

ISSN 0386-5878

土研資料 第1682号

土木研究所資料

土石流衝擊力關係資料集

昭和56年3月

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室

Copyright © 55年度 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

まえがき

土木研究所砂防部砂防研究室では、建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所の依頼により「富士山土石流衝撃力実験」を実施したが、その解析に際して、力学とコンクリート関係の文献を参考にした。これらの手法は必ずしも確立されたものではなく、今後、改良される余地を残している。したがって、ここに採用した考え方をできるだけ理解できるようにしておく必要があると思われる。そこで、文献を資料集としてとりまとめることにした。

昭和56年 3月

土木研究所砂防部砂防研究室

研究員 水 山 高 久

目

次

1. 奥田節夫 : 巨大礫の衝撃力, 焼岳浦川における土石流 ()
関係試料集 Ⅲ, 松本砂防工事事務所, 昭和53年3月, pp.80~87
2. 水山高久 : 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点, 新砂防112,
昭和54年8月, pp.40~43
3. 水山高久, 伊巻幹雄 : 砂防ダムに対する土石流衝撃力実験
土木技術資料22-11, 1980, pp.27~32
4. R. R. Kennedy : A Review of Procedures for the Analysis
and Design of Concrete Structures to Resist
Missile Impact Effects, Nuclear Engineering and
Design 37, 1976, pp.183~203
5. 竹田仁一, 日南山博 : 衝撃的载荷を受ける鉄筋コンクリート構造部材の動的設計, 防衛庁
土木技術研究会報, 第18号, 1978年10月, pp.27~34
6. 竹田仁一, 山上明 : 爆発, 衝撃を受けるコンクリートの変形と破壊, 防衛庁土木技術研究
会報, 第18号, 1978年10月, pp.35~49
7. 竹田仁一 : 防衛施設とコンクリート, コンクリートの耐爆, 耐衝撃性を中心として, セメ
ントコンクリート 406, 1980年12月, pp.24~31

1 衝撃力計算の理論

土石流が発生したときの被害の多くは、その先頭部に集中した巨大礫の衝撃力によるものであることは古くから経験的に知られているが、その力の定量的考察はほとんど行われていない。

実験的には小規模な土砂流が固定壁にぶつかるときの力を計測した例はあるが、その結果ではたかだか動圧 $\frac{1}{2} \rho V^2$ (ρ は土砂流密度、 V は流速) の数倍程度の値にすぎず、その計算では実際の土石流によって砂防ダムを破壊するような力は到底出てこないはずである。しかるにわれわれが焼岳上々堀沢で実測した衝撃力は $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ の受圧板に対して $5 \sim 6$ トン重にも達し(松本砂防「土石流調査関係資料集」技術資料 No. 5, No. 7) 上述の動圧による計算値の 100 倍を超える値である。

また受圧板の位置が僅かに異なるだけで、衝撃力が数十倍から百倍も異なることからみても、流体の動圧による力ではなく、個々の巨大礫の衝突による力と考えざるを得ない。

なお最近では土石流による砂防ダムの破損もたびたび報じられており、その原因を確かめ、将来の土石流制御策に理論的根拠を与えるためにもこの巨大礫による衝撃力の見積りが必要である。

類似の現象である落石については、簡単な前提ではあるが、落石覆に対する衝撃力の見積りが解析的に行われており、計算図表もつくられている。(土木学会「土木技術者のための振動便覧」昭41, P 320)

しかしこの解析では落石覆上の土の効果を見積るために、石の方は剛体とみなされており、その結果は石相互、あるいは石と壁の衝突に適用することはできない。

そこでわれわれは弾性球の衝突理論を適用して、できるだけ焼岳で観測されたような土石流の状況に対応して、岩塊相互および岩塊が壁に衝突する際の衝撃力を理論的に推定した。

弾性球の衝突理論はすでに教科書的にまとめられた段階であるから、その概要を S. P. Timosenko and J. N. Goodier "Theory of Elasticity" 3rd, ed, P. 420. に従って簡単に紹介する。

図41に示すような二球が求心衝突をして接触開始後に、時間もただたつて二球の中心間隔がさらに α だけちぢまりそのとき接触面に作用する力が P であり、それぞれの球の中心の速度を V_1, V_2 とすると、運動方程式はつぎのように記される。

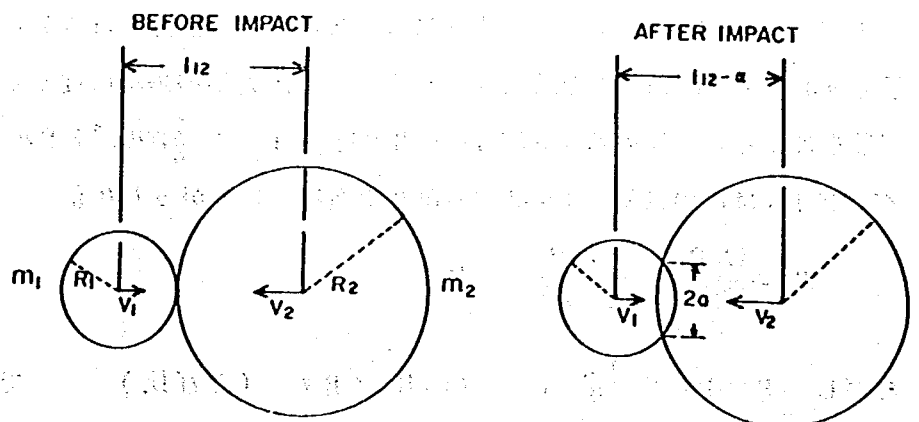


図41. 2球の求心衝突

$$m_1 \frac{dV_1}{dt} = m_2 \frac{dV_2}{dt} = -P \quad \frac{d\alpha}{dt} = V_1 + V_2$$

ここで $\mu \equiv \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ の質点系質量を用いて一つの方程式にまとめると $\mu \frac{d^2 \alpha}{dt^2} = -P$

つぎに弾性体としての変形と応力の関係は次式で支えられる。

$$P = n \alpha^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{ここで } n \equiv \sqrt{\frac{16}{9\pi^2} \cdot \frac{R_1 R_2}{(k_1 + k_2)^2 (R_1 + R_2)}}$$

さらに $k_i \equiv (1 - V_i^2) / E_i$, ($i = 1, 2$) はそれぞれの球 ($i = 1, 2$) のヤング率 E_i とポアソン比 V_i より定まる弾性係数である。

なお衝撃力 P が働いているときの二球の接触面 (円形) の半径 a は

$$a = \sqrt[3]{\frac{3\pi P (k_1 + k_2) R_1 R_2}{4 (R_1 + R_2)}} \quad \text{で与えられている。}$$

上述の運動方程式と弾性変形式を組み合わせると

$$\frac{d\alpha}{dt} = \sqrt{V^2 - \frac{4}{5} \frac{n}{\mu} \alpha^{\frac{5}{2}}}$$

の式が得られる。ただし V は衝突直前の二球の相対接近速度である。

ここで最大の接近距離 $\alpha_{\max}$ が出現した瞬間に接近速度はゼロになり、その後は離反が進むから $\frac{d\alpha}{dt} = 0$ とおいて $\alpha_{\max} = \left(\frac{5}{4} \cdot \frac{\mu V^2}{n} \right)^{\frac{2}{5}}$ が得られ、さらに α と P の関係式より、最大衝撃力 $P_{\max}$ は、 $P_{\max} = n (\alpha_{\max})^{\frac{3}{2}}$ が導びかれる。

また接触が始まってから最も接近した状態に達し、その後完全に球が離れるまでの全接触時間 t_{cont} は $t_{\text{cont}} = 2.94 \alpha_{\max} / V$ で与えられる。

以上の一般的な関係式を土石流中の巨大礫に適用するには、つぎのように少し変換をしておかねばならない。

(i) 水中での球相互の衝突の場合 (向心衝突)

水中で球が加速度運動をするときには、周囲の水も加速されるから、球の質量にみかけの付加質量 (added mass) を加える必要があり、流体力学の理論に従って運動球体の半分の体積の水の質量を加えると、球の質量 m_i ($i = 1, 2$) は、 $m_i = P_s \frac{4}{3} \pi R_i^3 + P_w \frac{2}{3} \pi R_i^3$ とおかねばならない。

ここに P_s は球の密度、 P_w は水の密度である。したがって μ も

$$\mu = \frac{4\pi P}{3} \frac{R_1^3}{1 + \tau^3} \quad \text{となる。}$$

ただし $P = P_s + \frac{P_w}{2}$, $\tau \equiv R_1 / R_2$ (半径比) である。

このときの最大衝撃力 $P_{\max}$ は

$$P_{\max} = (\pi^{\frac{1}{5}} 5^{\frac{3}{5}} 4^{\frac{2}{5}} / 3) \left[\left(P_s + \frac{P_w}{2} \right)^{\frac{3}{5}} (2k)^{-\frac{2}{5}} \right] \times \left[R^2 (1 + \tau)^{-\frac{1}{5}} (1 + \tau^3)^{-\frac{3}{5}} V^{\frac{6}{5}} \right] \quad (1)$$

(球-球)

で表わされ、第一〔 〕は数値係数、第二〔 〕は隙の物性によるもの、第三〔 〕は二球の形によるもの、最後の $V^{\frac{6}{5}}$ が運動によるものとそれぞれの影響をわけて考えることができる。

