

鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計に関する研究

SEISMIC RESISTANT DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS

北山和宏

KITAYAMA Kazuhiro

ABSTRACT

The excessive bond deterioration along beam reinforcement passing through a reinforced concrete (R/C) interior beam-column joint should be avoided to maintain the ductile behavior in R/C frames during earthquakes. Earthquake response analyses of single-degree-of-freedom systems were executed to study the influences of the pinching hysteresis shape and the increase in a yield deformation due to bond deterioration. Beam bar bond situations within joints were observed using test results. Different limitations of the bond index were proposed based on the analyses and the observation respectively.

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 骨組における内柱・梁接合部の耐震性能を向上させるためには、脆性的なせん断破壊の防止と通し配筋される梁主筋の付着劣化をある程度制限することが必要である。本論では後者の付着劣化の制限について、異なる二つの方法によって設計式の提案を試みた。骨組の地震応答に悪影響を与えない程度の履歴吸収エネルギー量を確保するための既往の方法[1]を、骨組の固有周期および塑性率を考慮して再検討した。また、実験より求めた接合部中央部分の梁主筋付着の良否から上・下端筋の付着指標を制限する方法を示した。さらに両方法の特徴を明らかにし付着劣化の制限方法を考察した。

2. 地震応答解析に基づく方法

梁降伏型 RC 骨組の柱・梁接合部内を通し配筋される梁主筋が、接合部内での付着劣化によって抜け出すと、①履歴ループのピンチ化および②降伏変位の増大、を生じる。筆者は①が RC 骨組の地震応答に与える影響を解析によって検討し[1]、この結果と十字形柱・梁接合部の実験結果とを用いて、梁主筋の付着劣化の制限法を提案した[2]。ここで等価粘性減衰定数 h_{eq} をループの太り具合を表わす指標として用い下限値10%を設定したが、真の下限である保証はなかった。また、各試験体の h_{eq} を求める際に層間部材角1/50に着目したため、これに対応する塑性率は2~4に分布した。そこで、対応する塑性率を考慮した h_{eq} の許容下限値、大振幅の発生回数などを調べるため、上述の①および②を表現する履歴モデルを有した1質点系を用い、 h_{eq} および固有周期を変数とした非線形地震応答解析を行なった。振動性状において1次モードが卓越すると考えれば多層骨組を1質点系に縮約できる[3,4]。また1質点系を用いることにより、①および②の要因が地震応答に与える影響を直接評価できる。これらの結果に基づいて接合部内梁主筋の付着劣化の制限を再検討した。

2.1 1質点系の非線形地震応答解析

概要 履歴モデルとして武田モデルおよび武田スリップモデル[5] (図1) を用いた。系の質量を1として、固有周期が0.25、0.3、0.4、0.5、1および2秒となるように初期剛性を決定した。ひびわれ耐力は降伏耐力の0.3倍とし、降伏耐力はRC終局強度指針[6]による層せん断力係数(地震地域係数1.0、第2種地盤想定、標準ベースシア係数0.25)から求めた。降伏時割線剛性および降伏後剛性は初期剛性のそれぞれ0.4倍、0.01倍とした。復元力特性の包絡線を図2に示す。除荷剛性低下指数は0.2とした。武田スリップモデルにおいてスリップ剛性低下指数 γ を0.0~2.5、スリップ剛性硬化係数 η を1.2~2.0に変化させて、塑性率(最大変位を降伏変位で除したもの)4に対応する h_{eq} 以下 $h_{eq}(4)$ のように表記を20.1~6.1%にでき、 $\gamma=0$ のときには武田モデルとなる。降伏変位の増大による影響を検討するため、上記モデルの降伏変位を1.4倍した包絡線を有するモデルも使用した。運動方程式の数値積分にはHoubolt法[7]を用い、時間刻みは0.02秒とした。減衰は瞬間剛性に比例するものとし、弾性時の減衰定数を5%とした。

