

論文 吹付けモルタルを用いた下面増厚補強RC部材におけるモルタルの剥離挙動について

恒岡 聡^{*1}・古内 仁^{*2}・角田 興史雄^{*3}・吉住 彰^{*4}

要旨: 下面増厚補強RC部材について、補強効果の検討をおこなった。実験よりコンクリートとモルタルの界面に作用する直応力とせん断応力の組み合わせにより剥離破壊規準を見出した。下面増厚補強はりについて剥離破壊規準を取り入れた有限要素解析を行った結果、増厚モルタルの剥離を含む部材の挙動をほぼ捉えることができた。

キーワード: 下面増厚補強, 吹付けモルタル, 増厚モルタルの剥離, 有限要素解析

1. はじめに

近年、道路橋床版や鉄道高架橋軌道スラブに対して下面増厚工法による施工が行われるようになってきた。この工法は床版の下面に鉄筋を増設し、モルタルを吹付けることによって床版を増厚する補強工法である。下面増厚工法は交通を遮断することなく施工することが可能であるため、今後の床版補強工法として大きな期待が寄せられる。しかしながら、増設する鉄筋(以下、補強鉄筋とよぶ)の端部定着をとることが施工上困難であり、構造物を長期間供用する中で増厚モルタルの剥離が生じることが懸念される。既往の研究¹⁾でも、下面増厚補強されたRCはりでは増厚モルタルの端部が剥離しやすいことが確認されている。

本研究では、はりに作用する曲げモーメントとせん断力の大きさの組み合わせにより増厚モルタル端部の剥離挙動に違いが見られるかを比較するために、せん断スパン比を変数としたはりの静的載荷試験を行った。また、既設RC部と増厚モルタルの界面に作用する引張応力とせん断応力の組み合わせを変数として要素試験体を用いた付着性状試験を行った。

付着性状試験より得られた結果を用いてコン

クリートとモルタルの付着性状をモデル化し、コンクリート構造物用非線形有限要素解析プログラム^{2) 3)}に取り入れた。この解析プログラムにより、はりの静的載荷試験における増厚モルタルの剥離性状および終局荷重の検証を行い、解析手法の有効性について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 下面増厚補強はりの静的載荷試験

下面増厚補強はりは断面寸法と鉄筋比を同一とし、表-1に示すようにせん断スパン比を変数とした。また、比較のために補強されていない既設はりも1体用意した。図-1は、供試体Mの形状寸法を示したもので、既設はり部は高さ200mm、幅150mmの矩形断面である。圧縮鉄筋は、はり上面から25mmの位置にD10を2本、引張鉄筋(以下、既設鉄筋と呼ぶ)は、は

表-1 静的載荷試験のはり供試体

記号	支間長 (mm)	せん断スパン比	補強モルタル部 全長×幅×厚 (mm)
S	1300	2.57	1200×150×30
M	1600	3.43	1500×150×30
L	2000	4.57	1900×150×30
N	1600	3.43	なし

*1 石川島播磨重工業株式会社 橋梁事業部 (正会員)

*2 北海道大学大学院助手 工学研究科 (正会員)

*3 北海道大学大学院教授 工学研究科 工博 (正会員)

*4 (株)ポゾリス物産 建材技術部 工修 (正会員)

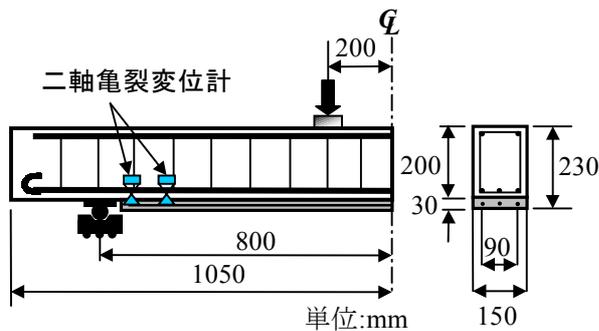
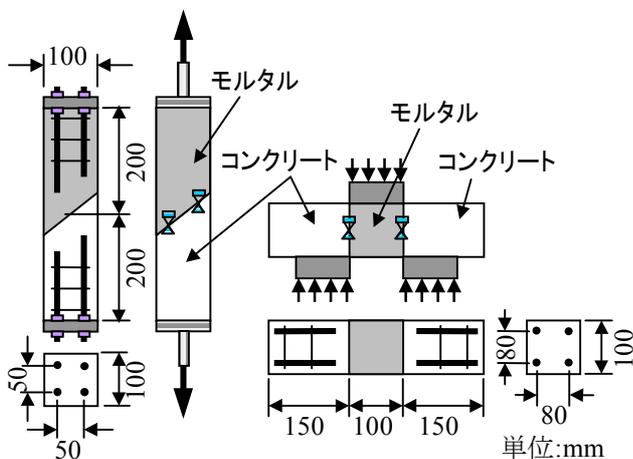


