

衝撃的上下動を受けるコンクリート柱供試体の 鋼板巻立て補強効果について

別府万寿博¹・香月智²・石川信隆³・宮本文穂⁴

1 学生会員 工修 防衛大学校研究員 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

2 正会員 工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

3 フェロー 工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

4 正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2557)

兵庫県南部地震において鉄筋コンクリート (RC) 橋脚段落し部での破壊が数多くみられたことから RC 橋脚段落し部の鋼板巻立て補強が全国的に実施された。本研究は、まず鋼板巻立て補強が衝撃的上下動に対し有効か否かを検討するため、鋼板巻立て補強したコンクリート柱供試体に対する衝撃突き上げ実験を行い、鋼板巻立て補強長さの影響および補強方法の違いについて調べた。次に、衝撃突き上げを受けるコンクリート柱供試体の輪切り状ひび割れの発生メカニズムの原因を一質点系モデルを用いて究明した。さらに、有限要素法を用いて衝撃突き上げを受ける鋼板巻立てコンクリート柱供試体の衝撃応答解析法を開発し、実験のシミュレーション解析を行うとともに、鋼板巻立て補強長さについて供試体内部のひずみ分布から解析的に検討を行ったものである。

Key Words : *impulsive vertical load, circumferential crack, steel jacket reinforcement, concrete column*

1. 緒言

1995年に発生した兵庫県南部地震では、被災例の中に写真-1のような鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の水平輪切り状ひび割れがみられた。一般に地震による橋脚構造の被害は水平動が原因とされているが、この損傷は衝撃的上下動により生じた可能性があるという考えも多く^{1)~7)}、これまでに解析的あるいは実験的研究が数多くなされている^{8)~19)}。著者らも、同じ立場から RC 橋脚模型に対する衝撃突き上げ実験を行い^{20), 21)}、RC 橋脚模型の輪切り状ひび割れの再現に成功した。一方、兵庫県南部地震において RC 橋脚の段落し部でのせん断破壊が数多くみられたことから、RC 橋脚の段落し位置が構造上の弱点となることが指摘され、震災後、RC 橋脚段落し部の鋼板巻立て補強が全国的に実施された。さて、前述した衝撃突き上げ実験^{20), 21)}において、段落しが無い供試体は供試体内の材料のばらつきや初期不整などにより輪切り状ひび割れが定位置に発生しないが、段落しを設けた供試体では、4体のうち4体とも段落し位置近傍に輪切りひび割れ一本のみが発生する現象が確認され、衝撃的上下動を受けるコンクリート柱模型においても段落し部が構造

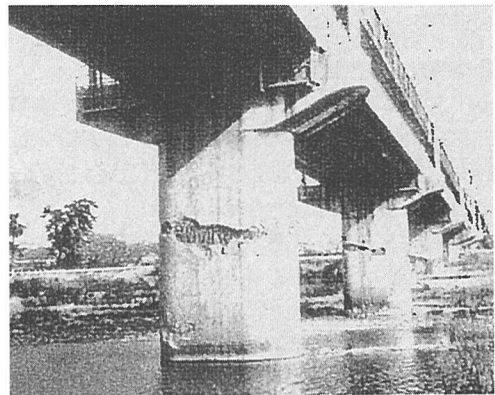


写真-1 RC橋脚の輪切り状ひび割れの例

上の弱点となることがわかった。

そこで本研究は、まず段落しを有するコンクリート柱供試体を対象として、鋼板巻立て補強の供試体に対する衝撃突き上げ実験を行い、鋼板巻立て補強が衝撃的上下動に対し有効であるか否かを検討した。その際、補強長さを変化させた供試体を3種類作製し、鋼板巻立て補強

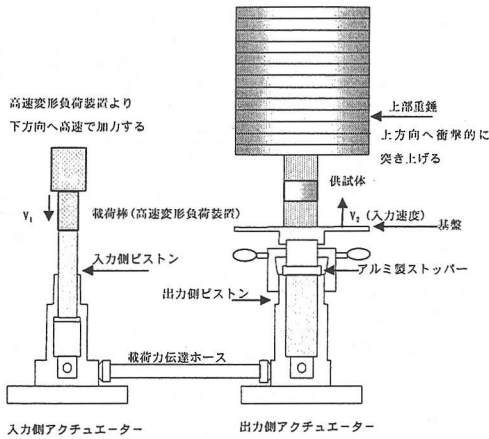


図-1 実験装置の概要

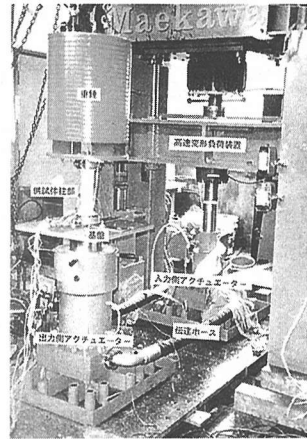


写真-2 衝撃突き上げ実験の概要

長さによる影響を調べた。また、補強鋼材量を鋼板と同じにして内部を鉄筋で軸方向に補強した供試体も作製し、供試体の内部と外部を補強した場合の補強方法の違いも検討した。次に、一質点系モデルを用いて衝撃突き上げ実験による輪切り状ひび割れの発生メカニズムを解明するとともに、さらに有限要素法を用いて衝撃突き上げを受ける鋼板巻立てコンクリート柱供試体の衝撃応答解析法を開発して、実験結果をシミュレートした。最後に、鋼板巻立て供試体内部のひずみ分布を解析的に考察し、衝撃的上下動を受けるコンクリート柱供試体の鋼板巻立て補強長さの影響について検討したものである。

2. 衝撃突き上げ実験の概要

(1) 衝撃突き上げ実験装置²⁰⁾

図-1 および写真-2 に実験装置の概要を示す。衝撃突き上げ実験は、高速変形負荷装置²⁰⁾と図-1の突き上げ装置を用いて実施した。高速変形負荷装置は最大約4.0m/sの一定速度で載荷する能力を有しており、一方の突き上げ装置は高速変形負荷装置からの力を「パスカルの原理」により上方へへと変換するものである。すなわち、高速変形負荷装置の力を突き上げ装置の入力側アクチュエーターで受け、載荷力伝達ホースを介して油圧で出力側アクチュエーターに伝達し、突き上げ板(以下、基盤という)上の供試体を衝撃的に突き上げ、出力側アクチュエーター内のストッパーにより急停止するものである。ここで、入力側アクチュエーターと出力側アクチュエーターのピストンの断面積比より最大突き上げ速度を高速変形負荷装置の最大速度の0.3倍、すなわち約1.2m/sとした。また、供試体の突き上げ変位量は5mmとした。

(2) 供試体

実際のRC橋脚が高さ10m、直径3mの円形断面で、橋

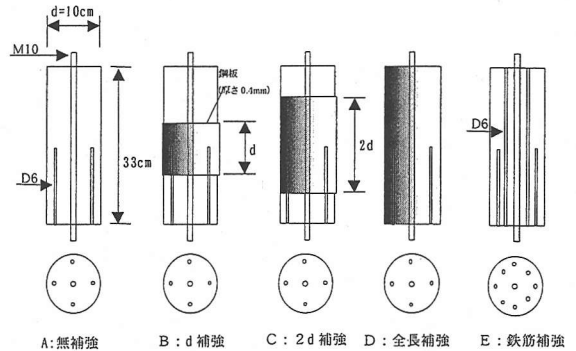


図-2 コンクリート柱供試体の概要

脚高さ1/2に段落し位置があるものと想定して、縮尺を約1/30のコンクリート円柱供試体を作製した。供試体の概要を図-2に示す。現在実施されている鋼板の補強長さ(円柱橋脚の場合、直径をdとすると段落し部を中心として、下方に0.5d以上、上方にd区間以上の補強長が原則²²⁾)を参考にして、図-2のようにAタイプ：補強の無いもの(無補強)、Bタイプ：段落しを中心として直径dの長さを補強、Cタイプ：2dの長さを補強およびDタイプ：全長補強を鋼板巻立て補強として作製した。ここで、鋼板巻立ての方法は鋼板(材質：プリキ、厚さ0.4mm)をエポキシ樹脂により接着した。なお、すべての実験ケースでエポキシ樹脂が鋼板およびコンクリートとの界面で剥離や破壊することはなかった。表-1にエポキシ樹脂の物性値を、図-3には鋼板の材料試験結果を示す。また、外側補強と内側補強の補強方法の違いを比較するために内部を全長補強と同じ鉄筋量の鉄筋(D6×4本)で補強したもの(Eタイプ)も作製した。ここで供試体の作製に当り、基盤および上部重錘と供試体とを固定するため、また供試体の補強鋼材としての役目を果たすためM10ボルトを用いたが、これは通常のRC橋脚の軸方向

表-1 エポキシ樹脂の物性値

圧縮強度	71.7N/mm ²
圧縮弾性係数	2.05×10 ⁹ N/mm ²
曲げ強度	75.5N/mm ²
引張強度	42.6N/mm ²
引張せん断強度	15.6N/mm ²
衝撃強度	4.10KJ/m ²

表-2 コンクリートの示方配合

圧縮強度	34.3N/mm ²	水	174kg/m ³
スランプ	10cm	セメント	305kg/m ³
空気量	1.0%	膨張材	15kg/m ³
水セメント比	54%	細骨材	1021kg/m ³
細骨材率	55%	粗骨材	852kg/m ³

