

連続ケーブル舗装におけるPC鋼より線の付着性状

犬飼晴雄¹・福手 勤²・三浦 尚³

¹正会員 工博 (株)ピー・エス 横浜営業所 (〒231 奈川県横浜市中区翁町2-7 第2不二ビル)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 材料研究室 (〒239 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

³正会員 工博 東北大学教授 土木工学科 (〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

連続ケーブル舗装は、連続鉄筋コンクリート舗装における異形鉄筋の代わりに高強度な連続ケーブルを引張補強材とするコンクリート舗装であり、微細ひび割れを計画的に誘発させることにより収縮目地を無くすことができ、また施工上も鉄筋における継ぎ手を大幅に減らすことができるなどの長所を持っている。

本論文は、連続ケーブル舗装の開発に関し、連続ケーブルとしてPC鋼より線を使用した場合を対象に、引抜き試験、両引き試験及び固定域試験を行い、PC鋼より線の滑り量と付着応力度の関係を明らかにし、この関係を用いることにより連続ケーブル舗装の最大ひび割れ間隔と収縮ひび割れ発生後の挙動を解析できることを明らかにしたものである。

Key Words : concrete pavement, PC wire, bond, maximum space between cracks

1. まえがき

道路、空港あるいは港湾のヤード等における舗装は、コンクリート舗装とアスファルト舗装に大別される。コンクリート舗装はアスファルト舗装に比べ一般に施工性やいったん破損した場合その補修・修復が容易でないという問題の他に、目地の存在あるいはひび割れの発生によって走行性を損ないやすいという問題点を抱えている。一方、アスファルト舗装にもわだちぼれや材料の飛散等によってその耐久性が問題とされている。このため、重荷重・重交通が対象の舗装ではコンクリート舗装が不可欠なものとなっている。

一般に舗装に要望されることは、第一に使用者側から、目的に応じ人やものを安全かつ快適に運ぶことのできることで、第二に管理者側から建設が経済的で施工性が良くかつ少ない維持・補修費により耐用年数を長くできること、さらに第三としてその周辺者からは騒音・振動等の少ないことが要求される。

このような要望に対し、無筋コンクリート舗装については5~10m間隔に目地を設けなければならないこと、またひび割れの発生もあり得ることから第一と第三の要望を満足させ得ないことが往々にして生じる。また連続鉄筋コンクリート舗装では目地が無い場合無筋コンクリート舗装の抱える問題をある程度解決しているが、第二の要望である経済性と施工

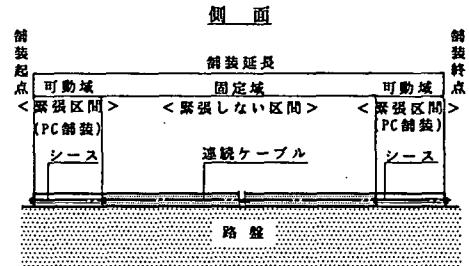


図-1 連続ケーブル舗装の概念

性に大きな問題を残している。同様にプレストレストコンクリート舗装についても目地間隔が長い場合走行性と騒音等の改善がはかられているがその経済上の問題を抱えている。

上記のような要望は舗装が本来具備しなければならない条件でもあり、この観点から現状のコンクリート舗装を鑑みると、今後さらなる改良が必要であるとともに、それに止まらず従来にない新しいタイプのコンクリート舗装を指向することも必要となる。

本論文で対象とする「連続ケーブル舗装」は後者に属するもので、従来の連続鉄筋コンクリート舗装における異形鉄筋の代わりに、連続した無緊張（配置作業時のたわみ除去に必要なわずかな張力は与える）なPCケーブルを補強材として用い、その付着作用とコンクリート中に埋設した誘発材料によって

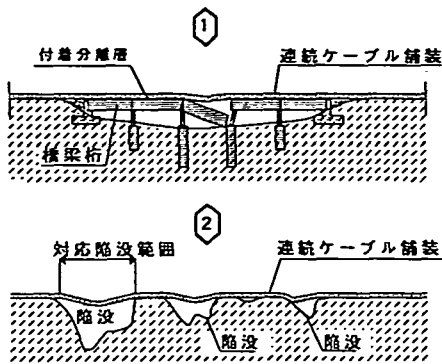


図-2 破壊耐力増加効果

予め定めた位置に計画的に微細なひび割れを誘発させ収縮目地のない連続舗装とするもので、その概念を図-1に示す。

図-1は温度変化等により伸縮する起点・終点側の可動域をひび割れの発生を抑制するプレストレストコンクリート舗装で施工し、そこで使用した緊張ケーブルとその内部の固定域の上記無緊張の連続ケーブルを接続して連続ケーブル舗装を構築する場合を示したものである。

本論文は、図-1の完全拘束状態におかれる固定域を対象にしたものである。

この連続ケーブル舗装は次のような特徴を持つ。

①微細ひび割れを誘発させ目地の無い連続舗装を実現することにより、走行性や騒音・振動の問題が改善されると同時に、目地の維持作業と目地に起因する破損がほとんど無くなるためメンテナンスフリーの舗装に近づく。

②より線状の連続ケーブルを使用することにより、鉄筋における継ぎ手が激減し、またその配置作業の機械化も計りやすいと予想されるところから施工性の改善が期待できる。

③この連続ケーブルとしてP C鋼より線のような高強度鋼材を使用することにより破壊耐力が向上する。また連続鉄筋コンクリート舗装と異なり¹⁾それを下側に配置しても降伏したり破断する恐れがないため、連続ケーブルを構造上の引張補強材とすることも期待できる。

④誘発材料により、予め計画した位置に微細ひび割れを発生させるため、ひび割れ幅等の制御がより確実になる。

⑤破壊耐力の大きい連続体の舗装構造は図-2に例示するような舗装下部構造の部分的陥没、崩壊あるいは消失等の災害に対し、他の部分がアンカーとなり舗装自体だけでなく載荷荷重をも支持することが期待できる。

表-1 コンクリートの示方配合

白灰 組成 kg/m ³	粗骨材の 最大寸法 mm	3377 の範囲 kg	水1771 比1/C %	空量 の範囲 %	骨材 S/A %	単位量 (kg/m ³)				
						水	1771	粗骨材	骨材	骨材
43	20	8 ± 1	37	4 ± 1	37.5	172	443	618	1060	1.163

表-2 P C鋼より線の機械的性質

記号	公称 直径 mm	公称 断面積 mm ²	引張 荷重 KN	引張 強度 N/mm ²	0.2%永久伸び に対する荷重 KN	降伏点 応力度 N/mm ²	伸び係数 KN/mm ²
SWPR19	17.8	208.4	408	1950	379	1810	192

⑥建設費については材料的、数量的に特別増加することはなく、さらに破損し易い目地が激減するためトータルコストの減少が期待できる。

このような特徴を持った連続ケーブル舗装の基本は、連続ケーブルとコンクリートとの付着作用により収縮ひび割れを発生させることにあり、その付着性状を明らかにすることが不可欠となる。連続ケーブルとしてP C鋼より線の使用が考えられるが、従来、P C鋼より線を引張補強材として使用する例が少なかったため付着についての研究例はほとんど見あたらない。このため本研究ではP C鋼より線の付着特性を実験により明らかにし、さらにその付着特性に基づき連続ケーブル舗装の最大ひび割れ間隔及び収縮ひび割れ発生後の連続ケーブル舗装の挙動に関しその推定方法を理論と実験により検討した。

2. 実験材料及び試験方法

(1) 引抜き試験

a) 長期材齢時の引抜き試験

実験で用いたコンクリートは早強セメントによる目標強度40N/mm²、目標スランプ8cmの表-1に示す示方配合のレディーミクストコンクリートである。

また、鋼材には3種類の径の素線合計19本をより合わせた直径17.8mmのP C鋼より線(JIS G 3536 SWPR 19)を使用した。このP C鋼より線の機械的性質は表-2の通りである。後述する他の試験においても上記と同じ配合のレディーミクストコンクリート及び上記と同一製造ロットのP C鋼より線を使用した。

試験体は図-3に示すように幅1600mm、長さ3600mm、厚さ500mmの1枚のコンクリート版中に上記P C鋼より線を7本埋設した。各P C鋼より線ともコンクリート中に埋設する長さは500mmで同一としたが、付着応力度に及ぼす付着長の影響を検討するため、P C鋼より線の下面側をケーシングしてコンクリートとの付着を切って付着区間を100, 150, 200, 250, 300, 400, 500mmの7種類に変化させた。

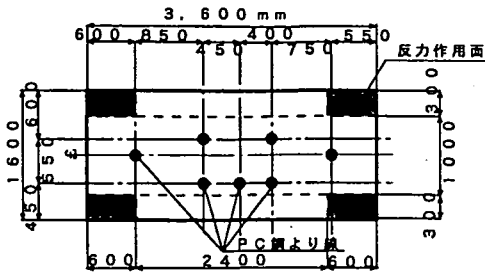


図-3 引抜き試験体及び引抜き方法

引抜き試験によってコンクリート表面の割裂や内部ひび割れ等が発生してもその後の引抜き試験に影響を与えないように十分の間隔を確保してそれぞれのP.C.鋼より線を配置した。

コンクリート打設後、コンクリートが乾燥収縮の影響を受けないように、引抜き試験日までコンクリート上に水を張り20℃の湿潤状態を維持した。使用したコンクリートの材令28日の圧縮強度は、36.9N/mm²であった。

