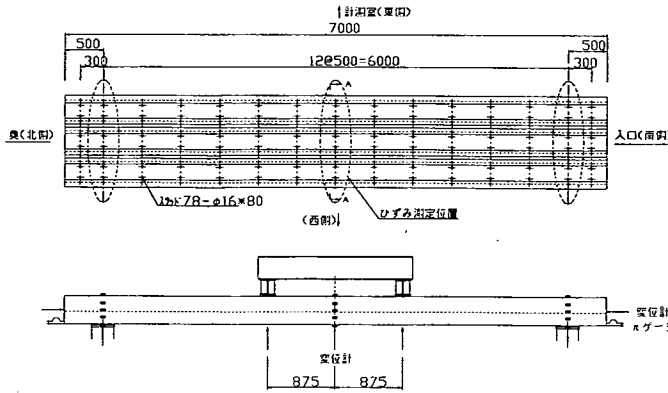


図-6 正曲げ供試体

表-1 T1a梁供試体中央のひずみ=0位置 (デッキ下面からの実測値(mm))

| | コンクリート | 鋼デッキ部 |
|------------------|--------|-------|
| 設計値 (ひび割れ, 鉄筋考慮) | 187 | |
| 载荷初期 | 200 | |
| 付着切れ時 (490kN) | 260 | 150 |
| 終局時 (588kN) | 270 | 140 |

表-2 正曲げ供試体耐力力 (kN*m/m)

| 抵抗曲げモーメント | 計算値 | | 242 |
|-----------|-----|-------|-----|
| | | M_r | |
| 終局耐力 | 解析値 | M_p | 690 |
| | | 非線形解析 | 651 |
| | 計測値 | T1a | 553 |
| | | T1b | 648 |

端部でのデッキ鋼板とコンクリートのズレは390kN~430kNで発生し、その後漸増した。端部ずれ止め金具のボルトは終局荷重まで破断しないが、普通ボルトを使用しているため鋼コンクリート間の水平剪断力に対して剛な接合を保つことが出来ず変形をしていたと考えられる。表-2に実験で得られた単位幅あたりの終局曲げモーメント及び完全合成として計算された塑性モーメント M_p 、材料非線形性を考慮した終局曲げモーメントの計算値をまとめる。

4. 合成床版鋼・コンクリート接合部の水平剪断力

合成床版においては、終局曲げ耐力に対し合成度合い η が重要なパラメータとなることを説明したが、 η は通常実験により求める必要がある。このため、多くの形状の合成床版が存在すれば、すべての

支間中央部たわみ

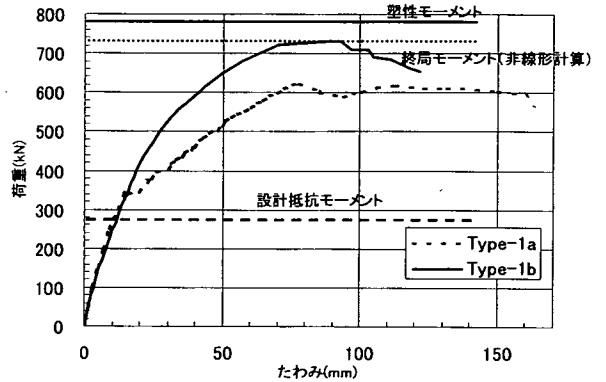


図-7 正曲げ供試体荷重載荷曲線 (単位幅あたり)

タイプについて実験により設計の基本データを得ることが必要となる。この η を解析的に決定することが出来れば、必要最小限の実験結果より共通の設計式を用いて合成床版の設計を行うことができる。このような目的から、まず合成床版の接合機構のモデル化を試みた。

(1) 接合部の水平剪断抵抗力

合成床版の水平剪断抵抗力は機械的接合、摩擦、付着力の和として表せることを説明した。終局状態では付着が既に切れているとし、これを無視すると水平剪断抵抗は

$$S_s = b \{ S_A + (L_o + L_s) (\tau_F + \tau_s) \} \quad (18)$$

$$\tau_s = V_s \frac{n}{pb} \quad (19)$$

但し、

S_A : 端部定着による1m幅あたりの水平剪断力(kN/m)

V_s : スタッド1本の終局剪断耐力 (kN/本)

n : スタッドの幅方向の列数

p : スタッドのピッチ(cm)

b : 床版幅(cm)