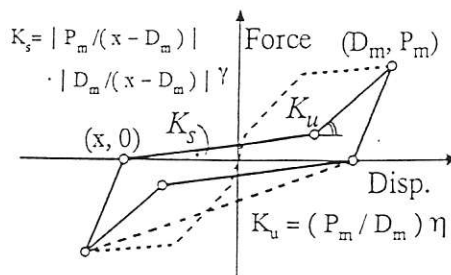


Fig.1 Takeda-slip model

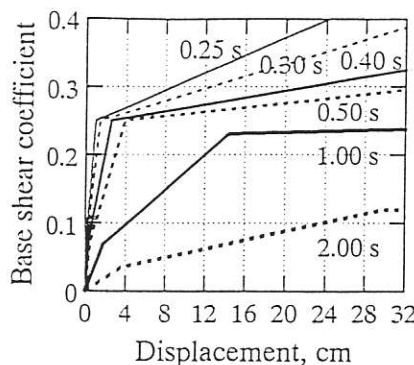


Fig.2 Skeleton curve

地震波にはEl Centro NS(1940、継続時間0~28.6秒)、Taft S69E(1952、0~54秒)、八戸 EW(1968、0~30秒)、東北大学 NS(1978、0~40秒)の4つを用い、武田モデルを用いた各系の応答最大塑性率が2あるいは4となるように各地震波の倍率を決定した。

結果 応答最大塑性率と $h_{eq}(2)$ および $h_{eq}(4)$ との関係を図3および図4に示す。 h_{eq} の下限値を定めるため、許容できる応答最大塑性率を2あるいは4の1.25倍(すなわち2.5あるいは5)とする。これらの結果を以下にまとめる。

許容塑性率を2.5としたとき: 短周期(0.3秒以下)の系では $h_{eq}(2)$ の下限値を9%とすると、応答塑性率を2.5以下にできた。これより長い周期の系では $h_{eq}(2)$ の下限値を7.5%とすれば、応答塑性率をおおむね2.5以下に抑えることができた。**許容塑性率を5としたとき:** 0.3秒以下の系では $h_{eq}(4)$ の下限値を14%とすれば、周期0.25秒と東北大学波および周期0.3秒と八戸波の組合せを除いて応答塑性率を5以下にできた。これより長い周期の系では $h_{eq}(4)$ の下限値を10%とすれば、応答塑性率が7を超えた周期0.4秒と八戸波および周期2秒とTaft波の組合せを除いて、応答塑性率を5程度以下に抑えることができた。以上より固有周期が0.4秒未満の建物では、安全側の評価として $h_{eq}(2)$ の下限値を9%、 $h_{eq}(4)$ の下限値を14%とする。固有周期がこれ以上の建物では $h_{eq}(2)$ の下限値を7.5%、 $h_{eq}(4)$ の下限値を10%とする。

降伏変位を1.4倍した包絡線を有するモデルを用いた場合の応答結果は、応答最大変位をもとのモデルの降伏変位で除したものを塑性率と読み換えれば、0.4秒以下の系の一部を除いてもとのモデルを用いた場合とほぼ同様の傾向を示した。すなわち、降伏変位の増大にもかかわらず応答最大変位は許容変位以内に納まった。周期0.4秒以下の系では、 $h_{eq}(2)$ が9%のときの応答最大塑性率は、周期0.3秒と東北大学NS波の組合せのときに4.7に達したのを最大として、

← Pica. Dutch. Times or equivalent (12 points)