引抜き試験は材令48日に実施し、その載荷装置については、連続ケーブル舗装における実際の作用状況を踏まえ、図-3に示すようにP.C.鋼より線の埋設位置から十分離れた隅角部で引抜き荷重の反力を受けるようにした。

引抜き荷重は油圧ジャッキに取り付けたロードセルによって、またP.C.鋼より線の滑り量(P.C.鋼より線とコンクリートの相対変位量)は引抜き側と自由端に設置した変位計を用いて測定した。

b) 材令別の引抜き試験

材令の異なるコンクリートの付着特性を調べるために材令1日～28日においてa)と同様な引抜き試験を実施した。試験体は1体でその中に埋設長800mm、付着長300mmとした前記φ17.8mm P.C.鋼より線を8本埋設した。コンクリート打設後引抜き試験まで湿潤養生を施した。各材令におけるコンクリートの圧縮強度は表-3に示す通りであった。

表-3 圧縮強度

材令日	圧縮強度 N/mm ²
1	18.7
3	33.2
7	44.1
28	48.2

表-4 引抜き試験の材令

ケースNo	引抜き試験時の材令(日)			
	1	3	7	28
1	○			○
	○			○
2		○		○
		○		○
3			○	○
			○	○
4				○
				○

○：試験実施材令

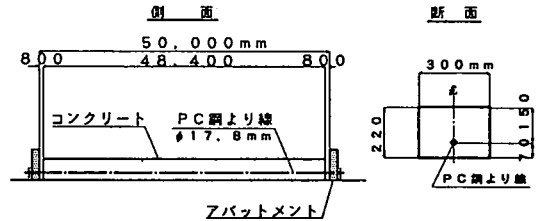


図-4 両引き試験体の形状・寸法

表-5 両引き試験体のコンクリート

材令日	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 KN/mm ²	ポアソン比
3	29.7	2.57	22.6	0.2
7	40.4	3.28	25.6	0.2
14	42.9	3.33	26.9	0.2
28	47.5	3.35	27.9	0.2

引抜き試験の方法は a) に準拠したが、載荷材令は表-4に示す1日、3日、7日及び28日とし、ケース1,2及び3については、材令28日で再度引抜き試験を行った。各引き抜き試験とも自由端の滑り量が5mmになるまで荷重を加えその後除荷した。

(2) 両引き試験

両引き試験用の試験体の形状寸法は、図-4に示すように断面が幅300mm、高さ220mmで、長さ48,400mmである。連続ケーブル舗装を想定し、径17.8mmのP.C.鋼より線を断面の下側に偏心して配置した。鋼材比 p (P.C.鋼材のコンクリート断面に対する比)は0.315%である。

試験体の製作は、両端に設けたアバット間に底枠と側枠から成る鋼製型枠を組み立て、P.C.鋼より線を配置し、そのたるみ除去と直線性を確保するために1本当たり9.8KNの張力を与えアバットに固定し、その状態でコンクリートを打設した。打設後2日間20℃で湿潤養生をし、側面の型枠だけを取り外し両引き試験開始(材令10日)まで自然放置した。両引き試験体のコンクリートの力学的性質は表-5の通りであった。

両引き試験は材令10日～12日にわたって行った。

表-6 使用コンクリートの強度試験結果

材齢 日	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	曲げ強度 N/mm ²	弾性係数 KN/mm ²	ポアソン比
28日水中	48.0	3.34	5.23	30.4	0.21
28日気乾	43.6	3.49	4.57	26.7	0.22

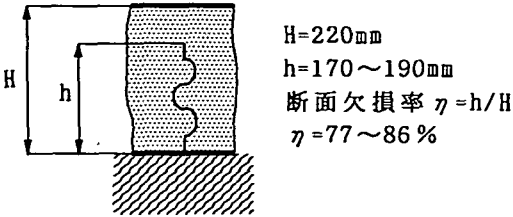


図-5 誘発材の例

両引き試験開始時、試験体の中央部にコンクリートの収縮作用によると考えられるひび割れが1本発生していた。

両引き試験は両端のアバットに緊張ジャッキをセットし、この2台のジャッキを同時に操作しながら引張力を段階的に増加させ、ひび割れ発生の有無を確認しながら最大367KN（鋼材応力度 $\sigma_p = 1765\text{N/mm}^2$ ）まで行った。载荷中、鋼材応力度 $\sigma_p = 294\text{N/mm}^2$ 及び 588N/mm^2 の時最小荷重を 9.8KN として各々約10回の繰り返し载荷を実施した。

(3) 固定域試験

コンクリートの乾燥収縮や温度降下等あるいはそれらが複合した収縮作用に対する連続ケーブル舗装における固定域の挙動、特に、誘発ひび割れ発生後の挙動について調査・検討するため連続ケーブル舗装の固定域をモデル化した固定域試験を実施した。

両引き試験で使用したアバットを使用し、両引き試験と同一断面、同一形状の試験体を製作した。

試験体は打設後 2日間湿潤養生し、その後自然放置した。

この試験体では予定位置にひび割れを発生させるため図-5にその1例を示す7種類のひび割れ誘発材を2000mm間隔で計23ヶ所に設置した。誘発材位置を挟んで3mの範囲のPC鋼より線に歪みゲージを貼付し、打設中から約5ヶ月余にわたり継続的に測定した。コンクリート打設前に、歪みゲージを貼付したPC鋼より線について試験緊張を行い各歪みゲージの歪み量と鋼材応力度の関係を求め、それにより測定歪みを応力度に換算した。

また、試験体の1ヶ所において埋設型歪み計を鋼材の高さに設置しコンクリートの収縮量と温度を打設時から継続的に測定した。

コンクリートの硬化後材齢3~4日にかけて、誘発

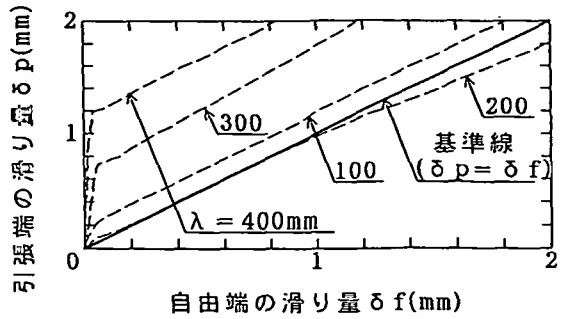


図-6 自由端と引張端の滑り量

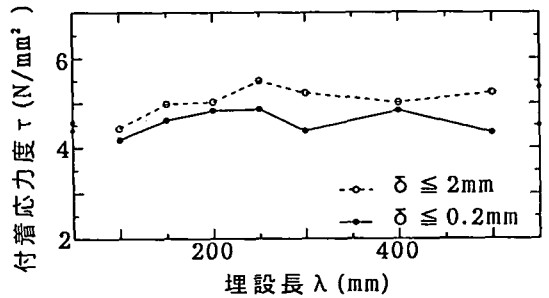


図-7 埋設長と平均付着応力度

材を跨ぐコンクリート表面に亀裂計を設置し継続的に測定した。この亀裂計による測定値と設置時点のクラック計による読取値を加算し以後のひび割れ幅としたが、読取値が介在しているためPC鋼より線の歪みゲージに比べその測定精度は良くない。また同時期に試験体の1ヶ所において表面と下縁側の両側面計3ヶ所に熱電対を設置しコンクリート面の温度を測定した。

3. PC鋼より線の付着特性

引抜き試験 a)における引張側と自由端側の滑り量の代表例を図-6に示した。付着長が300mmより短い場合には両者はほとんど同時に、付着長が300mm以上になると自由端は引抜き側に遅れて滑り始めるが、その後の滑り量変化については、図-6中の基準線との勾配比較によって、ほとんど同じであることが分かる。

次に、自由端の滑り量が0.2mmあるいは2mmに達するまでに生じた最大の平均付着応力度を式(1)で求め図-7に示した。

$$\tau = P / (\lambda \cdot s) \quad (1)$$

ここに、 τ : 平均付着応力度、 P : 引抜き荷重、 λ : 付着長、 s : PC鋼より線の円周。

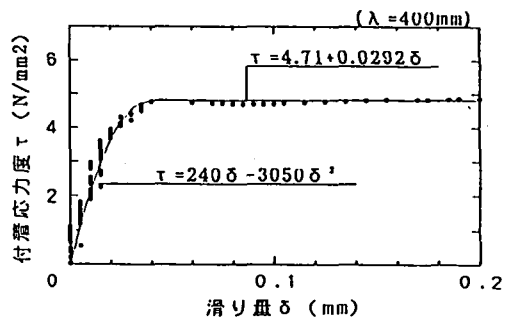
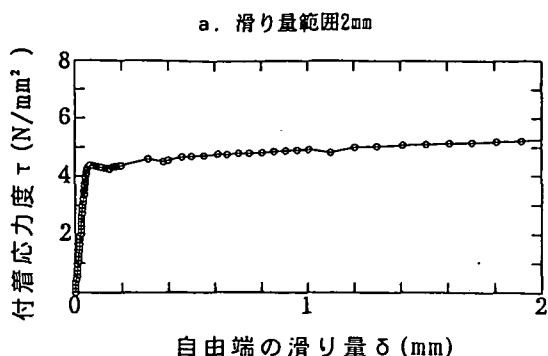


