

港 湾 技 研 資 料

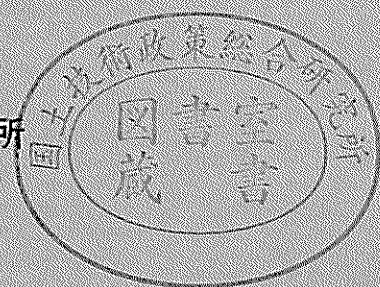
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 430 Sept. 1982

衝撃的荷重を受けるRCおよびPCばりの変形と強度

上 田 茂
小 島 晃

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. はりの横衝撃応答	4
2.1 Bernoulli-Euler の方程式	4
2.2 衝撃的荷重が解析関数で与えられる場合の解	5
2.3 力積比例領域における解	5
3. コンクリートばりの衝撃載荷試験	7
3.1 衝撃載荷試験装置	7
3.2 試験ばりの要目	7
3.3 衝撃載荷試験	9
4. 衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの変形	11
4.1 ひずみおよびたわみの性状	11
4.2 重錘の落下高さとはりの変形	15
4.3 ひびわれおよび残留たわみ	20
5. 衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの強度	22
5.1 はりの剛度と耐衝撃性	22
5.2 はりの残存強度	23
6. あと が き	24
参考文献	25
記号表	25

Deflection and Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Subjected to Impulsive Loading

Shigeru UEDA*
Akira KOJIMA**

Synopsis

Deflection and strength of both reinforced concrete beams and prestressed concrete beams subjected to impulsive loading with very short loading time such as 1 ms is studied experimentally, and the impulsive resistant of concrete beams and the design of beams are discussed.

Followings are the major conclusion.

1. The method how to calculate the equivalent static load which yields as same deflection as the impulsive loading is presented. The larger the stiffness of the beam and the smaller the damping factor, the larger the equivalent static load is, the beam of small stiffness has less strength to impulsive loading.
2. The damping factor of reinforced concrete beams and the prestressed concrete beams was found to be 0.05 ~ 0.10.
3. Residual deflection remains after application of impulsive loading, and the residual deflection is nearly proportional to the velocity of colliding object. And the crack shows the same characteristics as the residual deflection.
4. Concrete around the impulsive loading point is locally damaged. But, the residual strain of reinforcing bar is not so large. Therefore, the beam could be used with careful repairment.

* Chief of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division.

** Member of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division.

衝撃的荷重を受けるRCおよびPCばりの変形と強度

上田 茂*
小島 晃**

要 旨

作用時間の極めて短い衝撃的荷重を受ける鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートばりの変形と強度を実験的に検討し、このような荷重を受けるコンクリートばりの耐衝撃性を検討した。その結果は以下のとおりである。

1. 衝突物体の運動量と被衝突物体の部材剛度を知って、衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの変形と同等の変形を与える等価な静的荷重を求める手順を示した。この等価な静的荷重は、はりの剛比が大きいほど、またはりの減衰定数が小さいほど大きい。しかし、部材剛度が小さいはりは、部材剛度が大きなはりに比べて小さな運動量でも降状に達する。したがって耐衝撃性が小さい。
2. 鉄筋コンクリートばりおよびプレストレストコンクリートばりの減衰定数は0.05~0.10程度であることを確認した。
3. 衝撃的荷重をうけたはりには、残留変形が生じるが、残留変形は重錘の運動量に比例している。またびわれも同様の傾向を示している。
4. はりの載荷点周辺のコンクリートは衝撃的載荷により圧潰しているが、鉄筋には大きな塑性変形が生じていないようである。そこで、局部破壊した箇所を十分に補修すれば使用が可能であると思われる。

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造は大断面の重力式構造物などでは鋼構造に比べて廉価であり、耐久性が良いことなどの理由により、多くの施設に用いられてきている。港湾構造物においても、防波堤、護岸、けい船岸などとして、鉄筋コンクリート構造が多く用いられている。また、近年では、大水深の防波堤などにプレストレストコンクリート構造を用いることが検討されている。これらの港湾施設には、まれに漂流物が衝突したり重量物が落下することがある。そして、その結果、壁面に作用した衝撃的荷重が原因と思われるような、ケーソン外壁の破損がみられることもある。これらの衝撃的荷重は作用時間が被衝突物体の固有振動周期より短いにもかかわらず、衝突物体の運動量が大きいために、衝突物体の重量が小さくても大きな荷重が作用したのと同様の影響を与える。しかし、作用時間の極めて短い衝撃的荷重を受ける鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリート部材の変形や強度については実験例が少なく、衝撃的荷重の計算および部材の耐衝撃性などについては十分に明らかにされては

いない。

衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの変形を解析する手順としては、まず、衝突物体の運動量を知って、衝撃的荷重の波形、大きさ、作用時間などを求める。ついで、このような衝撃的荷重を受けるはりの変形を求めることになる。本報告ではこのような手順に従って、衝撃的な荷重を受けるはりの変形を解析し、その結果、衝突物体の運動量とはりに作用する等価な静的荷重との関係を示すことにする。また、模型実験を行い、その結果と解析結果とを比較する。なお、ここで等価な静的荷重とは、ある運動量をもつ物体の衝突によって生ずる変形と同等の変形をはりに与える静的荷重であって、衝撃的荷重の大きさそのものではない。

上述の解析の手法は、衝撃的荷重を受ける構造物および部材の変形を振動解析によって求めるものであるが、このような取扱いは道路橋の設計において動的輪荷重を求める場合に用いられている。ただし、その場合には衝撃的荷重は重錘を落下させゴムパット等の緩衝材を介して与えられている。ゴムパットを用いることにより、衝撃的荷重の作用時間を被衝突物体の固有振動周期に合わせ

* 構造部 海洋構造研究室長

** 構造部 海洋構造研究室

るようにして実験している。したがって、衝撃的荷重の作用時間は短い、物理的な意味では衝撃的荷重とは異なる。本研究ではこのような点に配慮して、衝撃的荷重の作用時間がはりの固有振動周期の1/10程度になるようにして解析と実験を行うこととした。

このようにして、重錘の落下による鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートのはりの変形と強度について検討することとした。

2. はりの横衝撃応答

2.1 Bernoulli-Eulerの方程式

重錘が落下することによって、コンクリートばりに発生するひずみやたわみの波形は複雑である。そのようすは後に衝撃載荷試験結果で示すことにする。重錘の落下によってコンクリートばりに与えられた衝撃的な圧縮応力がはりの中を伝播し、はりの境界面で繰返し反射し重なり合うためである。衝撃的荷重を受けるはりの変形は偏微分方程式で表された波動方程式を解くことによって取扱われる。この方法に関しては、せん断変形と断面の回転慣性とを無視したBernoulli-Eulerの方程式や、より厳密なTimoshenkoのはり方程式による解が求められている。また、マトリックス解法や無限級数による解法なども提案されている。ここでは、丹、小坪、青柳および合田らの文献に従って、Bernoulli-Eulerの方程式による解を求めるのでこれについて略述する。

(1) Bernoulli-Eulerの方程式

はり材料の応力 σ とひずみ ε の関係において、

$$\sigma = E\varepsilon + \frac{\eta E}{\omega} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

なる粘弾性的性質があると仮定すると、Bernoulli-Eulerのはりの曲げ振動の式は

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{EI\eta}{\omega} \frac{\partial^3 y}{\partial x^2 \partial t} \right) + \mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = F(x, t) \quad (2)$$

となる。ここに、 EI は曲げ剛性、 μ ははりの単位長さ当たりの質量、 η は減衰係数、 ω ははりの角振動数、右辺は強制力である。

等断面等質量の両端単純支持ばりでは、式(2)は

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{EI\eta}{\omega} \frac{\partial^5 y}{\partial x^4 \partial t} + \mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = F(x, t) \quad (3)$$

となる。

$W_n(x)$ を n 次の基準関数、 $q_n(t)$ を時間 t に関する関数として、

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} W_n(x) \cdot q_n(t) \quad (4)$$

とし、式(4)を式(3)に代入して基準関数の直交性を利用して整理すると、

$$W_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5)$$

$$m_n \frac{d^2 q_n(t)}{dt^2} + \frac{\eta k_n}{\omega_n} \frac{dq_n(t)}{dt} + k_n q_n(t) = Q_n(t) \quad (6)$$

となる。

ただし、

$$m_n = \int_0^l \mu W_n^2(x) dx = \frac{\mu l}{2} \quad (7)$$

$$k_n = EI \int_0^l \frac{d^4 W_n(x)}{dx^4} \cdot W_n(x) dx = \frac{\mu l \omega_n^2}{2} \quad (8)$$

$$Q_n(t) = \int_0^l W_n(x) \cdot F(x, t) dx \quad (9)$$

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (10)$$

である。なお、ここでは重錘の質量の影響は無視しているが、重錘の質量がはりの質量より小さい場合はこれを無視してもよいとされている。

式(6)は一自由度系の減衰振動の式である。したがって、 $\omega_n^2 = (k_n/m_n)$ 、 $h = \eta/2$ とおくと、式(6)は、

$$\frac{d^2 q_n(t)}{dt^2} + 2\omega_n h \frac{dq_n(t)}{dt} + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{Q_n(t)}{m_n} \quad (11)$$

式(11)の解は

$$q_n(t) = \frac{2}{\mu l \omega_{1n}} \int_0^t Q_n(\tau) e^{-h\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_{1n}(t-\tau) d\tau \quad (12)$$

ここに、 $h < 1$ 、 $\omega_n = \omega_{1n} \sqrt{1-h^2}$ である。

式(5)および(12)を式(4)に代入することにより、はりの任意の点のたわみ、曲げモーメント、せん断力を求めることができる。

$$y_z = \sum_{n=1}^{\infty} W_n(x) q_n(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot q_n(t) \quad (13)$$

$$M_z = -EI \frac{\partial^2 y_z}{\partial x^2} = -EI \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} n^2 \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot q_n(t) \quad (14)$$

$$S_z = \frac{\partial M_z}{\partial x} = -EI \left(\frac{\pi}{l} \right)^3 \sum_{n=1}^{\infty} n^3 \cos \frac{n\pi x}{l} \cdot q_n(t) \quad (15)$$

スパン l の単純ばりの中央に集中荷重 $F(t)$ が作用するとき

$$\xi_n(t) = Q_n(t)/k_n = F(t)/k_n \quad (16)$$

とすれば、式(1)は、

$$\frac{d^2 q_n(t)}{dt^2} + 2\omega_n h \frac{dq_n(t)}{dt} + \omega_n^2 q_n(t) = \omega_n^2 \xi_n(t) \quad (17)$$

となる。したがって、

$$q_n(t) = \frac{2k_n}{\mu\omega_{1n}} \int_0^t \xi_n(\tau) e^{-h\omega_n(t-\tau)} \sin\omega_{1n}(t-\tau) d\tau \quad (18)$$

となる。なお、集中荷重がはり中央以外に作用した場合や、荷重 $F(x, t)$ が連続関数である場合についても同様にして解くことができる。

2.2 衝撃的荷重が解析関数で与えられる場合の解

$\xi_n(t)$ が正弦波パルスや対称三角パルスなどのときには式(17)の解はつぎのようになる。

(a) 正弦波パルスの場合

$$\xi_n(t) = \begin{cases} \xi_{pn} \sin \frac{\pi}{\tau} t & 0 \leq t < \tau \\ = 0 & t \geq \tau \end{cases} \quad (19)$$

$$q_n(t) = \frac{\xi_{pn}}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2\right]^2 + 4h^2 \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2}} \cdot \left[\sin\left(\frac{\pi}{\tau} t - \gamma\right) - \frac{\pi}{\omega \tau} e^{-h\omega_n t} \sin(\omega_{1n} t - \delta) \right] \quad \left. \begin{array}{l} 0 \leq t < \tau \\ \pi \xi_{pn} \end{array} \right\} \\ = - \frac{\omega \tau \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2\right]^2 + 4h^2 \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2}}{\left\{ e^{-h\omega_n t} \sin(\omega_{1n} t - \delta) \right\}} \quad \left. \begin{array}{l} t > \tau \\ + e^{-h\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_{1n}(t-\tau) - \delta] \end{array} \right\} \quad (20)$$

$$\gamma = \tan^{-1} \left[\frac{2h \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)}{1 - \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2} \right] \quad 0 < \gamma \leq \pi \quad (21)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left[\frac{2h \sqrt{1-h^2}}{1 - \left(\frac{\pi}{\omega_n \tau}\right)^2 - 2h^2} \right] \quad 0 \leq \delta \leq \pi \quad (22)$$