鉄筋比を約1%とほぼ等しくしたものである。なお、段落し前の主鉄筋にはD6鉄筋を用いている。表-2にコンクリートの示方配合を、図-4には供試体作製に用いたコンクリートの材料試験結果の一例を示す。また、ボルトおよび鉄筋の引張試験結果の一例を図-5および図-6に示す。供試体には約4.9kNの重錘を/uploadして高架橋上部工を模擬し、供試体の初期圧縮応力を627kPaとした。さて、一般にRC橋脚には曲げ、せん断補強を目的として帯鉄筋が配筋されるが、本実験では供試体が実構造に比べ小さいため正確に相似な供試体の作製が困難であること、また帯鉄筋も配筋する場合には配筋間隔、帯鉄筋比の影響などを含む複雑な問題となるため、ここでは鋼板巻立て効果のみに着目して供試体を作製した。また、帯鉄筋の影響については別途実験²³⁾も行って拘束効果について検討しており、ここでは問題を明瞭にするため鋼板巻立ての効果のみを調べることにした。

(3)測定項目

図-7に測定項目の概要を示す。基盤と重錘の加速度を加速度計(PCB社製、計測範囲500G、応答周波数10kHz、固有振動数30kHz)で、基盤と重錘の変位量をレーザー式変位計(KEYENCE社製、計測範囲300mm~100mm、応答周波数915Hz)により測定した。加速度計の設置位置は、基盤中央および重錘中央から約10cmの位置とし、変位計は基盤の端から約3cmにレーザーが照射するように設置した。また、供試体表面のコンクリートには、段落し部を中心に片面は9cmゲージ(東京測器社製、PL90-11-5LT)を1枚、対面には3cmゲージ(東京測器社製、PL30-11-5LT)を4枚貼付し、計5ヶ所のひずみを測定した。ここで、鋼板巻立て内部のコンクリートのひずみゲージについては、コーティング剤を塗布してなるべく鋼板とエポキシ樹脂の影響を受けないよう工夫した。供試体内のボルトのひずみについては鋼材用ゲージ(東京測器社製、

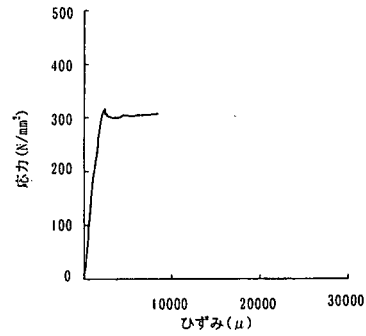


図-3 鋼板(ブリキ)の応力～ひずみ関係

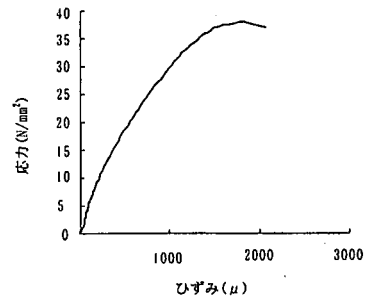


図-4 コンクリートの応力～ひずみ関係

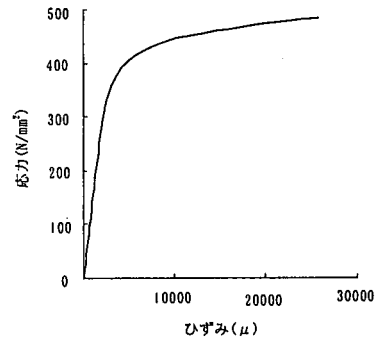


図-5 M10ボルトの応力～ひずみ関係

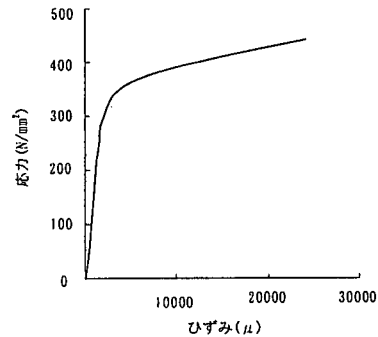


図-6 D6鉄筋の応力～ひずみ関係

FLA5-11-5LT)で測定した。図-8にボルトのひずみ測定位置を示す。

表-3 実験ケースの一覧と供試体表面のひび割れ発生状況

無補強	d 補強	2d 補強	全長補強	鉄筋補強
N0-L-1 (○)	10D-L-1 (×)	20D-L-1 (×)	ALL-L-1 (×)	RC-L-1 (○)
N0-L-2 (○)	10D-L-2 (×)	20D-L-2 (×)	ALL-L-2 (×)	RC-L-2 (○)

(○) : ひび割れ発生, (×) : ひび割れ無

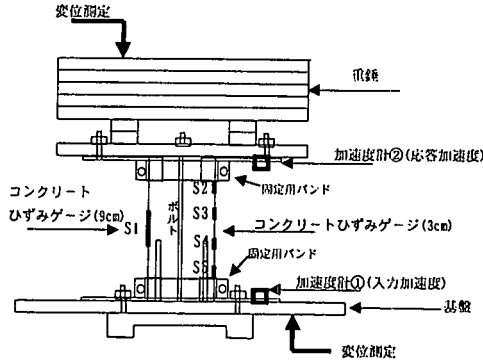


図-7 測定項目

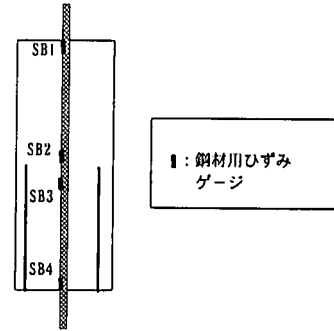
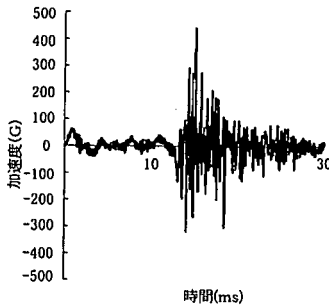
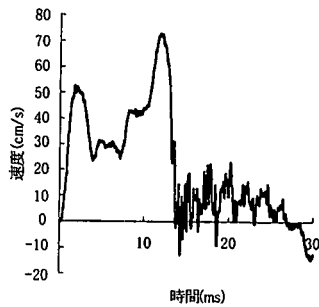


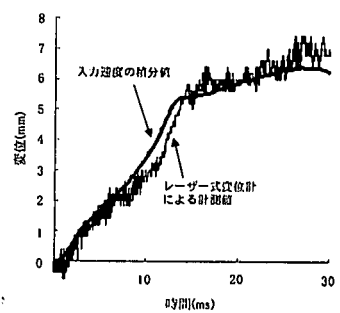
図-8 ボルトのひずみ測定位置



(a) 入力加速度～時間関係



(b) 入力速度～時間関係



(c) 入力変位～時間関係

図-9 実験ケース N0-L-1 の入力値

(4) 実験ケース

先に行った衝撃突き上げ実験²⁰⁾より、ひび割れが発生する限界の最大基盤速度（以下、入力速度という）は約 50～60cm/s 程度であることがわかっているので、各供試体についてこの範囲の速度よりやや大きい速度（最大約 70cm/s）を与える実験を 2 体づつ行った。ここで、実験の入力速度にレプリカ相似則を適用すると、実験の入力速度はそのまま実構造物の入力速度に対応するものである²⁰⁾。表-3 には実験ケースの一覧を示す。

3. 実験結果と考察

(1) ひび割れ発生状況の比較

入力値の一例として図-9 に実験ケース 'N0-L-1 (A (無補強) タイプ, 1 体目)' の入力値を示す。まず、図-9(a) の入力加速度～時間関係より約 12ms まで最大加速度約 50G で基盤は上昇し、それ以降は高周波成分を多く含む波が観察される。この高周波成分は本実験の性能試験の

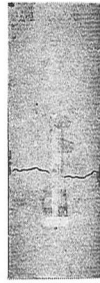
結果、突き上げが急停止する際に生じる基盤の高周波振動である²⁰⁾。すなわち、実験開始後約 12ms まで供試体は突き上げられ、その後急停止したことを表している。次に、図-9(b) に入力加速度を積分して求めた入力速度～時間関係を示す。これより、突き上げが急停止する時刻約 12ms で最大速度約 72cm/s となり、約 14ms には 0cm/s となっている。また、図-9(c) には入力速度を積分した入力変位（積分変位）～時間関係とレーザー式変位計で計測した変位（計測変位）～時間関係を重ねて示す。これより、積分変位と計測変位はほぼ等しく、突き上げが急停止する時刻約 12ms で設定した突き上げ変位量 5mm に達し、その後急停止に伴う緩やかな振動が確認できる。他の供試体の実験ケースもほぼ同様の入力特性である。

表-3 に各実験ケースの供試体表面に発生したひび割れ状況を示す。ひび割れの有無は実験後の目視観察により判定した。これより、A (無補強) タイプと E (鉄筋補強) タイプは 2 体とも供試体表面にひび割れが発生しているが、鋼板巻立ての供試体 (B, C, D) の表面にはいず。



NO-L-1

(a) A (無補強)タイプ



RC-L-1

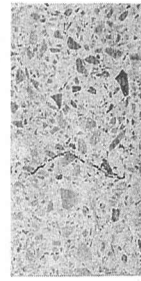
(b) E (鉄筋補強)タイプ

写真-3 水平輪切り状ひび割れ

(供試体外部)



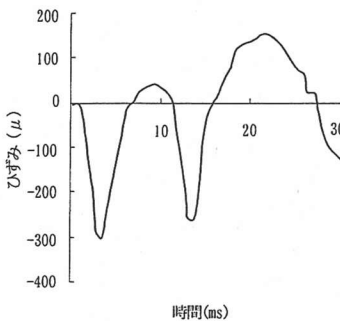
切断面 1



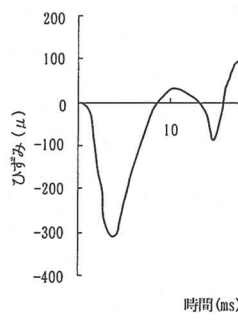
切断面 2

写真-4 供試体内部の微小ひび割れ

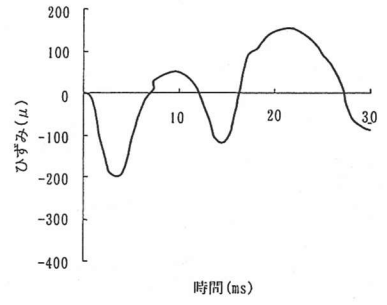
(C (2d補強)タイプ, 写真は鋼板巻立て部分を示す.)