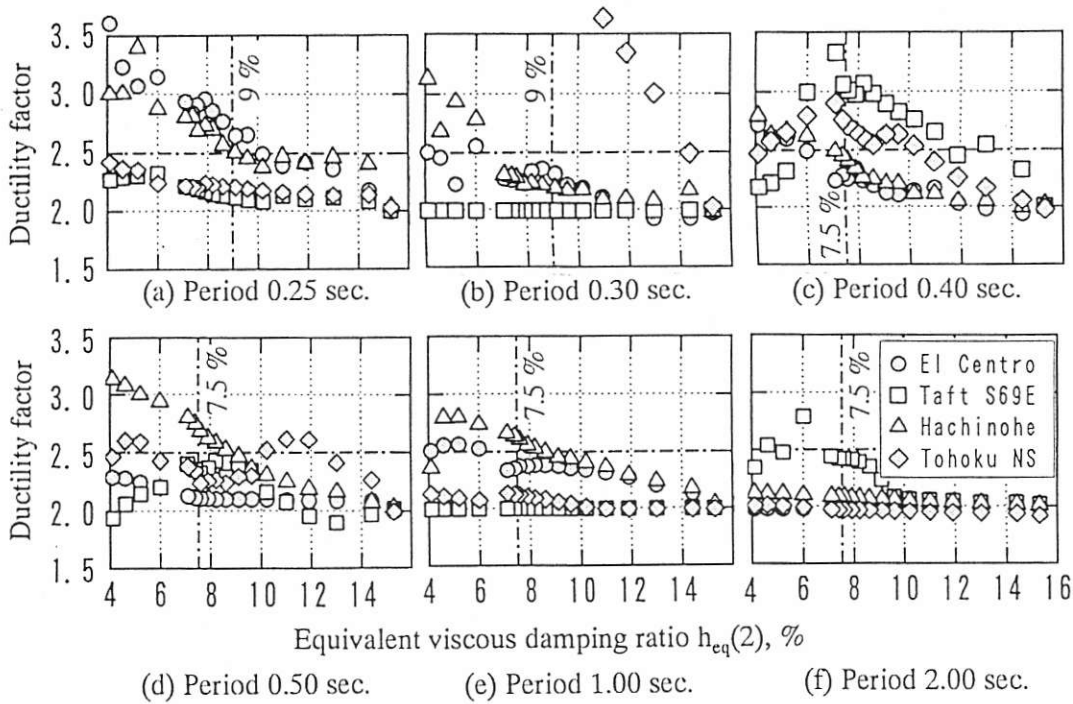


Fig.3 Equivalent viscous damping ratio $h_{eq}(2)$ – attained ductility factor relations

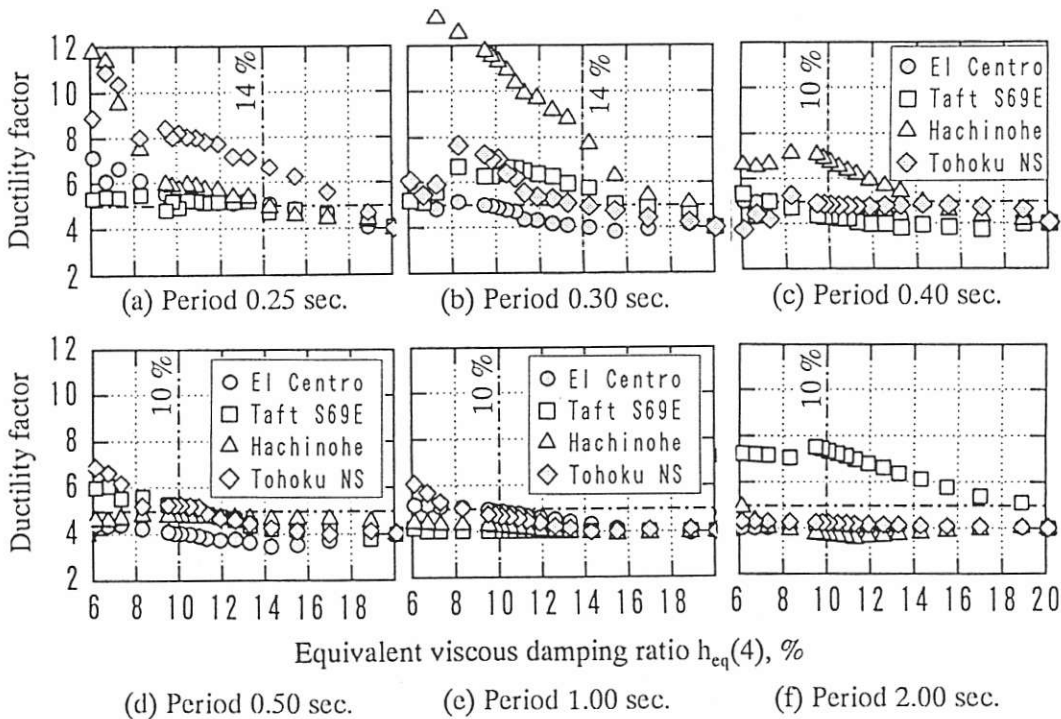


Fig.4 Equivalent viscous damping ratio $h_{eq}(4)$ – attained ductility factor relations

許容塑性率2.5を上回るものがあった。

大振幅の発生回数を調べるため武田モデル ($h_{eq}(4)=20\%$)、武田スリップモデル ($h_{eq}(4)=10\%$)、前記武田スリップモデルの降伏変位を1.4倍したもの、の3モデルについて、武田モデルの応答最大塑性率を4としたときに、半分の応答塑性率2を超える振幅を大振幅と定義し、その回数を数えた(表1)。 $h_{eq}(4)$ が20%から10%に減少することにより、周期0.25