図-10 付着長400mmの付着応力度曲線

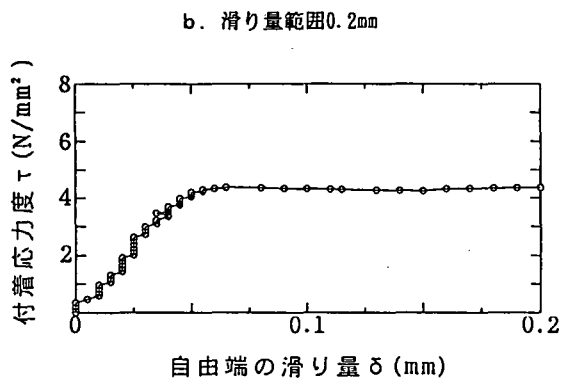


図-8 PC鋼より線の滑り量と付着応力度の関係

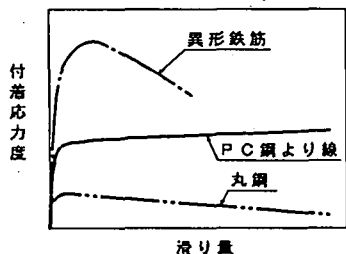


図-9 各種鋼材の滑り量と付着応力度の関係

異形鉄筋の引抜き試験においては、付着長を長くするほどその区間の平均付着応力度が小さくなる傾向がある²⁾。これは付着区間における付着分布が一樣でないためと考えられる。図-7によると、PC鋼より線の場合にはそのような傾向は見られない。

以上の現象から、PC鋼より線においては自由端が滑り始めると付着区間には式(1)の付着応力度が平均的に分布しているものと推測される。

PC鋼より線の代表的な自由端の滑り量（以下“滑り量”と記す）と付着応力度の関係（以下“付着応力度曲線”と記す）を付着長 $\lambda=300\text{mm}$ について

図-8に示す。これらによると、付着剛性（滑り量に対する付着応力度の比、即ち、付着応力度曲線の傾き）の低下は滑り量が0.06mm前後で生じ、付着剛性が大きい区間の付着応力度曲線は曲線的関係で、それ以降の区間は直線的な関係であることを示している。また、付着剛性低下後も付着応力度が漸増する傾向を示しているが、これは異形鉄筋あるいは丸鋼と異なるPC鋼より線の特徴的な付着性状といえる。従来の研究²⁾によると、図-9のように、初期付着剛性低下後の付着応力度は異形鉄筋の場合には滑り量の増加に伴い極大値をとりその後減少し、丸鋼では徐々に減少することが知られている。

ここで、この滑り量 δ と付着応力度 τ の関係について、付着剛性低下前を2次曲線、低下後を1次曲線によって表す。最初、直線部のデータを1次曲線(2)により回帰し、それを基に原点を通る2次曲線(3)を確定する。

$$\delta > \delta_0 \quad \tau = b_0 + b_1 \cdot \delta \quad (2)$$

$$\delta \leq \delta_0 \quad \tau = a_1 \cdot \delta + a_2 \cdot \delta^2 \quad (3)$$

式(3)の係数 a_1 及び a_2 は、付着剛性変化点(δ_0 , τ_0)で式(2)に接するという条件から誘導した式(4)及び式(5)により求められる。

$$a_1 = (2\tau_0 - b_1 \cdot \delta_0) / \delta_0 \quad (4)$$

$$a_2 = (b_1 - a_1) / (2\delta_0) \quad (5)$$

従って、付着剛性変化点(δ_0 , τ_0)が分かれば式(3)が確定できる。そのためには最初 δ_0 を仮定し式(2)により τ_0 を、式(4)及び式(5)から a_1 及び a_2 を算出し仮の2次曲線を求める。このようにして得られた2次曲線について付着剛性変化前の実測値との誤差を検証しその誤差が最小になる2次曲線が求められるものである。

滑り量0.3mmまでを対象にして以上の方法によって得られた回帰曲線のうちその代表例として付着長 $\lambda=400\text{mm}$ の実測値とその回帰曲線を図-10に、埋設長 λ の違いによる回帰曲線を図-11に示す。図-11に

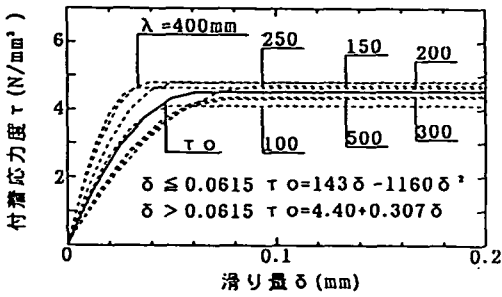


図-11 付着長と付着応力度曲線の関係

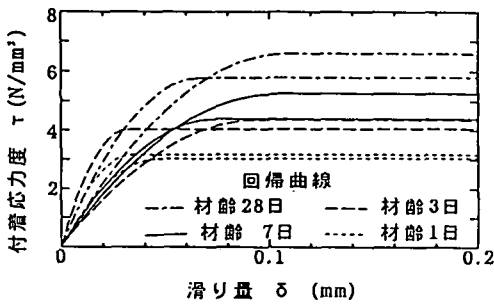


図-12 材齢による付着応力度曲線の比較

よると付着応力度曲線に及ぼす付着長λの明確な影響はなく、各曲線形状の違いはバラツキと考えられる。このため埋設長の違いに関わらず全てのデータから得られた回帰曲線τ₀は使用コンクリートの平均的付着特性を表しているといえる。この平均付着応力度曲線τ₀によると、PC鋼より線の付着剛性は初期段階で約73.6N/mm³、低下後約0.3N/mm³となる。

同様に引抜き試験 b) から得られた材齢別付着応力度曲線を図-12に示す。

図-12より、剛性変化点の付着応力度τ₀と滑り量δ₀は材齢の進行に伴い大きくなる傾向が見られる。

ここで、引抜き試験等によって得られたデータから、任意材齢あるいは圧縮強度に対応する付着応力度曲線を推定する方法について検討した。その推定式を以下列挙する。

①材齢Tと圧縮強度σ_c

$$\sigma_c = 23.0T / (1 + 0.445T) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

上式による材齢28日強度σ₂₈は47.9N/mm²となり式(6)をσ₂₈で除すことによりσ₂₈に対する強度発現の進行度η_iが得られる。

$$\eta_i = 0.48T / (1 + 0.445T) \quad (7)$$

$$\sigma_c = \eta_i \cdot \sigma_{28} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (8)$$

ここに、σ₂₈：材齢28日の実測値

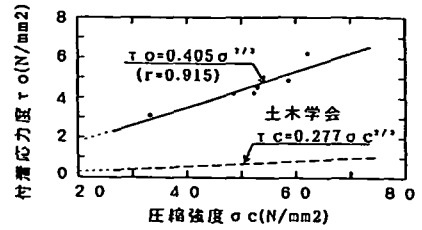


図-13 圧縮強度とτ₀

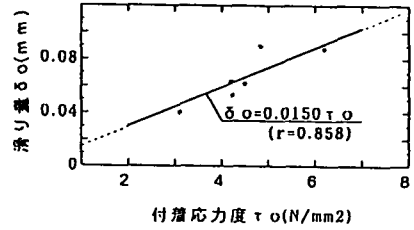


図-14 τ₀とδ₀

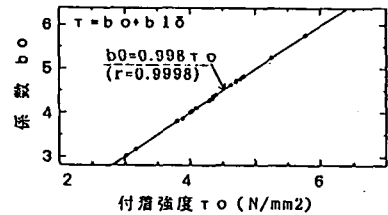


図-15 τ₀と係数b₀

②弾性係数E_cと圧縮強度σ_c

$$E_c = 2.23\sigma_c^{2/3} \quad (\text{KN/mm}^2) \quad (r=0.838) \quad (9)$$

ここに、r：相関係数

③引張強度σ_tと圧縮強度σ_c

$$\sigma_t = 0.259\sigma_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (r=0.632) \quad (10)$$

④付着剛性変化点τ₀と圧縮強度σ_c(図-13)

$$\tau_0 = 0.405\sigma_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (r=0.915) \quad (11)$$

⑤δ₀と付着剛性変化点τ₀(図-14)

$$\delta_0 = 0.0150\tau_0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (r=0.858) \quad (12)$$

⑥1次曲線の係数b₀と付着剛性変化点τ₀(図-15)

$$b_0 = 0.998\tau_0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (r=0.9998) \quad (13)$$

⑦1次曲線の係数b₁

式(2)に式(12)及び式(13)を代入することにより、

$$b_1 = (\tau_0 - b_0) / \delta_0 = 0.133 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (14)$$

⑧2次曲線の係数a₁及びa₂

式(4)、式(5)、式(11)、式(12)及び式(14)から確定することができる。

このようにして推定した付着応力度曲線と実測曲線を材齢1日と48日について比較し図-16に示す。同図より上記推定方法は精度の高い方法と云える。

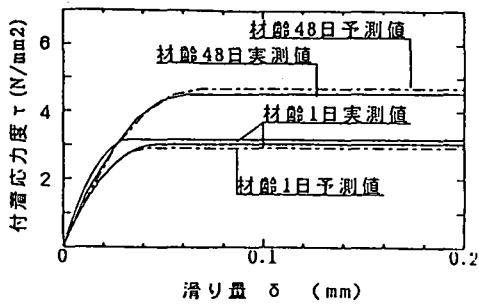


図-16 推定付着応力度曲線の精度

4. 連続ケーブル舗装の最大ひび割れ間隔

(1) 最大ひび割れ間隔理論

後藤幸正は異形鉄筋を断面中心に埋め込んだ両引き試験体による実験から、横ひび割れ間隔の限界値として最大ひび割れ間隔 L_{max} と最小ひび割れ間隔 L_{min} とがあり、全てのひび割れ間隔 L 及び両者の間には式(15)及び式(16)の一般法則が認められることを述べている³⁾。

$$L_{min} \leq L \leq L_{max} \quad (15)$$

$$L_{max}/L_{min} = 2/1 \quad (16)$$

ここで、最大ひび割れ間隔 L_{max} は、“コンクリートと鋼材の付着作用によりコンクリートに発生する引張応力度がコンクリートの引張強度と等しくなるときのひび割れ間隔”と定義される。