(ii) 水中の球が大きな壁に衝突する場合

大きな壁を岩塊にくらべて半径の非常に大きな球とみなし、小球は水中にあり、大球はほとんど空中にあるものとして、慣性質量を計算すると

$$m_1 = (P_s + \frac{P_w}{2}) (\frac{4}{3} \pi R_1^3), \quad m_2 = P_s' (\frac{4}{3} \pi R_2^3) \quad \text{ただし, } P_s' \text{ は壁の密度}$$

$$\text{このとき } \mu = (\frac{4}{3} \pi R^3) / \{ \frac{r^3}{P_s'} + \frac{1}{P_s + \frac{P_w}{2}} \}$$

そこで $r (\equiv R_1/R_2) \rightarrow 0$ の極限を考えると、

$$\mu = \frac{4\pi P}{3} R^3, \quad P \equiv P_s + \frac{P_w}{2} \text{ となり, したがってこの場合の最大衝撃力 } P_{\max} \text{ は,}$$

$$P_{\max} = (\pi^{\frac{1}{5}} 5^{\frac{3}{5}} 4^{\frac{2}{5}} / 3) (P_s + \frac{P_w}{2})^{\frac{3}{5}} (k_1 + k_2)^{\frac{2}{5}} R_1^2 V^{\frac{6}{5}} \dots\dots\dots (2)$$

(球-壁)

ただし k_1 は岩塊の、 k_2 は壁の弾性係数である。

2 具体例への適用

前述の理論式を具体的な現場の土石流に適用して、衝撃力その他の値を求めてみる。

2-1 数値例 I 偏心衝突による巨大隙の始動

図42に示すように静止した巨大隙に対して小さな隙が衝突してこれを始動させるための条件を求めてみる。ただし隙は球形と仮定する。衝突によって巨大隙がもっとも動かされやすいのは、二球の中心をふくむ鉛直面が相対運動の速度ベクトルと平行な場合であるから、図に示したような同一平面内のモデルで考察する。

また衝突は滑面衝突で力は二球の中心を結ぶ方向の成分しかもたないものとする。

図のように接触点が水平線からの俯角 θ をなす方向で衝突した場合の最大衝撃力は、中心方向の接近速度成分が $V \cos \theta$ であるから、(1)式の V を $V \cos \theta$ でおきかえた式で表現される。大球は水中で浮力を受けており、さらに大球と地面との静摩擦係数を f とすると、衝撃力 $P_{\max}$ によって大球が始動する条件は、

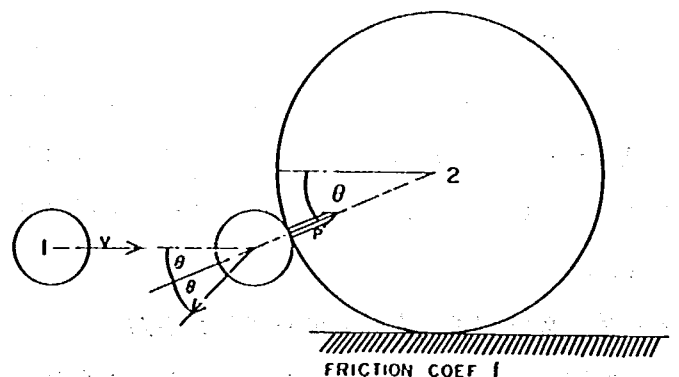


図42. 2球の偏心衝突

$$P_{\max} \cos \theta \geq \{ \frac{4}{3} \pi R_2^3 \rho (\rho_s - \rho_w) - P_{\max} \sin \theta \} f$$

となり、 $P_{\max}$ を具体的な式で記入すると

$$\frac{0.35(\rho_s + \frac{\rho_w}{2})^{\frac{3}{5}} k^{\frac{2}{5}} r^3 (1+r^3)^{-\frac{3}{5}} V^{\frac{6}{5}}}{(\rho_s - \rho_w) q R_1} \geq \frac{f}{F(\theta)}$$

ここで $F(\theta) = (\cos \theta)^{\frac{6}{5}} (\cos \theta + f \sin \theta)$

この右辺 $f/F(\theta)$ は θ の関数であり、現実的に衝突の多い $\theta < 45^\circ$ の範囲では数%の誤差で、 $\cos \theta^{\frac{6}{5}} \approx \cos \theta$ と近似できるから、右辺の θ による変化を調べてみると、

$\tan 2\theta = f$ をみたす $\theta = \theta_0$ のとき右辺は最小値をとり、その値は $2f/(1+\sqrt{1+f^2})$ となる。

したがってもっとも大球が始動しやすい衝突 ($\theta = \theta_0$) では、始動条件は、

$$\frac{(\rho_s + \frac{\rho_w}{2})^{\frac{3}{5}} k^{\frac{2}{5}} r^3 (1+r)^{-\frac{1}{5}} (1+r^3)^{\frac{3}{5}} V^{\frac{6}{5}}}{(\rho_s - \rho_w) q R_1} \geq \frac{5 \cdot 7 f}{1 + \sqrt{1+f^2}}$$

となる。

ここで $\rho_s = 2.5 q_r / \text{cm}^3$, $\rho_w = 1.0 q_r / \text{cm}^3$, $V = 0.3^*$, $E = 2.5 \times 10^5 \text{ kg-wt/cm}^2^*$,

$k = 1.18 \times 10^{12} \frac{\text{cm sec}^2}{q_r}$, $R_1 = 10 \text{ cm}$, $R_2 = 100 \text{ cm}$, ($r = 1/10$), $q = 980 \text{ cm/sec}^2$,

$f = 0.5$ の値を用いる。

なお※の数値 (岩石のポアソン比 V , ヤング率 E) はつぎの図書を参考にして代表的な値として選んだ。

土質工学ハンドブック (技報堂)

山口・西松著: 岩石力学入門 (東大出版会)

土木技術者のための岩盤力学 (土木学会)

また $R_1 = 10 \text{ cm}$ は焼岳上々堀沢の土石流中に非常に多数見かけられる礫であり $R_2 = 100 \text{ cm}$ はきわめて数少ない巨大礫である。

この結果は $\theta = 13^\circ$ の俯角のところに $V > 76 \text{ cm/sec}$ で衝突すると巨大礫が始動することになる。理論式的前提や採用数値の妥当性の問題は検討を要するが、大体直径数十センチの礫が秒速数メートルで流れていれば、その衝突によって直径 2メートルくらいの巨大礫が始動する可能性が認められた。

2-2 数値例 II 平面壁に対する衝撃力

前節(2)式より水中の半径 R の球が、鉛直な平面壁に衝突するときの最大衝撃力が計算できるが同時に衝突現象に関連の深いつぎのような諸量も求めてみる。

すなわち

最大接触面半径 $\alpha = 1.50 (k_1 + k_2)^{\frac{1}{3}} R_1^{\frac{1}{3}} P_{\max}^{\frac{1}{3}}$

接触時間 $t_{\text{cont}} = 2.94 \alpha_{\max} / V$

最大圧縮応力 $q_0 = 0.27 (k_1 + k_2)^{-\frac{2}{3}} R_1^{-\frac{2}{3}} P_{\max}^{\frac{1}{3}}$

(接触面の中心に作用する)

これらの式に下記の数値を入れて計算する。ただし数値例 I と重複するものは記入していない。

$$E_1 = E_2 = 2.5 \times 10^5 \text{ kg-wt/cm}^2, \quad V_1 = V_2 = 0.3, \quad k_1 = k_2 = 1.18 \times 10^{-12} \text{ cmsec}^2/\text{gr}$$

$V = 100 \text{ cm/sec}$, ただし添字 1 は礫の, 2 は壁の物性を意味する。

この結果つぎのような値が得られた。

$$P_{\max} = 110 \text{ ton-wt}, \quad \alpha = 3.5 \text{ cm}$$

$$t_{\text{cont}} = 5.4 \times 10^{-3} \text{ sec}, \quad q_0 = 43 \text{ ton-wt/cm}^2$$

すなわち直径 1 m の巨大礫が秒速 1 m で壁に衝突すると 110 トン重もの力が生じることになる。

この値は後で述べる理由によってそのまま現場に適用することはいろいろ問題はあるが, さらに $P_{\max}$ が礫の半径 R の 2 乗に比例し, 接近速度 V の $\frac{6}{5}$ 乗に比例することを考えると, 直径数メートルの巨大礫が秒速十メートル程度で衝突すれば一回の衝突で数百トン重もの力が発生することが予想される。

この数値は前述の落石衝撃力の計算結果とくらべて大体妥当な範囲にあると思われる。ただし, 落石覆では上に土をかぶせて E_2 を小さくしてあるから, k_2 がかなり大きくなり, (2) 式より $P_{\max}$ もかなり小さくなることが推測される。逆に受圧板にスチールを用いて E_2 を大きくすると $P_{\max}$ は大きくなるが, k_1 にくらべて少々 k_2 が小さくなくても $P_{\max}$ にあまり大きな差異は出てこない。

なお接触面半径は数センチ程度であるから受圧板が $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ の大きさであれば, 一回の衝撃を受けるのにあまり小さすぎるとは考えられない。

さらに接触時間が数ミリセカンドに達することは, 巨大礫内の弾性波伝播速度 (毎秒数キロ) からみて弾性波が礫内を数回往復するだけの時間であり, 静的な弾性変形の理論を適用しても差支えないであろう。