Table 1 Frequency of large drift

Period sec.	Frequency [El Centro NS]			Frequency [Taft S69E]		
	Takeda	T-slip	1.4 δ y	Takeda	T-slip	1.4 δ y
0.25	9	24	26	8	23	25
0.50	4	9	9	7	18	17
2.00	5	8	8	11	11	11
Period sec.	Frequency [Hachinohe EW]			Frequency [Tohoku Univ.]		
	Takeda	T-slip	1.4 δ y	Takeda	T-slip	1.4 δ y
0.25	10	31	32	10	29	33
0.50	6	10	10	8	11	10
2.00	8	8	9	3	4	5

Note] T-slip: Takeda-slip model

1.4 δ y: T-slip model with yield drift 1.4 times that of original T-slip model

秒の系では大振幅の回数は3倍近く増加した。

これ以上の周期の系では大振幅の回数の増加率は地震波により大きくばらついた。ただし周期の増大と共に大振幅回数の増加

率は低下する傾向にあり、周期2秒の系では最大で1.6倍であった。武田スリップモデルと降伏変位を1.4倍した包絡線をもつ同モデルとの大振幅の回数はほぼ同じであった。

2.2 梁主筋付着指標の制限

十字形柱・梁接合部骨組の実験より得られた層せん断力-層間変位関係において、層間部材角1/50での h_{eq} と梁主筋の付着性状を表わす指標 $u_b / \sqrt{\sigma_B}$ との関係 (図5) を用いて、梁主筋の接合部内での付着劣化を制限する方法を提案した[2]。ここで、

$$u_b = \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{db}{hc} \tag{1}$$

db : 梁主筋径、 hc : 柱せい、 σ_y : 梁主筋の実降伏強度 (kgf/cm²)、および σ_B : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)、である。しかし層間部材角1/50に着目したため、対応する塑性率は2~4に分布した。そこで図5を対応する塑性率2以下と塑性率3以上に二分して図6に示す。図6および前述の $h_{eq}(2)$ と $h_{eq}(4)$ の下限値を用いて梁主筋付着指標 $u_b / \sqrt{\sigma_B}$ を制限できる。すなわち、周期0.4秒未満の建物では対応する塑性率2および4の場合とも $u_b / \sqrt{\sigma_B}$ を5以下に抑えればよい。周期がこれ以上の建物では、塑性率2の場合には $u_b / \sqrt{\sigma_B}$ を7以下に抑え、塑性率4の場合には $u_b / \sqrt{\sigma_B}$ を制限する必要がない。以上より(2)式を得る。

$$\frac{hc}{db} \geq \frac{\sigma_y}{\mu \cdot \sqrt{\sigma_B}} \tag{2}$$

ここで、 $\mu = 10$ (固有周期が0.4秒未満の建物)、 $\mu = 14$ (固有周期が0.4秒以上の建物) である。短周期の建物の制限値はかなり厳しいが、4階程度以下の低層の建物では実現可能である。

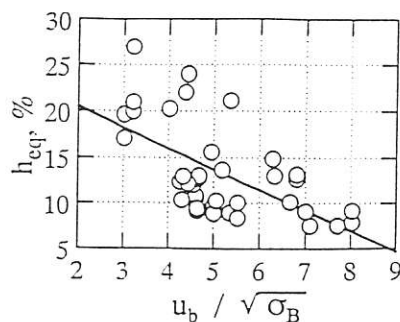
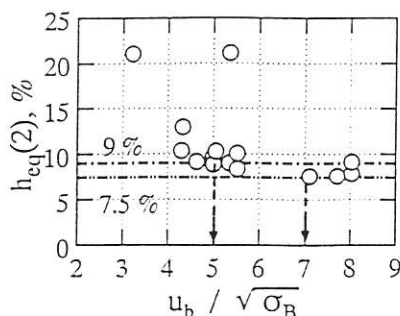
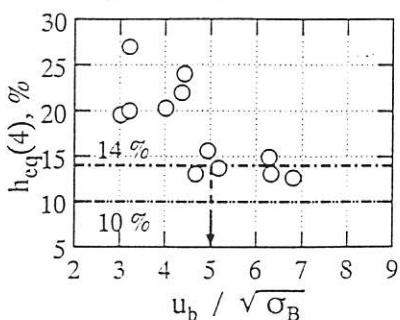


Fig.5 $u_b / \sqrt{\sigma_B} - h_{eq}$ relation



(a) Ductility factor ≤ 2



(b) Ductility factor ≥ 3

Fig.6 $u_b / \sqrt{\sigma_B} - h_{eq}$ relation

↑ Pica, Dutch, Times or equivalent (12 points)