一方、連続ケーブル舗装では、ひび割れ誘発材の設置により、横方向ひび割れの発生位置を限定し、コンクリートの収縮量に関わらずそれ以外の箇所にはひび割れを発生させないことを基本としている。この条件を満足させるためには、式(15)及び式(16)によって、誘発材の間隔を L_{max} より小さく設定すればよいことになる。

筆者の三浦は鋼材の引抜き試験から得られる滑り量と付着応力度の関係を利用し最大ひび割れ間隔を推定する方法を文献^{4), 5)}で明らかにしている。この方法を連続ケーブル舗装に適用する場合の手順は以下となる。

①両引き試験における最大ひび割れ間隔時の等分布付着応力度 u_e を仮定する (図-17 a)。この時のコンクリートと鋼材の応力度は 式(17) (図-17 b) 及び式(18) (図-17 c) となる。

②等分布付着応力度作用時における最大ひび割れ間隔 L_{max} を式(19)により計算する。

③ひび割れ面の滑り量 δ_e を式(20)より算出する。

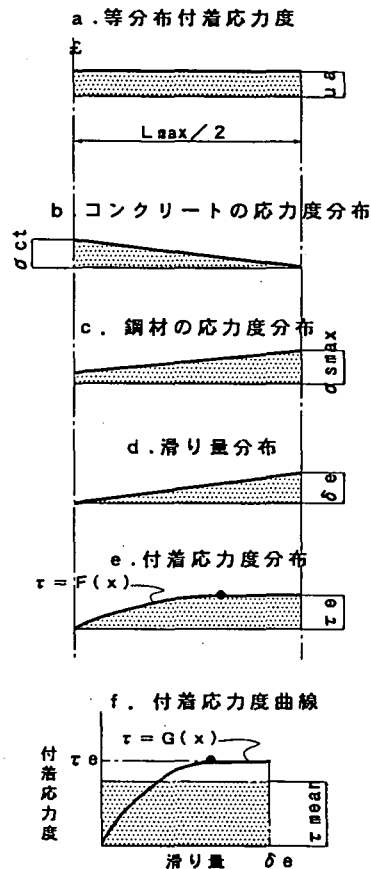


図-17 最大ひび割れ間隔の推定

④両引き試験時の鋼材の滑り量を、ひび割れ面で δ_e 、中央点で零の直線分布と仮定する(図-17 d)。式(2)及び式(3)の付着応力度曲線より最大ひび割れ間隔における付着応力度分布が得られる(図-17 e)。

⑤得られた付着応力度分布について、その平均値 τ_{mean} を式(23)によって求め、これが最初に仮定した u_e と同じであれば、この時の最大ひび割れ間隔が求めるものである。同じでない場合には u_e を再仮定し同様な計算を繰り返す。

算出過程における計算式を以下に示す。

①端部から距離 x 点のコンクリート応力度 σ_{cx}

$$\sigma_{cx} = P_{cx} / (A_c + e_p y / I_c) \quad (17)$$

$$P_{cx} = \pi \phi u_e x$$

ここに、

A_c : 換算断面積

e_p : PC鋼材の偏心距離

y : 図心から求める断面位置までの距離

I_c : 換算断面積の断面2次モーメント

ϕ : 鋼材の直径

②端部から距離x 点の鋼材応力度 σ_{sx}

$$\sigma_{sx} = \sigma_{smax} - \pi \phi u_s x / A_p \quad (18)$$

ここに、

σ_{smax} : 端部での鋼材の引張応力度

③最大ひび割れ間隔 L_{max}

路盤上の舗装版では鋼材の偏心配置によるそり変形は自重により拘束されるためひび割れ間の中央部ではその影響が少ない。従って式(17)の e_p を0とし、左辺の σ_{sx} をコンクリートの引張強度 σ_{ci} に置き換えることにより L_{max} について式(19)が得られる。

$$L_{max} = 2A_s \sigma_{ci} / (\pi \phi u_s) \quad (19)$$

④端部の鋼材滑り量 δ_s

$$\delta_s = \delta_p - \delta_c \quad (20)$$

ここに、

δ_p, δ_c : 鋼材及びコンクリートの伸び量でそれぞれの応力度分布を積分し、それぞれの弾性係数 E_s 及び E_c で除して求められる。

$$\delta_p = \frac{1}{E_p} \int_0^{L_{max}/2} (\sigma_{smax} - \frac{\pi \phi u_s}{A_p} x) dx$$

式(19)より $\pi \phi u_s = 2A_s \sigma_{ci} / L_{max}$ であるから、

$$\delta_p = (L_{max} / E_p) \{ (\sigma_{smax} / 2) - (\sigma_{ci} / 4) (A_s / A_p) \} \quad (21)$$

同様にコンクリートの伸び量は

$$\delta_c = \frac{1}{E_c} \int_0^{L_{max}/2} P_c x \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) dx$$

$$= (\sigma_{ci} L_{max} / 4 E_c) (1 + A_s e_p^2 / I_c) \quad (22)$$

⑤平均付着応力度 τ_{mean}

$$\tau_{mean} = \frac{2}{L_{max}} \int_0^{L_{max}/2} F(x) dx \quad (23)$$

$$= \frac{1}{\delta_s} \int_0^{\delta_s} G(\delta) d\delta$$

ここに、

$F(x)$: 中央点から距離 x に関する 図-17 e に示す付着応力度関数。

$G(\delta)$: 滑り量 δ に関する 図-17 f に示す式(2)及び式(3)の付着応力度関数。

(2) 実験結果とその考察

材令10日から12日に両引き試験を実施した。P C 鋼より線の引張応力度 σ_p が 588N/mm² の時最初のひび割れが、その後 785N/mm² で最多のひび割れ(全数の76%弱)が発生した。その後 883N/mm² で最後の1本が発生し、以後 1765N/mm² までに新たなひび割れの発生は見られなかった。この結果、それ以前に発

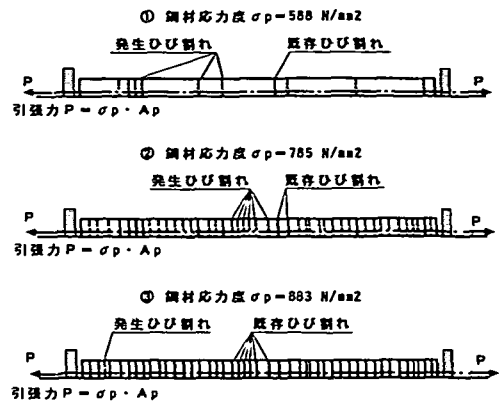


図-18 ひび割れ発生状況

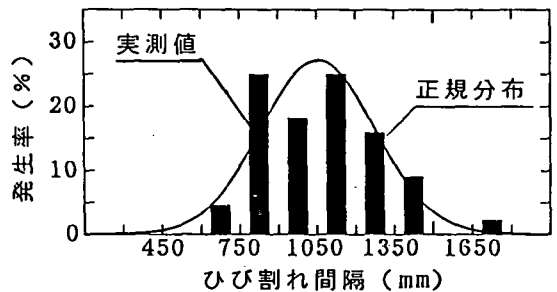


図-19 ひび割れ間隔の分布

表-7 ひび割れ間隔の総括

項目	記号	単位	数値
発生ひび割れ数	n'	ヶ	45
ひび割れ間隔数	n	ヶ	44
平均ひび割れ間隔	L_{mean}	mm	1055
標準偏差	σ	mm	220
変動係数	v	%	20.9
実測値			
最大ひび割れ間隔	L_{max}	mm	1670
最小ひび割れ間隔	L_{min}	mm	690
	L_{max} / L_{min}		2.49
5%正規分布超過確率値			
95%ひび割れ間隔	$L_{0.95}$	mm	1417
5%ひび割れ間隔	$L_{0.05}$	mm	693
	$L_{0.95} / L_{0.05}$		2.04

生していた1本を含め両引き試験によって全部で45本のひび割れが発生したことになる。ひび割れの発生状況を 図-18 に、そのひび割れ間隔の分布を 図-19 及び表-7 に示す。データ数の少ない本実験でのひび割れ間隔は正規分布に良く適合しているとはいいたいが、両引供試体の既往の研究⁶⁾を参考にこれを正規分布として算出した超過確率5%の上側のひび割れ間隔 $L_{0.95}$ と下側の $L_{0.05}$ の間には L_{max} と L_{min} における一般的な比率式(16)の2/1と一致した。

表-8 L_{max}の推定条件

材齢28日の実測圧縮強度 σ_{28} N/mm ²	47.5	表-5
材齢10日のコンクリートの推定値		
圧縮強度の進行度 η	0.883	式(7)
圧縮強度 σ_c N/mm ²	41.9	式(8)
弾性係数 E_c KN/mm ²	26.9	式(9)
引張強度 σ_t N/mm ²	3.12	式(10)
推定付着応力度曲線		
付着剛性変化点 τ_c N/mm ²	4.88	式(11)
δ_c mm	0.0732	式(12)
1次曲線の係数 b_1	4.87	式(13)
b_2	0.133	式(14)
2次曲線の係数 a_1	133	式(4)
a_2	-909	式(5)