(b) 対称三角パルスの場合

$$\xi_n(t) = \begin{cases} 2\xi_{pn} \frac{t}{\tau} & 0 \leq t \leq \tau/2 \\ = 2\xi_{pn} \left(1 - \frac{t}{\tau}\right) & \tau/2 \leq t < \tau \end{cases} \quad (23)$$

$$= 0 \quad t \geq \tau \quad \left. \vphantom{\xi_n(t)} \right\}$$

$$q_n(t) = \begin{cases} 2\xi_{pn} \left(\frac{t}{\tau} - \frac{2h}{\omega\tau}\right) - \frac{2}{\omega\tau} \xi_{pn} e^{-h\omega_n t} \sin(\omega_{1n} t - \zeta) & 0 < t < \tau/2 \\ = 2\xi_{pn} \left(1 - \frac{t}{\tau} + \frac{2h}{\omega\tau}\right) - \frac{2}{\omega\tau} \xi_{pn} \cdot \left\{ e^{-h\omega_n t} \sin(\omega_n t - \zeta) - 2e^{-h\omega_n(t-\tau/2)} \sin[\omega_{1n}(t-\tau/2) - \zeta] \right\} & \tau/2 \leq t < \tau \end{cases} \quad (24)$$

$$= -\frac{2}{\omega\tau} \xi_{pn} \left\{ e^{-h\omega_n t} \sin(\omega t - \zeta) - 2e^{-h\omega_{1n}(t-\tau/2)} \sin[\omega_{1n}(t-\tau/2) - \zeta] + e^{-h\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_{1n}(t-\tau) - \zeta] \right\} \quad \left. \begin{array}{l} t \geq \tau \end{array} \right\}$$

$$\zeta = \tan^{-1} \left[\frac{2h\sqrt{1-h^2}}{1-2h^2} \right] \quad 0 < \zeta \leq \pi \quad (25)$$

2.3 力積比例領域における解

重錘と試験ばりの衝突のように極めて短時間に非常に大きな力が作用するけれども、その力積は一定である場合を考える。ここでは、振動系の固有周期 T_n に比べて衝撃荷重の作用時間 τ がはるかに短い場合について述べる。

式(17)を $t=0$ から τ まで積分し、初期条件、

$$q_n(t) = \frac{dq_n(t)}{dt} = 0, \quad t = 0 \quad (26)$$

を用いると、はりの中央に衝撃荷重が作用する場合には

$$\left. \begin{array}{l} \frac{dq_n(\tau)}{dt} + 2h\omega_n q_n(\tau) + \omega_n^2 \int_0^\tau q_n(t) dt = \omega_n^2 I \varepsilon_n \\ I \varepsilon_n = \int_0^\tau \xi_n(t) dt = \frac{1}{k_n} \int_0^\tau F(t) dt \end{array} \right\} \quad (27)$$

となる。

つまり、作用時間の極めて短い衝撃的荷重が作用したときの振動系の運動は、式(28)の初期条件で動き始める自由振動と考えることができる。

* ただし、 $\tau < 0.5T_n$ のときは式(20)の符号は逆になる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dq_n(0_+)}{dt} &= \omega_n^2 I_{\xi_n} \\ q_n(0_+) &= 0 \end{aligned} \right\} (28)$$

したがって、 $q_n(t)$ は、

$$q_n(t) = \frac{\omega_n^2}{\omega_{1n}} I_{\xi_n} e^{-h\omega_n t} \sin \omega_{1n} t \quad (29)$$

なお、力積 I_{ξ_n} は衝撃的荷重の最大値 ξ_{pn} と作用時間との積で表される。すなわち、

$$I_{\xi_n} = \alpha \xi_{pn} \tau \quad (30)$$

ここに、 α は衝撃的荷重の波形によって定まり、矩形パルスならば 1.0、正弦パルスならば $2/\pi \approx 0.637$ 、対称三角パルスならば 0.5 である。

いま、衝撃的荷重の波形を正弦波とし、一次モードについて、減衰定数 $h=0$ として、式 (20) および (29) を書き直すと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_1(t)}{\xi_{p1}} &= \frac{1}{1 - \left(\frac{T_1}{2\tau}\right)^2} \left[\sin\left(\frac{\pi}{\tau} t\right) - \frac{T_1}{2\tau} \sin\frac{2\pi t}{T_1} \right] & 0 < t < \tau \\ &= -\frac{T_1}{2\tau \left[1 - \left(\frac{T_1}{2\tau}\right)^2\right]} \left[\sin\frac{2\pi t}{T_1} + \sin\frac{2\pi}{T_1}(t-\tau) \right] & t > \tau \end{aligned} \right\} (31)$$

$$\frac{q_1(t)}{\xi_{p1}} = \frac{4\tau}{T_1} \sin \frac{2\pi}{T_1} t \quad (32)$$

$\tau/T_1 = 0.1$ 、として式 (31) および (32) を計算し図示すると図-1 のようになる。つまり、 τ/T_1 が小さければ、衝撃荷重の波形を正弦波パルスとして計算しても、力積比例領域の解と大差がないことがわかる。ただし、力積比例とした場合に比べて、最大値を示す時刻 t/τ が 0.5 τ だけ遅れる。 $\tau/T_n = 0.1$ のときは固有周期に対し 0.05 T_n であるが、 $T_n = 0.01s$ 程度であるので遅れ時間は 5ms となり実際にはほとんど問題にならない。なお、衝撃的荷重の波形を対称三角パルスとしても同様の結果が得られる。ただし、衝撃応答の最大値は同一衝撃的荷重に対し、波形を正弦波パルスとしたときのほぼ $\pi/4 \approx 0.785$ となる。

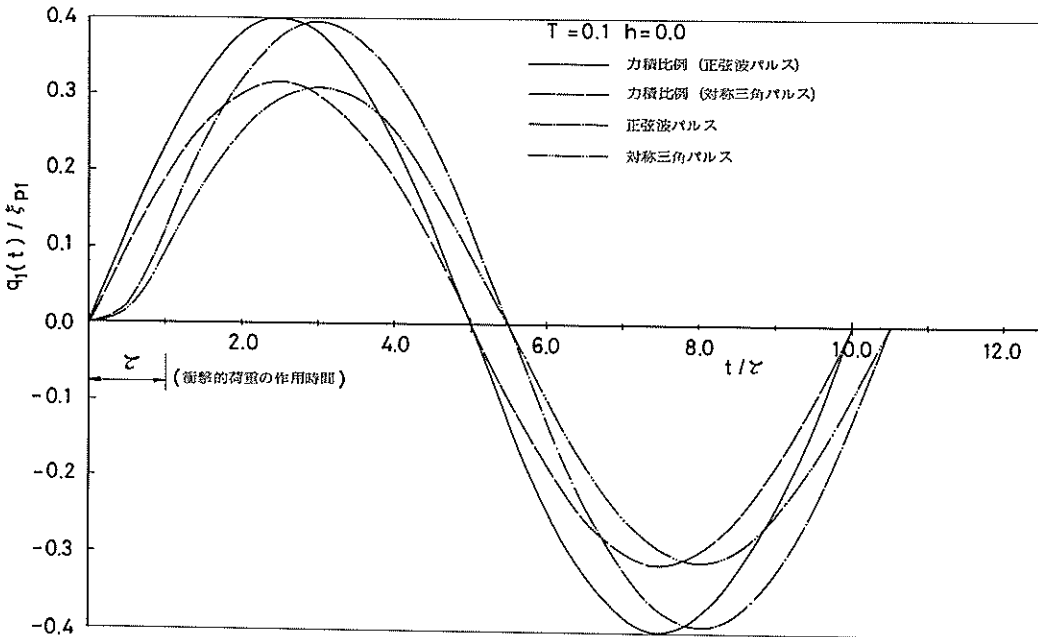


図-1 衝撃応答計算値の比較

3. コンクリートばりの衝撃載荷試験

3.1 衝撃載荷試験装置

試験ばりに衝撃的荷重を与える方法としては、重錘を落下させる方式を採用した。この方法によれば、重錘の落下高さを変えることにより衝突物体の速度を自由に与えることができる。

衝撃載荷試験装置は、図-2に示すように、耐力壁の

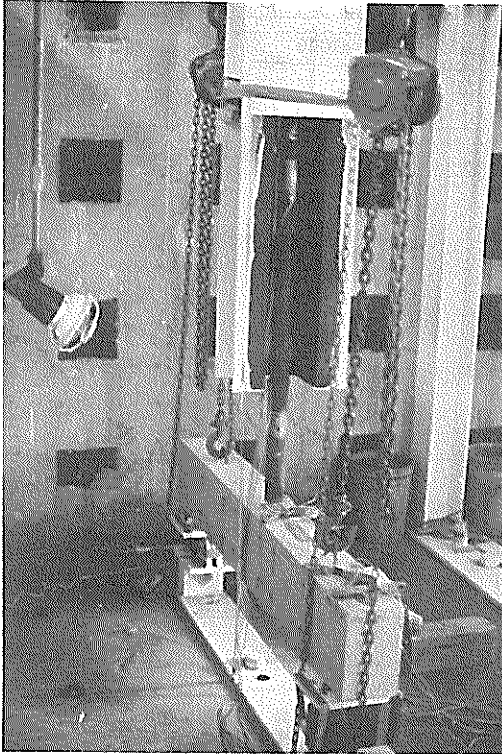


図-2(a) 衝撃載荷試験装置

一部にH形鋼を用いて組立てた。装置の中央には重錘落下用のガイドが設けられており、この直下に試験ばりを設置する。重錘を直接試験ばりに落下させるのは危険であるし、また、落下後計測装置等に損傷を与える恐れもあったので、PC鋼棒を試験ばり上に直立させ、このPC鋼棒上に重錘を落下させた。このようにすれば、PC

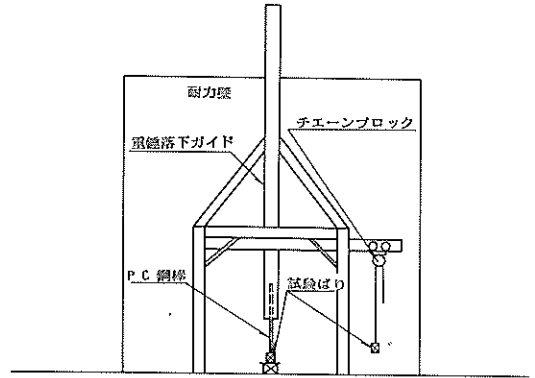


図-2(b) 衝撃載荷試験装置

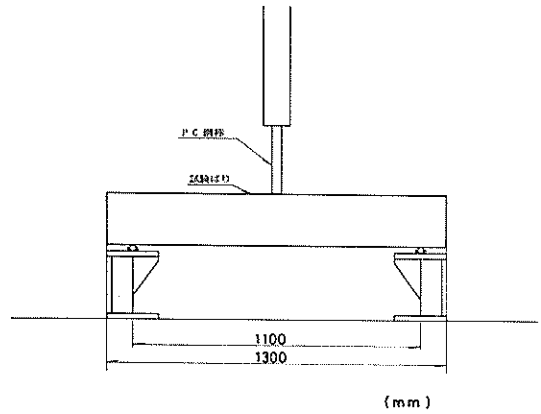


図-2(c) 供試体の据付け位置

鋼棒のひずみを測定することにより、試験ばりに作用した衝撃荷重を推定することもできると考えた。なお、重錘の重量は事前にパイロット試験を行った結果30 kgfとした。

重錘は電磁石で固定して所定の高さまで吊上げ、ついで、電磁石の電源を切って落下させた。

3.2 試験ばりの要目

試験ばりは、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート製の矩形断面のはりで、幅13 cm、高さ20 cm、長さ120 cmである。試験ばりは、表-1に示す4

表-1 試験ばりの種類

		σ_{ck} (kgf/cm ²)	鉄筋径(mm)	ρ (%)
RA1	鉄筋コンクリート	250	$\phi 13$	1.01
RA2	鉄筋コンクリート	250	$\phi 9$	0.49
RB1	鉄筋コンクリート	500	$\phi 13$	1.01
PB1	プレストレストコンクリート	500	$\phi 9.2$	0.51

種類のを製作した。それらのコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$ または、 500 kgf/cm^2 、鉄筋比は、 $\rho = 1.01, 0.49$, または、 0.51 である。各種類ごとに5本づつの試験ばりを製作した。図-3はその配筋図である。5本の試験ばりのうち1本は静的荷重試験に、1本は衝撃荷重試験のパイロット試験に、そして、残りの3本は衝撃荷重試験に用いた。