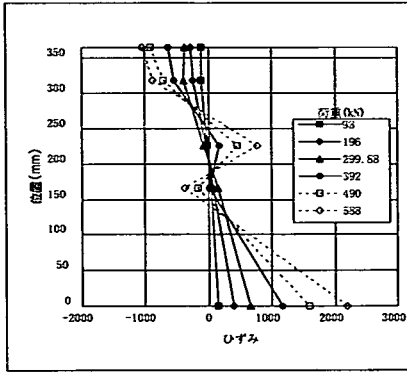


図-8a T1a 中央断面ひずみ分布

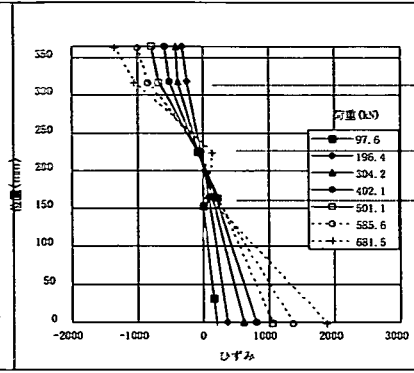
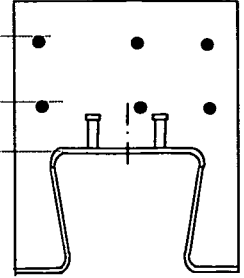


図-8b T1b 中央断面ひずみ分布



τ_F : 摩擦, 付着による剪断力(kN/cm²)

τ_S : スタッドによる剪断力(kN/cm²)

L_x : 支点からの距離(cm)

L_o : 支点外側張り出し(cm)

これらのうち, S_A , τ_F , τ_S , が未知のパラメータである。

(2) スタッド水平剪断力の解析解

合成桁を考えた場合, 鋼フランジとコンクリート床版の間のずれ止めに働く単位長さ当たりの剪断力 q は梁理論によれば次式で与えられる。

$$q = \frac{A_c d_c}{n I_y} S \quad (20)$$

但し d_c :コンクリート断面重心と合成断面重心距離

A_c :コンクリート断面積

S :断面の鉛直方向剪断力

$n I_y$:合成断面の鋼断面換算の断面2次モーメント

例えば梁供試体断面(幅120cm)に $P=10$ tf (98kN)を載荷した時の水平剪断力は

$$n I_y = 472,197 \text{ cm}^4,$$

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

$$d_c = 8.8 \text{ cm}$$

$$S = 49 \text{ kN}$$

を代入すると, $q=2.19$ kN/cmとなる。スタッドが50cmピッチで6本ずつ配置されている場合, 1本当たりの水平剪断力は18.3 kNとなる。以上は梁理論より計算される値である。

実際の合成床版のスタッドは薄い鋼板上に溶接されており, 鋼板の面外曲げの影響も含めると合成は不完全である。鋼とコンクリート間のずれ止めには変形が生じ, これにともない両者には多かれ少なかれズレが生じている。このような挙動はNewmarkにより不完全合成梁として解析されており¹⁰⁾, 鋼とコ

ンクリートをそれぞれ線形挙動をする梁と仮定し, その間のズレを線形のパネによりモデル化し2階の微分方程式の解を求めている。本合成床版を同様の梁としてモデル化し, ズレ止めに発生する力を推定した。鋼コンクリートの重心間距離を \bar{y} とした場合,

コンクリートと鋼に生じる曲げモーメント M_c , M_s , 軸力 F_c の間には以下の関係がある。

$$M = M_c + M_s - F_c \bar{y} \quad (21)$$

コンクリート断面の水平力 F_c とズレ止めに作用する単位長さあたりの力 f_{sc} には以下の関係がある。

$$F_c + f_{sc} = 0 \quad (22)$$

‘は軸方向 x に関する微分を意味する。ズレ量と変位の間には以下の関係がある。

$$f_{sc} = q_{sc} \Delta_s = q_{sc} (w_s - w_c + v \bar{y}) \quad (23)$$

但し q_{sc} : 単位長さあたりの水平パネ

Δ_s : ズレ

w_s, w_c : 鋼, コンクリートの軸方向変位

v : たわみ (鋼, コンクリート共通)

$$w_s' - w_c' = \left(\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c} \right) F_c$$

又, 梁に作用する曲げモーメントを M とすると

$$M = -(E_c I_c + E_s I_s) v'' - F_c \bar{y}$$

式(22),(23)に上2式を代入し, F_c について整理し下式を得る。

$$F_c'' - \alpha^2 F_c = \beta M \quad (24)$$

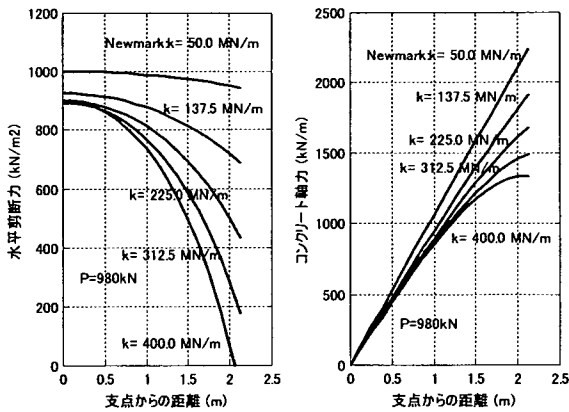


図-9 不完全合成梁の水平剪断力

$$\text{但し, } \alpha^2 = q_{sc} \left(\frac{1}{EA} + \frac{y^2}{\sum EI} \right)$$

$$\beta = \frac{q_{sc} y}{\sum EI}$$

$$\frac{1}{EA} = \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c}$$

コンクリート圧縮力を $C = -F_c$ とし、中央に P (kN) の集中荷重を受ける単純梁では以下の解を得る。

$$C = \frac{P\beta}{\alpha^2} \left(\frac{x}{2} - \left(\frac{\alpha}{2} \frac{\sinh \alpha x}{\cosh(\alpha L/2)} \right) \right) \quad (25)$$