表-9 コンクリートの圧縮強度

試験体名称	断面 mm	養生の方法	圧縮強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²
No 1 W	50X50	水中	43.5	43.9
No 1 D	50X50	気乾	42.8	
No 2 W	100X100	水中	44.8	43.3
No 2 D	100X100	気乾	41.8	
No 3 W	150X150	水中	34.6	36.1
No 3 D	150X150	気乾	37.6	

表-10 実測値と推定値

試験体名称	養生条件	実測値	推定値	$\frac{L_{max,t}}{L_{max,m}}$
		$L_{max,m}$ cm	$L_{max,t}$ cm	
No 1	水中	12.7	10.3	0.81
	気乾	9.0		1.14
	平均	10.9		0.94
No 2	水中	26.0	27.6	1.06
	気乾	23.9		1.15
	平均	25.0		1.10
No 3	水中	52.5	56.3	1.07
	気乾	42.9		1.31
	平均	47.7		1.18

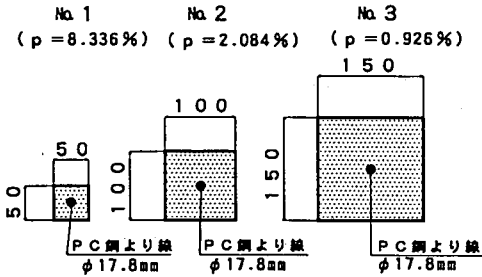


図-20 両引き試験断面

上記両引き試験に対する前述三浦の方法による最大ひび割れ間隔の推定値は1511mmと算出され、これは実測値に対し90%、 $L_{0.05}$ に対し107%であり推定値は妥当なものと考えられる。この L_{max} の推定計算に用いた材齢10日のコンクリートの性質は材齢28日の実測圧縮強度47.5N/mm²から推定した表-8に示すものである。

ここで、さらに今回の推定方法の妥当性を検証するため、筆者の1人が実施した文献⁷⁾による両引き試験に適用した。

両引き試験体は図-20に示す3種類の正方形断面の中心にPC鋼より線φ17.8mmを配置した長さ1500mmのもので、今回と同一製造ロットのPC鋼より線と目標強度39.2N/mm²のコンクリートが使用された。

両引き試験は試験体を試験日まで湿潤状態で保持した場合と室内で自然乾燥状態に置いた場合について行われた。コンクリートの両引き試験時の圧縮強度は表-9の通りであった。

最大ひび割れ間隔の実測値と表-9の平均圧縮強度に基づく推定値は、表-10及び図-21に見る通り、良い一致性を示した。また、この時の両引き試験体における付着応力度分布例を図-22に示す。

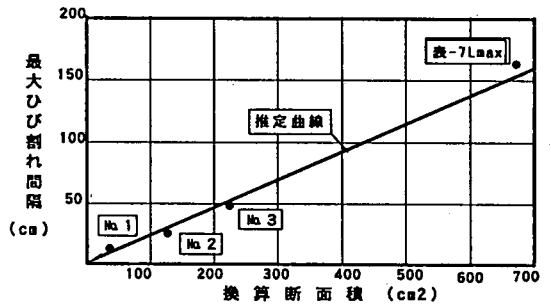


図-21 最大ひび割れ間隔の実測値と推定値

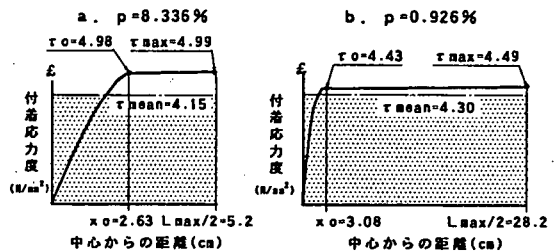


図-22 両引き試験時の付着応力度分布

以上の結果、本推定方法は鋼材比の大小に関わらずその推定精度が高く適用性の大きな方法であることが確認された。同時に、最大ひび割れ間隔の推定には、付着応力度の分布状況を見ることが図-22から認識できる。

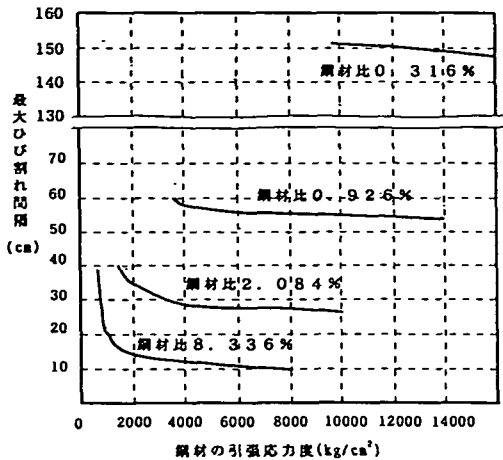


図-23 鋼材応力度と最大ひび割れ間隔の関係

これに関し、図-23 はコンクリートの圧縮強度を 39.2 N/mm^2 とした場合の鋼材応力度と最大ひび割れ間隔の関係を本方法により計算したものであるが、最大ひび割れ間隔は鋼材応力度に関係すること、特に鋼材比が大きい場合にはその影響を無視できないことを示している。

5. 連続ケーブル舗装のひび割れ発生後の挙動

(1) 固定域のモデル化と解析

C. P. Vetter⁸⁾ と同様に、連続ケーブル舗装の固定域を 図-24 のようにモデル化する。このモデルはコンクリートと鋼材間に相対変位が生じている滑り区間 c と完全一体化区間から成っている。以下このモデルの解析方法について説明する。

① 滑り量分布 δ (図-25 a)

収縮作用下の鋼材の滑り量をひび割れ面で δ_0 、ひび割れ面から距離 c で零となる直線変化と仮定する。 δ_0 及び c は確定しなげらばならない未知数である。任意点の滑り量は式(24)、式(25)で示される。

$$\delta_x = kx \quad (24)$$

$$k = \delta_0 / c \quad (25)$$

② 付着応力度分布 τ (図-25 b)

式(24)を式(2)及び式(3)に代入することによりひび割れ間の付着応力度式(26)が得られる。

$$\begin{aligned} x \leq x_0 & \quad \tau = \alpha_1 x + \alpha_2 x^2 \\ x > x_0 & \quad \tau = \beta_0 + \beta_1 x \end{aligned} \quad (26)$$

ここに、

$$\alpha_1 = a_1 k, \quad \alpha_2 = a_2 k^2$$

$$\beta_0 = b_0, \quad \beta_1 = b_1 k$$

$$x_0 = \delta_0 / k$$

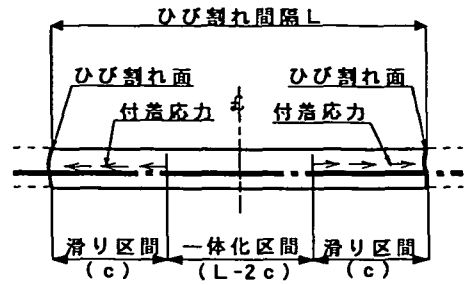


図-24 固定域ひび割れ部材のモデル化

③ コンクリートの応力度分布 σ_{cx} (図-25 c)

$$\sigma_{cx} = P_{cx} D_{y1} \quad (27)$$

$$P_{cx} = \pi \phi \int_x^c \tau_x dx$$

$$\begin{aligned} x \leq x_0 & \quad P_{cx} = \pi \phi \{ C_4 - (\alpha_1/2)x^2 - (\alpha_2/3)x^3 \} \\ x > x_0 & \quad P_{cx} = \pi \phi \{ C_2 - \beta_0 x - (\beta_1/2)x^2 \} \end{aligned} \quad (28)$$

式(28)で $x=0$ より、

$$\text{一体化区間 } P_{cx0} = \pi \phi C_4 \quad (29)$$

$$D_{y1} = 1/A_0 - e_p y_1 / I_0 \quad (\text{上 縁})$$

$$D_{y0} = 1/A_0 + e_p / I_0 \quad (\text{鋼材位置})$$

$$D_{y2} = 1/A_0 + e_p y_2 / I_0 \quad (\text{下 縁})$$

$$C_1 = (\alpha_1/2)x_0^2 + (\alpha_2/3)x_0^3$$

$$C_2 = \beta_0 c + (\beta_1/2)c^2$$

$$C_3 = \beta_0 x_0 + (\beta_1/2)x_0^2$$

$$C_4 = C_1 + C_2 - C_3$$

④ 鋼材の応力度分布 σ_{px} (図-25 d)