図-1 下面増厚補強はり (供試体M)

り上面から 175mm の位置に D13 を 3 本配置した。スターラップは D6 を用いて 100mm 間隔で支間全長にわたり配置した。なお、使用した鉄筋の降伏点を表-2 に示す。コンクリートはセメントに早強ポルトランドセメント、W/C = 65% で練混ぜた。打設後湿布を施し 7 日間養生した。

増厚補強部は、両支承板前面から 10mm スペースを確保し、支間全長にわたる領域とした。モルタルの厚さは 30mm である。モルタルは、セメント、細骨材、再乳化型粉末樹脂、アクリル繊維、各種混和材料をあらかじめ配合したポリマー系吹付け材料である。施工上の特徴としては、壁面 40mm、天井面 30mm の厚塗り施工が 1 回の吹付け施工で行うことが可能で、急結性を示さないためモルタル面を通常の左官作業で仕上げることができるという点が挙げられる。補強鉄筋 (部材軸方向) には D6 鉄筋を既設はり上面から 214mm の位置に 3 本配置した。ま



(a)角柱供試体 A (b)角柱供試体 B

図-2 付着性状試験供試体

表-2 使用鉄筋

種類	径	降伏点 (N/mm ²)	用途
SD295A	D 6	360	補強鉄筋, スターラップ
〃	D10	339	既設はり圧縮鉄筋
〃	D13	360	既設はり引張鉄筋

表-3 付着性状試験の供試体

記号	界面角度 (deg.)	応力比 (τ/σ)	供試体種類
A00	0	0.00	角柱供試体 A
A15	15	0.27	〃
A30	30	0.58	〃
A45	45	1.00	〃
A90	90	—	角柱供試体 B

た、部材軸直角方向にも 100mm 間隔で D6 鉄筋を配置することし、予め軸方向鉄筋に溶接した。施工手順としては既設コンクリート下面を粗骨材表面が現れる程度にはつた後、アンカーボルトで補強鉄筋を固定し、コンクリート打設後 21 日目に増厚モルタルの吹付けを行った。なお、施工に際しては、既設はり下面を上に向け上方からの吹付けを行い、吹付け作業後にはコテでモルタル表面をならして仕上げを行った。

はりは単純支持した対称二点載荷とし、試験中には既設鉄筋および補強鉄筋のひずみ (いずれも支間全長にわたり 100mm 間隔で設置)、両支承および支間中央における変位を測定した。また、増厚モルタルの剥離を調べるため、増厚モルタル端部より 30mm および 130mm の位置に二軸亀裂変位計を取り付けた (図-1 参照)。

2.2 コンクリートとモルタル界面の付着性状試験

コンクリートとモルタルの界面における引張応力とせん断応力の組み合わせを変数として試験を行った。純引張応力、引張とせん断の組み合わせ応力下の試験では、図-2 (a)に示すように、辺長 100mm の正方形断面で長さ 400mm の角柱供試体を用いた。作製手順は、先にコンクリート部を打設し、硬化後に打継面に 50mm 程度の厚さまでモルタルを吹き付けた後、型枠を取り付けてから残りのモルタル部を打ち継いだ。

表-4 はりの載荷試験結果

	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	終局荷重 (kN)	破壊 形式
S	29.7	127.6	せん断
M	34.0	111.2	曲げ
L	30.6	84.5	〃
N	31.8	83.2	〃