2-3 礫表面の突起の影響

実際の岩塊は表面が滑らかな球形をとることはまれであって, 小さな凹凸をもつのが普通であるが, 岩塊の表面の小突起が壁に接触衝突するときには, 滑らかな球の場合とどのように衝撃力が変わってくるかを考えてみよう。図 43 に示すように半径 R_1 の巨大礫の表面に半径 R_c の半球状の突起があって, この部分が壁面に垂直に衝突した場合を考える。

このとき前述の理論において球の質量に関連した項では半径は R_1 であり, 接触面での力と変形の関係式の曲率半径は R_c であるとするのが妥当であるから, $m_1 = \frac{4}{3} \pi R_1^3 (\rho_s + \frac{\rho_w}{2})$

$$n = \sqrt{\frac{16 R_c}{9 \pi^2 (k_1 + k_2)^2}} \quad \text{と書き改めら}$$

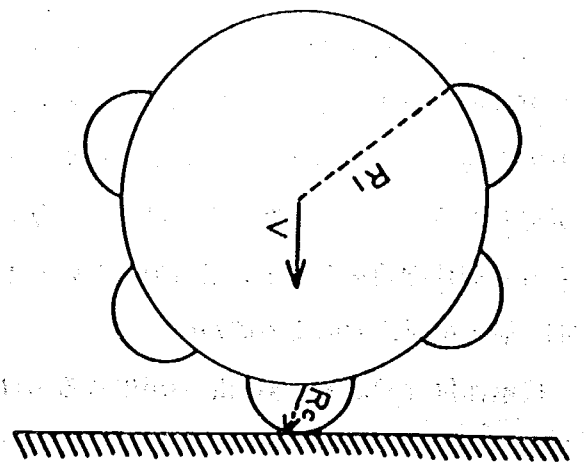


図 43. 突起をもった球の衝突

れることによって最大衝撃力 $P'_{\max}$ が求められる。

これを滑らかな球として計算した P_{max} とくらべると、

$P'_{max}/P_{max} = (R_c/R_1)^{\frac{1}{5}}$ となり、もし $R_c/R_1 = 1/100$ の小突起があると

$P'_{max}/P_{max} = 1/2.5$ となりかなり衝撃力が緩和される。

そして接触面での最大応力 q_0' は滑らかな場合の q_0 にくらべて

$q_0'/q_0 = (R_c/R_1)^{-\frac{3}{5}}$ となり、同じく $R_c/R_1 = 1/100$ のとき、 $q_0'/q_0 = 15.9$ となり

小さい突起では接触面が小さいから大きな応力が出現する。したがって小突起があると、一応衝撃力は緩和されるが、その小突起自体が応力の集中によってつぶされやすく、結局大きな球としての接触に近い状態になろう。

2-4 理論の適用限界、その他

最後に上述の理論的考察の適用限界について検討を加える。この理論では物体にどんなに大きな力が働いても、完全弾性体として挙動することが前提になっているが、実際には弾性限界があり、さらに大きな応力が発生すれば物体そのものが破壊する。したがってこの理論で予想されるだけの力が発生する前に、変形—応力の関係式が変り、また物体が破壊することもあると考えて、理論の適用限界を検討しなければならない。

球の接触面付近の応力の分布は、図44で示されるような座標系に関してよく調べられている。その結果を用いて次のような三つのケースをとりあげてみる。

ただしいずれのケースも直径1mの球形巨大礫が平面壁に衝突した場合をとり扱うものとする。

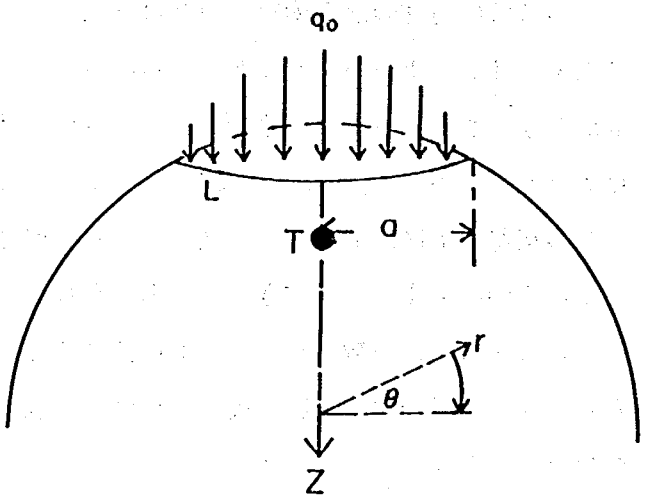


図44. 接触面付近の応力分布

(i) 弾性限界

岩石の弾性限界についてはあまり資料は多くないが、山口、西松「岩石力学入門」(東大出版会) P 198に記載されている雷管衝撃による岩石内部の応力—歪線図を参考にして、一応 1.5 ton-wt/cm^2 の値を想定し、接触面中心での最大圧縮応力 q_0 — P の関係式を用いて求めてみると $P = 4.0 \text{ ton-wt}$ が得られる。すなわち数値例では最大衝撃力 $P_{max} = 110 \text{ ton-wt}$ になるが、力が 4 ton-wt をこえると弾性理論をそのまま適用できないことになる。

(ii) 最大剪断応力による破かい

接触面付近で最大の剪断応力が生じるのは図中で $Z = 0.5a$ の点丁で、そこで応力は $T_{max} = 0.31 q_0$ となる。この T_{max} に一般的な岩石の剪断強度 120 kg-wt/cm^2 の値を用いて、 q_0 さらに力 P を求めると $P = 31.5 \text{ kg-wt}$ の値が得られる。

(iii) 脆性破壊

接触面付近で最大の引張応力が生じるのは接触面の縁(円周L)上で、そこでの応力は $\sigma_{min} = -0.133 q_0$ である。

この $\sigma_{\min}$ に一般的な岩石の引張強度 35 kg-wt/cm^2 の値を用いて力を求めると $P = 15.1 \text{ kg-wt}$ となる。

すなわち(ii)(iii)によると数十 kg の力が球面に働くと、微小な接触面での応力が増大して破壊が起ることを示している。

これらの数値例からみて最大衝撃力、 $P_{\max} = 110 \text{ ton-wt}$ の値をそのまま採用することは不適当であるが、直径 1 m の球の接触面付近の深さ数センチの局所的な領域で、弾性限界や破壊強度を超える応力が生じたとしても球全体の挙動が非弾性的になったり、あるいは球全体が破壊するとは到底考えられないので、大きな理論推定値を否定しすることはできないであろう。

実際的な問題としては、各種の岩石について、弾性係数や破壊強度を正確に求めることはきわめて難しい。例えばヤング率に例をとっても、静的荷重試験、動的くり返し荷重試験、共振による振動測定などの方法によって得られる値が大きく異なる。原則的には対象とする現象にもっとも近い条件で力が加えられる測定法の値を採用すべきで、その点では数ミリ秒の間に数 ton-wt/cm^2 の応力が生じる雷管爆発による実験がもっとも妥当であろうが、そのような成果はあまり発表されていない。

このように岩石（塊状の）物性値自体の知識が充分でない段階で理論的計算値をそのまま採用することは避けるべきであるが、一応の可能性としてきわめて大きな衝撃力が発生することが予想されるから、具体的には実験によって衝撃力のオーダーを検討することが望まれる。問題は岩石の物性値自体よりも衝撃力そのものであるから、さまざまな岩塊と構造物材料の組合せに対して、比較的簡単な落下実験をところみれば、大体の衝撃力の範囲は見当づけられるであろう。

<報 文>

砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点

水 山 高 久*

1. 緒 言

土石流対策の1つとして砂防ダムが考えられる。その規模や位置、構造についても今後検討してゆかなければならないが、設計上土石流衝撃力をどの程度とするかも解決しなければならない重要な問題である。土石流の波高、流速、その中に含まれる礫の大きさは土石流のタイプによって異なるがその値は現地調査や最近の研究によって明らかになりつつある。本報告は土石流の波高、流速、代表礫径を与えてコンクリート砂防ダムに対する衝撃力を算定する方法を考察し、今後検討を必要とする問題点を明らかにしたものである。

2. 砂防ダムに対する土石流衝撃力の分類

土石流による荷重としては図-1に示すように2種類の荷重が考えられる。第1の荷重は速度 U の流体が構造物に当たって $U=0$ となる間に作用する流体圧（流体理論による土石流荷重）であり、第2の荷重は土石流内に含まれる巨れきが速度 U で構造物に衝突して堤体の変形および巨れきの変形を生じさせる衝突力（固体理論による土石流荷重）である。さらに第2の荷重は、図-2のように、堤体および巨れきの部分的な変形と、全体系としての変形によって受けもたれる。

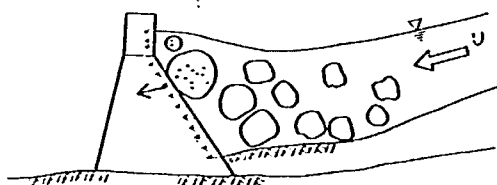
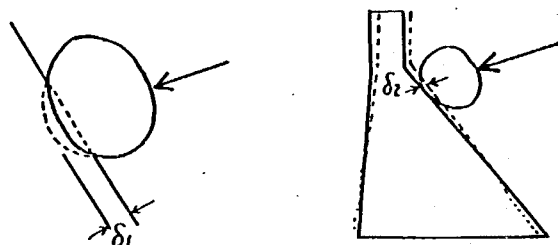