使用したセメントは早強ポルトランドセメント（アサノベロセメント）である。また、骨材は神奈川県酒匂川産のもので、細骨材の比重は2.63、粗粒率は2.94、粗骨材の比重は2.76、粗粒率6.76である。表-2はコンクリートの示方配合を示したものである。また、表-3は、各種類の試験ばりの管理供試体（ $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$ ）の圧縮試験、引張試験、ヤング係数、ポアソン比などの試験結果を示したものである。

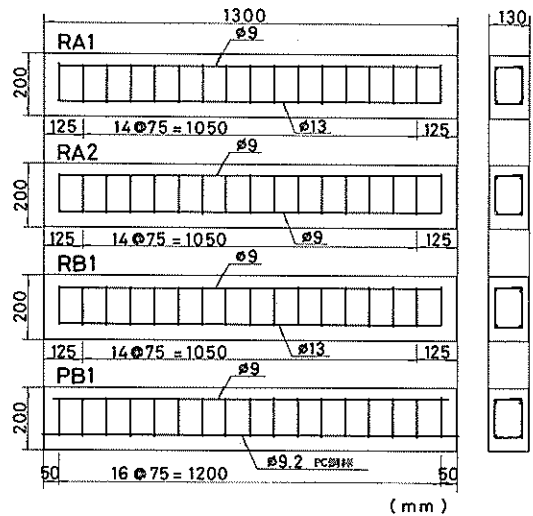


図-3 試験ばりの配筋図

表-2 コンクリートの示方配合

示方配合

設計基準強度 $\sigma_{ck} (\text{kgf/cm}^2)$	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	単位水量 w (kgf)	単 位 セメント量 C (kgf)	水セメ ント比 w/C (%)	細 骨 材 率 S/A (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗 骨材量 G (kgf)	単 位 A/E 剤 量 (kgf)
250	20	8±2	2±1	156	260	60.0	45.0	877	1125	2.60

示方配合

設計基準強度 $\sigma_{ck} (\text{kgf/cm}^2)$	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	単位水量 w (kgf)	単 位 セメント量 C (kgf)	水セメ ント比 w/C (%)	細 骨 材 率 S/A (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗 骨材量 G (kgf)	単 位 A/E 剤 量 (kgf)
500	20	8±2	2±1	160	460	34.8	40.0	709	1116	4.60

表-3 管理供試体の試験結果

はりの種類	圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)	引 張 強 度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)		ポアソン比	
			E 1/3	E 1/2	E 1/3	E 1/2
RA1	351	26.0	1.90×10^5	1.78×10^5	0.196	0.237
RA2	351	26.0	1.90×10^5	1.78×10^5	0.196	0.237
RB1	557	29.3	2.20×10^5	2.15×10^5	0.177	0.194
PB1	557	29.3	2.20×10^5	2.15×10^5	0.177	0.194

3.3 衝撃載荷試験

(1) 衝撃載荷試験の方法

衝撃載荷試験に際しては、あらかじめパイロット試験を行い、重錘の重さ、落下高さなどを検討した。その結果、重錘は30kgf のものを用いること、落下高さは1～2cm ごとに増加し、試験ばりが破壊するまで行うことにした。

衝撃載荷試験を行った試験ばりは3本であるが、最初の1本については、初回の落下高さを1cm とし、落下高さを1cm ずつ上げて16回試験を行い、その後は落下高さを2cm ずつ上昇させ破壊するまで継続した。2本めの試験ばりについては、初回の落下高さを1本めの試験体の最終回の落下高さの25%とし、落下高さを1cm ずつ上げて16回試験を行い、その後は落下高さを2cm ずつ上昇させて破壊するまで継続した。3本めの試験体については初回の落下高さを1本めの試験ばりの最終回の落下高さの67%とし、2本めの試験ばりの場合と同様に落下高さを変えて試験ばりが破壊するまで試験を行った。落下高さと載荷回数との関係は図-4 に示すとおりである。

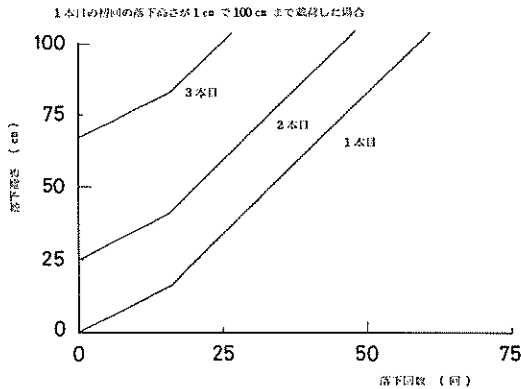


図-4 落下高さ と 落下回数 と の 関係

(2) 計測の方法

衝撃載荷試験においては、鉄筋およびコンクリートのひずみ、試験ばりのたわみ、残留たわみ、残留ひびわれなどを計測した。

鉄筋およびコンクリートのひずみは、ひずみゲージ（東京測器製、FLA-6-11）を図-5 に示す位置に貼付けて測定した。測定点数は、鉄筋6点、コンクリート6点、PC鋼棒2点である。

試験ばりのたわみは、非接触電子光学式変位測定装置（オプティフォロウ、チショー製562型）により測定した。この計測器は、ターゲットから出される可視および赤外

光線の断続を追跡するように設計されており、測定範囲は200μから無限、分解能はフルスケールの0.01%、応答周波数はDC-10kHzである。図-6はその概観図、表-4はその性能を示したものである。

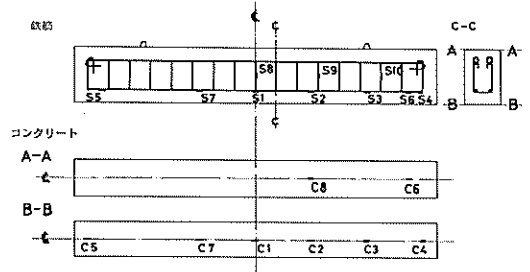


図-5 ゲージの貼付位置

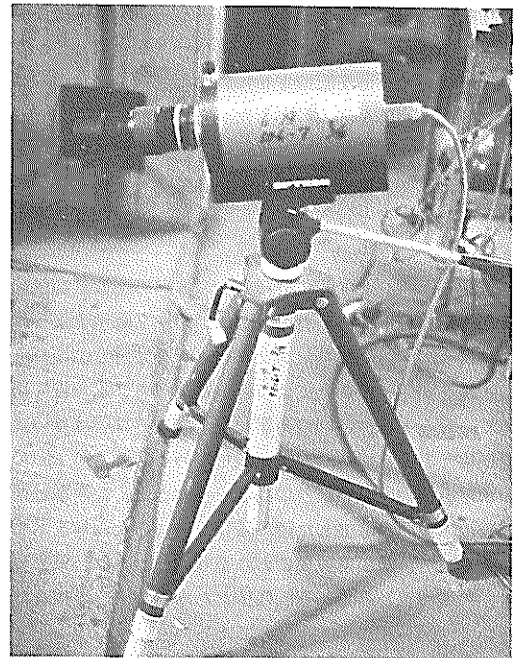


図-6 オプティフォロウの概観図

表-4 オプティフォロウの仕様

応答周波数	DC-500 kHz(-3dB) DC-300 kHz(フラット)
自動光量補正	64:1の光量変化まで測定可能 (ライトサーボ方式使用)
分解能	0.01%(フルスケール)
精度	±0.2%
出力	±5.0V アナログ電圧
測定範囲	200μ(フルスケール)から無限まで (レンズ交換)

衝撃荷重による鉄筋およびコンクリートのひずみ、ならびに試験ばりのたわみは、非常に高周波の現象であるので、これを効率的にしかも精度良く計測するために、トランジェントメモリー（川崎エレクトロニカ製、TM-1410）を使用した。トランジェントメモリーは単発現象を記憶し、その現象を時間軸変換した上で読み出すことができる波形記憶装置で、サンプリング間隔 $1\mu\text{s}/W$ （ワード） $\sim 100\text{ms}/W$ である。また、記憶容量は8ビット1024ワードである。したがって、電圧分解能はフルスケールの0.4%、サンプリング時間は $1024\mu\text{s} \sim 1024\text{s}$ である。波形の記憶に当たっては、図-7に示すようにトリガ（記憶命令信号）のレベルを設定しておく、波形がトリガレベルに達した時刻を中心に $-1024 \sim +1024$ ワード（ $-100\% \sim +100\%$ ）の範囲の波形の内任意の1024ワードを記憶することができる。ここではトリガ信号が発せられた時刻から -128 ワードを起点とし896ワードまでの波形を記憶させた。ただし、1ワードのサンプリング速度を $50\mu\text{s}$ とした。

トランジェントメモリーに記憶した波形は直ちにペンオシロに再生し、つぎの衝撃載荷試験を行った。以上の計測システムをブロックチャートで示すと図-8のようになる。

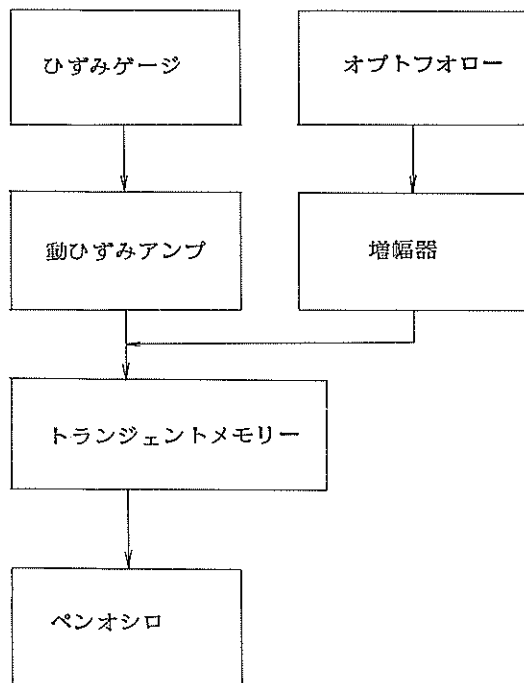


図-8 計測システムのブロックチャート

残留たわみおよび残留ひびわれは、各回の衝撃載荷試験後に計測した。ひびわれの計測は、図-9に示すように試験ばりの3区間にコンタクトゲージを貼付し、これらの距離を測定することにより行った。なお、本報告で用いるたわみとは、各回の衝撃載荷における試験ばりの変位振幅である。これに対し、残留たわみとは、第1回目の衝撃載荷前の試験ばりの高さを基準として、衝撃載荷試験後に重錘を除去した後に残留しているたわみを示す。したがって、各衝撃載荷における残留たわみは、厳密には累積残留たわみである。残留たわみとたわみの相違については図-10に示すとおりである。

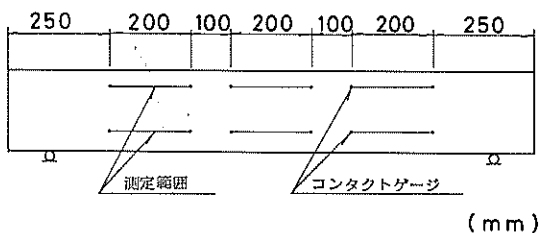


図-9 ひびわれの測定方法

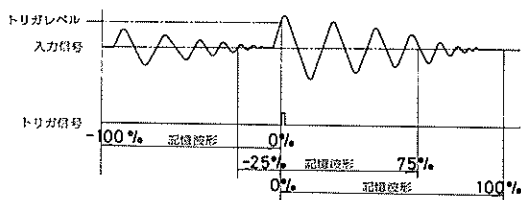


図-7 トリガレベルと測定範囲

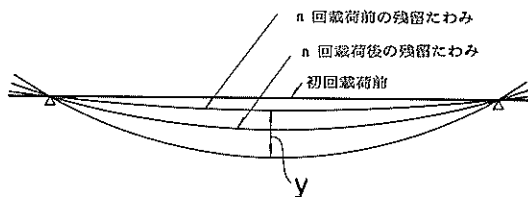


図-10 残留たわみとたわみの相違

4. 衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの変形

4.1 ひずみおよびたわみの性状

図-11は衝撃載荷試験時の鉄筋およびコンクリートのひずみ、試験ばりのたわみなどの波形を示したものである。ここでは、一例として、RB1-2について、落下高さ10 cm, 20 cm, 40 cm, 80 cm のときの波形を示している。記録波形は以下の順に配列されている。

PC鋼棒のひずみ	L2,L3
主鉄筋のひずみ(はり中央)	S1
主鉄筋のひずみ(はり中央から20 cm)	S3
コンクリートのひずみ(はり中央)	C1
コンクリートのひずみ(はり中央から20 cm)	C8
試験ばりのたわみ(はり中央)	OP