ずれ止めに作用する剪断力はコンクリート圧縮力の x 方向の差分であり、式(25)を微分し以下を得る。

$$f = \frac{P\beta}{\alpha^2} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\alpha^2}{2} \frac{\cosh \alpha x}{\sinh \alpha L/2} \right\} \quad (26)$$

正曲げ供試体に $P=100\text{tf}$ (980kN) の2点荷重を行った場合のズレ止めにかかる水平剪断力、コンクリート断面の軸圧縮力の分布の計算値を図-9に示す。(計算は梁長さ4.25m、幅120cmの床版に荷重 P を中央荷重した。) 横軸は支点からの距離を示し、荷重点は2.125mの位置である。水平剪断バネを $q_{sc}=50 \sim 400\text{MN/m}$ まで変化させたが、バネ定数が大きいほど端部に剪断力が集中し、支間中央部でのコンクリート軸力が減少する。

(3) FEM解析

正曲げ荷重実験梁供試体をコンクリートをソリッド、鋼デッキプレートをシェル要素でモデル化し汎用FEM解析コードNASTRANにより解析を行った。

スタッド剪断力分布

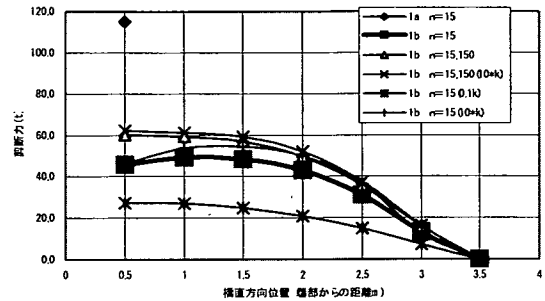


図-10 スタッド水平剪断力(FEM解析 120cm幅)

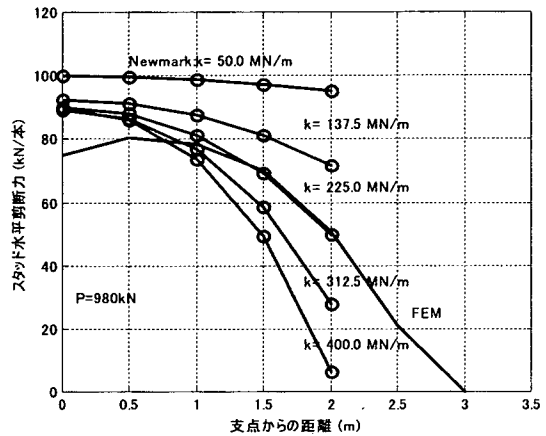


図-11 スタッド水平剪断力

梁はデッキプレート3枚より構成されており、長さ7m、支点間隔6m、梁幅は1.2mである。スタッドは梁の軸方向に50cm間隔で各列に6本ずつ配置されている。スタッドは水平バネによりモデル化しバネ定数は剪断弾性係数とスタッド断面積の積 GA を基本とし、10倍、1/10と変化させた。現実にはスタッドは鋼板の面外曲げ、自身の曲げにより回転し、これらの影響も含めてバネ定数を決定する必要があるが、ここでは詳細な検討は省略した。他文献¹¹⁾などにバネ定数についての記述があるが、合成桁での値であり合成床版のスタッドに関する値は不明である。FEMモデルでは鋼デッキとコンクリートはスタッドのみで接合されているとし、鋼とコンクリートのヤング係数比は $n=15$ とした。引張り域のひび割れを考慮した解析では引張り域のコンクリートのヤング係数を1/10とした。荷重は梁中央に1.75m間隔で490kN(50tf)ずつ、計980kNを与え、線形解析を行った。解析結果を図-10に示す。スタッドのバネ定数を変化させ解析を行った結果、バネを0.1倍とした場合スタッドの剪断力はかなり変化したが、10倍とした場合は変化は

小さい。又、端部のみで定着したモデルでは、定着部での水平剪断力がスタッドモデルの2倍以上の大きさとなった。スタッド1本あたりの水平剪断力をNewmarkの計算値と比較して図-11に示す。両者を比較すると、 $k=255\text{MN/m}$ でのNewmarkの解とFEM解析解が端部を除き一致している。FEMでは端部においてはスタッドの分担面積が小さくなることを考慮すればそこそこの一致と考えられる。これらの結果から、T1b試験体ではスタッドのみで水平剪断を伝えるとするならば荷重980kNでスタッド1本あたり80kN程度の水平力がかかると考えられる。