図-1 土石流荷重



部分的な変形

全体系の変形

図-2 礫の衝突による荷重

以下にそれぞれの衝撃力の算定方法と問題点を考察する。

3. 流体理論による荷重

図-3に示すように流速 U の噴流が面に当たって 90° 方向を変える時、面の受ける流体圧は、

$$f = \frac{\rho}{g} q U \quad \dots\dots\dots(1)$$

で与えられる。ここに、 f : 単位幅当りの土石流荷重, q : 土石流の単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$), U : 土石流の流速 (m/sec), ρ : 土石流の単位体積重量 (kg/m^3)。

土石流密度の観測例はいくつか報告されている¹⁾。精度に問題はあがるが、焼岳、濁沢、浦川の平均値は $1.5 \text{ t}/\text{m}^3$ (土粒子の平均径は 0.1 mm 程度) であり、これを用いると、(1)式は、

$$\begin{aligned} f &= \frac{1500}{9.8} h U^2 \quad (\text{kg}/\text{m}) \\ &= 0.153 h U^2 \quad (\text{t}/\text{m}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(2)$$

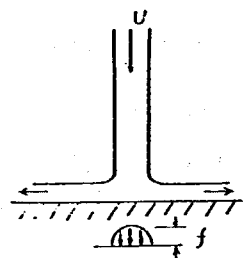


図-3

となる。ここに、 h : 土石流の波高 (m)。

流体としての土石流衝撃力は、平尾、田畑²⁾、日置ら³⁾によって実験的に研究されている。測定上の問題もあるが、雪崩の測定結果⁴⁾なども参考にするとフロントが衝突した際には瞬間的には(1)式の2倍程度の力が加わると考えられる。これは理論的には、大同⁵⁾によって付加質量力として研究されている。(2)式による値は表-1のようになる。

表-1

波 高	1 m	2 m	5 m
流 速			
5m/s	3.8 t/m	7.7	19.1
10	15.3	30.6	76.5
15	34.4	68.9	172.2
20	61.2	122.4	306.1

4. 巨礫の衝突による荷重

4.1 構造系の変位

前述のように巨礫のエネルギーは、局所の変形、全体系の変形によって受けもたれるが、かなりの部分が熱、音として消費されると考えられる。

* 建設省土木研究所砂防研究室

広い固体の中の縦波の波速は、

$$C_0 = \sqrt{\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \sqrt{\frac{GE}{\rho}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

で与えられ、コンクリートのヤング率 $E=2 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ 、密度 $\rho=2600 \text{ kg/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu=1/6$ を与えると、 $C_0=2835 \text{ m/sec}$ となる。1方各種の衝撃力に関する実験⁶⁾によると、内部の歪みは $50 \mu\text{sec} \sim 1 \text{ msec}$ 以内に消えるので、系全体の変形は複雑である。

一般にコンクリートの厚さが薄い場合は、物体の境界面に生じる反射応力波により破砕する場合が多いといわれている。コンクリートがある程度厚くなれば縦波と横波の速度差による、またコンクリート内部でのエネルギー吸収による応力波の減衰が期待される。これらについては今後、理論と実験によって検討する予定である。応力波が問題になり裏面剥離が発生するのは衝突速度の大きい場合であり、小さい場合には静的な取扱いが可能になると考えられるのでその限界値を求める必要もある。

砂防ダムの場合、礫に比べて堤体ははるかに大きいので全体系の変形はほとんど無視できると考え、以下では部分的変形から土石流衝撃力を検討する。

4.2 部分的変形による土石流荷重

(1) 完全弾性体の衝突を基礎とした検討

巨大礫の衝撃力については、弾性球の衝突理論に基づく考察が奥田らによってなされている⁷⁾。ここでも同様の理論から出発して検討する。

弾性球体が衝突する時発生する衝撃荷重と変形については、Hertz⁸⁾の理論がある。この理論は弾性球体が衝突して極部的に変形を起こす間の力—変形—仕事量の関係を静的な弾性問題として説明したものであり、力—変形—仕事量の関係を求めるうえで次のような仮定がなされる。

- ① 図-4において、接触面に作用する全反力 P は No. 1, No. 2 の球で等しい。
- ② 球の変形—応力の関係は弾性理論に従うものとし、加速度の影響はないものとする。また接触面から離れると球体内の応力は急激に小さくなる。
- ③ 接触面には軸応力のみでせん断応力は作用しないものとする。

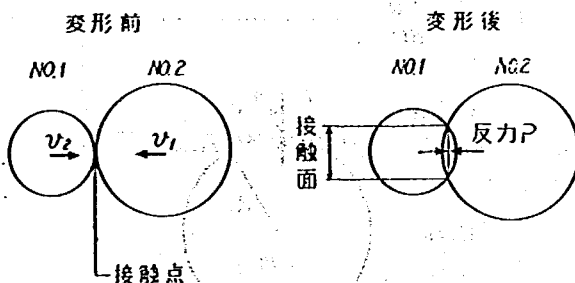


図-4 弾性球体の衝突

- ④ 球表面の凹凸による変形およびこれにより生じる極部的な応力は無視できるものとする。

以上の仮定のもとに、弾性方程式、運動方程式を導き球体衝突時の最大反力 P を求めると、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} P &= n\alpha^{3/2} \\ n &= \sqrt{\frac{16R_1R_2}{9\pi^2(k_1+k_2)^2(R_1+R_2)}} \\ k_1 &= \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, \quad k_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5v^2}{4n_1n} \right)^{2/3} \\ n_1 &= \frac{m_1+m_2}{m_1m_2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 R_1, R_2 はそれぞれ球 No. 1, No. 2 の半径、 ν_1, ν_2 はポアソン比、 E_1, E_2 はヤング率、 v : 相対速度 (v_1+v_2)、 m_1, m_2 は質量である。

(2) 土石流荷重の推定

土石流の先端部には多くの巨礫が存在するが、衝突の影響は $1/1,000$ 秒以下しか持続しないので、1個ずつ独立に衝突すると考える。

土石流中の転石は図-5に示すようにダム上流面に直角に当たるものとする。ダム堤体上流面であることから、 $R_1 \gg R_2$ 、 $m_1 \gg m_2$ としその他の物理定数を次のように定める。

コンクリートの変形係数： $E_1=5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2=5 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

ここで、一般にコンクリートのヤング率は $2 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ 程度を用いるが、コンクリート表面は局部的に破壊まで至り凹みを残すことを考え、その変形係数として鉄筋コンクリートの塑性設計で用いる最終ひずみ 0.004 を用いることができる⁹⁾。コンクリート強度を 200 kg/cm^2 とすると変形係数は、 $E=200/0.004=5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となる。

コンクリートのポアソン比； $\nu_1=1/6$

巨礫の変形係数； $E_2=4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2=4 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

(花崗岩では $E_2=2 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ 程度)

巨礫のポアソン比； $\nu_2=1/5$

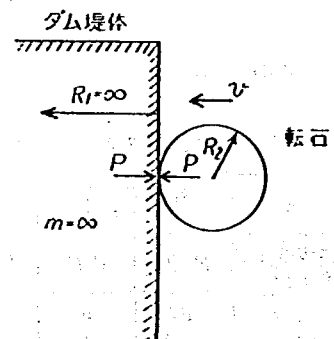


図-5 砂防ダムに対する転石荷重

巨礫の質量; $m_2 = \frac{4}{3}\pi R_2^3 \frac{\rho}{g} = 1111R_2^3 \text{ (kg)}$

($\rho = 2600 \text{ kg/m}^3$ とする)

以上より,

$$k_1 = 0.619 \times 10^{-9}$$

$$k_2 = 0.153 \times 10^{-9}$$

$$n = 0.550 \times 10^3 R_2^{1/3}$$

$$n_1 = 1/m_2 = 9 \times 10^{-4} R_2^{-3}$$

$$\alpha = 5.77 \times 10^{-3} v^{1/3} R_2$$

$$\therefore P = 2.41 \times 10^5 v^{6/3} R_2^3 \text{ (kg)}$$

$$= 241 v^{6/3} R_2^3 \text{ (t)} \quad \dots\dots\dots(5)$$

となる。

(4)式を誘導する際の仮定は以下の理由によって実際の土石流に対しては安全側過ぎるものと考えられる。

- ① 接触面を離れた点の応力を0としているが、実際には応力(歪)は3次元的に広がる。
- ② 接触面は軸応力のみでせん断応力は作用しないものとしているが、実際には接触面にはせん断力が発生し、すべり、摩擦等によりエネルギーが消費されるものと考えられる。
- ③ 球表面の微小な凹凸の破壊によるエネルギーの吸収を見込んでいないが実際にはこれらのエネルギーも存在する。
- ④ 高速流体が堤体に衝突することにより、堤体付近は圧力の高い状態になっており、これが抵抗の役目を果たし衝突力を緩和する。