(a) B (d補強)タイプ



(b) C (2d補強)タイプ



(c) D (全長補強)タイプ

図-10 鋼板巻立てタイプの段落し部のコンクリートのひずみ(S1)応答

れもひび割れは確認できなかった。

さて、輪切り状ひび割れが発生したA(無補強)タイプとE(鉄筋補強)タイプを実験後に観察すると写真-3のように、A、Eタイプともにひび割れの発生位置は段落し部近傍であることがわかる。またB、C、Dの鋼板巻立てタイプの供試体は、図-10に示す段落し部のコンクリート(S1)のひずみ応答より、いずれも最大引張ひずみは150 μ 程度であり、本実験の範囲内では、コンクリートの限界引張ひずみ約200~300 μ ^{24), 25)}には到っていない。よって、巻立て鋼板内部のコンクリート表面にもひび割れは発生していないと判定した。しかし、実験後にC(2d補強)タイプの供試体をスラブソーで真二つに切断したところ写真-4に示すように供試体内部の段落し部近傍に微小なひび割れが観察された。これは、外部の目視観察やひずみゲージでも捕捉できなかった内部の微小ひび割れであるが、設計では許容できるものと思われる。

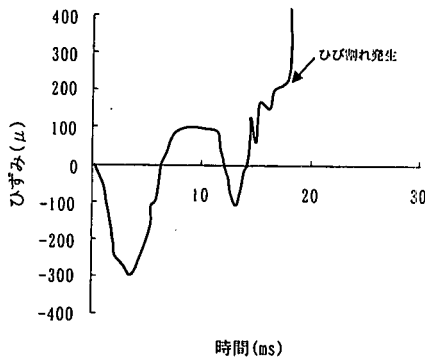
(2) 輪切り状ひび割れ発生時のコンクリートのひずみ応答

図-11(a)は、A(無補強)タイプの段落し部のコンクリートのひずみ(S1)応答を示したもので、当初圧縮ひずみ

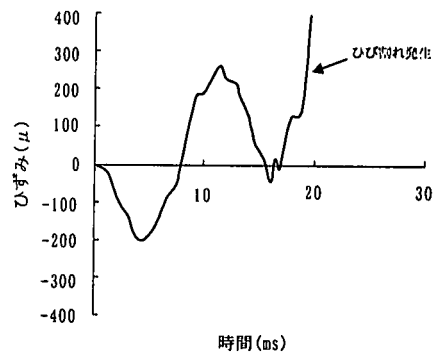
が生じた後、約18msでひずみゲージが切断されたため引張ひずみが振り切れている。これは、写真-3(a)のひび割れ発生状況と対応していることがわかる。次に、図-11(b)はE(鉄筋補強)タイプの段落し部のコンクリートのひずみ(S1)応答を示したもので、約20msで引張ひずみが振り切れており、内部に鉄筋補強しただけAタイプよりやや遅れて発生している。しかし、全般的傾向はAタイプと同様で、これも写真-3(b)に対応している。この輪切り状ひび割れの発生メカニズムについては、4.で詳細に検討する。

(3) 鋼板巻立て補強効果の影響

鋼板巻立て補強効果をより明らかにするために、図-12にA(無補強)タイプと鋼板巻立て補強タイプの代表としてC(2d補強)タイプにおける段落し部のボルトのひずみ(SB2)~時間関係を示す。A(無補強)タイプは、突き上げ開始後約18msすなわち基盤停止後約4msでひび割れが発生したため、ひび割れ発生と同時にボルトが降伏し、最大約3800 μ の大きな引張りひずみが生じ残留ひずみも残っている。一方、C(2d補強)タイプは圧縮、引張ともせいぜい300 μ 程度で弾性応答をしており、補強の効



(a) A (無補強)タイプ



(b) E (鉄筋補強)タイプ

図-11 A (無補強)タイプとE (鉄筋補強)タイプの段落し部のコンクリートのひずみ(S1) 応答

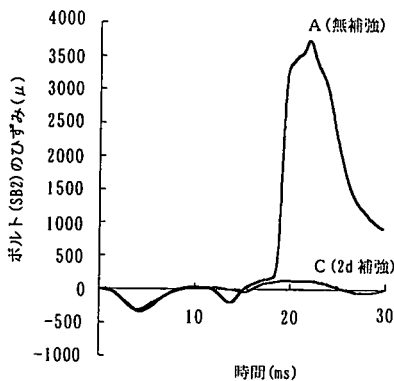


図-12 A (無補強)タイプとC (2d 補強)タイプのボルトのひずみ応答(SB2)

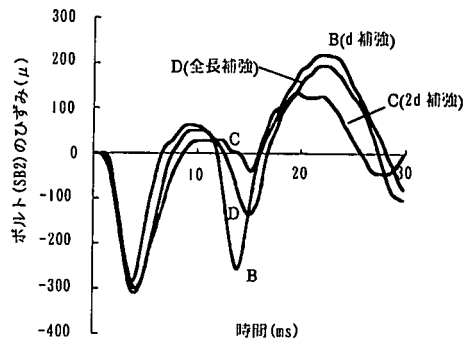


図-13 鋼板巻立てタイプ(B, C, D)のボルトのひずみ応答(SB2)

果が顕著に認められる。これは、まず弾性域であるのでコンクリートのポアソン比 (約 0.2) が鋼のポアソン比 (約 0.3) より小さいため、断面内でコンクリートが鋼と離れようとする挙動を示す。次に、コンクリートと鋼との付着が十分であると、鋼管はコンクリートにより変形が抑制され、このため見かけ上鋼板巻立て部分のコンクリートの剛性が大きくなったため^{26), 27)}と考えられる。この点については、さらに解析的に5. (4)で詳細に検討する。

(4) 鋼板巻立て補強長さの影響

鋼板巻立て補強長さの影響を調べるために、図-13に各鋼板巻立て補強の供試体(B, C, D)の段落し部のボルトのひずみ(SB2)~時間関係を示す。図よりB (d 補強)タイプがC (2d 補強)タイプやD (全長補強)タイプに比べ圧縮、引張ともにやや大きいが、いずれも最大ひずみが圧縮で300 μ, 引張で約200 μ程度で弾性応答を示しており、全体的に補強長さによる差異はあまり顕著ではないことが認められる。これは、鋼板巻立て補強タイプが前述した理由によりひび割れを抑制する効果があると思わ

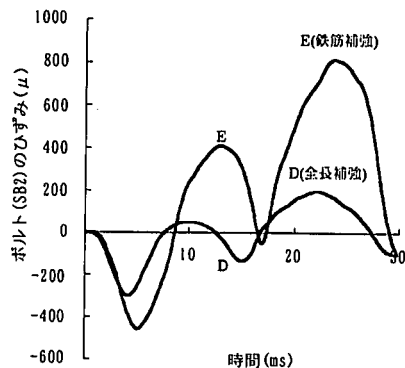


図-14 D (全長補強)タイプとE (鉄筋補強)タイプのボルトのひずみ応答(SB2)

れるが、この補強長さの影響についても5. (4)で解析的に詳細に検討する。

(5) 補強方法の影響

外部補強と内部補強の補強方法による影響を調べるために、図-14にD (全長補強)タイプとE (鉄筋補強)タイ

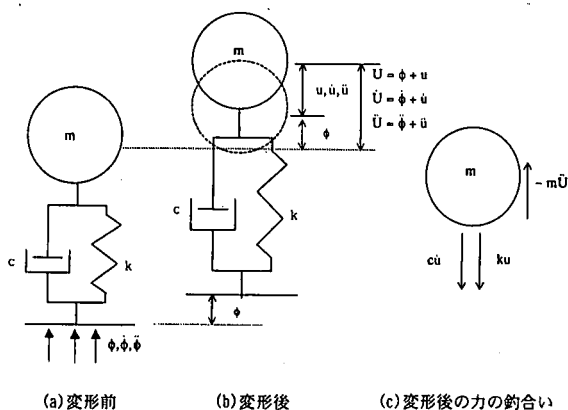


図-15 衝撃的上下動を受ける一質点系の力の釣合い

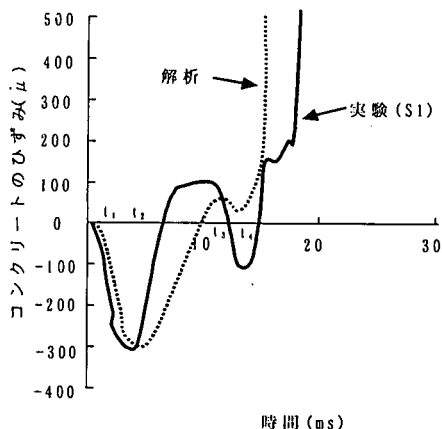


図-16 一質点系モデルによる解析結果と実験結果の比較

ブの段落し部のボルトのひずみ(SB2)～時間関係を示す。どちらも補強鋼材量は同じであるにも拘わらず、外部補強のD(全長補強)タイプの方が内部補強のE(鉄筋補強)タイプよりも圧縮、引張ともに小さい。また、E(鉄筋補強)タイプにはひび割れが発生したことから、同一鋼材量を用いる場合、内部補強はあまり効果がないことが認められる。つまり、同じ補強鋼材量を用いる場合には外部の鋼板巻立て補強の方が有効であることを示している。この理由は、鋼板巻立てタイプが供試体外側から断面内部を一樣に補強するのに対し、一方の鉄筋補強タイプは、断面内を4本の鉄筋が離散して補強しており、コンクリートのポアソン効果による変形を抑制することもなく、また補強範囲がそれぞれの鉄筋を中心としてその近傍にのみ補強するため、応力が集中しやすい段落し前の主鉄筋位置に与える補強効果は鋼板巻立て補強の場合よりも小さいためと考えられ、コンクリートのポアソン効果による変形の抑制効果の有無と補強範囲の違いが影響しているものと思われる。