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} - m \int_x^c \tau_x dx$$

$$\begin{aligned} x \leq x_0 & \quad \sigma_{px} = \sigma_{p0} - m \{ C_4 - (\alpha_1/2)x^2 - (\alpha_2/3)x^3 \} \\ x > x_0 & \quad \sigma_{px} = \sigma_{p0} - m \{ C_2 - \beta_0 x - (\beta_1/2)x^2 \} \end{aligned} \quad (30)$$

$$\text{一体化区間 } \sigma_{px0} = \sigma_{p0} - m C_4 \quad (31)$$

ここで、 σ_{p0} はひび割れ面の鋼材引張応力度で、“固定域における鋼材の伸縮量の和は温度降下による短縮量に等しい” という条件から次式を解いて求められる。

$$\alpha_p t \frac{L}{2} = \frac{1}{E_p} \left(\int_0^c \sigma_{px} dx + \sigma_{px0} \left(\frac{L}{2} - c \right) \right)$$

$$\therefore \sigma_{p0} = (2/L) \{ m C_3 + \alpha_p t E_p (L/2) \} \quad (32)$$

$$m = \pi \phi / A_p$$

$$C_5 = C_4 x_0 - (\alpha_1/6)x_0^3 - (\alpha_2/12)x_0^4$$

$$C_6 = C_2 c - (\beta_0/2)c^2 - (\beta_1/6)c^3$$

$$C_7 = C_2 x_0 - (\beta_0/2)x_0^2 - (\beta_1/6)x_0^3$$

$$C_8 = C_4 (L/2 - c) + C_5 + C_6 - C_7$$

ここに、

$$\alpha_p : \text{鋼材の線膨張係数}$$

$$t : \text{降下温度 } (^\circ\text{C})$$

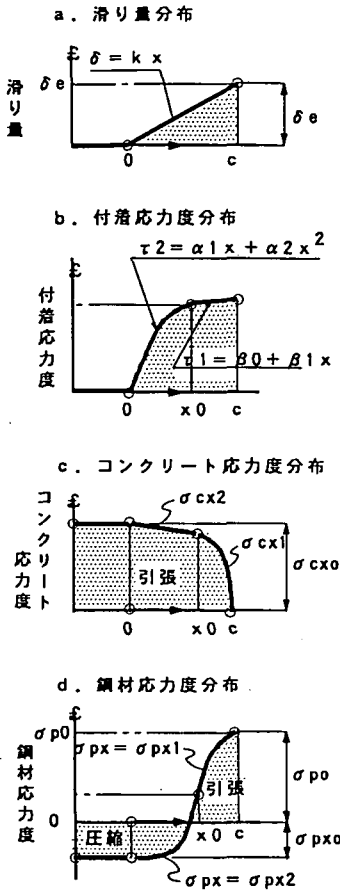


図-25 モデルの部材性状 ($x_0 \leq c$ の場合)

⑤固定域部材条件 ($x_0 \leq c$ の時)

2個の未知数 c 及び δ_e は以下の2条件から求められる。即ち、“ひび割れ間の中央部ではコンクリートと鋼材の間に相対的変位が無い” ことから σ_{c,x_0} 及び σ_{p,x_0} は式(33)を満足しなければならない。

$$(\epsilon_1 + \alpha_c \cdot t) - \sigma_{c,x_0} / E_c = \alpha_p \cdot t - \sigma_{p,x_0} / E_p \quad (33)$$

ここに、

- ϵ_1 : コンクリートの自由収縮度
- α_c : コンクリートの線膨張係数。

次に、“コンクリートの自由収縮量 δ_1 からコンクリートの引張応力度による弾性伸び量 δ_{e0} を引いたものがひび割れ面の滑り量 δ_e 。” であると仮定すると δ_e は式(34)を満足しなければならない。

$$\delta_e = \delta_1 - \delta_{e0} \quad (34)$$

$$\delta_1 = (\epsilon_1 + \alpha_c \cdot t) L / 2 \quad (35)$$

$$\begin{aligned} \delta_{e0} &= \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_{c,x_0} \left(\frac{L}{2} - c \right) + \int_0^{x_0} \sigma_{c,x} dx \right\} \\ &= (\pi \phi C_s / E_c) D_{y,0} - (\alpha_2 / 3) x^3 \quad (36) \end{aligned}$$

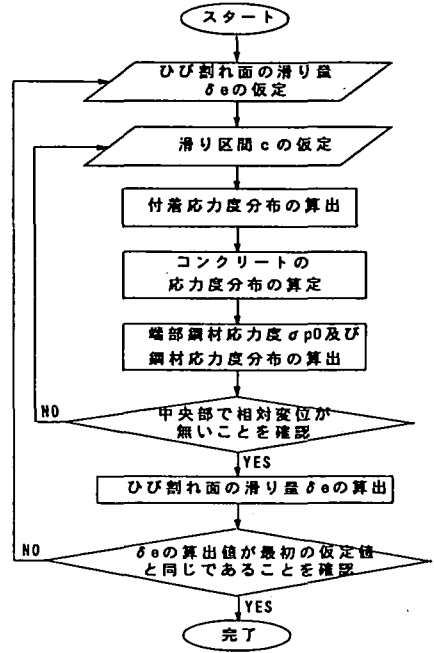


図-26 近似解法フローチャート

⑥収縮量が小 ($x_0 > c$) の場合

収縮量小さい場合には 図-25 b の付着応力度分布は $x_0 > c$ となる。 $x_0 \leq c$ の場合と同様に誘導し、以下に示す。

1) コンクリート応力度

$$P_{c,x} = \pi \phi \{ D_1 - (\alpha_1 / 2) x^2 \} \quad (37)$$

$$P_{c,x_0} = \pi \phi D_1 \quad (38)$$

$$\sigma_{c,x} = P_{c,x} D_{r,1} \quad (39)$$

2) 鋼材応力度

$$\sigma_{p,x} = \sigma_{p,0} - m \{ D_1 - (\alpha_1 / 2) x^2 - (\alpha_2 / 3) x^3 \} \quad (40)$$

$$\sigma_{p,x_0} = \sigma_{p,0} - m D_1 \quad (41)$$

$$\sigma_{p,0} = (2/L) \{ m D_3 + \alpha_p \cdot t E_p (L/2) \} \quad (42)$$

3) 滑り量

$$\delta_{e0} = (\pi \phi D_3 / E_c) D_{y,0} \quad (43)$$

ここに、

$$D_1 = (\alpha_1 / 2) c^2 + (\alpha_2 / 3) c^3$$

$$D_2 = D_1 c - (\alpha_1 / 6) c^3 - (\alpha_2 / 12) c^4$$

$$D_3 = D_1 (L/2 - c) + D_2$$

⑦近似解法

図-26に示す近似解法は 2個の未知数 c 及び δ_e に初期値を与え繰り返し計算を行い 2個の条件式(33)及び式(34)を満たす c 及び δ_e を求めるものである。

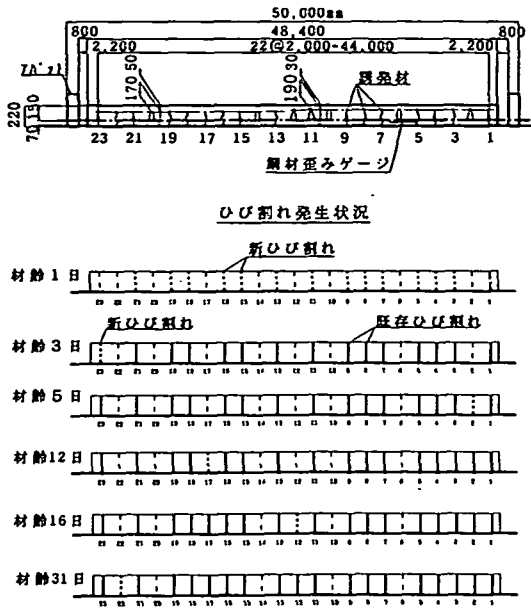


図-27 ひび割れの発生過程

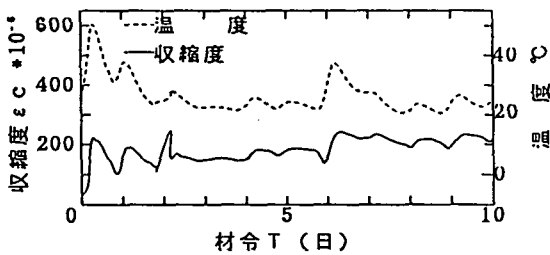


図-28 試験体の収縮量(材齢0~10日)

(2) 実験結果とその考察

打設の翌朝、ひび割れ誘発材を設置した23ヶ所のうち14ヶ所(発生率61%)においてコンクリートの収縮作用によるひび割れが発見された。その後、ひび割れの発生数は材齢の進行とともに増加し材齢31日には19ヶ所(同83%)になったが、以後最終材齢167日までに新たなひび割れの発生は見られなかった。ひび割れが発生しなかった誘発材の種類は円形状断面のもので、応力集中を起こしにくい形状といえる。ひび割れの発生過程を図-27に示す。

ひび割れ発生の主要因であるコンクリートの収縮量と温度についてその初期材齢時の変化を図-28に示す。これらから、試験体の温度は打設直後より上昇し直前の 27.3°Cから7時間後(材齢0.31日)に最高温度 50.1°Cに達し、その後降下を始め翌朝の8時過ぎ材齢0.81日にその日の最低温度31°Cとなったことが分かる。その後気温とともに再上昇・再下降を繰