そこで、(3)式の第1式にこれらの要因を考慮して修正係数 A を掛けて

$$P = A n \alpha^{3/2} \quad \dots\dots\dots(4')$$

とする。修正係数 A は実験等により決定する必要があるが、ここでは焼岳の土石流測定例⁹⁾ から推定してみる。

焼岳においては土石流の巨礫の衝突荷重を圧力コーンを用いて測定しており、その値と(4)式で粒径($2R$)を0.5m および0.3m とした計算値を比較すると表-2のようになる。これより(3)'式の修正係数 A は、10%程度と推定されるが、圧力コーンに当たった巨石の粒径が明確でない。そこで測定の精度等を考慮して $A=0.2$ とする。(5)式は、

$$P = 48.2 v^{1/2} R^2 \quad \dots\dots\dots(5')$$

表-2 巨石衝撃力の測定例(焼岳)

測定値	計算値 $2R=0.5\text{m}$	計算値 $2R=0.3\text{m}$			
土石流流速 $V \text{ (m/s)}$	最大衝撃測定値 $F' \text{ (t)}$	$F' \text{ (t)}$	F/F'	$F' \text{ (t)}$	F/F'
5.1	6.0	106	6%	64	9%
3.3	2.1	63	4	38	6
2.7	3.3	49	7	29	11

となる。また、非弾性衝突時のエネルギー損失 ΔT は、反発係数 e を用いると、初速 v_1 、質量 m_1 のものが壁に衝突する場合、

$$\Delta T = \frac{1}{2}(1-e^2)m_1 v_1^2 \quad \dots\dots\dots(6)$$

となる。 e の値は簡単な室内実験によれば自然石とコンクリートの間では $e=0.4$ 程度であり、エネルギーの80%以上は熱や音のエネルギーとして失われると考えられる。力は速度にはほぼ比例するので力は弾性衝突の40%程度となり、焼岳の資料に基づく(5)'式では過少評価の場合もでてくる。また鋼製構造物ではほぼ弾性理論で評価できるとされており、(4)式に適当な物理定数を代入して求めることができよう。

一方、土木振動学¹⁰⁾では落石の衝撃荷重として

$$P = 2.455 W^{2/3} \lambda^{1/3} h^{1/3} \quad \dots\dots\dots(7)$$

を用いている。ここで、 W : 落石の重量(t)、 λ : ラーメの定数(t/m^3)で地盤が固い場合は $\lambda=1000$ 、 h : 落下高である。 $h=v^2/2g$ 、 $W=\frac{4}{3}\pi R^3 \times 2.6$ により、(7)式を書き直すと、

$$P = 32.1 v^{1/2} R^2 \quad \dots\dots\dots(8)$$

となる。先に求めた(5)'式は(8)式の1.5倍となり、(7)式が土に対する落石を対象としたものであることを考えると(5)'式は妥当なものと思われる。(5)'による土石流中の巨礫の荷重は表-3のようになる。

表-3 土石流中の巨礫の荷重

粒径 流速	0.5m	1.0m	1.5m	2.0m
5 m/s	21 t	83	187	333
10	48	191	430	764
15	78	310	699	1,243
20	110	439	987	1,755

(3) その他の巨礫衝撃力の計算方法

Goldsmith⁶⁾ は完全塑性体の平面に剛性の球が衝突した場合の荷重を計算している。これによると、図-6のように平面に球がめり込み平面に凹形の永久変形が残る。

力の均合いおよび運動の第1法則は塑性限界強度を P_0 として(9)式、(10)式で表わされる。

$$F = \pi a^2 P_0 = \pi(R-\alpha)aP_0 \div \pi R \alpha P_0 \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$F = -m \frac{d^2 \alpha}{dt^2} \quad \dots\dots\dots(10)$$

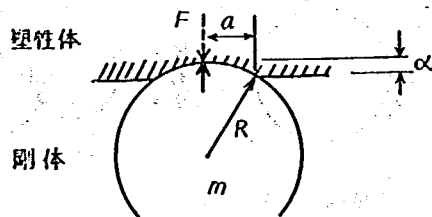


図-6 塑性体と剛体の衝突

上式の解は、

$$\alpha = v \sqrt{\frac{m}{\pi R P_0}} \sin \sqrt{\frac{\pi R P_0}{m}} t$$

$$\alpha_{\max} = v \sqrt{\frac{m}{\pi R P_0}}, \quad t = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{m}{\pi R P_0}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

となる。

以上をまとめると、

$$\left. \begin{aligned} F &= \pi R \alpha P_0 \\ \alpha_{\max} &= v \sqrt{\frac{m}{\pi R P_0}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2)式に各定数を代入するにあたり、コンクリートの一般的な応力-ひずみ曲線からコンクリートの最終強度を $\sigma = 200 \text{ kg/cm}^2$ とし、塑性限界強度を $P_0 = 150 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、

$$F = 226 \times 10^3 v R^2 (\text{kg}) = 226 v R^2 (\text{t}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。(3)式は弾性体として解いた(5)式よりも小さ目であるがほとんど大差ない値となっている。なおこれに対しても、損失を考えなければならない。

3. 結 語

以上、流体理論と固体理論により土石流の衝撃力について考察してきた。流体理論の場合は、土石流の単位体積重量と速度を適確に見積ることができれば求めることができる。固体理論では基本的には同じであるが、エネルギー損失の評価の仕方によっていくつかの考え方ができる。まず現象が明らかにされないとこれ以上議論を進めることはできない。

そこで今後検討を要する項目をあげると次のようになる。

(1) 衝突時の局所的な破壊によるエネルギー損失の算定

(2) コンクリート内部における応力波の減衰

(3) 衝撃荷重の作用時間

(4) 衝撃に対するコンクリート構造物の変形の実態

これらは、実物に近い大きさのマスコングリートを用いて実験的に検討してゆくのが最も良い方法と考えられ、今後その方向で研究を進めてゆくつもりである。

最後に本文をまとめるにあたり御指導いただいた前土木研究所砂防研究室泉岩男室長、資料その他について協力を得た八千代エンジニアリング㈱の下田義文氏に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 池谷浩：土石流の分類，土木技術資料 20—3，1978，pp. 44~49.
- 2) 平尾公一他：段波の衝撃圧に関する基礎的研究（その1），新砂防 76，S 45.
- 3) 日置象一郎他：土石流に関する研究（Ⅲ）衝撃エネルギー分布について，新砂防 88，S 48.
- 4) 日本建設機械化協会：新防雪工学ハンドブック，森北出版，1977，p. 89.
- 5) 大同淳之：段波が構造物に作用する衝撃力—水面衝撃実験からの推定—，砂防学会発表，S 53.5，pp. 90~91.
- 6) Werner Goldsmith：Impact (The Theory and Physical Behavior of Colling Solids)，Edward Arnold，1960
- 7) 松本砂防工事事務所：焼岳，浦川における土石流関係資料集 Ⅲ，S. 53.3，pp. 80~87.
- 8) 近藤泰夫，小野竹之助，田口文雄：鉄筋コンクリートの設計，オーム社，p. 339.
- 9) 松本砂防工事事務所：焼岳，浦川における土石流調査資料集，S. 50.10，p. 61.
- 10) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，S. 41.

（原稿受理日 昭和54年2月27日）

砂防ダムに対する土石流衝撃力実験

水山高久* 伊巻幹雄**

まえがき

土石流対策砂防施設を設計する場合、土石流の衝撃力を算出する必要がある。筆者の一人はその予備的検討を行い、土石流の力としては、流体力と土石流に含まれる礫の衝撃力に分類され、前者は流体の密度と流速より後者は弾性球の衝突理論に基づいて算定されることを報告している。礫の衝撃力について鋼製の材料に衝突する場合には、礫と鉄のヤング係数、ポアソン比を与えることによって弾性理論で算定されると言われている。一方、コンクリート構造物に衝突する場合には、一般に使用されているヤング係数を与えると実測値（建設省松本砂防工事事務所の圧痕板による測定）が計算値の10%程度となった。この原因として次のような点が考えられた。