4. 一質点系モデルによる輪切り状ひび割れ発生メカニズムの解明

ここでは、説明をわかり易くするために一質点系モデルを用いて実験のシミュレーションを行い、水平輪切り状ひび割れの発生原因を考察してみる。

(1) 一質点系モデルによるシミュレーション

まず、衝撃的上下動の場合の運動方程式は、図-15を参照すると通常の水平地震応答解析の基本式と同じく次式で表される。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{\phi} \quad (1)$$

ここで、 m : 重錘の質量、 c : 供試体柱部の減衰係数

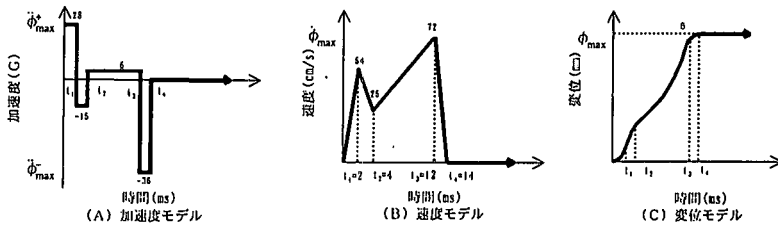
で、 $c = 2h\sqrt{mk_0}$ (k_0 : コンクリートの初期弾性係数 E_0 を用いたときのばね係数)、 h : 減衰定数、 k : 供試体柱部のばね係数で、 $k = EA/l$ (E : コンクリートの弾性係数、 A : 供試体柱部の断面積、 l : 供試体柱部の長さ)、 \ddot{u} : 応答加速度、 \dot{u} : 応答速度、 u : 応答変位、 $\ddot{\phi}$: 基盤入力加速度。

ここでは、計算例として実験ケース‘N0-L-1(A(無補強)タイプ、1体目)’のシミュレーションを行う。なお、簡単のため供試体柱部分は一樣断面のコンクリートと仮定した、図-9(a)の基盤入力加速度 $\ddot{\phi}$ および $m = 5.0N \cdot s^2/cm$ 、減衰定数 $h = 0.07$ (予備実験で計測した)、 $c = 8.163 \times 10^2 N \cdot s/cm$ 、 $k = EA/l$ (E : 後述の図-19(a)のコンクリートの構成則より時刻歴のひずみに応じて接線弾性係数を用いた、 $A : 78.5cm^2$ 、 $l : 33.0cm$) を与えて上式を Newmark β 法で弾塑性計算してみると図-16のように解析結果は実験結果をほぼシミュレートしていることがわかる。また、コンクリートのひずみ(実験ではS1のひずみ)は振り切れており、輪切り状のひび割れが発生していることを示している。すなわち、衝撃突き上げ実験における供試体の挙動は一質点系モデルで概略説明できると考えられる。なお、段落し部における輪切り状ひび割れの発生過程についての詳細は、FEMにより5.(3)で検討する。

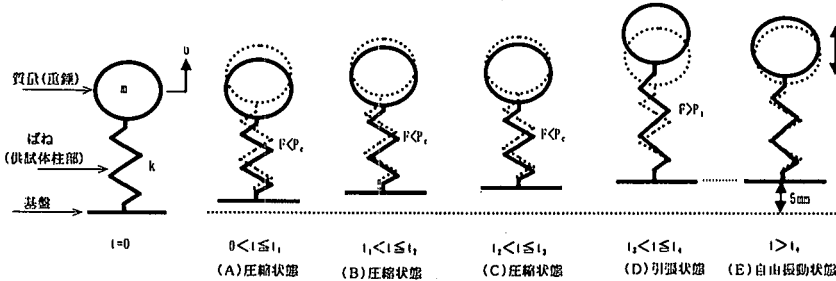
(2) 水平輪切り状ひび割れ発生メカニズム

一質点系モデルによるシミュレーションに基づいて衝撃突き上げ実験による輪切り状ひび割れの発生メカニズムを考察する。

図-17(a)は実験から得られた基盤の加速度、速度、変



(a) 入力特性のモデル



(b) 供試体を一質点系にモデル化したときの応力状態の模式化
(点線は $t=0$ における位置を示す.)

図-17 突き上げ実験による輪切り状ひび割れの発生メカニズム

位の入力特性をモデル化したものである。ここで入力
のモデル化に際して、図-9(a)からわかるように基盤上で計
測した加速度データには基盤の高周波振動が含まれており、
ひび割れ発生時の正確な加速度の値がわからないこと、一
方、図-9(b)の速度データは最大値が明瞭で基盤の挙動特
性をよく現していることから、まず速度を概略モデル化し
たうえでその微分、積分値をそれぞれ加速度、変位のモデ
ルとした。また、図-17(b)は入力モデルに対応した供試
体の応力状態を一質点系モデルで示したもので、これより
作用応力とコンクリートの強度との関係から概略的な考
察を試みる。

すなわち、まず図-9(b)を参照して図-17(a)のように
 $t_1 = 2\text{ms}$ で速度が $\dot{\phi} = 54\text{cm/s}$ になると仮定すると正の
最大加速度は $\ddot{\phi}_{\text{max}}^+ = 28\text{G}$ となり、慣性力(本実験ではひ
び割れが発生するまで基盤で測定された入力加速度
($\ddot{\phi}_{\text{max}}^+$)と重錘で測定された応答加速度($\ddot{\phi}_{\text{max}}^+ + \ddot{u}$)に
大きな差はないことがわかったので²⁰⁾、供試体柱部に作
用する慣性力の大きさを簡単のため $-m(\ddot{\phi}_{\text{max}}^+ + \ddot{u}) =$
 $-m\ddot{\phi}_{\text{max}}^+$ (質量 $m = 5\text{N}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$) として説明する。)が
 $0 < t \leq t_1$ の間 $F = -m\ddot{\phi}_{\text{max}}^+ = -140\text{kN}$ の圧縮力として作
用する。しかし、コンクリートの圧縮強度は $f_c' = 34\text{N}/\text{mm}^2$ 、
断面積は 78.5cm^2 なので圧縮耐力は $P_c = -267\text{kN}$ となり、
この時点でコンクリート柱は圧壊しない ($|F| < |P_c|$)。次
に、 $t_1 < t \leq t_2$ では加速度が負 ($\ddot{\phi}_{\text{max}}^- = -15\text{G} < 0$) にな
り正の慣性力 ($F = -m\ddot{\phi}_{\text{max}}^- = 75\text{kN} > 0$) が作用して柱
部分は上向きに引張力を受ける。しかし、引張力はさほ

ど大きくなく作用時間が短いので $0 < t \leq t_1$ に生じた大
きな圧縮力を打ち消すことはできず依然圧縮状態のまま
である。さらに、 $t_2 < t \leq t_3$ では圧縮力が再び作用する
が、圧縮力は小さい ($F = -30\text{kN}$) のでここでも圧縮破
壊は生じない。しかし、 $t_3 = 12\text{ms}$ で $\dot{\phi} = 72\text{cm/s}$ の速度が
 $t_4 = 14\text{ms}$ で $\dot{\phi} = 0$ になると負の最大加速度は
 $\ddot{\phi}_{\text{max}}^- = -36\text{G}$ となり $t_3 < t \leq t_4$ のとき大きな正の慣性力
 $F = -m\ddot{\phi}_{\text{max}}^- = 180\text{kN}$ が働く。つまり、大きな引張力が上
向きに作用する。ここで、コンクリートの引張強度を
 $f_t = 3.4\text{N}/\text{mm}^2$ とすると引張耐力は $P_t = 26.7\text{kN}$ となり作用
引張力 ($F = 180\text{kN}$) は引張耐力の約 6 倍の大きさになり、
当然ながら $F > P_t$ になる。つまり、引張破壊し輪切
り状ひび割れが発生する。すなわち、図-11(a)は図-17(b)
の引張状態(D)に対応しており、これより写真-3(a)のよ
うな輪切り状ひび割れが発生する原因となっていること
がわかる。

5. FEMによる衝撃的上下動を受ける鋼板巻立て コンクリート柱供試体の衝撃応答解析

ここでは、有限要素法(FEM)を用いた衝撃的上下
動を受ける鋼板巻立てコンクリート柱供試体の衝撃応答
解析プログラムを開発し、これを用いて実験結果のシミ
ュレーション解析を行い、鋼板巻立て補強効果について
考察を試みる。