(4) スタッド水平剪断力分布の測定

図-12aに示す負曲げ供試体の載荷試験を実施し、この試験において、スタッドにかかる水平剪断力の計測を試みた。計測は梁軸方向においてスタッド前後のデッキ鋼板上下面にゲージを貼付し、スタッド前後の鋼板に生じる軸ひずみ成分の差より剪断力の分布を類推した。ゲージは直径16mmのスタッドの中心より前後15mmの位置に梁軸方向のひずみを計測するよう貼付した(図-12c)。供試体は先に示した正曲げ供試体T1bと断面形状は同じであるが、載荷時に供試体を天地逆にして載荷することで負曲げを導入した。負曲げに対する補強用引張り鉄筋として正曲げ供試体のD13の配力鉄筋をD19鉄筋に変更し125mmピッチで2段配置し、正曲げ供試体に取り付けた端部の定着金具は取付けていない。

計測したひずみからスタッドに作用する力を直接求めることは出来ないが、各スタッドにかかる剪断力の大きさの比率が計測できる。実験は長さ5m、幅1.2mのタイプ1b供試体を使用し、供試体の軸方向が南北となるように配置し、支点間隔4.5mの中央に荷重を載荷した。

図-12aで破線丸で囲んだ梁長手方向5箇所のスタッドを選びスタッド前後(南北)のひずみを計測した。ひずみゲージの番号を図-12bに示す。スタッドの番号は南側を1番、北側を5番とした。1番のスタッドについてはゲージ1枚が破損したため、データより除外した。

図-12cのゲージ配置にて、デッキ鋼板のひずみを図示のように $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_4$ と表すと、式(27)はスタッド北側、南側の鋼板面内ひずみ成分を表し、式(28)は鋼板面外曲げ成分を表す。

$$\varepsilon_{Ax,N} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}, \varepsilon_{Ax,S} = \frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_4}{2} \quad (27)$$

$$\varepsilon_{BD,N} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2}, \varepsilon_{BD,S} = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_4}{2} \quad (28)$$

式(27)の面内成分ひずみを図-13に示す。図中Sはスタッド南側、Nは北側の成分を示す。400kN載荷時の鋼板のひずみの計算値は合成断面では梁中央で 50μ 、鋼断面のみで荷重を支持するとした場合でも 350μ 程度であり、鋼板のひずみは計算値に比べかなり大きい値を示し、終局荷重近くではひずみ値が急増して降伏域に達している。この理由として計測点がスタッド表面から7mmの距離にあり、溶着部近傍にあるため、大きな応力集中が発生していると考えられる。

図-13より、荷重-ひずみの関係は桁上の位置により大きく異なることがわかる。南側の2番スタッドは剥離後も550kNまではスタッド前後のひずみに差がない。つまりスタッドには荷重がかかっているが、550kNをすぎたあたりからスタッド前後のひずみ差が増加しスタッドに荷重が移行していることがわかる。一方、北側の4、5番スタッドは荷重が350kNを越えた時点で剥離が発生し、同時にスタッドに荷重が移行しはじめている。負曲げ載荷であるためスタッドから見て梁中心側(載荷点側)のゲージは圧縮、反対側のゲージには引張りが生じているが引張りが圧縮に比べて大きい。又、梁中央に近い3番スタッドは両側に引張りひずみが生じているが、梁の曲げによる引張りが生じているのか、荷重載荷点近傍であるための応力の乱れのためか定かでない。

スタッド前後の軸力成分の差はスタッドにかかる水平剪断力に起因するものとし、これを $\Delta \varepsilon_{LS}$ とすると下式となる。

$$\Delta \varepsilon_{LS} = \frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_4}{2} - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad (29)$$

$\Delta \varepsilon_{LS}$ の変化を示したのが図-14aである。またスタッドの位置を横軸にとり、荷重 $P=413, 519, 621\text{kN}$ での $\Delta \varepsilon_{LS}$ の絶対値の分布を示したのが図-14bである。梁支点位置は端部より0.25m、支間中央は2.5mの位置となる。曲線上の数値は載荷荷重を示している。図-14aより載荷荷重300~450kNで鋼・コンクリートの剥離が進展しており、特に340kN付近で広範な剥離が生じ各スタッドの分担力が増加したことがわかる。剥離後暫くは荷重増加とともにスタッドに力が移行し、ひずみが一定の割合で増加するが、終局近くでは鋼板が降伏しひずみ値が急増する。図-14bより載荷荷重が1.2m幅当たり413kNで、南側から2番目のスタッドを除き、梁全体に剥離が広がりが、スタッドに力が移行していることがわかる。北側のスタッドに着目し $\Delta \varepsilon_{LS}$ の分布を支点位置のひずみが95となるようにプロットしたのが図-15の