各波形にはひずみやたわみの最大値を記入している。これらのひずみ波形の特徴を以下に記述する。

(a) PC鋼棒

ガイド内を落下した重錘は、まず、PC鋼棒に衝突する。その結果、PC鋼棒には重錘の衝突によって圧縮応力が生ずる。PC鋼棒に貼付されたひずみゲージの記録をみると、記録の最初の部分に圧縮応力がみられる。PC鋼棒に発生した圧縮応力は弾性波の伝播速度(約5000 m/s)でPC鋼棒内を伝播し、約200 μs後にひずみゲージL2の位置に達する。PC鋼棒のB端に達した圧縮応力は、B端が自由端ならば引張応力として、固定端ならば圧縮応力として反射する。この様子は図-12に示すとおりである。B端が自由端でも固定端でもないときは、 $\alpha_0 \sigma_0$ の一部 $\alpha_0 \sigma_0$ が反射され、残りの $\beta_0 \sigma_0$ はB端に接する物体を伝播する。

その意味で図-11を眺めてみる。ひずみゲージL2の記録が初めて零線を切る時間は、重錘の落下高さにかかわらず1~2 msである。また、落下高さ10 cmのときの実測最大ひずみ値は450 μであるが、最大ひずみ値は落下高さが大きくなっても、それに応じて増加してはいない。つまり、PC鋼棒のB端の固定条件が変化して、除々に複雑な状態となっているためではないかと思われる。

以上に述べたように、PC鋼棒の最大ひずみから直接衝撃的荷重を計算することは困難に思われる。また、後に述べるように、衝撃的荷重の作用時間が短い場合には、このようにして求めた衝撃的荷重の大きさははりの設計にはあまり重要な意味を持たない。

ところで、先に、PC鋼棒のひずみが最初に零線を切るまでの時間(応答時間 t_0)が1~2 ms程度であることを示した。これに対し、はりの変形の応答時間 t_0 は6

~8 msである。衝撃的荷重の大きさそのものは不明確であるが、衝撃的荷重の作用時間は重錘の落下高さにかかわらずほぼ一定であること、また、後に述べるように、はりの固有周期が、0.010s~0.015s程度であること、はりの変形が重錘の落下高さの平方根に比例しているので、衝撃的荷重が重錘の運動量に比例しているときみなせることなどから、重錘の落下によってはりに与えられる衝撃的荷重によるはりの変形は力積比例領域の現象と考えてよい。

力積が運動量の変化に等しいとにおいて衝撃的荷重を推定すると

$$F_{\max} = \frac{1}{\alpha \tau} m v \quad (33)$$

ここに、 F_{\max} :衝撃的荷重の最大値、 τ :衝撃的荷重の作用時間、 m :重錘の質量、 v :衝突速度である。 α は、矩形パルスの場合1.0、正弦波パルスの場合 $2/\pi \approx 0.637$ 、三角パルスの場合0.5である。

やや荒っぽいと思われるが、式(33)から衝撃的荷重の大きさを推定すると表-5に示ようになる。また、図-13は正弦波パルスについて F_{\max} と v との関係を示したものである。いまのところ衝撃的荷重の形や作用時間が不明確であるので、表-5の数値は参考値とするにとどめる。しかし、衝撃的荷重の作用時間が極めて短いので衝撃的荷重の大きさや作用時間の値は最終結果にはあまり影響をおよぼさない。なお、重錘の落下高さや衝突速度との関係は表-6に示すとおりである。実験で得られる衝突速度は落下高さが大きくなると計算値に対し3%以下の誤差である。したがって、はりの応答計算をする場合には衝突速度の計算値を用いることができる。

(b) 鉄筋

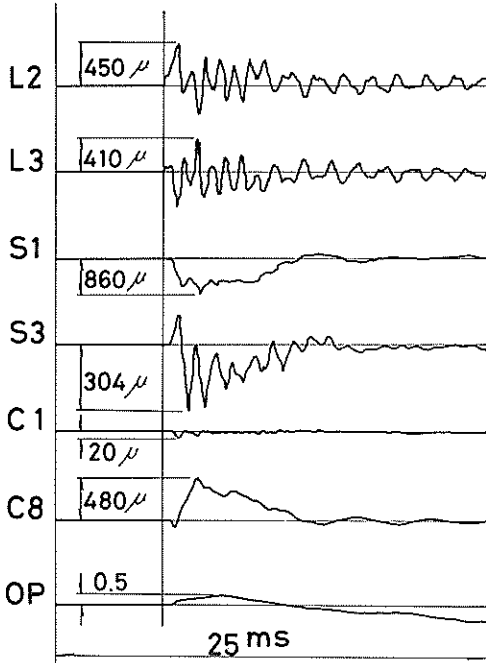
先に示した図-11には衝撃載荷点直下の鉄筋のひずみを落下高さごとに示している。この図をみると、鉄筋のひずみの応答時間は約6~8 msで、衝撃的作用時間より相当長いと思われる。また第2波目以降の振幅はかなり小さい。もっとも、ひずみ波形には振幅の小さい高周波の波形が重畳しているが、いまの場合、この成分については議論しない。ひずみの最大値は落下高さの平方根に比例しているようである。また、応答時間は落下高さが大きくなるに従って増加する傾向を示しているが、これは、繰返し載荷に影響によって、はりの剛性が低下したと、はりとPC鋼棒との接触面が滑らかでなくなったためと思われる。

(c) コンクリート

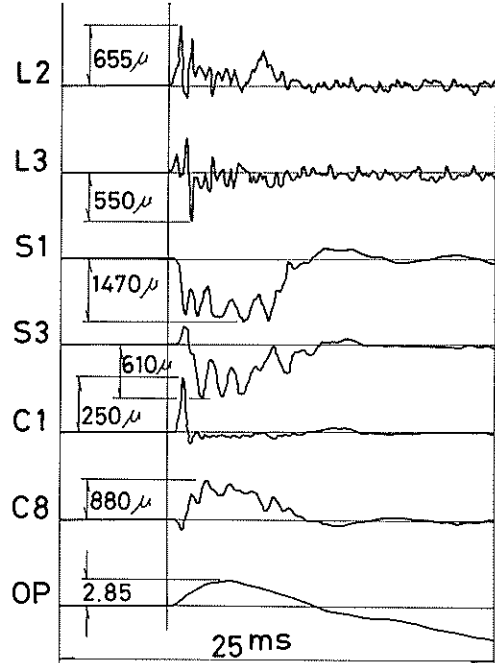
コンクリートのひずみは引張側と圧縮側で測定したが引張側のひずみゲージはひびわれの発生により破断して

RB1-2

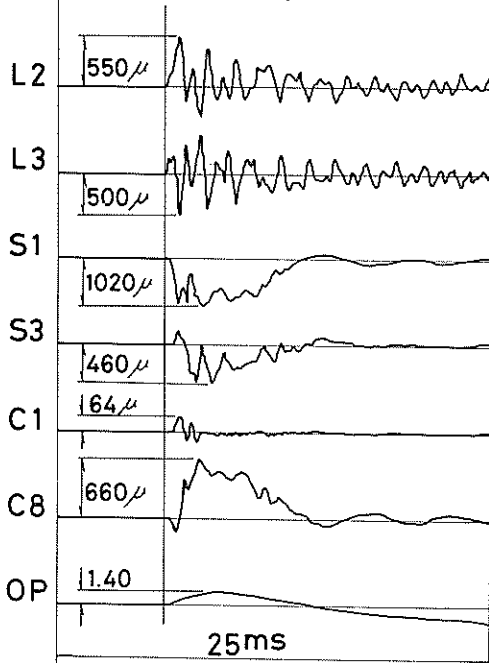
(落下高さ 10 cm)



(落下高さ 40 cm)



(落下高さ 20 cm)



(落下高さ 80 cm)

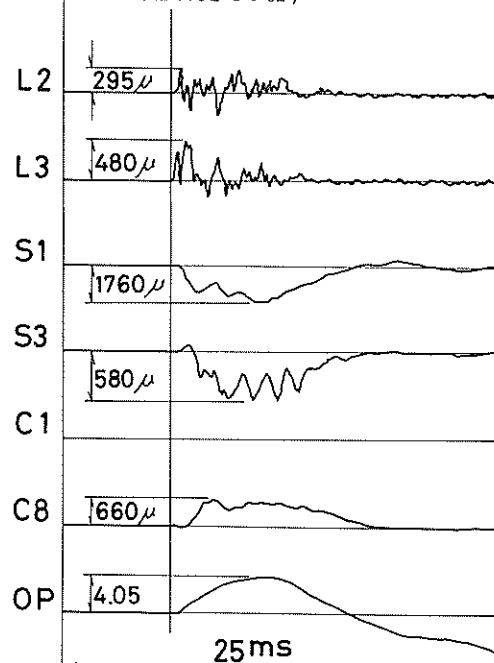


図-11 衝撃載荷時のひずみおよびたわみの波形

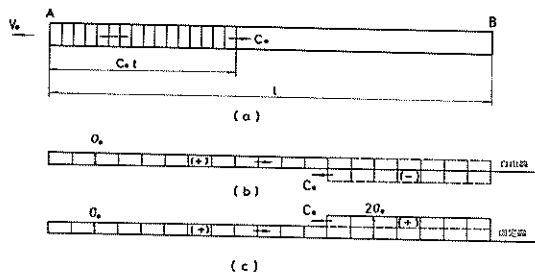


図-12 PC鋼棒中の圧縮圧力の伝播

いて、測定値は零に近い。それで、ここには、圧縮側のひずみゲージで、はり中心から20cmの位置に貼付したものの記録を示している。鉄筋のひずみの場合と同様に応答時間がかなり長く、また、第2波め以降の振幅はかなり小さい。また、最大ひずみの値は落下高さの平方根に比例している。

(d) たわみ

オプティフォローで測定したはりのたわみも、鉄筋およびコンクリートのひずみと同様に応答時間が長い。また最大ひずみの値は落下高さの平方根に比例している。

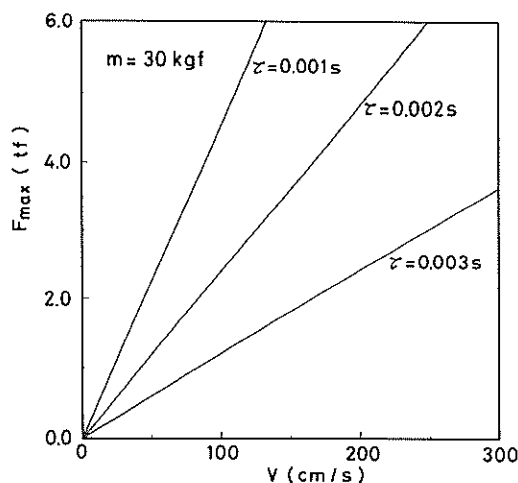


図-13 衝撃の最大荷重と衝突速度との関係
(正弦波パルス)

表-5 衝撃荷重の推定値 ($\tau = 0.001s$)

H	10 cm	20 cm	40 cm	80 cm
矩形パルス	4.3tf	6.1tf	8.6tf	12.1tf
正弦波パルス	6.7tf	9.5tf	13.5tf	19.0tf
対称三角パルス	8.6tf	12.1tf	17.1tf	24.2tf

表-6 重錘の落下高さとの関係

落下高さ	平均落下時間 ms	衝突速度 (実験値)		衝突速度 計算値 cm/s	実験値 — 計算値
		平均値 cm/s	標準偏差 cm/s		
5cm	106.5	104.3	5.074	99.0	1.053
10cm	144.8	141.9	2.106	140.0	1.013
20cm	209.5	205.3	2.784	198.0	1.037
30cm	244.0	239.1	1.414	242.5	0.986
40cm	280.8	275.1	2.905	280.0	0.982
60cm	348.8	348.9	1.561	342.9	1.017
80cm	403.6	395.5	1.658	396.0	0.998
100cm	445.8	436.9	1.984	442.9	0.986

(e) 衝撃応答波形の特徴

以上のことをまとめると、重錘の落下による衝撃力の波形については、正弦波パルスまたは対称三角パルスに近く衝撃的荷重の作用時間はおよそ1~2msと推定される。この衝撃的荷重を受ける鉄筋およびプレストレスト

コンクリートばりは、固有周期が0.010~0.015sであるから、衝撃的荷重の作用時間に比べてかなり長い。したがって、図-14に示すようにはりのたわみの応答時間は相当長くなる。この応答時間および最大値は、はりの減衰定数と固有周期によって変わる。図-14をみると、応答