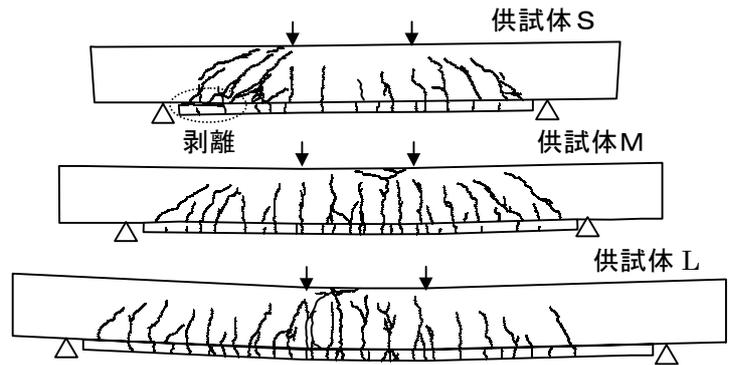


図-3 ひび割れ性状

実験変数を打継目界面の角度とし(表-3参照), 角柱両端に引張力を与えることで, 界面の組み合わせ応力を変えた。純せん断応力下の試験には, 上記供試体と同寸法の角柱を用いることとしたが, 両端をコンクリート, 中央部(長さ100mm)をモルタルとした供試体である(図-2(b)および表-3参照)。供試体は, コンクリート部を支持しモルタル全面に直接載荷することで打継目界面にせん断力を与えた。上記の2種類の試験における供試体はいずれも3体ずつである。測定項目は界面の鉛直方向変位およびすべり変位で, 2軸亀裂変位計により計測を行った(図-2参照)。

応力である。この結果から, 剥離破壊時のせん断応力と引張応力の関係を楕円曲線として近似できそうである。以下に最小二乗法を用いて得られた近似式を示す。

剥離破壊規準

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 = 1 \quad (1)$$

- ここに σ : 作用引張応力 (N/mm²)
- τ : 作用せん断応力 (N/mm²)
- σ_0 : 純引張強度 (=1.216 N/mm²)
- τ_0 : 純せん断強度 (=0.735 N/mm²)

3. 実験結果

3.1 はり供試体の破壊性状

はりの静的載荷試験で得られたコンクリートの圧縮強度, 終局荷重および破壊形式を表-4に示す。なお, モルタルの圧縮強度は, 28日強度で33.1N/mm²である。図-3に下面増厚補強はりのひび割れ状況を示す。供試体N, MおよびLは曲げ破壊で, 供試体Sのみせん断破壊で終局を迎えた。モルタル端部の剥離が目視で確認できたのは供試体Sのみである。ただし, 界面のすべり変位の測定値によれば, 供試体MとLにも若干剥離が生じたことが示されている。

σ_0 と τ_0 は, 近似によって得られた値である。なお, 界面に圧縮応力とせん断応力の組み合わせが作用する場合については, 予備解析によれば圧縮応力による影響はせん断応力のそれと比べてかなり小さいため, 圧縮応力の影響を無視しせん断応力のみを考慮した破壊規準を用いることにした。すなわち, 圧縮応力がコンクリー

3.2 コンクリートとモルタル界面の付着性状

図-4は, 付着性状試験によって得られたコンクリートとモルタルの打継目界面での剥離破壊時の最大応力を示したものである。引張応力とせん断応力は作用力を付着面積で除した平均

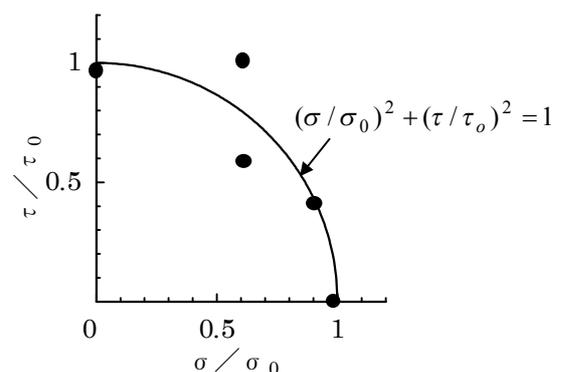


図-4 付着性状試験結果

トあるいはモルタルの圧縮強度以下においてせん断応力が τ_0 に達したときに剥離破壊すると見なすことにした。また、打継目界面の直交方向の鉛直方向変位と引張応力、水平方向のすべり変位とせん断応力は、いずれも破壊時までほぼ直線的な関係であった。そのため、本研究においては応力と変位の関係を線形と仮定して近似した結果、以下の式を得た。

$$\tau = 19.98 s \quad (\tau \leq \tau_{\max}) \quad (2)$$

$$\sigma = 31.26 \delta \quad (\sigma \leq \sigma_{\max}) \quad (3)$$

ここに s : すべり変位 (mm)