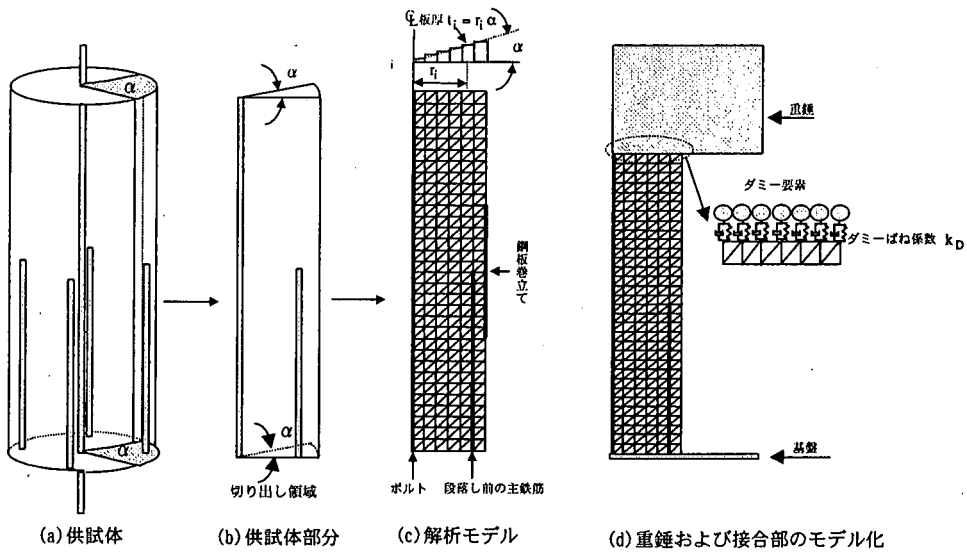


図-18 解析モデル

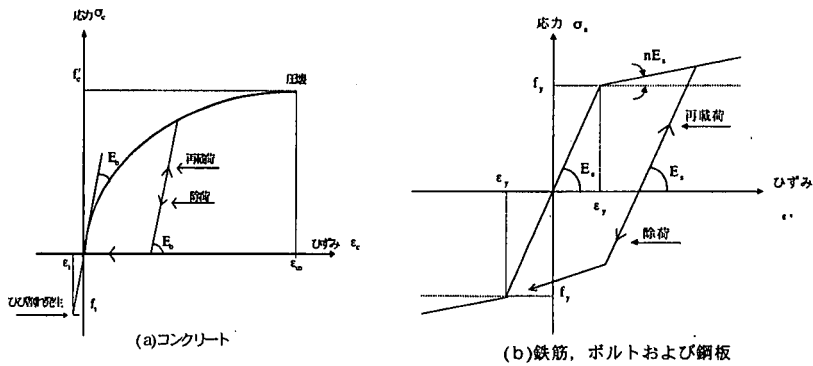


図-19 解析に用いた材料構成則

(1) 解析モデルと基本式

図-18 に供試体のモデル化の概要を示す。本来、供試体は 3 次元モデル化が必要であるが、3 次元のモデル化は複雑であることおよび計算時間の短縮のため、2 次元のモデル化を試みた。まず供試体の軸対称性に着目し、供試体断面のある領域 α を切り出す形でモデル化する。ここで、供試体中心のボルトおよび鋼板などを考慮できるように切り出し領域の中心角 α を設定し、平面ひずみ問題と仮定した。

また、コンクリートは三角形の定ひずみ要素、ボルト、鋼板および鉄筋は棒要素として考慮し、コンクリート要素とボルト、鋼板および鉄筋要素は同じ節点を共有するものとした。ここで材料の構成則は、材料試験結果に基づいてコンクリートは図-19(a) および式(2a) に示すパラボラ型を、鋼材については図-19(b) および式(2b) に示すバイリニア型の応力～ひずみ関係を用いた。

$$\sigma_c = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right\} \quad (2a)$$

ただし、 f'_c : 最大圧縮強度、 ϵ_{co} : 最大圧縮強度時のひずみ。

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \epsilon_s \quad (|\epsilon_s| \leq \epsilon_y) \\ \sigma_s &= n E_s \epsilon_s \quad (|\epsilon_s| > \epsilon_y) \end{aligned} \quad (2b)$$

ただし、 E_s : 初期弾性係数、 n : 降伏応力 f_y 後の弾性係数の硬化係数を示し、 $n=1/10$ とした。

また重錘と柱部分の接合部は、実験装置の制約上完全な剛接ではないため、その間にダミー要素(ばね係数 $k_D = \gamma k$ 、 γ : ダミー要素低減定数、 k : 供試体の一質点系モデルにおけるばね係数)を導入して図-18(d) のようにモデル化した。このダミー要素は、本実験では供試体の寸法が小さく供試体を固定する治具の影響が大きいため、上部重錘の動きと柱部の動きとの時間差が生じるこ

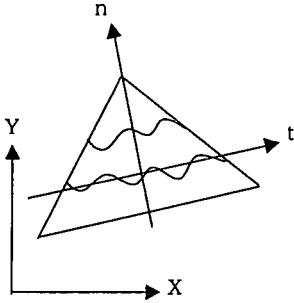


図-20 三角形要素のひび割れ座標系

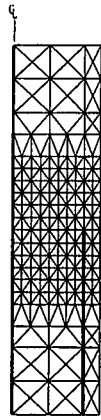


図-21 解析に用いた要素分割

とを考慮して導入したものであり、この低減係数 γ がある範囲内 ($0.1 \leq \gamma \leq 0.3$) にすることで、すべての実験ケースをほぼシミュレートできることを確認した。

さて、衝撃的上下動の場合の運動方程式は、前述した式(1)を拡張して次式で表される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{\phi} \quad (3)$$

ここで、 M : 質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス、 K : 構造剛性マトリックス、 \ddot{u} : 応答加速度ベクトル、 \dot{u} : 応答速度ベクトル、 u : 応答変位ベクトル、 $\ddot{\phi}$: 基盤入力加速度ベクトル。

時刻歴の計算は、上式を Newmark の β 法 ($\beta=1/6$) を用いた陰解法で行った。

(2) 質量マトリックス、剛性マトリックス、減衰マトリックスおよび外力ベクトル。

a) 質量マトリックス

三角形要素および棒要素の要素質量マトリックスは、それぞれ次のような整合質量マトリックス m_T 、 m_B を用いて表される²⁹⁾。

$$m_T = \frac{\rho_c t_i A_i}{3} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{4} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{4} & 0 \\ 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{4} \\ \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{4} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (4a)$$

ただし、 ρ_c : コンクリートの密度、 t_i : 要素の厚さ、 A_i : 三角形要素の面積。ここで、要素の厚さ t_i は図-18(c)

に示すように、 $t_i = r_i \alpha$ (r_i は円中心より半径方向の i 番目の要素までの距離)。

$$m_B = \frac{\rho_s A_i' \ell_i}{3} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & \frac{\cos^2 \theta}{2} & \frac{\sin \theta \cos \theta}{2} \\ \sin \theta \cos \theta & \sin^2 \theta & \frac{\sin \theta \cos \theta}{2} & \frac{\sin^2 \theta}{2} \\ \frac{\cos^2 \theta}{2} & \frac{\sin \theta \cos \theta}{2} & \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \frac{\sin \theta \cos \theta}{2} & \frac{\sin^2 \theta}{2} & \sin \theta \cos \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (4b)$$

ただし、 ρ_s : ボルト、鋼板および鉄筋の密度、 A_i' : 棒要素の断面積、 ℓ_i : 棒要素の長さ、 θ : 局所座標系と全体座標系とのなす角度。

よって、質量マトリックス M はコンクリートの三角形要素の m_T とボルト、鋼板および鉄筋の棒要素の m_B とが互いに共有する部分について重ね合わせて作成される。

b) 剛性マトリックス

一般に、応力とひずみの増分関係は次のように表される。

$$\sigma_{i+\Delta t} = \sigma_i + \Delta \sigma \quad (5)$$

$$\Delta \sigma = D \Delta \epsilon \quad (6)$$

ここで、 σ_i は時刻 t における応力ベクトル、 $\sigma_{i+\Delta t}$ は時刻歴解析の Δt 後の応力ベクトル、 $\Delta \sigma$ は増分応力ベクトル、 $\Delta \epsilon$ は増分ひずみベクトルで、それぞれ

$$\Delta \sigma = \begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \Delta \epsilon = \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

であり、 D は平面ひずみ問題における材料剛性マトリックスで縦弾性係数 E とポアソン比 ν により次のように表される。

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (8)$$

ここで、要素の弾性係数 E は前述したコンクリートの構成則にしたがい各時刻のひずみに応じて接線弾性係数を用いた。また、ひび割れ発生後の軟化は考慮せず、要素の主ひずみが引張限界ひずみに達すると要素にひび割

れが発生したものとし、要素の応力を解放して図-20 に示すひび割れ直交方向 (n 方向) の剛性およびせん断剛性は無いものと仮定した²⁹⁾。すなわち、ひび割れ発生後の要素の材料剛性マトリックスは次式で表される。

$\epsilon_{nn} \geq \epsilon_{crack}$ のとき

$$\begin{bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{tt} \\ \tau_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{nn} \\ \epsilon_{tt} \\ \gamma_{nt} \end{bmatrix} \quad (9)$$

ただし、 σ 、 ϵ ：ひび割れ座標系での主応力、主ひずみ、添字 n、t：ひび割れ直交方向および平行方向、 β ：せん断剛性低減係数で解の安定性のため 1/100 とした、 G ：せん断弾性係数、 ϵ_{crack} ：コンクリートの引張限界ひずみ。

一方、変形の適合条件および力の釣合い条件式は、それぞれ次式で表される。

$$\Delta \epsilon = \mathbf{B} \Delta \mathbf{u} \quad (10)$$

$$\Delta \mathbf{f} = \mathbf{B}^T \Delta \boldsymbol{\sigma} \quad (11)$$

ここで、 \mathbf{B} ：ひずみと変位の関係マトリックス、 $\Delta \mathbf{u}$ ：要素を構成する節点の増分変位ベクトル、 $\Delta \mathbf{f}$ ：要素を構成する節点の増分節点力ベクトル。

式(5)～(11)を連立させて三角形要素の要素剛性マトリックス \mathbf{k}_T が次のように求められる。

$$\mathbf{k}_T = \int_{dV} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_{dV} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV = t_i A_i \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \quad (12)$$

棒要素については、要素剛性マトリックス \mathbf{k}_B が次のように求められる²⁸⁾。

$$\mathbf{k}_B = \frac{E_s A_i}{\ell} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & -\cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ \sin \theta \cos \theta & \sin^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & -\sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (13)$$