本方法による長所は、①梁端ヒンジのエネルギー吸収性能が建物の地震時挙動に与える影響を判断基準としたため、設計式の意味が明確である。②多くの機関の実験結果を用いた。③建物の周期によっては建築学会指針よりも緩やかな規定である。短所は、①接合部内での付着性状を間接的に評価しており、実際の付着状態は不明である。また、架構全体の復元力特性を使用したため、ループのピンチ化の原因に接合部のせん断劣化が含まれる。②適用範囲はコンクリート圧縮強度500kgf/cm²程度以下である。

3. 接合部内の付着性状を用いる方法

接合部内中央1/3の区間の付着力が梁主筋の降伏前に低下することを付着劣化と定義し、これを防止するための付着指標の下限値を示す。付着指標には下端筋の場合 u_b / σ_B を、上端筋の場合は上下の主筋量の違いを考慮した $u_{b,t} / \sigma_B$ を用いた。 $u_{b,t}$ の定義を以下に示す。

$$u_{b,t} = \frac{(1 + \gamma)}{2} \cdot \frac{\sigma_y}{2} \cdot \frac{d_b}{h_c} = \frac{(1 + \gamma)}{2} \cdot u_b \quad (3)$$

ここで、 γ : 上端筋量 A_t に対する下端筋量 A_b の比 (A_b / A_t) で1以下である。(1)式と異なり u_b をコンクリート強度 σ_B で基準化したのは、普通強度コンクリートから1000kgf/cm²を超える高強度コンクリートまでを用いた場合を一つの式で評価するためである。検定に使用した内柱・梁接合部試験体は東京大学および千葉大学で実験された39体[8~17]で、梁断面20×30cm、柱断面30×30cm、スパン2.7m、階高1.47mは全試験体共通である。このうち6体のコンクリート圧縮強度は600kgf/cm²を超える高強度コンクリートであった。測定したひずみをRamberg-Osgoodモデルで応力度に変換し、接合部中央10cmの局所付着応力度を計算し、その最大値の正負の平均を τ_u とした。付着指標と最大付着応力度 τ_u との関係を図7に示す。黒塗りの試験体は付着劣化の生じたものである。二重印の試験体は、その区間の降伏によって付着力が最大に達し以降低下するか最大値を保持したもので、付着劣化と付着良好の中間である。白抜きの試験体は、梁主筋の降伏後も付着力が増大して最大値に達したものである。上端筋では付着指標を0.22以下に、下端筋では付着指標を0.24以下に、それぞれ抑えることによって付着劣化を防止できる。以上より、

上端筋の場合 $u_b \leq \frac{2}{1 + \gamma} \cdot 0.22 \sigma_B \quad (4.1)$

下端筋の場合 $u_b \leq 0.24 \sigma_B \quad (4.2)$

この方法による長所は、①接合部内の梁主筋付着性状を直接評価することにより導出された。②高強度材料を用いた試験体数は少ないが、普通強度材料から高強度材料まで適用できる。③

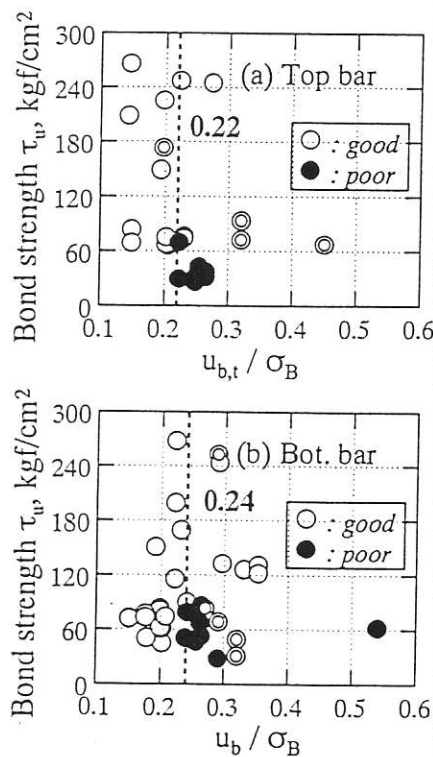


Fig.7 Bond index - bond strength τ_u relations

上端筋と下端筋との付着強度の差を評価できた。短所は、①接合部内での付着劣化が建物の地震時挙動に与える影響を把握できない。②使用した実験結果は詳細なデータのある2大学の試験体に限定された。③現在の建築学会指針に比べてさらに厳しい規定である。