δ : 鉛直方向変位 (mm)

σ_{\max} : 剥離時の最大引張応力

τ_{\max} : 剥離時の最大せん断応力

4. 解析概要

4.1 解析プログラム

解析には、コンクリート構造物用非線形有限要素解析プログラムWCOMR²⁾を拡張したプログラム³⁾を用いた。この解析プログラムにおいて、要素は8節点アイソパラメトリック要素で、ひび割れ発生および進展を要素内で考慮する分散ひび割れモデルが採用されている。ひび割れは、要素内の主応力が破壊規準に達したとき、主ひずみに直交するように発生する。なお、ひび割れの発生規準は、2軸引張領域に対しては青柳・山田モデルを、引張-圧縮領域に対しては二羽モデルである。

4.2 接合要素

はりの解析において、補強モルタルの剥離をあらわすため、コンクリート要素とモルタル要素の間に接合要素を挿入することとした。接合要素は、2次元アイソパラメトリック要素である。この接合要素に付着性状試験の結果から得られたモデルを構成則として取り入れた。

図-5に界面におけるせん断応力とすべりの関係を、図-6に引張応力と鉛直方向変位の関係を示す。最大せん断応力 τ_{\max} と最大引張応力

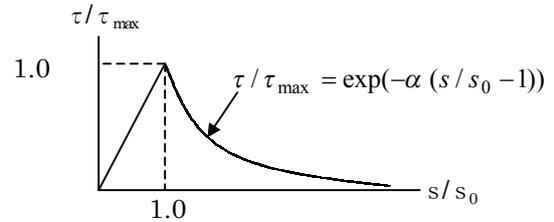


図-5 界面のせん断応力-すべり関係

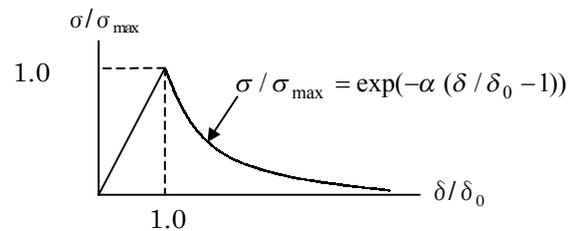


図-6 界面の引張応力-鉛直変位関係

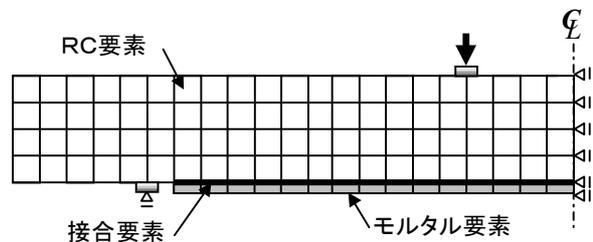


図-7 解析モデル(供試体M)