① 接触面を離れた点の応力を0としているが、実際には応力ひずみは3次元的に広がる。

② 接触面は軸応力のみで剪断応力は作用しないものとしているが、実際には接触面には剪断応力が発生し、すべり・摩擦等によりエネルギーが消費される。

③ 球表面の微小な凹凸の破壊によるエネルギーの吸収を見込んでいない。

④ 高速流体が堤体に衝突することにより、堤体付近は圧力の高い状態になっており、これが抵抗の役目を果たし衝撃力を緩和する。

そこで、コンクリート板に鉄球により衝撃力を与える実験を行い、次の項目について検討することにした。

① 衝突時の局部的な破壊によるエネルギーの算定

② 衝撃に対するコンクリート構造物の変形の実態

本文はこれらの実験結果とそれに基づく検討結果を報告するものである。

1 実験の概要

モルタルの供試体と鋼球を用いて衝撃荷重実験と静荷重実験を行い、ひずみを測定した。実験条件は、表-1に示す

とおりである。

1.1 衝撃荷重実験

図-1に示すような Type A~D の片持ばり供試体と、単純ばり供試体 Type (E) について鋼球の径及び載荷速

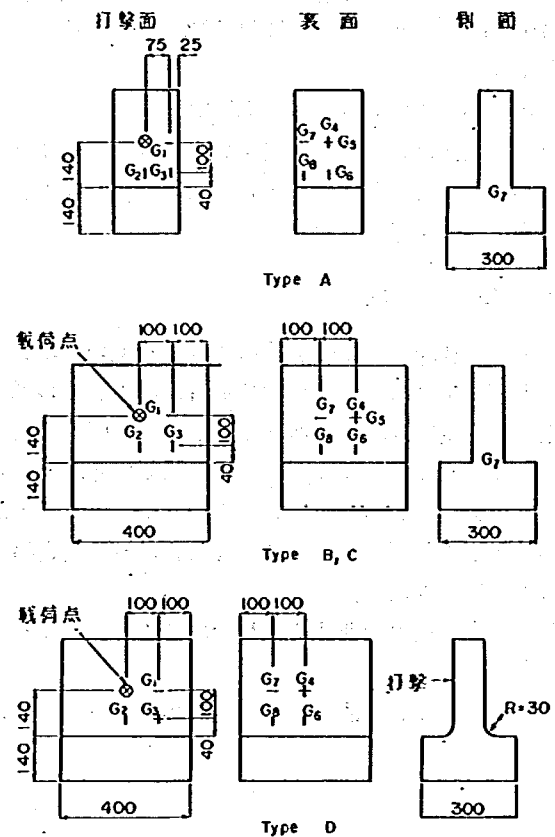


図-1 供試体の寸法とひずみダイヤルゲージ

表-1 実験条件、実験方法一覧表

	支持条件	供 試 体 寸 法			鋼球の径 (mm)	載荷方法	速度計測	ひずみ 測定の有無	供試体の材料	モルタル 単位配合	
		幅 (mm)	長さ (mm)	厚さ (mm)							
衝撃力 実 験	片持支持	A	200	300	75	100	空気式トーションバー	フォトセルデジタルカウンター	有	28日	$w/c=55\%$ $w=254$ kg/m^3 $c=461$ kg/m^3 $s=1310$ kg/m^3
		B	400	300	75	100					
		C	400	300	150	100					
		D	400	300	75 (根元の円挿入)	69					
	単純支持	E	200	290	35	100	自由落下	力学的エネルギー保存則より算出	有	7日	
			200	280	55	100					
			290	400	35	45					
			280	400	55	45					
			400	600	64	100					
	片持支持	B	400	300	75	100	ジャッキ		有	28日	

*建設省土木研究所砂防部砂防研究室研究員、農博

**建設省土木研究所砂防部砂防研究室

Dr. Takahisa Mizuyama and Mikio Imaki: Experiments on the Impact Force of Debris-flow Against Sabo Dams

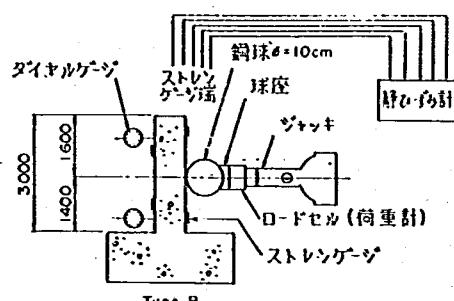


図-2 供試体の寸法とひずみ、ダイヤルゲージ位置

度を変化させて衝撃荷重実験を行った。ここで片持ばり供試体については図に示す位置 ($G_1 \sim G_8$) にひずみゲージを接着した。

1.2 静荷重実験

衝撃荷重実験で使用した Type B と同一寸法の片持ばり供試体に図-2に示す位置にダイヤルゲージ及びひずみゲージを接着して静荷重実験を行った。その結果を図-3.1, 3.2および図-3.3に示す。

2 破壊形態

一般にコンクリート部材が衝撃荷重を受けた場合、図-4に示すような破壊形態をとる²⁾。

①～④までの各形態の破壊現象について簡単に説明を加えると次のようである。

①：衝突物の運動エネルギーがコンクリート部材の位置エネルギーに変換され両者が等しくなるまで部材は変形する。この場合、コンクリート部材の許容曲げ応力度に対応する以上の運動エネルギーをもって物体が衝突するときに部材は曲げ破壊を起こす。

②：打撃面で発生した圧縮波が裏面の自由面に達しない程度の波を有するに必要な運動エネルギーを持って物体が衝突するときに生ずる。

③：打撃面で発生した圧縮波が裏面の自由面で反射して引張り波を生み、この引張り波の干渉により部材は破壊する。

④：衝突物が部材をつき抜けるものであり R. P. KENNEDY の報告を参考にすると、衝撃を与える側のサイズと、受ける側のそれに関係する。たとえば、衝撃を与える側が直径 D をもつ球体、受ける側が厚さ H をもつ部材において ④ なる形態の発生条件の1つとしては、 $H/D \leq 5$ で示される。

以上のような破壊に関する諸事項をふまえて、本実験の破壊形態を観察してその発生条件について検討する。

衝撃荷重実験における破壊形態は図-5のように分類される。

球速の増加に伴い図-4に示すように破壊形態はⅠ→Ⅱ→Ⅲと移行していく、ⅠとⅡ、ⅡとⅢの球速による境界

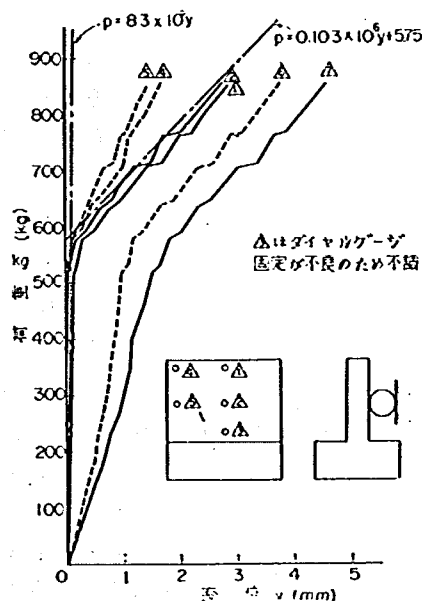


図-3.1 荷重変位

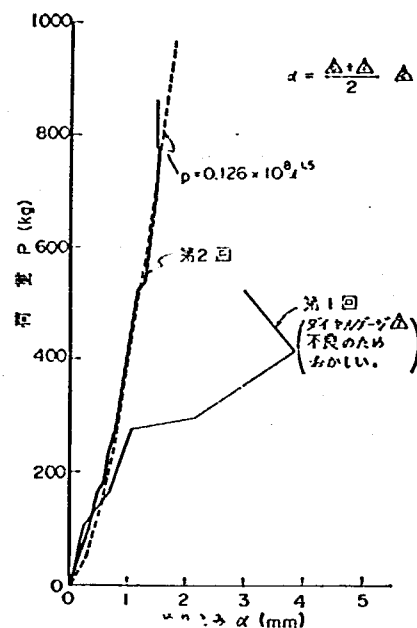


図-3.2 荷重めりこみ

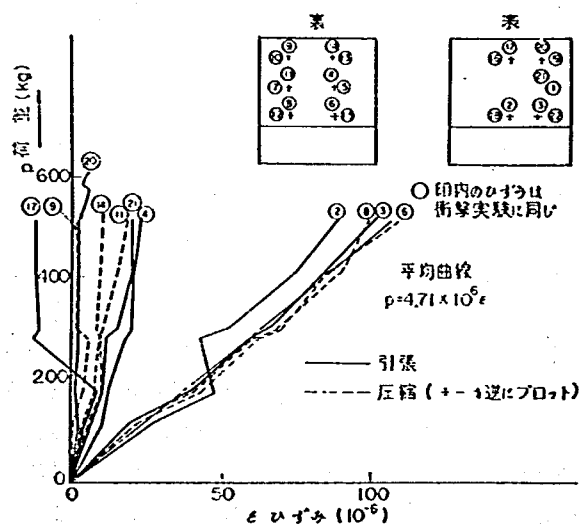


図-3.3 荷重ひずみ

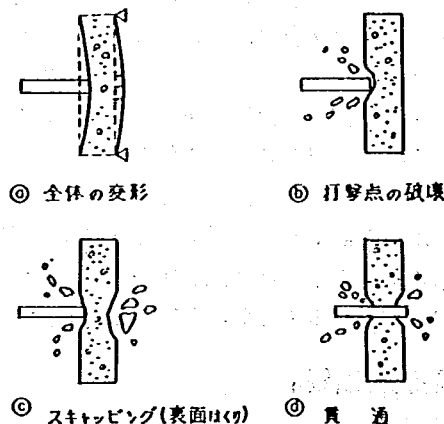


図-4 R. P. KENNEDY の衝撃荷重による破壊形態

はデータが少なく明確でないが本実験ではそれぞれ3~4 m/sec, 10m/sec 程度である。

Ⅰの破壊形態は球速が小さく荷重の載荷状態も静的荷重に近い状態であり、局所の応力集中 (Type C は応力

表-2 本実験における破壊形態分類

供試体	衝突速度	鋼球径	破壊形態分類	備 考
Type A	1.2m/sec	10cm	転 倒	
Type A	1.3m/sec	10cm	転 倒	
Type B	2.5m/sec	10cm	転 倒	
Type B	3.4m/sec	10cm	放射状破壊	
Type B	4.3m/sec	10cm	放射状破壊	
Type B	6.2m/sec	10cm	放射状破壊	
Type B	(10~15)m/sec	10cm	放射状破壊 スキッピング	()は推定値
Type E	4.6m/sec	4.5cm	放射状破壊	寸法 400mm×290mm×35mm
Type E	7.5m/sec	4.5cm	二面ヒビ割れ	400mm×280mm×55mm
Type E	1.0m/sec	10cm	放射状破壊	290mm×200mm×35mm
Type E	1.7m/sec	10cm	放射状破壊	280mm×200mm×55mm
Type E	13.6m/sec	10cm	スキッピング	600mm×400mm×64mm