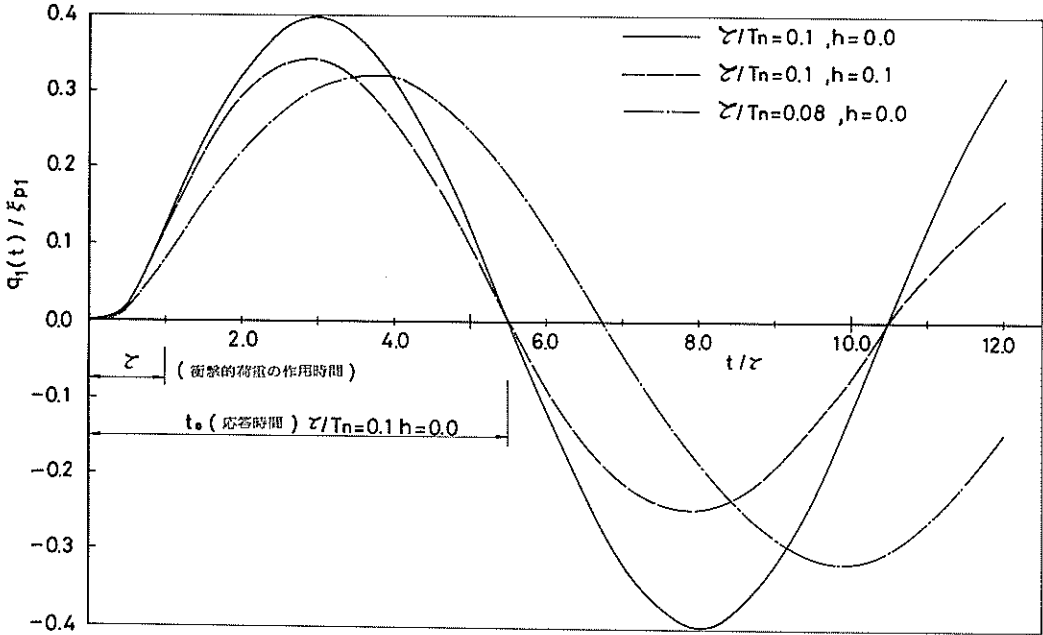


図-14(a) はりの変形の衝撃応答 (正弦波パルス $\tau/T_n = 0.1$)

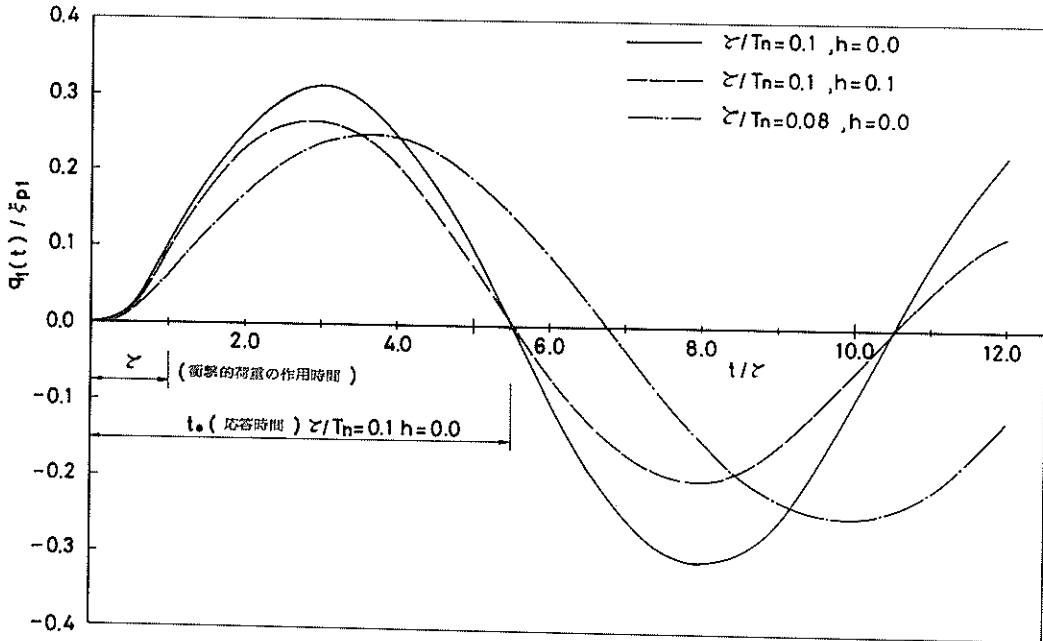


図-14(b) はりの変形の衝撃応答 (三角パルス $\tau/T_n = 0.1$)

時間 t_0 と固有周期 T_n との比 t_0/T_n ($t_0/\tau \times \tau/T_n$) は τ/T_n の値にかかわらずほぼ 0.55 程度である。はりの固有周期が 0.010 ~ 0.015 であるから、 $t_0 = 5.5 \sim 8.25 \text{ms}$ となる。この値は実験値とよく対応している。

また、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートばりの鉄筋または PC 鋼棒のひずみ、コンクリートのひずみおよびはりのたわみは、静的にははりの曲げ変形によって生ずるものとして計算するが、図-15に示すように実験で得られたひずみの分布から判断すると、衝撃の作用時間が短い衝撃問題においても鉄筋およびコンクリートの最大ひずみをはりの曲げ変形から計算してよいことがわかる。

4.2 重錘の落下高さとはりの変形

前節で述べたように、衝撃的荷重の性状（矩形パルス、正弦波パルス、対称三角パルスなど）、衝撃的荷重の作用時間、はりの減衰定数、はりの固有周期などを知れば、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートばりの変形を計算することができる。しかし、衝撃的荷重の作用時間やはりの減衰定数の諸値については不確かであるので、実験結果と対比して検討することにする。

先に、鉄筋のひずみ、コンクリートのひずみ、ならび

にはりのたわみが、重錘の落下高さの平方根に比例する傾向にあることを述べた。このことは、衝撃的荷重が重錘の落下速度に比例していることを示している。つまり、式 (33) が成立することを意味している。そこで、各種の試験ばりについて、落下高さ、鉄筋のひずみおよびはりのたわみとの関係を調べ図-16~図-19に示してみる。すでに、鉄筋のひずみおよびコンクリートのひずみとはりのたわみとの間には 1 対 1 の対応があることが確認されているので、ここではコンクリートのひずみについては作図を省略した。図-16~19には後で求める等価な静的荷重 F_{ep} および図-20~21の静的試験結果に照らして、同一ひずみまたはたわみを生ぜしめる静的荷重 F_s を併記している。したがって、この図から、重錘の落下高さに対応する静的荷重の値を推定することが可能である。例えば、RB 1 の落下高さ 40 cm のとき衝撃的載荷と対応する静荷重は約 3.7 tf、また PB 1 の落下高さ 40 cm の場合には約 5.0 tf である。ただし、この荷重は衝撃的荷重の大きさそのものではなく、衝撃的荷重の波形や作用時間、はりの固有周期などの要因により増幅または減衰されたはりの変形に見合う等価な静的荷重である。しかし、この静的荷重は実施設計上極めて有効であるので、以下にこれを求める手順を示す。なお、後述の方法で求めたたわみの計算値を図-16~19に記入しておく。

先に、表-5で、重錘の落下により PC 鋼棒に作用したと思われる衝撃的荷重の大きさを示した。表-5の場合には衝撃的荷重の作用時間は 1 ~ 2 ms 程度であると仮定した。たとえば衝撃的荷重の波形が三角パルスであるとすれば、落下高さ 40 cm のときには 17.1 tf の衝撃的荷重が作用していることになる。荷重の最大値だけで比較すると実に 570 倍もの荷重が作用していることになる。この衝撃荷重の性状もほぼ正弦波パルスまたは対称三角パルスとみなすことができるが、作用時間がはりの固有周期に比べて極めて短いため、衝撃応答は力積比例領域にあるものと思われる。その場合のはりの応答は

$$y_z = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{\omega_n^2}{\omega_{1n}} I_{\varepsilon n} e^{-h\omega_n t} \sin \omega_{1n} t \quad (34)$$

で表される。ここに、 y_z : はりの変形量、 ω_n : はりの固有角振動数、 h : 減衰定数、 $\omega_{1n} = \omega_n \sqrt{1 - h^2}$ である。

また、 $I_{\varepsilon n}$ は力積で、

$$I_{\varepsilon n} = \alpha F_{\max} \tau / k_n \quad (35)$$

と表される。ここに k_n はバネ定数、 α は衝撃荷重の波形によって定まる定数で先に示したとおりである。

はりの固有角振動数 ω_n と固有周期 T_n は、それぞれ、

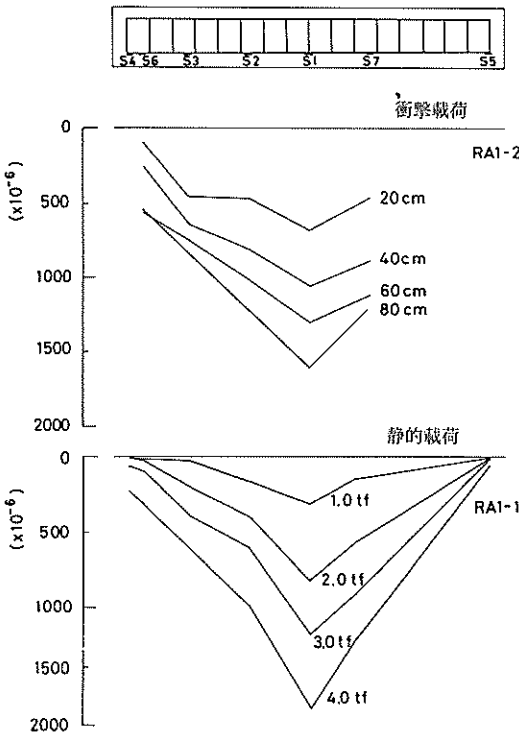


図-15 静的載荷試験と衝撃載荷試験のひずみ分布図

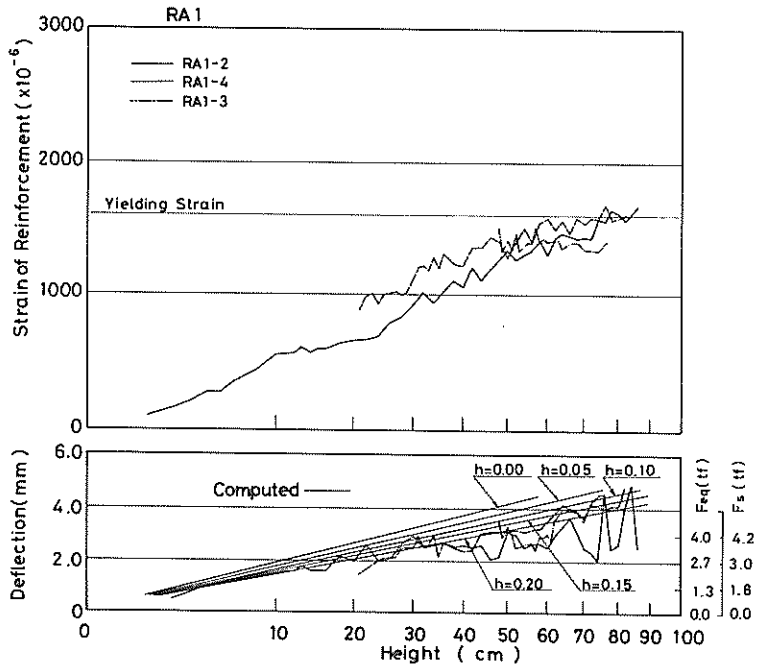


図-16 重錘の落下高さとおびのたわみ (RA1)

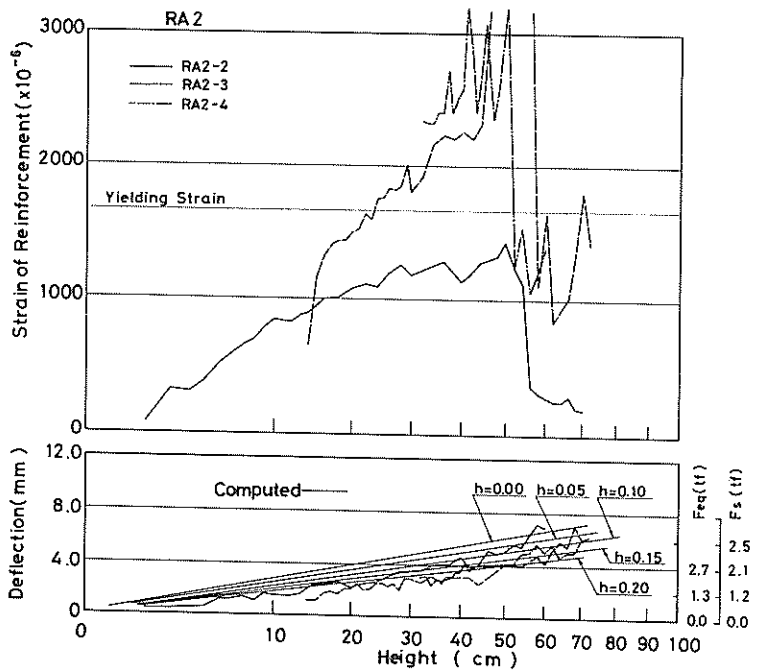


図-17 重錘の落下高さとおびのたわみ (RA2)