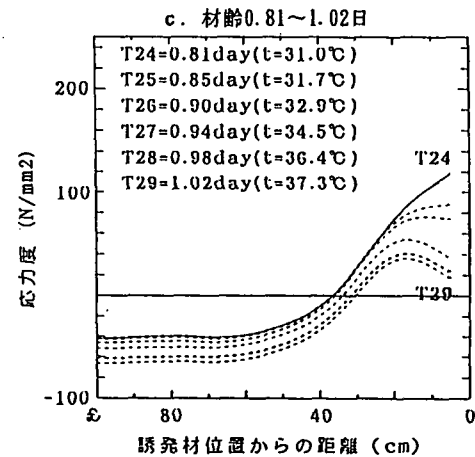
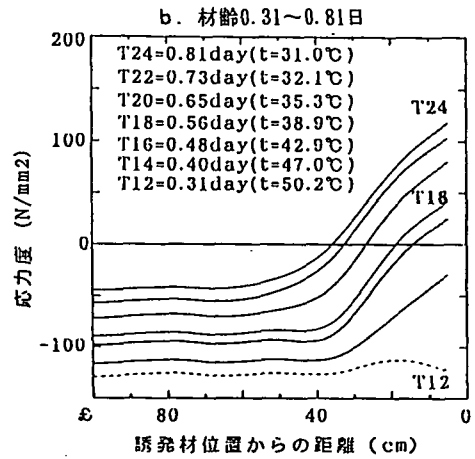
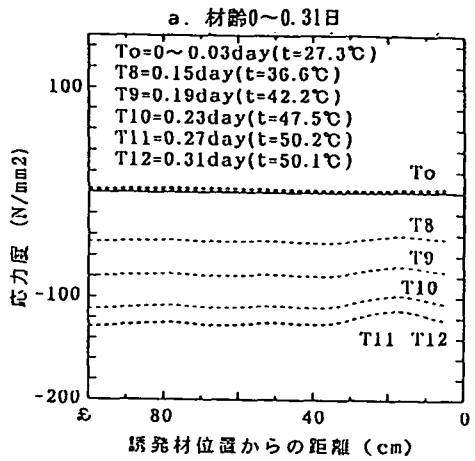


図-29 鋼材の応力度分布(材齢0~1.02日)

り返した。また、コンクリートの自己収縮は打設直後より始まり、温度の上昇速度と軌を同一にしていることが分かる。その後収縮量はコンクリート温度の日変化に伴い増減を繰り返しながら徐々に増加し

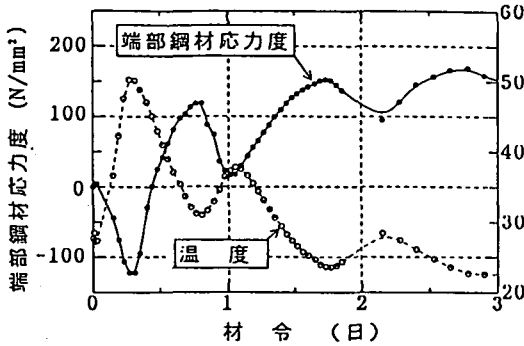


図-30 温度と端部鋼材応力度

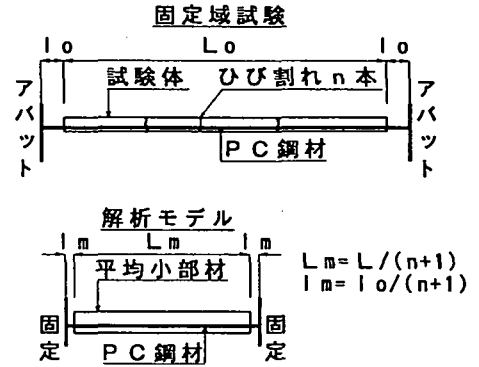


図-31 試験体の解析モデル

ていく傾向が見られ、約5ヶ月の測定期間中の最大収縮量は 350×10^{-6} であった。

図-29には鋼材応力度の分布と併せて試験体の温度を数値で示した。図-29より材齢0.15日、温度 36.6°C 時点で鋼材全域が圧縮応力状態に移行し、その後材齢0.4日から端部近傍の鋼材が引張方向への作用を受け、0.48日には引張応力度に変わったことが分かる。

このことは材齢0.15日、温度 36.6°C 時点で付着作用が始まり、材齢0.4日近傍で誘発材位置にひび割れが発生したことを示唆するものである。また、端部の鋼材応力度は温度の昇降に連動し、1日の最低温度時に最大の引張応力度が発生することが図-30から分かる。

このように応力度が大きく変動する挙動に対し、解析理論の検証をそのピーク時について行った。解析の前提条件を以下に示す。

- ① 温度降下量は付着開始温度 36.6°C を基準とする。
- ② コンクリートの収縮量は打設直後からのものとする。
- ③ コンクリートの性質はその材齢のものとするが、付着応力度曲線については、ひび割れ発生時の材齢0.4日の推定曲線式(44)を使用する。

$$\delta \leq 0.0225\text{mm} \quad \tau = 133\delta - 2958\delta^2$$

$$\delta > 0.0225\text{mm} \quad \tau = 1.50 + 0.133\delta \quad (44)$$

- ④ 解析モデルは図-31に示すものとする。即ち、モデルの部材長 l_m 及び両端のコンクリートに埋設されていないアンボンド鋼材の長さ l_m をそれぞれ試験体の平均ひび割れ間隔及び平均アンボンド長としたものである。

このモデル修正により固定域解析モデル 図-24について誘導した式(32)及び式(34)はそれぞれ式(45)及び式(47)に修正される。

表-11 固定域解析条件

材齢 日	収縮度 $\times 10^{-6}$	温度 $^\circ\text{C}$	降下 温度 $^\circ\text{C}$	圧縮 強度 N/mm^2	弾性 係数 KN/mm^2	ひび割 れ数 本	部材長 l_m cm	778'71' 長 l_m cm
0.81	107	31.0	5.6	12.5	12.1	14	322.7	5.3
1.73	129	23.6	13.4	20.6	16.8	14	322.7	5.3
2.78	146	22.6	14.0	26.1	19.6	14	322.7	5.3
3.65	150	21.8	14.8	29.2	21.2	15	302.5	5.0
4.65	172	22.5	14.1	31.8	22.5	15	302.5	5.0
5.65	180	22.2	14.4	33.7	23.3	16	284.7	4.7
7.78	202	20.7	15.9	36.6	24.6	16	284.7	4.7
8.65	209	20.8	15.8	37.5	25.0	16	284.7	4.7
9.67	226	23.0	13.6	38.2	25.4	16	284.7	4.7
10.67	237	25.7	10.9	38.9	25.7	16	284.7	4.7

* 基準温度 36.6°C

$$\sigma_{p0} = \{m C_s + \alpha_p t E_p (L/2 + l_m)\} / (L/2 + l_m) \quad (45)$$

$$\delta_0 = \delta_i - \delta_0 - \delta_p \quad (46)$$

$$\delta_i = (\epsilon_i + \alpha_c \cdot t) L/2 \quad (47)$$

$$\delta_p = \sigma_{p0} l_m / E_p \quad (48)$$

ここに、

δ_p : 鋼材の部材端での伸び量

l_m : 端部のアンボンド長

解析に用いた諸数値を 表-11に示す。

解析結果の概要として、滑り区間c、中間部のコンクリート応力度及び鋼材の端部と中間部の応力度について、材齢による変化を図-32に示した。

図-32より、滑り区間c、コンクリートの引張応力度及び端部鋼材の引張応力度は、材齢1日から2日にかけて急増、その後漸増し材齢10日にわずかな減少を示している。これらに対し中間部における鋼材の圧縮応力度は微増する傾向を示している。初期材齢を除き、滑り区間cは600mm前後、鋼材の最大引張応力度は端部の誘発目地位置に生じ約 $230\text{N}/\text{mm}^2$ 、中間部の圧縮応力度は約 $39\text{N}/\text{mm}^2$ である。

次に、鋼材応力度の理論分布を実測値と比較し、

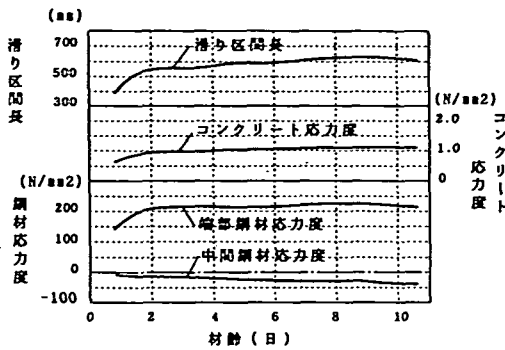


図-32 材齢による部材性状

図-33～図-35にその1例を示す。

図-33の材齢 0.81日では端部応力度の理論値と実測値はほぼ一致している。反面、中間部の実測値は理論値の3倍程度と大きくなっている。これは施工時あるいは直後の鋼材の伸張が拘束されたことにより発生した圧縮応力度の影響がこの時点ではまだ解消されていないことを示すものである。

その翌日、材齢1.73日は表-11に見る通りコンクリートの収縮量、温度降下量ともに前日より大きく荷重作用がより強くなっている。このため図-34に見る通り鋼材の応力度分布における理論値と実測値の一致度は極めて良い。同様にそれ以降についても図-35に見られるように良い適合性を示した。

このように全般的に理論値の精度は良いと判断されるが、誘発目地位置について理論値は実測値より常に大きくなっている。この理由は、誘発ひび割れ部近傍の鋼材応力度の分布形状の傾きから、この誘発ひび割れ部約20cm近傍での付着応力度が小さくなっていることが予想され、その影響と考えられる。

図-36は 材齢の進行に伴う端部及び中央部の鋼材応力度について理論値と実測値を比較したものである。

上述の理由により端部応力度に関し理論値は実測値より大きくなっているが、そのピーク点を結ぶ包絡線形状は同じ傾向にある。

鋼材応力度における理論と実測値との以上のような適合性は解析モデルとその解析方法が妥当であることを示すと同時に、ひび割れ発生時点の材齢により以後の付着特性が決定されることを示している。従ってこの点を踏まえ誘発材の形状等によるひび割れ発生時期を調整することが必要となる。