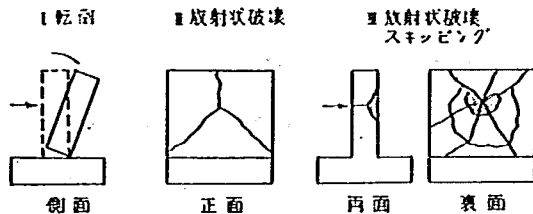


図-5 本実験の破壊形態

集中による破壊の影響を考慮して根元に挿入円形状とした)も加わり引張応力度の最大となる載荷側の根元から曲げ破壊を生じるものと推定される。よって、Iの破壊形態は KENNEDY の報告による③全体の変形に対応する。

IIの破壊形態では球速が増大して衝突直後の片持ばりの加速度及び慣性力が大きくなる。そのため、はりが固定端だけでなく自由端も載荷点に対して拘束され周辺固定に近いような破壊の形態をとるものと推定される。この形態は供試体にクラックが入る程度であり、供試体の破片が飛び散るといったことがなかった。よってIIの破壊形態はIのそれと同様の領域に属すると考えられる。

IIIの形態はスキッピングに属するものと考えられる。このスキッピング現象について竹田、立川³⁾は、衝突時に発生する応力波の波形、打撃点と自由端までの距離、コンクリート内部の応力伝播速度、応力波の減衰等がこの現象を支配するパラメータになると報告している。本実験においてIIIの形態を生じた実験ケースのひずみ測定ができなかった。そのため現象の詳細についてはわからないが本実験条件下では球速が10~15m/sec になるとスキッピングが発生するものと推定される。

3 荷重発生機構

モルタル板に鋼球が衝突した場合の相互作用を検討するにあたり図-6に示す3通りのモデル計算を行い実測値との比較を試みた。なおモデル計算に使用した供試体の形状は片持ばりとした。

① 片持ばりの変形

運動エネルギー $\frac{1}{2}mv^2$ をもつ鋼球が片持ばりに衝突し片持ばりの変形エネルギー (ひずみエネルギーに相当)

$\frac{1}{2}Ky_{max}^2$ とバランスするまで片持ばりが変形するものとする。ここに、 m : 球体の質量、 V : 球速、 K : パネ定数、 y_{max} : 最大変位である。

② マッシュなモルタル壁の局部変形

運動エネルギー $\frac{1}{2}mv^2$ をもつ鋼球がモルタル壁にめりこみを生じさせ、その局部の変形エネルギー $\frac{1}{2}Ky_{max}^2$ とバランスするまで片持ばりが変形するものとする。

③ 等価質点モデル

片持ばりの変形および局部のめりこみが同時に発生するものとして、片持のパネおよび接触点の

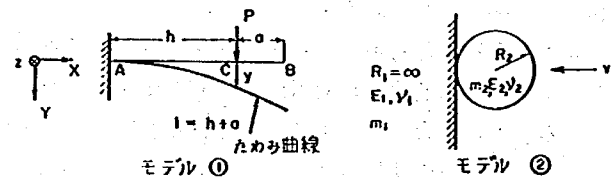
パネをもった2質点系として振動するものとする。

以上①~③の方法で求められるものは、衝突時に発生する荷重 (③はパネ力) であり、実測ひずみとの比較を行うにあたっては図-7に示す換算を行っている。

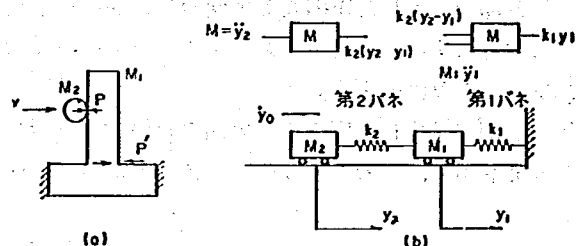
この換算の仮定においては試験体が片持ばりとして変形するものとしており、図-5に示す破壊形態のIの領域を対象としている。また、モデル計算およびひずみ換算において使用する物理定数は次の値を採用した。

(I) ヤング係数

本実験の範囲はひずみ速度で $10^5 \sim 10^6 \mu/\text{sec}$ 、荷重速度で $10^4 \sim 10^5 \text{kg/cm}^2/\text{sec}$ 程度であり、コンクリートの静的なヤング係数 ($E_c = 1.4 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$) に比較して20~



力の方向は $y, \dot{y} > 0$ の時の方向を示す。



モデル ③

図-6 荷重応答計算モデル

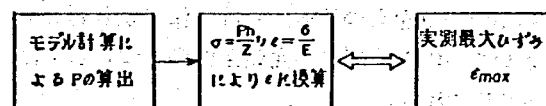


図-7 モデル計算と実測ひずみの比較

30%程度増加することから標準供試体の結果を参考に次のように定めた。

片持ばりモルタルのヤング係数 $E_1 = 2 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

衝突面局部のモルタルの変形係数 $E_1' = 5 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$

鋼のヤング係数 $E_2 = 2 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$

(2) ポアソン比

ポアソン比も速度効果が現われるが、圧縮と引張で異なることもあり、これらを考慮して計算を行うことはむずかしい。そこで図-8に示す値及び標準圧縮試験結果を参考に次のように決定した。

モルタルのポアソン比 $V_1 = 1/6$

鋼のポアソン比 $V_2 = 1/3$

3.1 片持ばりの変形

3.1.1 片持ばりの荷重とひずみ

図-6①で、片持ばりに集中荷重が作用した場合のひずみと荷重の関係は次式で表わされる。

$$M_x = M_A - R_{Ay}x = -Ph + Px = -P(h-x) \quad \dots\dots(1)$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I} \times \frac{h}{2}$$

$$= \frac{-6P(h-x)}{bH^2} \quad \dots\dots(2)$$

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{-6P(h-x)}{bH^2E} \quad \dots\dots(3)$$

ここで、 P ：集中荷重、 R_{Ax} , R_{Ay} , M_A ：片持ばり支点Aにおける座標方向に仮定した反力及び曲げモーメント、 h ：支点Aから集中荷重作用点までの距離、 x ：支点Aからひずみゲージ位置までの距離、 H , b , I ：片持ばりの厚さ、幅及び長さ、 M_x , σ_x , ϵ_x ：ひずみゲージ位置における曲げモーメント、曲げ応力度およびひずみ、 I ：片持ばりの中立軸における断面二次モーメント、 E ：モルタルの弾性係数である。(1), (2), (3)式に衝撃力実験に使用した Type A, B, C の寸法 (H , b), G_2 , G_6 , G_3 , G_8 の位置 (x) 及び集中荷重の作用距離 (h), また物理定数としてモルタルのヤング係数 (E) の値を代入すると次式を得る。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type A : } \epsilon = 0.267 \times 10^{-6} P \\ \text{Type B : } \epsilon = 0.133 \times 10^{-6} P \\ \text{Type C : } \epsilon = 0.033 \times 10^{-6} P \end{array} \right\} \quad \dots\dots(4)$$

3.1.2 荷重応答計算

前述したように、鋼球の運動エネルギーが片持ばりに変形エネルギー（ひずみエネルギー）として伝えられ両者が等しくなるまでは変形するものとして次の等式を立てる。

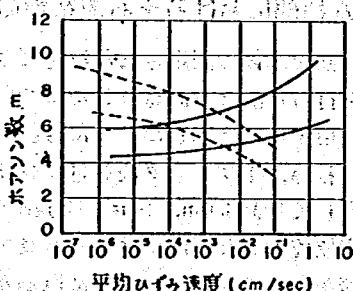


図-8 ポアソン数の速度効果

一般にひずみエネルギー V は次式で表わされる。

$$V = \frac{1}{2} \int_0^h \frac{N^2}{EA} dx + \frac{1}{2} \int_0^h \frac{M^2}{EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^h \frac{KQ^2}{GA} dx \quad \dots\dots(5)$$

ここで、 N , M , Q ：軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力、 E , G ：ヤング係数およびせん断弾性係数、 K ：断面形状係数、 A ：断面積である。

本実験においては、鋼球を片持ばりの面に対して直角に衝突させているため応答計算においても軸方向力 N は 0 としている。よって、ひずみエネルギー V としては、右辺第 2 項、第 3 項だけとなり、これが運動エネルギー T と等しいとすれば次式を得る。

$$T = \frac{1}{2} mv^2 = \frac{1}{2} \int_0^h \frac{M^2}{EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^h \frac{KQ^2}{GA} dx \quad \dots\dots(6)$$

ここで v ：鋼球の速度、 m ：鋼球の質量であり、(6)式に $A \sim C$ 間の断面力 M , Q を代入して $x=0$ から $x=h$ までを積分すれば次式を得る。

$$P = \sqrt{\frac{mv^2}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{Kh}{GA}}} \quad \dots\dots(6')$$

さらに(6)式に Type A, B, C の物理定数を代入しそれを(4)式の右辺へ代入すれば次式を得る。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type A : } \epsilon = 595 \times 10^{-6} v \\ \text{Type B : } \epsilon = 380 \times 10^{-6} v \\ \text{Type C : } \epsilon = 184 \times 10^{-6} v \end{array} \right\} \quad \dots\dots(4')$$