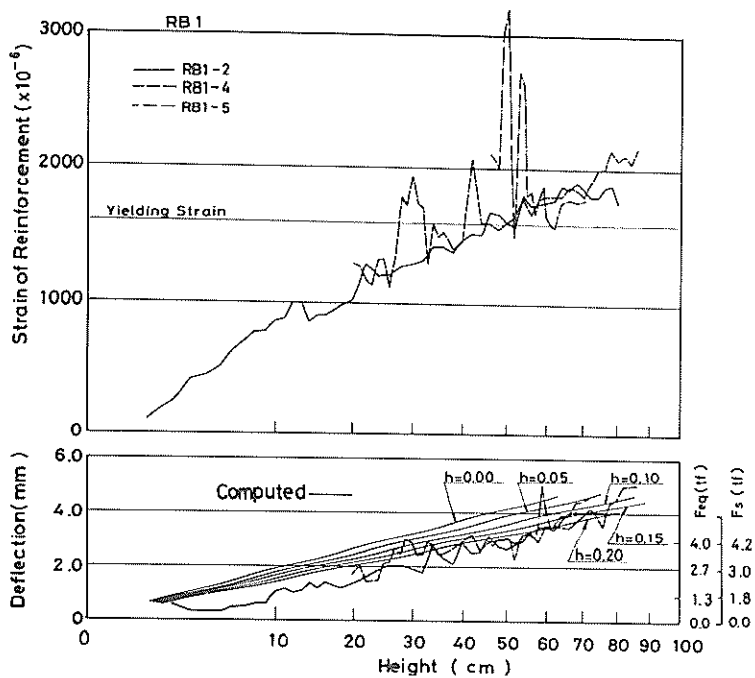


図-18 重錘の落下高さと鉄筋ひずみおよびはりのたわみ (RB1)

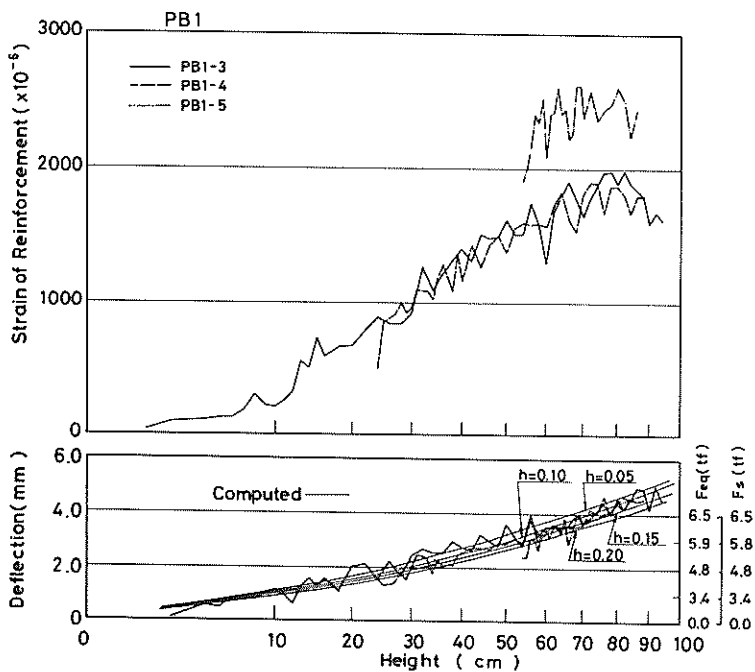


図-19 重錘の落下高さと鉄筋ひずみおよびはりのたわみ (PB1)

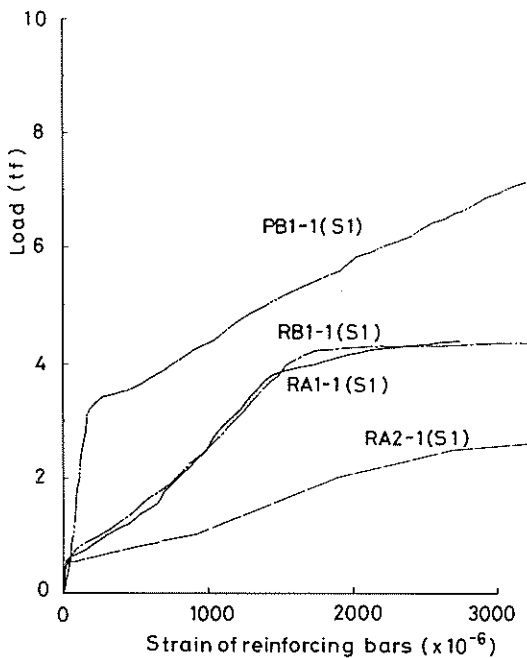


図-20 静的載荷試験結果(主鉄筋のひずみ)

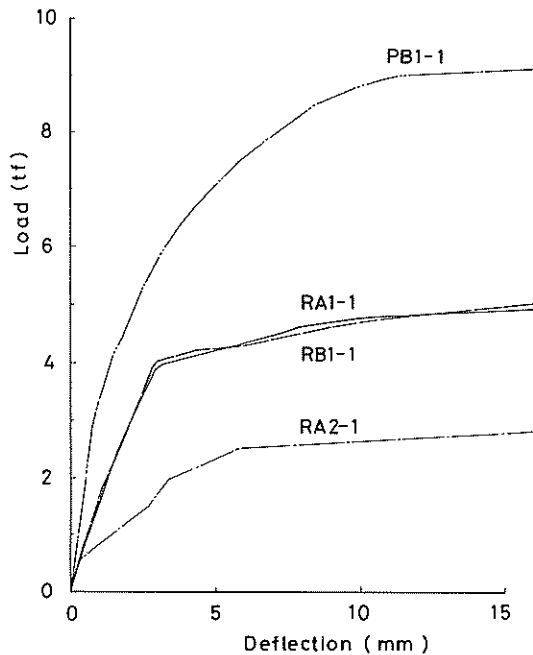


図-21 静的載荷試験結果(はりのたわみ)

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (36)$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (37)$$

$$k_n = \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 \frac{EI}{2} \quad (38)$$

と表される。ここに、 E : はりのヤング率、 I : はりの断面二次モーメント、 l : はりの長さ、 m は重錘の質量である。

たわみの記録をみると2次モード以上の高次項の影響は小さいと思われる。したがって、実験に用いたはりについて1次モードの値を計算すると、表-7のようになりはりの固有周期は0.010~0.015s程度である。したがっ

て、 $\tau/T_n \approx 0.1$ となる。なおここでははりの剛度 EI は静的載荷試験の結果から得たものを使用した。実際、はりのたわみを計算する際に換算断面二次モーメントから求めた剛度を用いると実験値より小さめの値となる。これはひびわれが発生したために断面二次モーメントが減少したことに起因する。したがって計算で求める場合にはひびわれモーメントを考慮したBransonの有効断面二次モーメントを用いるなどして換算断面二次モーメントを低減するのがよい。また、はりの固有周期には厳密には重錘の質量を考慮する必要があるが、はりの質量より小さい場合には無視しても大差はない。式(34)に式(33)の関係をを用いると

表-7 試験ばりの固有振動周期(1次モード)

	変形量(mm)	T_1 (ms)	k_1 (kgf/cm)	EI (kgf/cm ²)
RA1	3	10.6	1.35×10^4	3.70×10^8
RA2	2	15.0	6.77×10^3	1.85×10^8
RB1	3	10.6	1.35×10^4	3.70×10^8
PB1	1	6.65	3.45×10^4	9.43×10^8
PB1	2	7.93	2.43×10^4	6.65×10^8
PB1	3	8.78	1.98×10^4	5.36×10^8
PB1	4	9.68	1.63×10^4	4.51×10^8

$$y = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{2\pi x}{l} \cdot 2\pi \frac{e^{-h\omega_n t}}{\sqrt{1-h^2}} \cdot mv \cdot \frac{1}{k_n} \cdot \frac{1}{T_n} \sin \omega_n \sqrt{1-h^2} t \quad (39)$$

また、最大変位はつぎの式(40)(41)で与えられる。

$$y_{\max} = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{2\pi x}{l} \cdot 2\pi \alpha K(h) (F_{\max}/k_n) (\tau/T_n) \quad (40)$$

$$K(h) = \exp \left[\frac{-h}{\sqrt{1-h^2}} \cdot \tan^{-1} (\sqrt{1-h^2}/h) \right] \quad (41)$$

また、式(39)に式(33)の関係を用いると

$$y_{z\max} = \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{2\pi x}{l} \cdot 2\pi K(h) mv \cdot \frac{1}{k_n} \cdot \frac{1}{T_n} \quad (42)$$

を得る。したがってはりの中央の最大たわみは $x = l/2$ として、

$$y_{\frac{l}{2}\max} = \sum_{n=1}^{\infty} 2\pi K(h) mv \cdot \frac{1}{k_n} \cdot \frac{1}{T_n} \quad (43)$$

となる。つまり、衝撃的荷重の作用時間 t がはりの固有周期に比べて短い場合には、衝撃現象は力積比例領域での現象とみなすことができるので、はりの最大変位は衝突物体の運動量に比例し、はりのばね定数と固有周期に反比例する関数として与えられる。式(40),(41)の適用に当たっては、衝撃の作用時間が短いという仮定の妥当性

のみを検討すればよい。式(39)を h および T_n をパラメータとして計算しはりの変形のタイムヒストリーを示すと図-22のようになる。はりの減衰定数については、鉄筋コンクリートばかりについては0.05~0.10という値が丹らによって示されている。またプレストレストコンクリートについてもこれとほぼ同じ大きさの減衰定数であることが、Penzienによって実験的に示されている。本報告で示す実験結果においても、減衰定数0.05~0.10の値が適当であることを確認した。

なお、図16~19に示した計算値では、 $h=0.05\sim 0.10$ より $h=0.15\sim 0.20$ とした場合の方が実験値の平均とよく一致しているようである。しかし、本報告で示す実験は減衰定数を求めることに必ずしも主眼を置いていないのはりの減衰定数を0.15~0.20とはしないで、Penzienらの実験結果に照らして、むしろ、実験値の上限と対応している $h=0.05\sim 0.10$ という値の妥当性を確認したということにする。

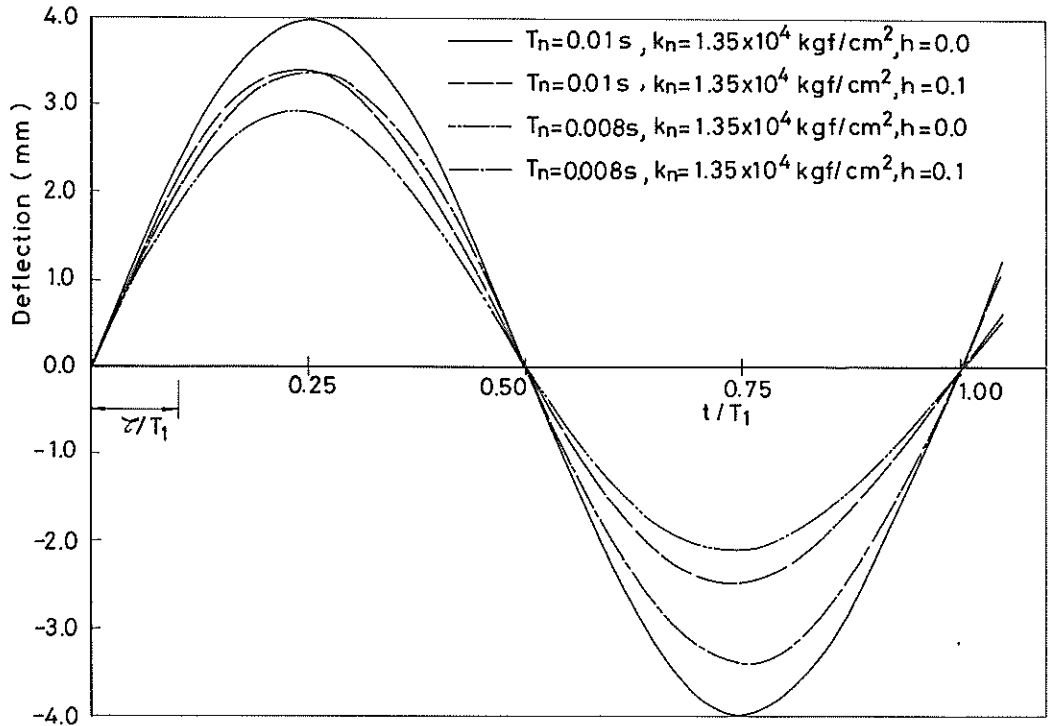


図-22 はりの変形の衝撃応答(力積比例)