次に、解析モデルの端部滑り量 δ_0 を2倍したものがひび割れ幅と考へ、計算値 $2\delta_0$ と実測ひび割れ幅 w (全部のひび割れ幅の平均値)を比較したものが図-37である。

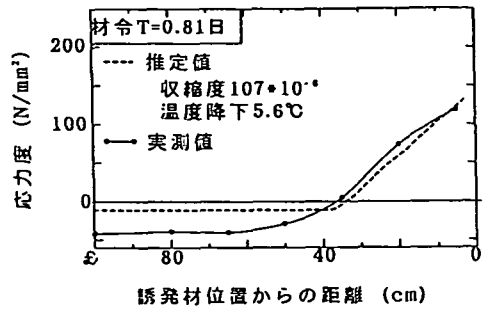


図-33 鋼材の応力度分布(材齢0.81日)

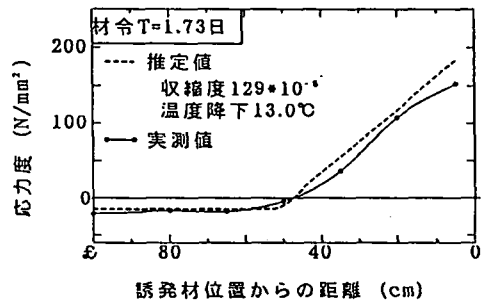


図-34 鋼材の応力度分布(材齢1.73日)

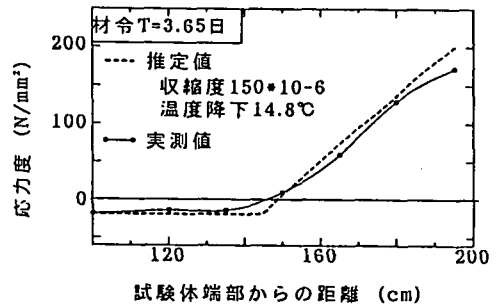


図-35 鋼材の応力度分布(材齢3.65日)

図-37によると、両者の材齢に対するその変化傾向は同じであるが、計算値 $2\delta_0$ は実測値よりかなり大きい。これは、温度降下等による収縮量が断面に等分布すると仮定しその代表値を鋼材位置の値としたことによる影響が大きいと推測される。因みに温度降下量の算定における基準温度は前述の通りコンクリートの硬化発熱過程における鋼材位置の温度 36.6°C としたが、大気(温度 27.5°C)に接しているコンクリート表面の温度はそれ以下であったと考えら

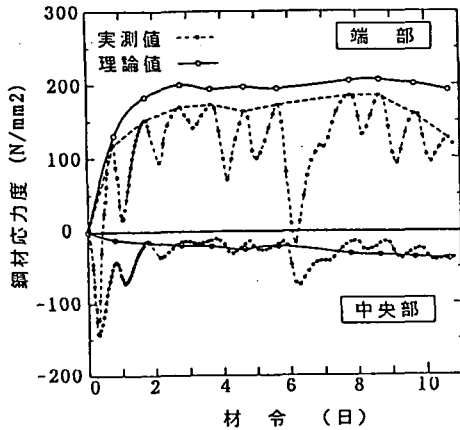
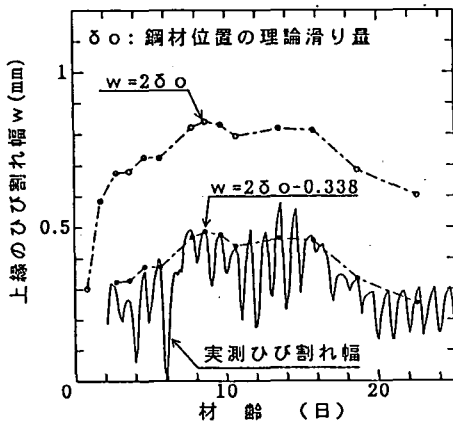


図-36 鋼材の最大/最少応力度



上縁の平均ひび割れ幅(T=0~20day)

図-37 ひび割れ幅の計算値と実測値の比較

れる。また、解析モデルではコンクリートのクリープ現象や路盤の摩擦による拘束作用についても考慮していない。これらは何れも表面のひび割れ幅を小さくする方向に作用する。これらを反映させることが今後の解析上の課題となるが、それらの影響を第2項に含めたものと解釈できる式(49)は、図-37に示すように実際のひび割れ幅を反映しており、課題解決の方向を示唆するものである。

$$w = 2\delta_o - 0.338 \quad (r = 0.865) \quad (49)$$

ここに、

w : 表面ひび割れ幅

δ_o : 鋼材位置の理論滑り量

今回、コンクリートの応力度については照査していないが、鋼材応力度の検証結果からこれについても本理論による推定が可能と判断される。

6. 結論

連続ケーブル舗装の開発に関し、P C鋼より線の引抜き試験、両引き試験及び固定域試験を実施した。それらの結果を要約すると以下である。

(a) 付着特性

① P C鋼より線の滑り量と付着応力度の関係(付着応力度曲線)は異形鉄筋あるいは丸鋼と異なり、付着剛性低下後も付着応力度が急激に低下することはなかった。

② P C鋼より線の付着応力度曲線は剛性低下前の2次曲線と低下後の1次曲線によって近似できた。

③ この付着応力度曲線はコンクリートの圧縮強度から推定できることを明らかにした。

(b) 最大ひび割れ間隔

① P C鋼より線の最大ひび割れ間隔を正規分布で近似した場合、5%超過確率の $L_{0.05}$ と $L_{0.95}$ の比率は最大ひび割れ間隔と最小ひび割れ間隔における一般的な比率2と一致した。

② P C鋼より線の最大ひび割れ間隔は、付着応力度曲線に基づく三浦の方法により推定できることを確認した。

③ その推定理論によって、最大ひび割れ間隔は一定ではなく、両引き荷重に影響され、特に鋼材比が大きい場合にはその影響が顕著になることを明らかにした。

(c) ひび割れ発生後の挙動

① 誘発材の設置ヶ所には高い確率でひび割れが発生し、設置ヶ所以外にはひび割れが発生しないことを確認した。

② 付着応力度曲線を基に固定域部材の解析理論を提起した。その解析理論による鋼材応力度分布は測定結果と良い適合性を示した。

③ ひび割れ幅については滑り量の2倍をひび割れ幅とする計算値は実測値より大きくなった。

④ ひび割れ発生時の付着特性によってそれ以後の部材性状が支配されることが明らかになった。

7. あとがき

連続ケーブル舗装の開発を進めるうえでP C鋼より線の付着特性を解明することが不可欠である。このため各種実験により基本的特性を明らかにしたが、連続ケーブル舗装の開発を効率的に行うためにはそれらをできる限り理論的に展開することが必要であると考え、その方向で本研究を進めた。本論文では、連続ケーブル舗装の構造を具体的に提示していない

が、今後、本試験とは別に実施している連続ケーブル舗装の荷重に対する挙動等の研究を併せ、総合的な検討を待って提案することになる。

最後に、本研究は運輸省港湾技術研究所とPC舗装専門研究会の共同研究の一環として行ったものであり、これに関しご協力と御指導を賜った法政大学 満木泰郎教授と東北学院大学 大塚浩司教授に心より感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書舗装編, p. 61, 土木学会, 1996年制定.
- 2) F. レオンハルト, E. メニッヒ, 横道英雄監訳 : 鉄筋コンクリートの設計, pp. 105~107, 鹿島出版会, 1986. 5.
- 3) Goto, Y. : Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars, Jour. of ACI, Vol. 68, pp. 244~251, April, 1971.
- 4) 三浦 尚 : 突起付き鋼材を用いた部材の力学特性, 合成構造用鋼材の利用に関する調査研究報告書, pp. 36~41, 土木学会, 1993. 5.
- 5) 三浦 尚, 佐野 正, 田中克人 : 鉄骨鉄筋コンクリートのひび割れ分散性に関する研究, セメント技術年報, pp. 455~458, 1983.
- 6) 尾坂芳夫, 大塚浩司, 松本英信 : 乾燥の影響を受ける引張RC供試体のひび割れ性状, コンクリート工学, Vol. 23, No. 3, pp. 115, 1985. 3.
- 7) 牛越裕幸, 満木泰郎, 多度津芳夫, 星野貴広, 犬飼晴雄 : PC鋼材の付着特性に関する一実験, 土木学会第22回関東支部技術研究発表会講演概要集, V-23, pp. 510~511, 1995. 3.
- 8) C. P. Vetter : Stresses in reinforced concrete due to volume changes, ASCE. PAPERS, pp. 197~211, Feb., 1932.

(1996.10.28 受付)

BOND CHARACTERISTICS OF PRESTRESSING STRAND IN THE CONTINUOUS CONCRETE PAVEMENT REINFORCED WITH CABLES

Haruo INUKAI, Tsutomu FUKUTE and Takashi MIURA

The concrete pavement reinforced with continuous cables instead of deformed bars in existing continuously reinforced concrete pavement has been developed. This new type concrete pavement has some merits such as follows ; shrinkage joint is unnecessary, number of rap joints in deformed bar can be decreased and so on.

The paper describes bond characteristics, the maximum space between cracks in concrete and the stress distribution due to shrinkage in case prestressing strands are used as continuous cables.