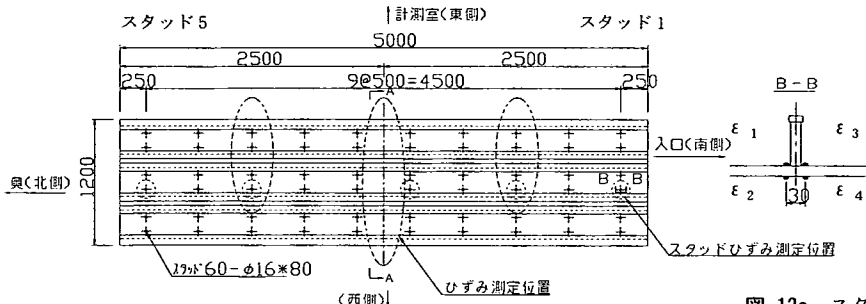


図-12c スタッドゲージ配置

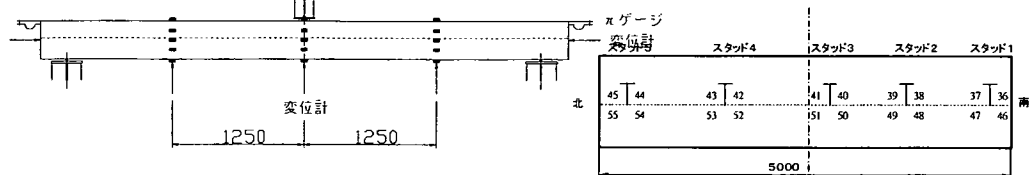


図-12a 負曲げ実験供試体

図-12b ゲージ番号

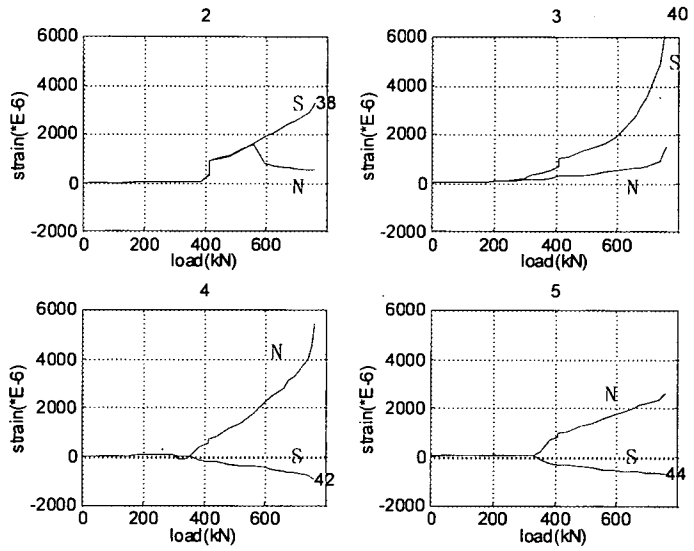


図-13 スタッド前後の水平軸力(計測値)

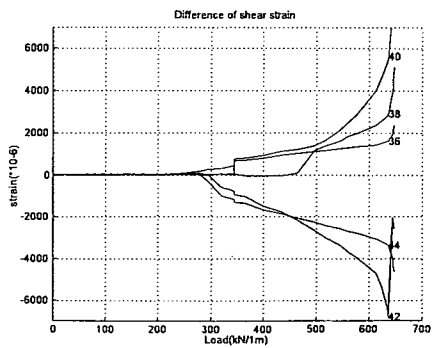


図-14a 各スタッド水平剪断ひずみ(計測値)

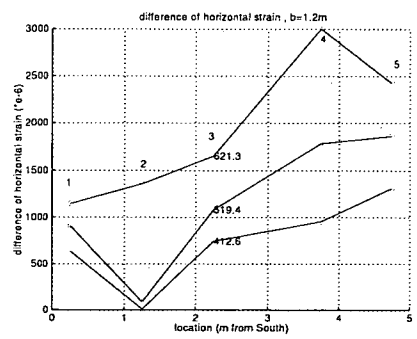


図-14b 水平剪断ひずみの分布(計測値)