4.3 ひびわれおよび残留たわみ

図-23~26は、各試験ばりのひびわれおよび残留たわみを落下高さに対して示したものである。ひびわれは、各回の重錘落下直後に測定をしたものである。したがって、いわば残留ひびわれである。ひびわれの落下高さに

対する増分は、落下高さに比例して大きくなっていることが分かる。この傾向は、残留たわみの落下高さに対する傾向とよく一致している。図-27および図-28はRB1-2とPB1-3のひびわれの状況を示したものである。いずれも複雑なひびわれが発生しているが衝撃的载荷の

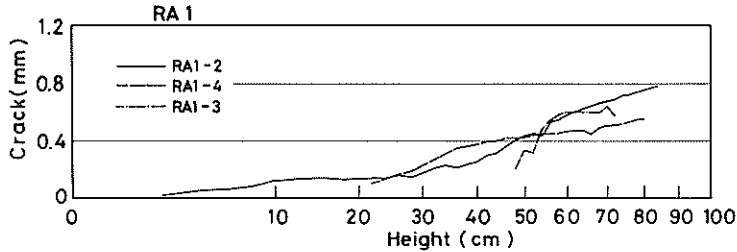


図-23 重錘の落下高さとひびわれおよび残留たわみ (RA1)

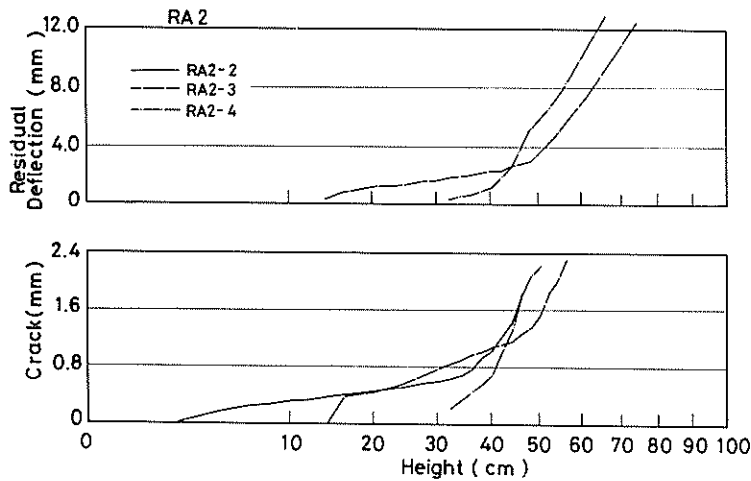


図-24 重錘の落下高さとひびわれおよび残留たわみ (RA2)

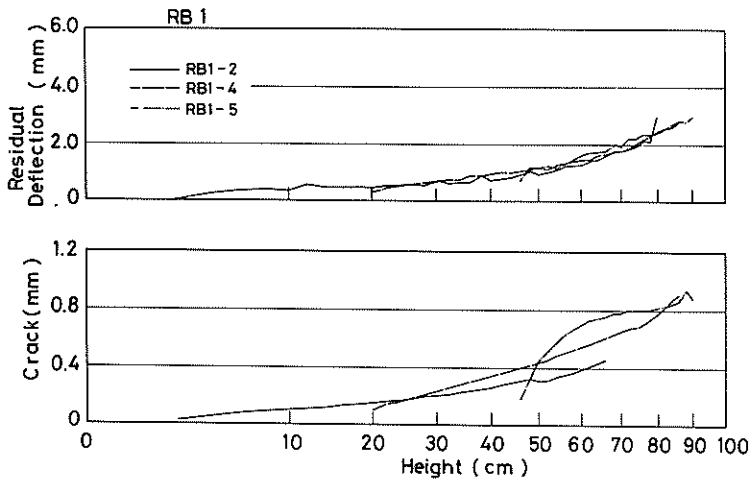


図-25 重錘の落下高さとひびわれおよび残留たわみ (RB1)

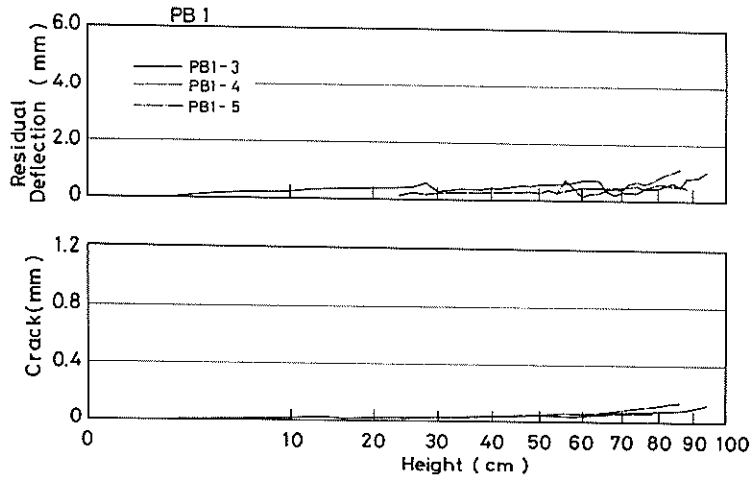


図-26 重錘の落下高さおよびひびわれおよび残留たわみ (PB1)

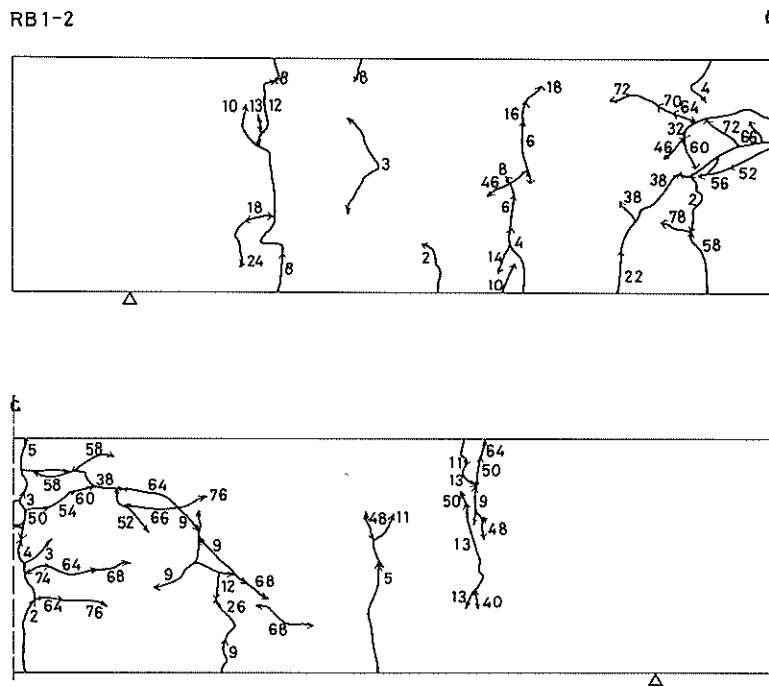


図-27 ひびわれの状況 (RB1-2)

PB1-3

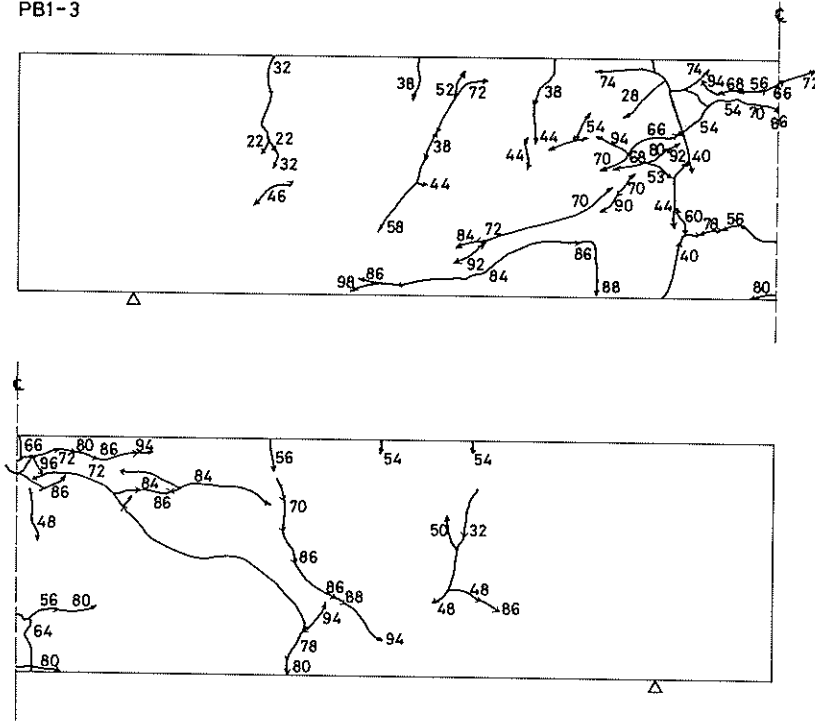


図-28 ひびわれの状況 (PB1-3)

最初にはりの全域にわたってせん断および曲げによるひびわれが発生するがその後は、中央の曲げによるひびわれのみが、増加する傾向にある。はりの中央にはほぼ2~3本のひびわれが発生する。また、これらのひびわれは、はりの上面と下面に生じ、はりを横断して連結している。図-23~26に示したひびわれは、これらの合計である。したがって、はりの中央部のひびわれ1本当たりについては、図-23~26に示したひびわれ量の約1/2のひびわれ幅が残留していることになる。ひびわれは、RA1では0.8mm、RA2では2.4mm比、RB1では0.9mm、PB1では0.2mmである。鉄筋比の小さいRA2のひびわれは落下高さが30~40cm程度から急速に増加する。この傾向は残留たわみの記録にもみられる。落下高さ40cmでは鉄筋のひずみは降伏ひずみを上回り、また、はりのたわみも2mm以上になっており、試験ばりは降伏状態に達しているものと思われる。これに対し、PB1のひびわれ幅は落下高さが大きくなっても0.2mm以下である。また、残留たわみも1mm程度である。これは、プレストレスの導入によって試験ばりの復元性が向上していることを裏付ける。海洋構造物などのようにひびわれが極度に制限されるような場合にはプレストレスコンクリートの利用が有効であろうと思われる。

5. 衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの強度 (まとめ)

5.1 はりの剛度と耐衝撃性

ここでは、前章で示した衝撃試験結果を基に、衝撃的荷重を受けるコンクリートばりの耐衝撃性についてとりまとめる。ただし、ここで取扱う衝撃的荷重は衝撃載荷時間が非常に短く、はりの固有振動周期に対し10分の1程度と考える。

コンクリートばりの耐衝撃性の検討に当たっては衝突物体の質量 m と衝突速度 v を知って、4.2で示した式(43)最大変位を計算すればよい。式(43)で計算される最大たわみは、はりのばね定数の平方根に逆比例している。つまり、はりの剛度が小さいほど変形が大きいことを示す。式(43)ではりの最大変形量 $y_{l/2max}$ が得られれば、はりの耐衝撃性の検討に用いる等価な静的荷重は式(44)で与えられる。

$$F_{eq} = k_n y_{l/2max} \quad (44)$$

式(44)で与えられる F_{eq} は、衝撃載荷時にはりに作用する衝撃荷重の強度 F_{max} とは異なる。衝撃荷重の強度は衝突物体の速度、衝突物体および被衝突物体の材質によって異なる。例えば、被衝突物体が非常に弾性に富んだも

のであるとすれば、 F_{max} は小さくなりその代り衝撃載荷時間は長くなる。逆に、被衝突物体が堅ければ、 F_{max} は大きくなり、衝撃載荷時間は短くなる。本報告で取扱った現象は後者の現象である。この様な場合には、衝撃荷重の強度 F_{max} は、はりの変形の計算においてあまり重要でない。むしろ、衝撃荷重 $F(t)$ を受けたはりの変形と、その変形に見合う等価な静的荷重を知ることが重要である。この等価な静的荷重 F_{eq} は式(44)を書き直して、

$$F_{eq} = \sum_{n=1}^{\infty} 2\pi K(h)mv \cdot \frac{1}{T_n} \quad (45)$$

となる。つまり、はりの部材剛度が大きいほど、等価な静的荷重 F_{eq} が大きくなる事が分かる。衝突物体の重量を30kgfとして、一次モードについて落下高さと F_{eq} との関係を図示すると図-29のようになる。また、表-8は各試験ばりの等価静的荷重とたわみ量を計算したも