よって、構造剛性マトリックス \mathbf{K} も、コンクリートの三角形要素とボルト、鋼材および鉄筋の棒要素の要素剛性マトリックスとが互いに共有する節点について重ね合わせるようにして作成される。

c) 減衰マトリックス

減衰については、本実験が低速衝撃実験であるのでひずみ速度の影響は小さいと考え、ひずみ速度の代わりに

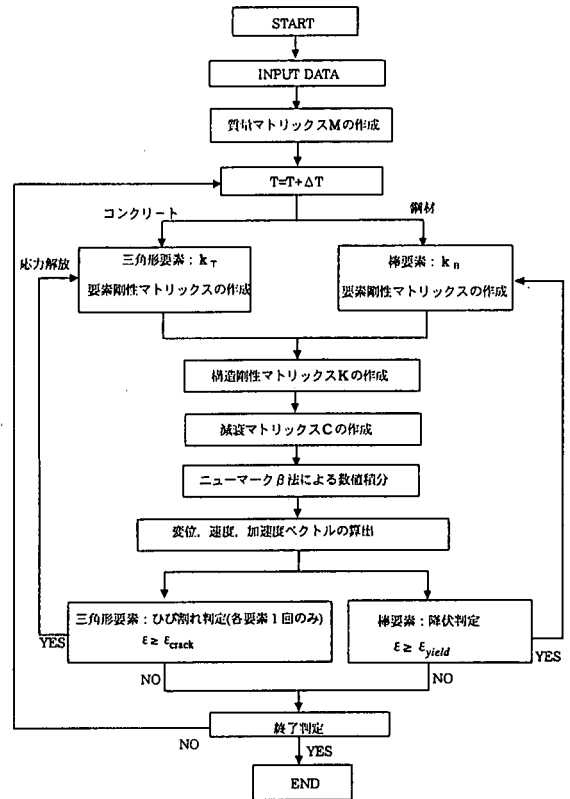


図-22 解析フロー

変形速度に比例して減衰力を生じる構造減衰を用いた。

$$\mathbf{C} = \lambda \mathbf{K} \quad (14)$$

ただし、 \mathbf{C} ：減衰マトリックス、 \mathbf{K} ：構造剛性マトリックス、 λ ：構造減衰係数で $\lambda = 2h\sqrt{m/k_0}$ (h ：減衰定数、 m 、 k_0 ：それぞれ、一質点系モデルにおける質量、初期ばね係数を示す)。

d) 外力ベクトル

外力ベクトル $\mathbf{F} = -\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\phi}}$ は、全節点において実験で得られた基盤の加速度と節点の質量を乗じて慣性力を求め、外力ベクトルを作成した。

以上の解析フローを図-22 に示す。

(3) 衝撃突上げ実験の数値解析結果

ここでは、解析モデルと解析手法の妥当性を確認するため、図-21 に示す要素分割 (201 節点、337 要素) を用いて各供試体タイプのシミュレーションを試みた。解析モデルの切り出し角 α は、ひび割れの開始点になると思われる段落し前の主鉄筋を含む断面部分に着目し、また曲面である鋼板を線材として扱えるように微小角 $\alpha = 15^\circ$ とした。ここで、ひび割れ発生ひずみは衝撃引張荷重を受けるコンクリートの引張限界である 200μ ^{29),25)}

表-4 解析に用いた入力定数

ボルトの弾性係数	$1.4 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	ボルトの降伏ひずみ	3000 μ
鉄筋の弾性係数	$1.8 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鉄筋の降伏ひずみ	2000 μ
鋼板の弾性係数	$1.7 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	鋼板の降伏ひずみ	1800 μ
コンクリートの引張 限界ひずみ	200 μ	減衰定数	0.07
		応答解析の時間刻み	$5.0 \times 10^{-7} \text{ sec}$

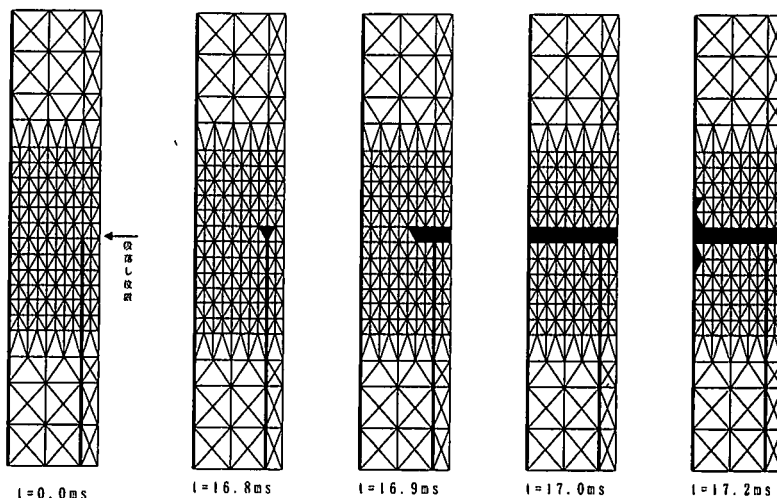
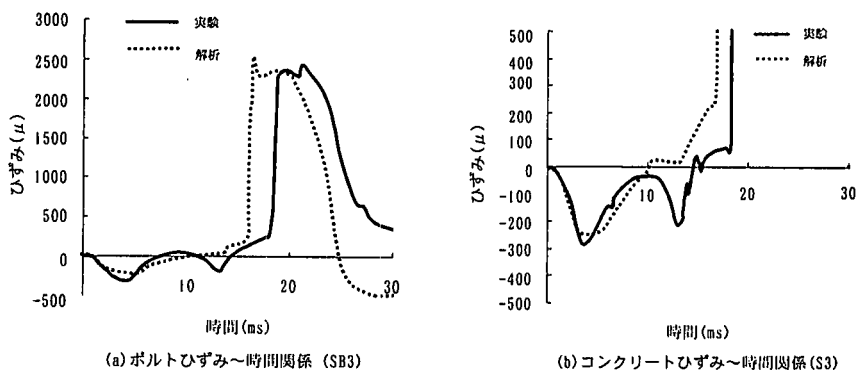


図-23 A (無補強)タイプの輪切り状ひび割れの発生過程
(黒で塗りつぶした要素にひび割れ発生)



(a) ボルトひずみ～時間関係 (SB3)

(b) コンクリートひずみ～時間関係 (S3)

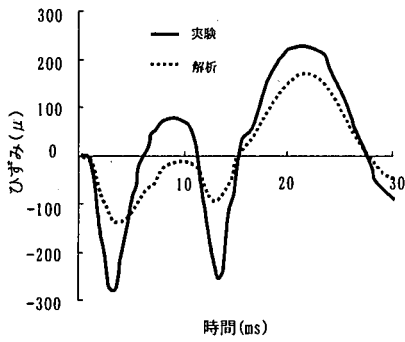
図-24 A (無補強)タイプのひずみ～時間関係
(解析と実験との比較, ダミー要素低減係数 $\gamma = 0.12$)

とし、減衰定数 h は、予備実験でひび割れが発生しなかった実験ケースから算出した減衰定数の平均値 $h = 0.07$ を用いた。表-4 に解析に用いた入力定数を示す。

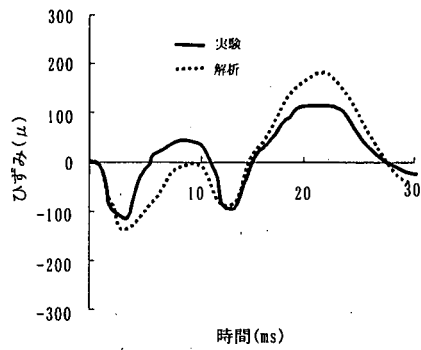
a) A (無補強)タイプの場合

まずA (無補強)タイプのひび割れ発生過程を調べると図-23 のようになり、時刻 16.8ms で段落しの真上にひび割れが発生し、直ちに供試体表面に達して最終的には供試体中央のボルト部へと進展し、さらに時刻 17.2ms では

供試体中央から上下方向へとひび割れが発達していることがわかる。この上下方向へ発達したひび割れは、コンクリートとボルトの付着破壊を模擬的に表現しているものと思われる。また、実験においても輪切り状ひび割れが発生した近傍のボルト部分は降伏しており、コンクリートとボルトの付着破壊が生じていると思われる。このような主鉄筋とコンクリートの付着破壊が曲げ振動などに与える影響については今後検討する必要があると考え

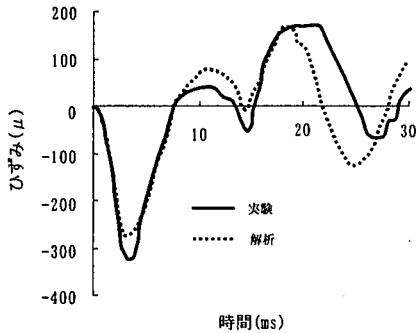


(a) ボルトひずみ～時間関係(SB2)

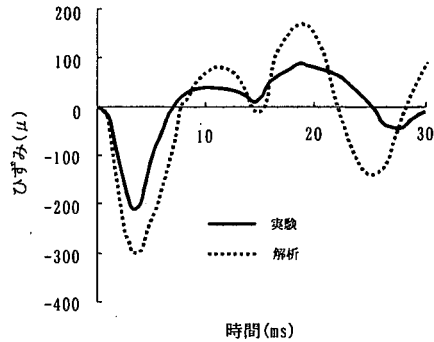


(b) コンクリートひずみ～時間関係(S3)

(a) B(d補強)タイプ (ダミー要素低減係数 $\gamma = 0.16$)

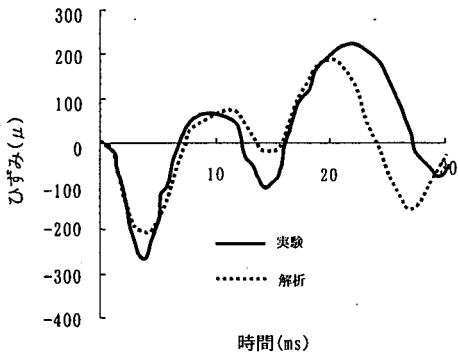


(a) ボルトひずみ～時間関係(SB2)