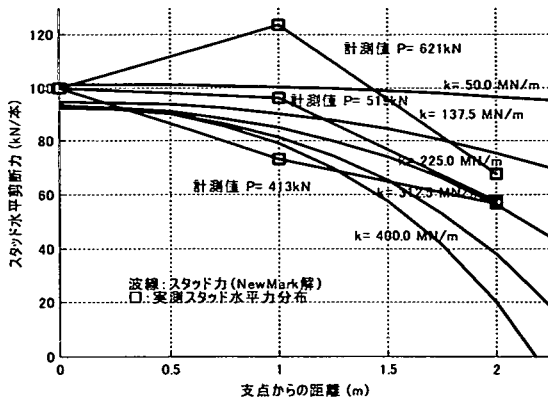


図-15 デッキの剪断ひずみとスタッド水平剪断力

3本の折れ線である。(但し、支点から2mの位置のひずみは、中央南側の3番スタッドの歪みの値を用いた。) Newmarkの解析解と同一グラフにプロットすると、スタッド水平剪断力の分布はNewmarkの解と同様、端部が最大で中央に行くほど小さくなっており、その分布性状はNewmarkの計算で $k=225\sim 312\text{MN/m}$ の解に近く、図-11で示したFEM解析($k=225\text{MN/m}$)と近い結果となる。 $P=621\text{kN}$ では4番スタッドのひずみが急増し分布が乱れているが、これはスタッド基部鋼板が降伏し、ひずみ値が急増したことが原因と考えられる。これ以上の荷重についてはひずみ分布は更に乱れる。Newmarkの線形解が適用できる限界は $P=500\text{kN}$ 程度までであり、又、図-14aから $P=620\text{kN}$ 近辺がスタッドにとっての終局状態と考えられる。このときのスタッド1本の水平剪断力を図-15より推定すると、 980kN 載荷時で $k=225\text{MN/m}$ に対して、スタッド一本あたり最大 85kN である。これを実験での終局荷重 620kN に換算すると 54kN/本 がスタッドの終局剪断荷重となる。梁幅 1.2m に1列6本、 0.5m ピッチで 16ϕ スタッドを配置した場合の単位面積あたりの終局水平剪断力は式(19)より

$$\tau_s = 54 \cdot 6 / 0.5 / 1.2 = 540 \text{ kN/m}^2 \quad (19)$$

となる。

5. 合成床版の終局耐力

(1) 水平剪断力の決定

合成床版の正曲げに対する終局耐力の計算値と実測値を比較することにより水平剪断力を決定する手順を以下に示す。但し、スタッドによる水平剪断力を τ_s 、それ以外の摩擦等による水平剪断力をま

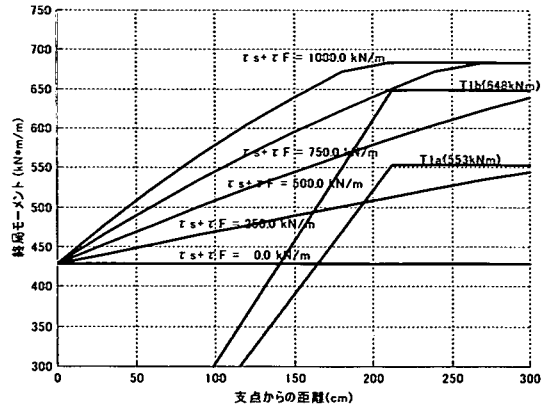


図-16 正曲げ梁断面の終局曲げモーメント

めて τ_F とする。

- 合成床版の水平剪断抵抗は前出の式(18)とする。

$$S_x = b(S_A + (L_o + L_x)(\tau_F + \tau_s))$$

- 摩擦による端部定着力 S_A 、水平剪断力 τ_F は不明であるが、端部一点のみで定着したT1aのFEM解析によると荷重 $P=980\text{kN}$ に対して端部定着にかかる水平力は 1150kN であった。T1aの終局荷重が 620kN であるので、このとき水平力は 728kN となる。式(18)に代入して

$$S_A + (L_x + L_o) \times (\tau_F + \tau_s) = 607 \text{ kN/m}$$

を得る。T1aについては端部定着金具の破壊が床版崩壊の引き金となったと考え $\tau_s = 0$ 、 $x=0$ 、 $L_o=0.5$ とすると $S_A + 0.5 \tau_F = 607 \text{ kN}$ となる。

- 終局状態での端部定着力 S_A 、剪断力 τ_F がT1aと共通であるとすれば次式を得る。

$$S_x = 728 + 0.6 \tau_s + 1.2(\tau_s + \tau_F) \cdot L_x \quad (31)$$

- $\tau_s + \tau_F$ の値を変化させ終局モーメントを計算する。式(31)第2項の τ_s については、式(30)の値 540kN/m^2 を仮定値として用いた。 $\eta = S_x / N_{cf}$ として不完全合成桁の塑性曲げモーメント M_p を梁長さ方向に計算すると図-16の曲線となるT1b、T1aの終局荷重時の作用曲げモーメント(図中の折れ線)が、終局曲げ耐力を示す曲線を上回る時結合不良が発生し床版が破壊する。これより τ_F 、 τ_s を推定する事ができる。

- T1aについてはスタッドがないことから

$$\tau_s + \tau_F = \tau_F = 351 \text{ kN/m}^2$$

- T1bについては $\tau_s + \tau_F = 729 \text{ kN/m}^2$

- $\tau_s = 378\text{kN}$ となるが仮定値と異なることから、 378kN を仮定値として再度計算を行い収束値を得る。図-16は $\tau_s = 378 \text{ kN/m}^2$ での結果である。