σ_{\max} は剥離破壊基準により決定され、剥離後は軟化領域を設けた。剥離後の構成則は次式のように仮定した。

$s > s_0$ のとき

$$\tau = \tau_{\max} \cdot \exp(-\alpha(s/s_0 - 1)) \quad (4)$$

$\delta > \delta_0$ のとき

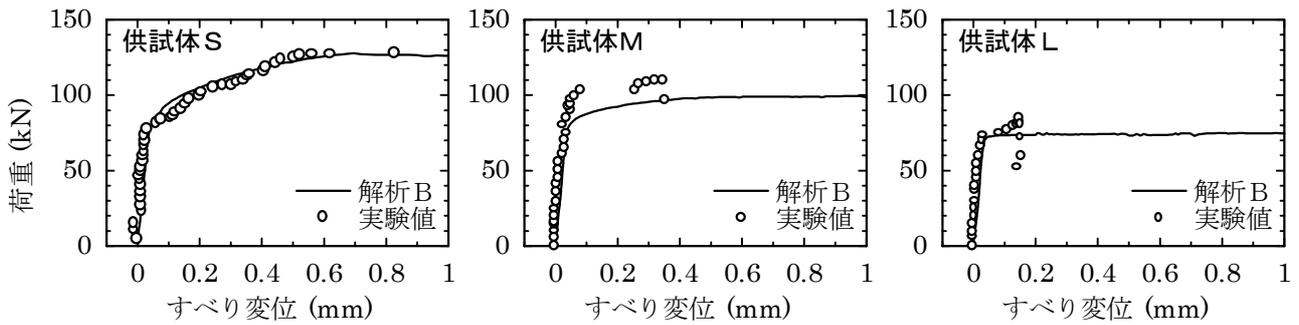
$$\sigma = \sigma_{\max} \cdot \exp(-\alpha(\delta/\delta_0 - 1)) \quad (5)$$

ここに s_0 : 最大せん断応力時のすべり

δ_0 : 最大引張応力時の鉛直変位

α : 係数

式中の係数 α の大きさによって、増厚モルタル端部から生じた剥離の進行の仕方が大きく変わる。本研究では、供試体S, M, Lにおける界面の亀裂変位計の測定値を基に、剥離発生後のすべり変位の増加傾向が最も一致する場合についての α を調べた。その結果、 α の値は1.0を採用することとした。なお、水平方向と鉛直



図－8 界面のすべり変位と荷重の関係

方向で軟化性状が異なることが考えられるが、本研究では両者に対して同一の α を用いた。

4.3 解析モデル

解析ではモデルの対象性を考慮し、はり供試体の1/2モデルを用いた。図－7では、一例として下面増厚補強はりMの要素分割モデルを示した。このモデルは、1個の要素のサイズを既設RC部では縦5cm横5cm、補強モルタル部では縦3cm横5cmとして分割したものである。載荷点および支点には縦2.5cm横5cmの鋼要素を取り付けた。また、解析モデルへの載荷は変位増分法を用いて解析を行った。

なお、今回の解析では既設コンクリート要素と増厚モルタル要素を剛結したモデルと、界面に接合要素を挿入したモデルの2種類を用いて、前者を『解析A』、後者を『解析B』とした。

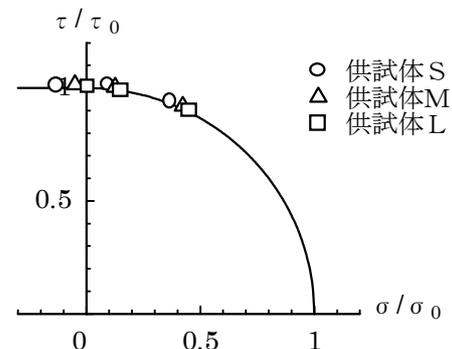
5. 考察

下面増厚補強はりの静的載荷試験に対する解析結果の有効性について検証する。

図－8は、下面増厚補強はり3体におけるコンクリートとモルタル界面のすべり変位と荷重の関係を示したものである。実験値は増厚モルタル端部から30mmの位置の測定値で、解析値は解析Bによる結果で端部より25mmの位置の値を用いた。実験値は80kN付近から100kN付近ですべりが急激に大きくなっていることから、これらの荷重の直前で増厚モルタル端部より剥離が進行したと考えられる。一方、解析では供試体SとMが76kN付近、供試体Lが70kN

付近で実験値と同じ様な傾向が見られた。ここで、モルタル端部に位置する接合要素のガウスポイントにおいて剥離破壊規準を満たしたときの応力をあらわすと図－9のようである。いずれの供試体も増厚モルタル端部の界面ではせん断応力が直応力に比べて大きく、剥離に対して支配的となっていることが示されている。この関係の中で、せん断スパン比が大きくなると若干ではあるが引張応力の影響が加わることとなり、剥離発生荷重が小さくなっていくものと考えられる。

図－10は、荷重と載荷点変位の関係を示したものである。せん断スパン比が最も小さい供試体Sでは、解析A（コンクリート要素とモルタル要素を剛結）と解析B（コンクリート要素とモルタル要素を接合要素で接合）の値を比較すると、増厚モルタルの剥離の影響から荷重が70kN付近で解析Bの変位が解析Aの変位に比べて大きくなっていくこととなった。また、終局荷重を比較すると、解析B（128kN）は解析A（136kN）に比べて6%低下することとなり、実験値にはほぼ一致した。一方、供試体MとLで