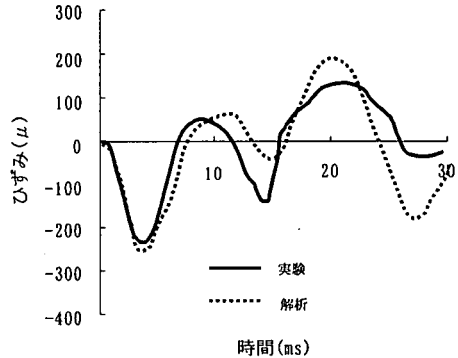


(b) コンクリートひずみ～時間関係(S3)

(b) C(2d補強)タイプ (ダミー要素低減係数 $\gamma = 0.28$)



(a) ボルトひずみ～時間関係(SB2)



(b) コンクリートひずみ～時間関係(S3)

(c) D(全長補強)タイプ (ダミー要素低減係数 $\gamma = 0.16$)

図-25 鋼板巻立てタイプの段落し部のひずみ～時間関係 (解析と実験との比較)

ている。

次に、A(無補強)タイプのボルトおよびコンクリートのひずみ～時間関係の解析結果を図-24に示す。これより、図-24(a)のボルトのひずみは突き上げ開始後約17.0msで急激に増大し2500 μ に達しており、また図-24(b)のコンクリートのひずみもひび割れひずみ200 μ

を越えて、約16.9msで振り切れており、実験結果と時間的に若干のずれはあるが、いずれもよくシミュレートしていることがわかる。

b) 鋼板巻立てタイプの場合

鋼板巻立てタイプの段落し部のひずみ～時間関係を解析と実験結果を比較して図-25に示す。全般的に、ボル

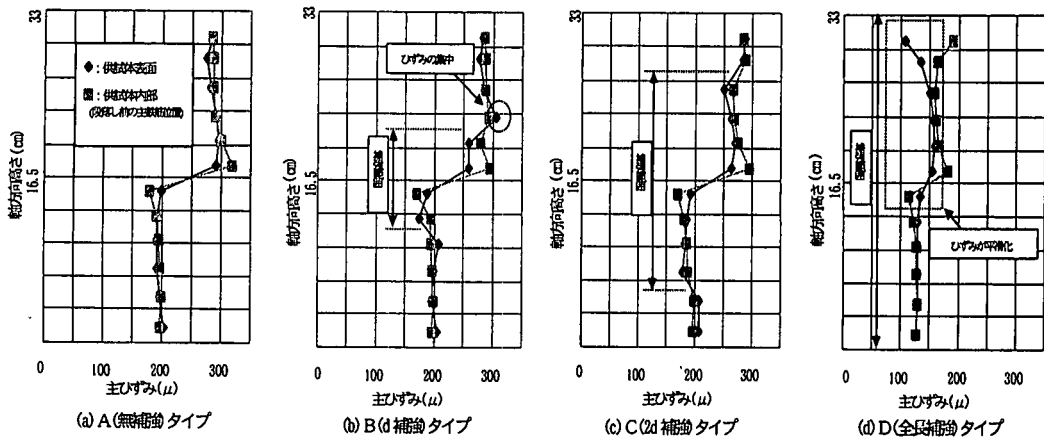


図-26 供試体表面および内部（段落し位置）の軸方向コンクリートの主ひずみ分布

トのひずみが実験値よりも小さく、コンクリートのひずみがやや大きく出ている傾向にある。まずボルトのひずみが小さく出た理由としては、解析上で重錘と供試体との力の伝達を一緒に行っているのに対し、実験では重錘と供試体との接合を主としてボルトを通して行っているため、実験で荷重を直接伝達するボルトのひずみがやや大きく、解析では小さく出たものと考えられる。次に、コンクリートのひずみがやや大きく出た理由としては、実験で加速度計が供試体よりやや離れた(約 5cm)位置にあったが、解析では供試体の真下にあるものと想定して入力加速度を与えたため、また鋼板によるコンクリートの拘束効果を考慮しなかったため、解析によるコンクリートのひずみがやや大きく出たものと思われる。しかし、図-25 よりいずれも解析結果と実験結果は比較的良く一致しており、本解析モデルおよび解析手法の妥当性が検証されたものと思われる。なお、実験で観察された供試体内部の微小ひび割れ(写真-4)は、解析で再現することはできなかった。

(4) 鋼板巻立て補強タイプのコンクリートのひずみ分布と補強長さの検討

ここでは、鋼板巻立ての補強長さを変化させて供試体内部のコンクリートの主ひずみ分布を解析的に考察し、現行の巻立て基準と比較検討してみる。

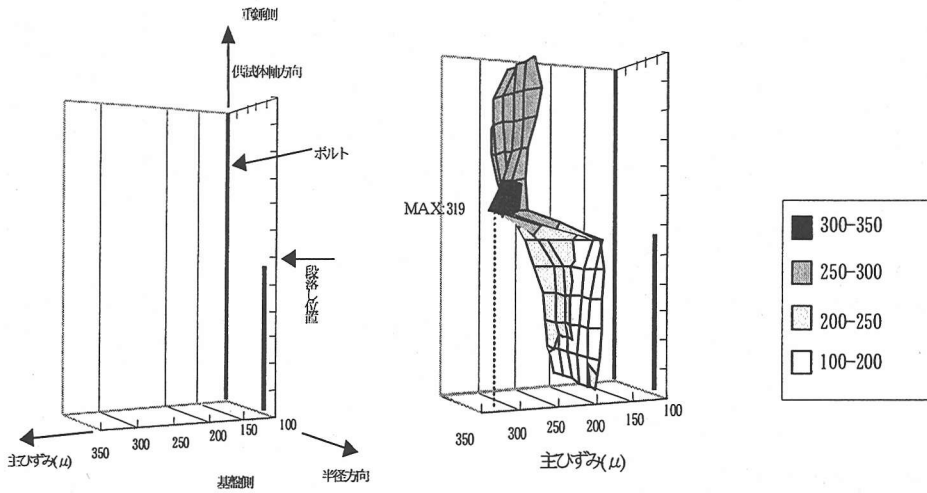
各供試体タイプに対し同じ入力とするため、それぞれの解析モデルに図-9(a)の基盤入力加速度を与えた。各ケースの時刻歴の計算で各供試体の引張ひずみが最大値となる供試体表面および内部(段落し前の主鉄筋配筋位置)の主ひずみ分布を図-26に示す。まず、図-26(a)のA(無補強)タイプの場合には、段落し位置の引張ひずみが突出し、上部のひずみ値は下部に比べて非常に大きく約 1.5倍となっている。次に、図-26(d)のD(全長補強)タイプの場合には、全般的にひずみが平滑化されており、段落

し位置から上端部分にコンクリート表面のひずみが2次曲線的に低減している。図-26(b), (c)のB(d補強), C(2d補強)タイプの場合はその中間にあり、B(d補強)タイプのように補強長が短く無補強部分の剛性が小さい場合には、補強上端の境界においてかえってひずみが大きく生じている(約 300 μ)。

図-27はこれらを半径方向も考慮して面的に示したものである。まず図-27(a)のA(無補強)タイプは、明らかに段落し真上にひずみが集中しており、先の図-23, 24, 26(a)の解析結果と対応している。また、供試体下部の段落し前の主鉄筋近傍では引張ひずみが抑制されていることがわかる。一方、図-27(b), (c)のB(d補強), C(2d補強)タイプのように補強鋼板端部において不連続部がある場合には、補強鋼板と無補強部の境界にもひずみが集中しており、特に、B(d補強)タイプでは補強端部でのひずみ値が最も大きい(305 μ)。図-27(d)のD(全長補強)タイプは、段落し真上にひずみが集中しているものの、全般的にひずみ分布が平滑化されていることがわかる。

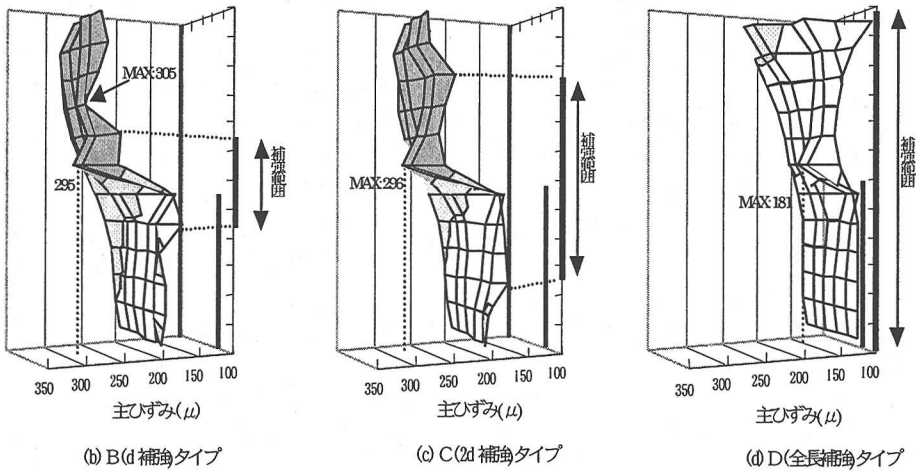
次に、参考のために現行の巻立て基準と比較して考察してみる。現行の基準では、段落し部より下方向に0.5d以上の補強をすることが原則として定められているが、下方向のひずみ分布を検討してみる。図-26および図-27よりA(無補強)タイプと鋼板巻立て補強タイプの供試体下部のひずみ分布を比較すると、Aタイプに比しB, Cタイプはあまり変化ないが、D(全長補強)タイプが約35%と顕著に減少していることが注目される。しかし、段落し前の主鉄筋の存在により既にひずみが抑制されているので、下方向へは0.5dの補強長さで十分であると思われる。

次に、段落し部より上方向への補強効果を調べるために、図-28にA(無補強)タイプの段落し部のひずみに対する段落し部のひずみの割合と補強長さとの関係を示す。これより、全長2d以下の補強長さでは無補強に比べ約



(a) A(無補脩タイプ)

各軸の説明図



(b) B(d補脩タイプ)