- 以上より $S_A = 413 \text{ kN/m}$

$$\tau_f = 388 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_s = 362 \text{ kN/m}^2$$

(2) 実測ひずみによる検証

実測ひずみから推定した内部の応力状態より、合成床版の発生曲げモーメントを計算し、作用曲げモーメントと比較した。内部の応力状態はファイバーモデルの各スライスの高さ方向中心位置での計測ひずみより、材料非線形性を考慮して決定した¹³⁾。コンクリートの降伏ひずみは 900μ 、 $\sigma_{ck} = 25 \text{ MPa}$ 、引張り強度は σ_{ck} の 10% とした。

ここでは剥離が比較的顕著な T1a のひずみの実測値を用い、鋼・コンクリートそれぞれの内部でひずみを直線補間した上で応力に換算している。荷重ステップ 100kN 毎の床版内の応力分布を図-17 に示す。コンクリート断面内にある星印は鉄筋の応力度を示す。図-18 は横軸に作用曲げモーメント、縦軸に応力分布より計算された発生曲げモーメントをとり両者を比較したものである。結合不良を起こした床版内ではひずみの平面保持は成立していないが、一次モーメントが 0 となる見かけの中立軸位置を求め、このまわりのモーメントを計算している。計算された抵抗曲げモーメントは作用モーメントに対して、終局状態に近づくにつれ大きめの値を示すようになる。図-19 にデッキ、コンクリート、鉄筋の各部材断面力とその総和(残差)を計算し示した。荷重が 400kN を越えデッキ内に中立軸が現れるとデッキ鋼板の断面力が低下しはじめる。これ以降、残差が圧縮側に偏ってきており、この領域の力の配分は完全には把握できていないと考えられる。この原因としてコンクリートの材料特性データが推定値であること、鋼コンクリートの剥離が不均一であり、梁軸方向、直交方向でひずみ分布がばらついている影響、ひずみの直線補間による誤差などが影響していると考えられる。

6. 結論

不完全合成床版の終局正曲げ耐荷力の推定法を提案し、波形合成床版への適用を試み以下の結論を得た。

- ・不完全合成床版の終局耐力を算定するため、合成度 η を導入し、波形合成床版の梁形式の終局正曲げ耐荷力の計算を実施した。
- ・スタッド有り、無し 2 種類の波形合成床版の耐荷力試験の結果より η を推定すると前者は 0.88、後者は 0.59 であった。

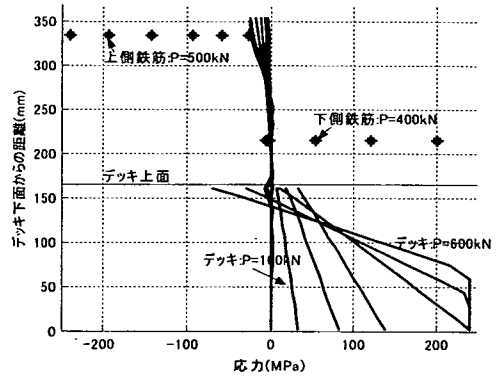


図-17 実測ひずみより計算した応力分布

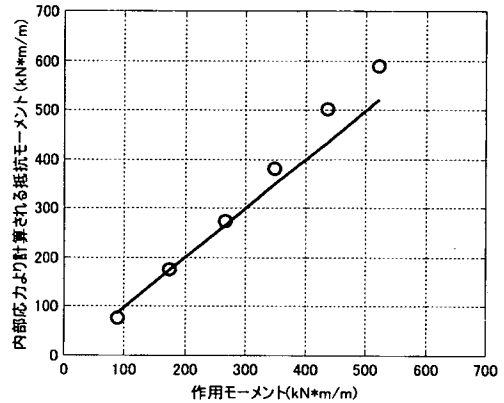


図-18 作用モーメントと発生モーメント

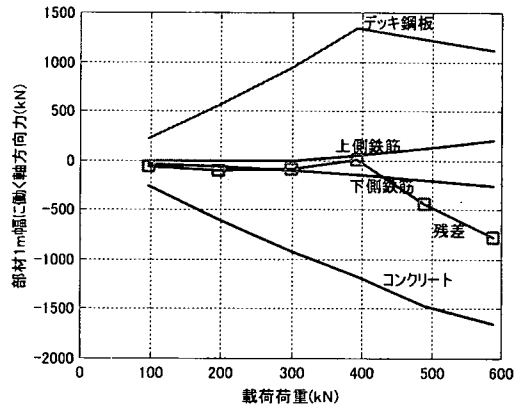


図-19 部材力と残差 (実測ひずみより計算)

- ・合成度 η を決定するためには鋼コンクリート間の結合力(水平剪断力)の評価が必要である。鋼コンクリートの結合力を端部定着具、スタッド、摩擦の 3 つに分解し、実験、解析結果より各々の大きさを決定した。
- ・スタッドのみを結合材として考えた解析的計算によれば、スタッド 1 本の結合力は終局荷重に対し