4. 両者の比較

以上の二通りの方法で求めた制限値を比較するために接合部内での平均付着応力度 u_b とコンクリート圧縮強度 σ_B との関係を、(2)式と(4.2)式について図8に示す。 $u_b = 6.25\sqrt{\sigma_B}$ は建築学会指針[6]による。

コンクリート圧縮強度 σ_B が800kgf/cm²程度までは $u_b = 7\sqrt{\sigma_B}$ が最も緩やかな規定となった。これは接合部中央区間での付着劣化が生じて、建物の地震応答には大きな影響を与えないことを示唆する。800kgf/cm²以上では $u_b = 0.24\sigma_B$ を用いてよい。この場合にも $u_b = 7\sqrt{\sigma_B}$ を用いれば安全側の評価となる。

5. 結論

- (1) 1質点系の非線形地震応答解析により、梁主筋の抜け出しによる履歴ループのピンチ化および降伏変位の増大が骨組の地震応答に与える影響を検討した。建物の周期によって、許容できるピンチ化の程度すなわち h_{eq} の下限値を定めた。この結果と内柱・梁接合部の実験結果とを組み合わせ、梁主筋付着指標 $u_b/\sqrt{\sigma_B}$ の制限値を示した。降伏変位の増大が地震応答に与える影響は、短周期の建物を除いて小さかった。大振幅の発生回数は h_{eq} (4)の低下とともに増加するが、その増加率は建物の周期が長いほど小さかった。
- (2) 接合部中央での付着力が梁主筋の降伏前に低下することを防止するために、上端筋と下端筋の各々の付着指標を制限する方法を示した。
- (3) 上述の二つの方法による制限値を比較した。接合部中央の梁主筋の付着力低下を防止するためには、付着指標を厳しく制限すべきである。一方、建物の地震応答に与える影響からは厳しく制限しなくてよい。建物全体の地震時挙動を良好に維持できればよいとする立場からは、後者の緩やかな制限((2)式)で十分である。

謝辞 本研究の一部は文部省科研費総合研究A(代表者:青山博之東京大学教授(当時))を受けて行なった。実験データを提供して戴いた小谷俊介東京大学教授、野口博千葉大学教授に深謝する。

参考文献 注) JCI: 日本コンクリート工学協会、AIJ: 日本建築学会

- [1]北山、青山: 第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp.1687-1692. [2]北山、朝倉ほか: JCI年次論文報告集、Vol.10-3、1988、pp.491-496. [3]塩原、小谷、青山: 第28回構造工学シンポジウム講演梗概集、1982、pp.101-112. [4]前田、小谷、青山: JCI年次論文報告集、Vol.14-2、1992、pp.867-872. [5]小出、小谷ほか: 構造工学論文集、Vol.31B、1985、pp.225-236. [6]日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990. [7]Houbolt, J. C.: Journal of the Aeronautical Sciences, Vol.17、1950、pp.540-550. [8]北山、小嶋ほか: JCI年次論文報告集、Vol.11-2、1989.7、pp.531-536. [9]北山、小谷、青山: 第8回日本地震工学シンポジウム論文集、1990.12、pp.1407-1412. [10]北山、栗栖ほか: AIJ大会学術講演梗概集、1985.10、pp.293-294. [11]北山、小谷、青山: AIJ大会学術講演梗概集、1990.10、pp.361-362. [12]李、北山ほか: JCI年次論文報告集、Vol.13-2、1991.6、pp.495-500. [13]小林、小谷ほか: 第6回JCI年次講演会論文集、1984、pp.653-656. [14]野口、栗栖: AIJ大会学術講演梗概集、1987.10、pp.627-628. [15]柏崎、野口: JCI年次論文報告集、Vol.13-2、1991.6、pp.475-478. [16]小林、小谷: AIJ学術講演大会梗概集、1983.9、pp.1819-1820. [17]渡辺、野口ほか: JCI年次論文報告集、Vol.10-3、1988.6、pp.497-500.

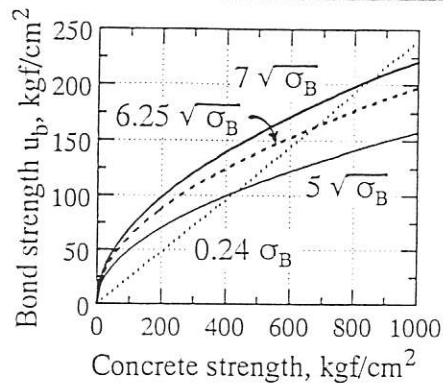


Fig.8 Limitation of bond index