図－9 剥離時の界面の応力

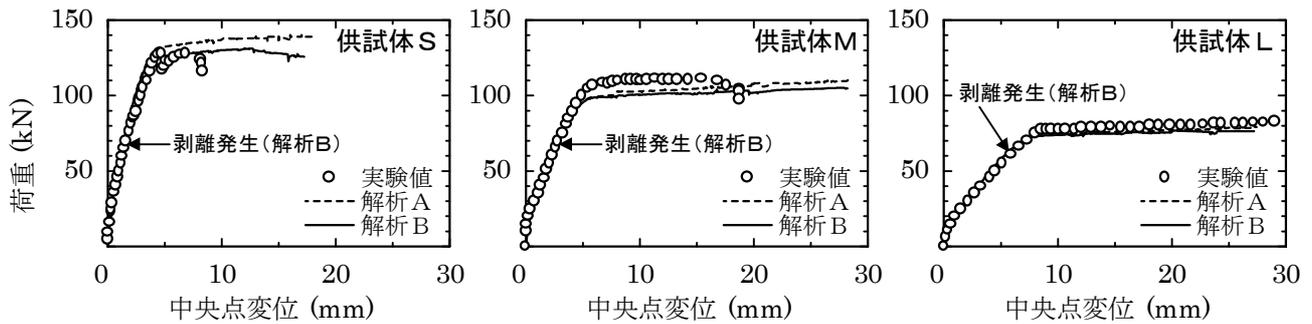


図-10 荷重点変位と荷重の関係

は、増厚モルタルの剥離発生荷重は供試体Sとそれほど変わらないが、部材降伏荷重（荷重－変位曲線の変曲点）までは解析Aと解析Bによって得られた挙動に大きな違いは見られなかった。これは、供試体Sに比べて支間が大きいため増厚モルタルの端部剥離の領域が相対的に小さくなること、終局荷重が小さくなるため剥離発生後その影響がそれほど大きくならないうちに終局に至ることによるものと考えられる。

以上のことから、接合要素を用いた解析Bは、本研究の下面増厚補強はり供試体に対しては妥当な評価を与えており、形状寸法や載荷条件等に大幅な違いがなければ、下面増厚補強はりの挙動を捉える有効な手法であると思われる。

6. まとめ

- (1) コンクリートとモルタル界面の付着性状試験から、剥離破壊時の界面の最大せん断応力と最大引張応力の関係が得られた。両者の関係は楕円曲線として近似することができ、剥離に対する破壊規準を構築した。
- (2) 静的載荷試験を行った下面増厚補強はりに対して、剥離破壊規準を取り入れた有限要素解析により検証を行った。その結果、荷重と荷重点変位の関係、剥離発生荷重および終局荷重をほぼ捉えることができた。
- (3) 上記の解析結果から、増厚モルタル端部の剥離はコンクリートとモルタルの界面に作用するせん断応力が支配的であるが、せん断スパン比が大きくなるにつれて直方向の引張

応力が若干影響してくることが明らかとなった。

- (4) 増厚モルタルの剥離が、荷重－変位曲線および終局荷重に最も顕著に影響を与えたのは、せん断スパン比の小さいはりであった。せん断スパン比が大きくなるにつれて剥離の影響は小さくなるが、その理由としては支間が大きいことにより増厚モルタルの端部剥離の領域が相対的に小さくなること、終局荷重が小さくなるため剥離発生後その影響がそれほど大きくならないうちに終局に至ることによるものと考えられる。

謝辞

本研究において、供試体増厚部の吹付け施工を行うにあたり、(株)ポゾリス物産 金井圭太氏および守屋寿雄氏の多大なご協力を得ました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 古内仁, 恒岡聡, 角田與史雄, 吉住彰 : 吹付けモルタルで下面増厚補強したRC部材の耐荷性状について, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.523-528, 2000
- 2) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1990
- 3) 田所敏弥, 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄 : 鉄筋コンクリート部材の終局変形に及ぼすひずみ軟化の影響について, 土木学会第55回年次学術講演会講演概要集, V-590, 2000