54kN/本であった。

- ・負曲げ試験でのスタッド基部鋼板の剪断ひずみは解析で求められた水平剪断力と同様の分布を示した。
- ・結合力を分解して評価した結果、その大きさは、端部定着金具、摩擦、スタッドの順で小さくなるが、大きさはほぼ同程度で、予想以上に摩擦による水平剪断力の分担が大きいことがわかった。これは、実際には摩擦以外に、部分的に残存する付着、コンクリートのかみ合わせ等も含まれた値である。16mm径のスタッドの分担する水平剪断力力は終局時で36kN/本となる。合成床版のスタッドは通常の合成桁のスタッドと比べ薄い鋼板上に接合されていることから終局時には鋼板が降伏することが理由と考えられる。
- ・合成床版の挙動は剥離によりモードが大きく変化する。限られた供試体の載荷試験データでは、このような合成床版の終局挙動の評価には限界があり、例えば、式(16)で示したように水平剪断抵抗力の足し算の成立を仮定して計算を行った。剥離挙動も定着構造の影響を受けるため、複雑な計算が必要となる場合がある。
- ・不完全合成と完全合成の終局耐力は η が大きい場合には大差はないが、自由端に近い部分での結合不良による破壊に対する配慮が必要である。一般的な合成床版の設計は使用時の荷重に対しては完全合成として照査を行うが、安全性の評価において終局状態と対応しているか検証が必要である。
- ・終局状態においては、鋼・コンクリート材料の塑性化が進行しているが、結合不良が原因で破壊が生じているのであれば塑性化は材料の一部に限定される。このような部材の耐力挙動を把握するためには材料非線形と結合不良を同時に考慮した解析が必要である。

謝辞：本研究の対象とした波形合成床版は日本道路公団と日本橋梁建設協会の共同研究により開発、実験された長支間用合成床版である。実験は建設機械化研究所において実施され、静的耐荷性能、移動輪荷重による疲労耐久性が確認された¹⁰⁾。実験・開発にあたり助言、協力を頂いた関係者の方々にこの場をかりて感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) デッキプレート床構造設計・施工基準, 建設省住宅局建築指導課監修, (社)鋼材倶楽部編集, 技報堂出版刊, 1987.6
- 2) Specifications for the Design and Construction of Composite Slabs, ASCE, 1984
- 3) *BETON KALENDER*
- 4) Eurocode no.4. Design of composite steel and concrete structure. Part1, Commission of the EC, Brusel, Belgium, 1990
- 5) Michel Crisnel, David O'leary : Recent Developments in steel/Concrete Composite Slabs, *Structural Engineering International* 1996
- 6) Stark, J.W.B. and Brekelmans, J.W.P.M. : Plastic Design of Continuous Composite Slabs, *Structural Engineering International* 1996
- 7) Helmut Bode, Frank Mines, Ingeborg Sauerbom : Partial Composite Design of Composite Slabs, *Structural Engineering International* 1996
- 8) Byron J. Daniels, Michel Crisnel : Composite Slab Behavior and Strength Analysis. Part I: Calculation Procedure, *Journal of Structural Engineering*, Vol.119, No.1, 1993
- 9) 安松敏雄, 上東泰, 長谷俊彦, 小西拓洋, 西土隆幸 : 波形デッキプレート合成床版の載荷実験, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム, 1999.10
- 10) 構造工学シリーズ9-A 鋼・コンクリート複合構造物の理論と設計 (1) 基礎編: 理論編, 土木学会, 1999.4
- 11) 中島章典, 溝江慶久 : 両端固定合成梁の不完全度の簡易推定法について, 構造工学論文集, 1996.12
- 12) 小松定夫, 佐々木孝 : 不完全合成桁の理論と近似計算法, 土木学会論文報告集, 1983.1
- 13) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 9.鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定, 1996.12

(2001. 2. 16受付)

CALCULATION OF ULTIMATE STRENGTH OF COMPOSITE SLAB WITH PROFILED SHEETING

Takuyo KONISHI, Kohichiro SHITOH and Takayuki NISHIDO

Ultimate strength of composite slab is strongly influenced by horizontal connection force between steel and concrete. Degrees of composite action in partial composite slab is expressed by a parameter given by horizontal connection force divided by concrete force under full composite slab. Ultimate flexure strength of partial composite slab is calculated by this parameter. The horizontal connection force is composed of several kinds of force such as friction force, stud zibel force. Contribution of these components are examined by loading tests with real size specimens with and without stud on steel decks. Ultimate load capacity of partial composite slab with profiled sheeting can be obtained from the partial composite model. Results of calculation of this model are verified by nonlinear fiber stress model which uses measured strain distribution of slab specimens. Horizontal connection force obtained from the nonlinear fiber model coincide well with that of partial composite model.