(c) C(2d補脩タイプ)

(d) D(全長補脩タイプ)

図-27 補強長さの違いによる各供試体全体のコンクリートの主ひずみ分布

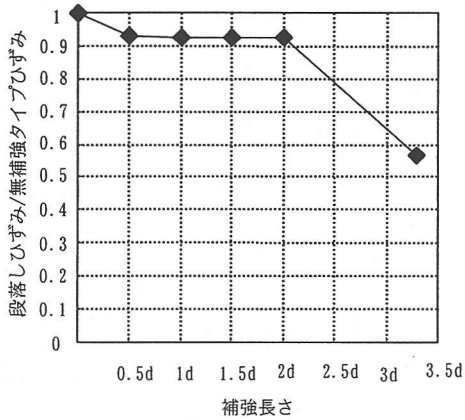


図-28 段落し位置のひずみと補強長さとの関係

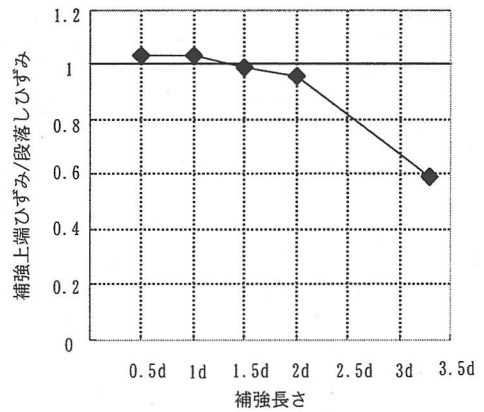


図-29 補強上端部のひずみと補強長さとの関係

7%程度のひずみ低減率しかなく、あまり効果がないことがわかる。しかし、2d 以上になると急激にひずみが低減し、無補強に比し全長補強では約43%も小さくなっている。すなわち、2d 補強の場合、前述の実験結果において供試体内部に微小なひび割れが発生(写真-4 参照)していたことと対応しており、2d 以下では未だ供試体内部に微小ひび割れが発生する可能性がある。

また、図-29 には段落し部のひずみに対する補強鋼板上端部のひずみの割合と補強長さとの関係を示す。これより、1.5d 以下の補強長さでは、段落し部分のひずみよりも補強境界のひずみがかえって大きくなっている。したがって、2d 以上、すなわち段落し位置から上方向へd 以上の補強長さが有効と思われる。

以上の解析結果より、段落し位置から上にd 以上の補強長さが段落し位置のひずみを低減させ、かつ巻立て境界部分のひずみ集中を防ぐ限界値と考えられる。よって、本実験に用いた供試体では現行の巻立て基準(円柱橋脚の場合直径をd とすると段落し部を中心として、下方向に0.5d 以上、上方向にd 以上の補強が原則²⁹⁾)は衝撃的上下動に対してぎりぎりの線で有効であると思われる。なお、実橋脚の橋脚高さや断面の直径と補強長さとの関係についてはさらに検討が必要である。

6. 結言

本研究は、RC 橋脚の鋼板巻立て補強が衝撃的上下動に有効か否かを実験的かつ解析的に検討したもので、本研究の成果をまとめると以下になる。

- (1) 鋼板巻立て補強は、無補強に比べ衝撃的上下動に対して有効であることが実験的に検証された。
- (2) しかし、鋼板巻立て補強長さの影響については、コンクリートやボルトのひずみ応答から実験的にはさほど顕著な差はなかったが、2d 以下の供試体には供試体内部に微小なひび割れが生じていることが判明した。
- (3) 補強方法の違いは、同一鋼材量を用いる場合、供試体外部に鋼板巻立て補強する方が内部を鉄筋で補強するよりも有効であることが実験的に確認された。
- (4) 一質点系モデルにより、衝撃突き上げ実験による輪切り状ひび割れの発生メカニズムは、慣性力による大きな引張力の作用によって生ずることが判明した。
- (5) 2次元の有限要素法を用いて、衝撃的上下動を受ける鋼板巻立てコンクリート柱供試体の衝撃応答解析法を開発し、実験結果をよくシミュレートすることができ、輪切り状ひび割れの発生過程も表現できた。
- (6) 補強長さの違いによる供試体内のひずみ分布を解析的に調べた結果、本供試体の場合には段落し位置から上方向へ直径d 以上の補強長さで巻立てると補強効果が有効になることがわかった。

なお、今後の課題として3次元解析による検討や実橋脚に対する検討などが必要と思われる。

謝辞：本研究を行うにあたり、供試体を提供していただいたショーボンド建設佐野正氏に対し深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 園田恵一郎、小林治俊：兵庫県南部地震における土木構造物の衝撃的破壊の事例、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号、pp.163-168, 1997.1.
- 2) 園田恵一郎、小林治俊、永野圭：兵庫県南部地震一初期上下動の証言について一、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号、pp.187-270, 1997.1.
- 3) 高田直俊：「突き上げるような上下動」はどこへいった、土と基礎、地盤工学会、Vol.44, No.3, pp.13-15, 1996.3.
- 4) 高田直俊：衝撃的上下動による構造物被災、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号、pp.157-162.
- 5) 当麻庄司、河村廣：兵庫県南部地震の衝撃に対する被災者の意識調査、第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.189-194, 1998.6.
- 6) 宮本文穂：兵庫県南部地震における橋梁支承および桁間連結装置の被災状況から想定される衝撃荷重特性と今後の対策、第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.121-126, 1996.6.
- 7) 材料・構造物の衝撃的破壊現象とその防止に関する調査報告書、地震予知総合研究振興会、1997.3.
- 8) 大野友則、喜多龍一郎、藤掛一典：軸方向に衝撃力を受けるRC円柱試験体の圧縮破壊メカニズムに関する実験的研究、土木学会論文集、No.584/I-42, pp.229-242, 1998.1.
- 9) 園田恵一郎、高田直俊、石丸和宏、林道廣、奥田洋一：水中線爆装置による高架橋RC橋脚モデルの衝撃破壊実験、第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.251-256, 1998.6.
- 10) 園田恵一郎、高田直俊、小林治俊、奥田洋一、林道廣：水中線爆装置による衝撃破壊実験に関するシミュレーション解析、第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.257-262, 1998.6.
- 11) 園田恵一郎：阪神大震災における土木構造物の衝撃的破壊について一地盤と構造物の相互作用の応力波解析による検討一、第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.327-336, 1996.6.
- 12) 竹宮宏和、堀内深：衝撃的地震動によるRC構造物の引張破壊現象の可能性、第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集、pp.133-138, 1996.6.
- 13) 石川達也、余国雄、田辺忠顕：鉄筋端部の不連続面が応力波の伝播に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18, No.2, pp.293-298, 1996.7.

- 14) 石原和典, 石川達也, 余国雄, 田邊忠顕: 衝撃荷重を受けるRC柱の波動応力場から振動場への移行状態に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.513-518, 1997.7.
- 15) 石川達也, 石原和典, 余国雄, 田辺忠顕: 衝撃的地震動を受けるRC橋脚の動的応答解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.525-530, 1997.7.
- 16) 渡辺健, 大津政康, 坂本健俊: 鉄筋コンクリート柱の高周波振動数と破壊挙動の考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.363-368, 1997.7.
- 17) 谷村眞治: 衝撃的破壊(その対策は十分か), 科学, Vol.67, pp.420-423, 1997.6.
- 18) 宮本文穂, 小野紘一, 北村八朗, 井上正一: RC橋脚の損傷に及ぼす衝撃的上下動の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No2, pp.269-274, 1996.8.
- 19) 清野純史, 三浦房紀: 衝撃的地震動に関する一考察, 土木学会第52回年次学術講演会概要集, pp.38-39, 1997.9.
- 20) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 宮本文穂: 衝撃突き上げ装置によるRC橋脚模型の輪切り状ひび割れに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.165-180, 1997.10.
- 21) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 佐野正: 衝撃的上下動を受けるRC橋脚の輪切り状ひび割れの再現と鋼板巻立て補強効果に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.279-284, 1997.7.
- 22) 道路構造物の補修要領, 第2部, コンクリート構造物, 阪神高速道路公団, 1990.6.
- 23) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 佐野正: 衝撃的突き上げを受けるRC橋脚模型の帯鉄筋の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.967-972, 1998.7.
- 24) 藤掛一典, 山根茂樹, 大野友則, 水野淳, 鈴木篤: 急速一軸引張試験においてコンクリート円柱供試体の高さ寸法の違いが引張特性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.83-95, 1998.5.
- 25) 畑野正: 衝撃引張荷重によるコンクリートの挙動, 土木学会論文集, 第73号, pp.28-34, 1961.3.
- 26) 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの解析と設計, pp.16-19, 丸善株式会社, 1995.6.
- 27) 構造工学シリーズ3, 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, pp.67-68, 土木学会, 1989.3.
- 28) Zienkiewicz. O. C : マトリックス有限要素法, 培風館, 1975.4.
- 29) W. F. Chen : コンクリート構造物の塑性解析, 丸善株式会社, 1985.7.

(1998.7.31 受付)

THE EFFECTS OF STEEL JACKET REINFORCEMENT OF CONCRETE COLUMN SPECIMEN UNDER IMPULSIVE VERTICAL LOAD

Masuhiro BEPPU, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA
and Ayaho MIYAMOTO

This paper presents both experimental and analytical studies on the effects of steel jacket reinforcement of concrete column specimen under impulsive vertical load. First, the impact push-up tests were performed for concrete column with steel jacket and rebar reinforcement. Second, the occurrence mechanism of circumferential crack of concrete column is investigated by using a single-degree of freedom model. Third, a two dimensional finite element method (FEM) is developed in order to examine the effects of steel jacket reinforcement of concrete column. The numerical results are confirmed in good agreement with the experimental ones. Finally, the effects of reinforcement length of steel jacket are examined by using the concrete strain distributions.