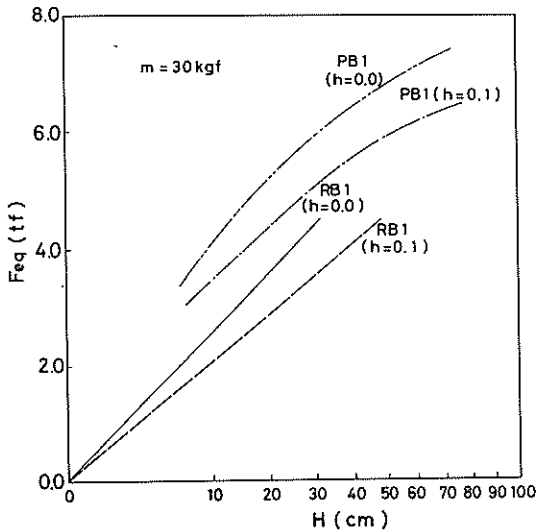


図-29 重錘の落下高さと等価静的荷重との関係

のである。これらの計算値は図16~19に記入されている。等価な静的荷重は衝撃的載荷によって生ずる変形と同等の変形をはりに与える荷重であるから F_{eq} が設計値より小さければはりはその運動量に相当する衝撃的荷重に対して安全であることになる。 F_{eq} が設計値より大きければ、はりに塑性変形(残留たわみ)が残残り、部材破壊が生ずることになる。

5.2 はりの残存強度

衝撃載荷時間が短い場合のコンクリートばりの破壊は、コンクリートの局部的な破壊が先行して生ずる。図-30はこの破壊の状況を示す一例である。図からも明らかのように、コンクリートばりの載荷点周辺のコンクリートが破壊している。図-18~21に示したように、重錘の落下高さを増加するとともにコンクリートばりのたわみおよび鉄筋のひずみ等が増加し、鉄筋のひずみについては降伏ひずみを上回るものもある。しかし、コンクリートばりの破壊は載荷点直下のコンクリートの局部破壊が主で鉄筋には大きな塑性変形が生じていないようである。そこで、局部破壊した部分を補修して、その後、コンクリートばりの静的載荷試験を行ってみた。図-31は各試験ばりごとの実験結果であるが、当初行った静的試験結果と比較するとやや剛性の低下がみられるが、ほぼ同程度の強度が得られている。

このように、衝撃的荷重を受けたコンクリートばりの局部破壊箇所を十分に補修すれば、コンクリートばりの機能はある程度回復するものと思われる。ただし、鉄筋に残留ひずみが生じていることもあり、載荷点付近には曲げひびわれが発生していることもある。また、支点付近には、衝撃載荷の初期に発生するせん断ひびわれがある。したがって、補修に際しては耐久性の点からひびわれの補修について留意する必要がある。

なお、ひびわれ幅については、衝撃載荷後の残留ひびわれを計測しているが、プレストレストコンクリートの

表-8 等価静的荷重と試験ばりのたわみ

	落下高さ (cm)	等価静的荷重 F_{eq} (tf)				はり中央のたわみ (mm)			
		$h=0.05$	$h=0.10$	$h=0.15$	$h=0.20$	$h=0.05$	$h=0.10$	$h=0.15$	$h=0.20$
RA1	40	4.71	4.38	4.08	3.84	3.48	3.24	3.03	2.84
RA2	20	2.35	2.19	2.04	1.92	3.47	3.23	3.01	2.83
RB1	40	4.71	4.38	4.08	3.84	3.48	3.24	3.03	2.84
PB1	10	3.75	3.49	3.25	3.06	1.08	1.01	0.94	0.89
PB1	30	5.44	5.06	4.71	4.44	2.23	2.08	1.93	1.82
PB1	50	6.34	5.90	5.50	5.17	3.27	2.92	2.78	2.62
PB1	70	6.82	6.34	5.91	5.56	4.18	3.89	3.62	3.41

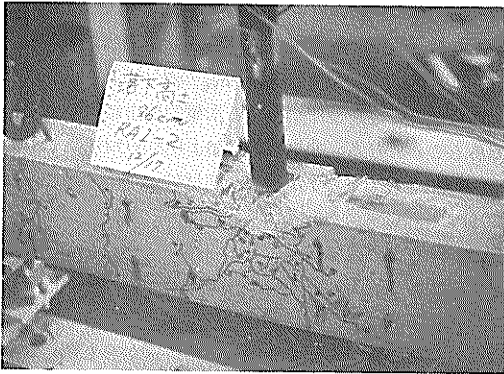


図-30(a) コンクリートの局部破壊の様子

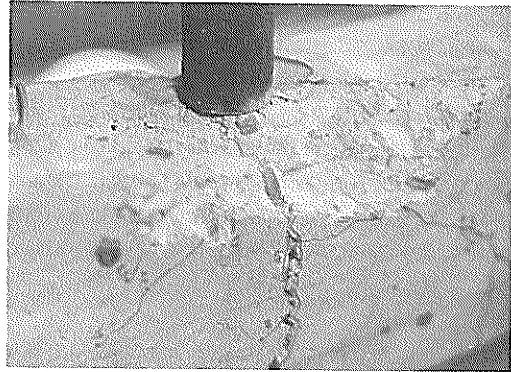


図-30(b) コンクリートの局部破壊の様子

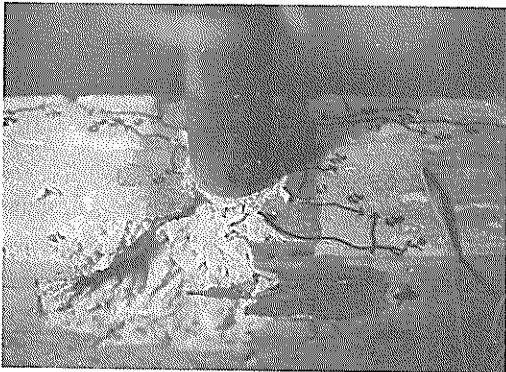


図-30(c) コンクリートの局部破壊の様子

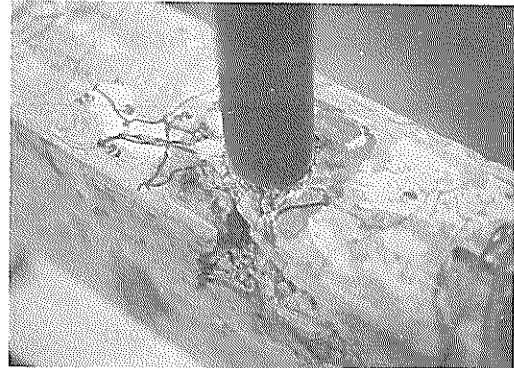


図-30(d) コンクリートの局部破壊の様子

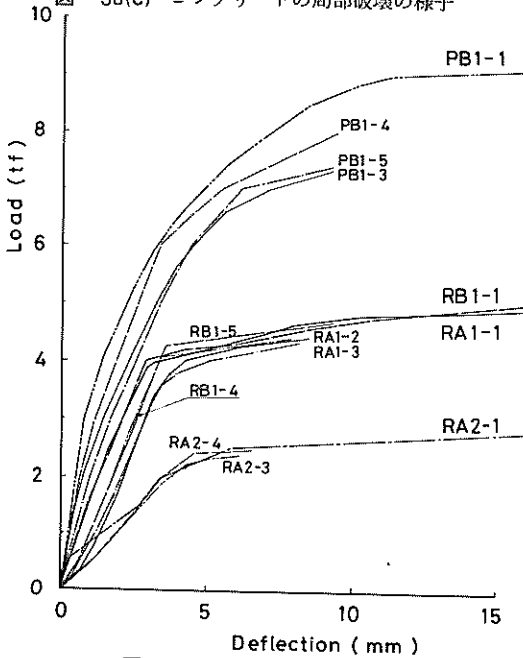


図-31 はりの存在強度

ほうが鉄筋コンクリートに比べて残留ひびわれが小さい。したがって、耐久性の点ではプレストレストコンクリートのほうが有利であると思われる。

6. あとがき

本報告では、作用時間の非常に短い衝撃的荷重に対する検討を行った。本報告で行った実験では30kgfの重錘を落下させると、速度が2m/sでも2~4 tの静的荷重が作用したのと同じ効果がある。重錘の重量に対し100倍以上の増幅率である。本報告で解析と実験を行った結果、ここに示した手順に従えば、衝撃的荷重を受けるコンクリートのはりの耐衝撃性を検討することができることを示した。ただし、版構造への適用に当たってはさらに検討が必要である。また、コンクリートは衝撃的荷重の作用により、載荷点付近で局部破壊するので、衝撃的荷重を受けた後はこれを補修して使用する必要がある。なお、衝撃問題は衝撃的荷重の性質と被衝突物体の性質によって得られる結果が異なる。本論文で取扱った以外の衝撃的荷重や被衝突物体についてはそれらの性質を考慮して適切に検討を

行う必要がある。

本研究を進めるに当たり、室蘭工大（当時、電力中央研究所）岸徳光助教には衝撃波の計測に関し御指導を得た。ここに記して深甚なる謝意を表する次第である。

（1982年6月30日受付）

参考文献

- 1) 谷本勝利, 小舟浩治, 大里睦男: ケーソン壁に作用する波力と応用計算, 港湾技研資料, No.254.1975
- 2) 山田善一, 小堀為雄: 活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集第148号, 1977.
- 3) 丹 泰美, 古賀康之: 落錘衝撃をうけるコンクリートはりのせん断力の応答, 土木技術資料12-9.
- 4) 小坪清真, 原田譲二: 各支点で異なる地震波を受ける橋梁の応答解析, 土木学会論文報告集, 第175号, 1970.
- 5) 青柳史郎: 構造物における衝撃現象の数値解析: 土木学会論文報告集, 第206号, 1972.
- 6) 合田良実: 衝撃荷重の測定について—減衰振動系の衝撃応答特性—, 港湾技研資料No.33, 1967.
- 7) Penzien, J.: Damping Characteristic of Prestressed Concrete, Journal of ACI, No.6161.
- 8) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973.
- 9) 岡田 清: 鉄筋コンクリート工学, 朝倉書店, 1972.
- 10) Branson D.E.: Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Committee 435, 1966.

記号表

- A : はりの断面積
 E : はりのヤング係数
 $F(x, t)$: はりに作用する衝撃的荷重
 $F(t)$: はり中央に作用する衝撃的荷重
 F_{eq} : 等価静的荷重
 F_{max} : 衝撃的荷重の最大値
 F_S : 静的試験における荷重
 H : 落下高さ
 I : はりの断面2次モーメント
 I_{ξ_n} : n 次の力積
 $K(h)$: $K(h) = \exp \left[\frac{-h}{\sqrt{1-h^2}} \tan^{-1} (\sqrt{1-h^2}/h) \right]$
 M_x : 座標 x における曲げモーメント
 $Q_n(t)$: $Q_n(t) = \int_0^l W_n(x) \cdot F(x, t) dx$

- S_x : 座標 x におけるせん断力
 T_1 : はりの1次の非減衰固有周期
 T_n : はりの n 次非減衰固有周期
 $W_n(x)$: n 次の基準関数, $W_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{l}$
 h : 減衰定数
 k_n : はりの剛度
 l : はりのスパン長
 m : 重錘の質量
 m_x : はりの質量の $1/2$
 n : 次数 $n = 1, 2, 3, \dots$
 p : 鉄筋比
 $q_1(t)$: 1次の時間関数
 $q_n(t)$: n 次の時間関数
 t : 時間
 t_0 : はりの変形の応答時間
 t_0' : PC鋼棒のひずみの応答時間
 v : 衝突速度
 x : 座標
 y : はりの変位
 y_x : 座標 x におけるはりの変位
 y_{max} : 座標 x におけるはりの最大変位
 $y_{1/2max}$: はりの中央における最大変位
 α : 係数, 矩形パルスするとき1, 正弦パルスするとき $2/\pi$ 三角パルスするとき0.5
 α_0 : 係数
 β_0 : 係数
 γ : 位相角
 δ : 位相角
 ϵ : ひずみ
 ζ : 位相角
 η : 構造減衰係数
 μ : はりの単位長さ当りの質量
 $\xi_n(t)$: $\xi_n(t) = Q_n(t) / k_n$
 ξ_{pn} : n 次のパルスの最大値
 ξ_{p1} : 1次のパルスの最大値
 t : 衝撃的荷重の作用時間
 σ : 応力度
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 ω : 角振動数
 ω_n : 非減衰固有角振動数
 ω_{1n} : 減衰固有角振動数

港湾技研資料 No.430

1982・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.