3.2 マッシュなモルタル壁の局部変形

3.2.1 荷重とひずみ

コンクリート体と球体間の相互作用は、マッシュなコンクリート体に鋼球が衝突したものとして考えるが、コンクリート体のひずみの計算は片持ばりとして考える。したがって荷重とひずみの関係は、前節に示した(4)式で表わされる。

3.2.2 荷重応答計算

コンクリート体をマッシュなものとした場合の球速と荷重の関係は次式で示される⁴⁾。

$$\left. \begin{array}{l} P = n\alpha^{3/2}, n = \sqrt{\frac{16R_2}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}}, K_1 = \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, \\ K_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1 n}\right)^{2/5}, n_1 = \frac{1}{m_2} \end{array} \right\} \quad \dots\dots(7)$$

ここで E_1 , E_2 ：コンクリート体および球体のヤング係数、 ν_1 , ν_2 ：コンクリート体および球体のポアソン比、 m_2 ：球体の質量、 R_2 ：球体の半径、 π ：円周率、 v ：球体の速度、 α ：へこみ量、 K_1 , K_2 ：定数である。

この(7)式に物理定数を代入し、それをさらに(4)式に代入すれば次式に示す球速とひずみの関係が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type A : } \epsilon = 336 \times 10^{-6} v^{1.2} \\ \text{Type B : } \epsilon = 167 \times 10^{-6} v^{1.2} \\ \text{Type C : } \epsilon = 42 \times 10^{-6} v^{1.2} \end{array} \right\} \quad \dots\dots(8)$$

3.3 等価質点モデル

3.3.1 計算モデル

図-6③に示すような二質点バネ系としてモデル計算を行うこととし、図に示す二質点の力の均合を考えると、次式のようになる。

$$M_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$k_2 (y_2 - y_1) - M_1 \ddot{y}_1 - k_1 y_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 M_1 、 M_2 ：片持ばりの等価質量および球の質量、 y_1 、 y_2 ：片持ばり載荷点の変位および球の変位、 $\dot{y}_1$ 、 $\dot{y}_2$ ：片持ばり載荷点の変位速度および球の速度、 $\ddot{y}_1$ 、 $\ddot{y}_2$ ：片持ばり載荷点の変位加速度および球の加速度、 k_1 、 k_2 ：片持ばりのバネ定数および球と片持ばり接触点のバネ定数である。

3.3.2 定数の決定

① 球と片持ばり接触点のバネ定数

弾性限度内では、外力 p と伸び（変位量） δ とは正比例することがフックの法則として知られているが、これを適用してバネ定数を求めることにする。

前節の荷重応答計算に使用した(7)式を次のように変形する。

$$p = n\alpha^{3/2} = n\alpha^{1/2}\alpha \quad \dots\dots\dots (7')$$

ここで α は前節の解析においてはへこみ量として扱ったが、本節の解析では、球と片持ばり載荷点の変位差 $y_2 - y_1$ に等しいとおけば (7') 式は次のように書ける。

$$p = n\alpha^{1/2} \cdot \alpha = n(y_2 - y_1)^{1/2} (y_2 - y_1) \\ = \sqrt{\frac{16 R_2}{9\pi^2 (k_1 + k_2)^2}} (y_2 - y_1)^{1/2} (y_2 - y_1) \quad \dots\dots\dots (7'')$$

ここでフックの法則 $p = k\delta$ (k はバネ定数) と (7'') 式を比較すれば、 $\delta = (y_2 - y_1)$ であることから球と片持ばり接触点のバネ定数 k_2 は次式として表わされる。

$$k_2 = \sqrt{\frac{16 R_2}{9\pi^2 (k_1 + k_2)^2}} (y_2 - y_1)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

② 片持ばりのバネ定数

片持ばりのバネ定数 k_1 を求めるには、仮想仕事の原理を適用することにする。仮想仕事の原理によれば片持ばりの荷重作用点における力と変位量の関係は次式で表わされる。

$$y_1 = \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{Kh}{GA} \right) p \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 y_1 ：荷重作用点における変位量、 p ：荷重、 a ：片持ばりの支点から荷重作用点までの距離、 E ：ヤング係数、 I ：片持ばりの中立軸における断面二次モーメント、 G ：せん断弾性係数、 K ：断面形状係数（長方形断面においては $K=1.2$ ）、 A ：断面積である。

①と同様に(12)式をフックの法則と比較すれば片持ばりのバネ定数 k_1 は次式で表わすことができる。

$$k_1 = \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{Kh}{GA} \right)^{-1} \quad \dots\dots\dots (13)$$

③ 片持ばりの質量（等価質量）

片持ばりを質点系にモデル化する場合には、作用点の変位 y_1 ではりの質量 M_1 が一様に運動するものとして式をたてている。しかし片持ばりの変位および変位速度は位置により異なるので、エネルギーを取り扱う場合に $\frac{1}{2} M_1' (\dot{y}_1)^2$ (M_1' は片持ばりの真の質量) とは異なってくる。よって片持ばりの運動エネルギーは次のように表わされる。

$$T = \frac{1}{2} \rho A \int_0^l (\dot{y})^2 dx \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここで ρA ：片持ばりの単位長あたりの質量、 y ：片持

ばりの任意の点での変位量である。ここで y_1 の変位を用いて運動方程式を作る場合、運動エネルギーが等しくなるように等価質量の考え方をとる。

まずはりのたわみを作用点の左側 w_1 、右側 w_2 と別々に式を立てると次のように表わされる。

$$w_1 = \frac{p l^3}{6EI} \left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 \left\{ 3 \left(\frac{h}{l} \right) - 1 + \frac{x}{l} \right\} \\ = y_1 \left(\frac{l}{h} - \frac{x}{h} \right)^2 \left(1.5 - 0.5 \frac{l}{h} + 0.5 \frac{x}{h} \right) \quad \dots\dots (15)$$

$$w_2 = \frac{p l^3}{6EI} \left\{ - \left(\frac{h^3}{l} \right) + 3 \left(\frac{h}{l} \right)^2 - 3 \left(\frac{h^2}{l} \right) \left(\frac{x}{l} \right) \right\} \\ = y_1 \left(-0.5 + 1.5 \frac{l}{h} - 1.5 \frac{x}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (16)$$

ただし作用点の変位は曲げモーメントによる変位がせん断力による変位に比して十分大きいと仮定して次式で示すことにした。

$$y_1 = \frac{Pa^3}{3EI} \quad \dots\dots\dots (12')$$

ここではりの運動エネルギーは(14)、(15)、(16)式より次式で表わされる。

$$T = \frac{1}{2} M_1 v^2 = \frac{1}{2} \rho A \left\{ \int_0^l \left(\frac{dw_2}{dt} \right)^2 dx + \int_l^l \left(\frac{dw_1}{dt} \right)^2 dx \right\} \\ \dots\dots\dots (14')$$

(15)、(16)式へ A 、 B 、 C 供試体の寸法 $l=0.3\text{m}$ 、 $a=0.14\text{m}$ 、 $h=0.16\text{m}$ を (14') 式に代入すれば、 $T = \frac{1}{2} \rho A (\dot{y}_1)^2$ ($0.588 + 0.031$) が求まる。本実験において、はりの真の質量 M_1' は $0.3\rho A$ であるから等価質量 M_1 は $2.03M_1'$ となる。

いまコンクリートの単位体積重量を 2350kg/m^3 とすれば A 、 B 、 C 供試体の等価質量はそれぞれ 2.22 、 4.45 、 $8.89\text{kgsec}^2/\text{m}^3$ となる。以上求められた定数を(12)、(13)式に代入し計算を行う。

3.3 実測値と各モデル計算値の比較

実測ひずみと各モデルの計算ひずみを比較したのが図-9である。これらから衝突速度の増加に従って実測値／計算値は低下する傾向にあることがわかる。よって、実際の現象としては力学的エネルギー保存則が音や熱エネルギーの発生によって成立しないことがいえる。このためエネルギーが損失するものと考えて衝突時の球のエネルギー $M_2 v^2 / M_1$ と実測値／計算値の関係を調べると、図-10のようになる。図から実験式として次式を得る。

$$f = 0.9(E+1)^{-0.8} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 f ：実測値／計算値、 E ： $M_2 v^2 / M_1$ である。

4 砂防ダム袖部における土石流荷重の推定

砂防ダムの袖部を本体で固定された片持ばりと仮定してモデル計算を行った。なお計算モデルについては等価質点モデルを使用することにした。また砂防ダムの袖部の形状は袖高、袖厚、1ブロック長等さまざまなものであるが代表的な形状として袖高3.0m、ブロック長6.0mをモデルとした。衝突位置もまた実際にはさまざまなものであるがここではダム天端から1.0m下った位置に巨石が衝突すると仮定した。パラメーターは、袖厚 $b(1.0, 2.0, 3.0\text{m})$ 、

粒径 d (0.5, 1.0, 2.0m) および衝突速度 v (m/sec) である。

(1) 定数の決定

コンクリートの物理定数は3章で扱った値を用いることにする。石礫の物理定数については、対象とする岩石の種類や空隙率等によってさまざまであるといわれているが実際の岩石の定数を測定した例は少ない。ここでは土石流発生流域に多い花崗岩をモデルの対象として扱いその例⁵⁾ から次のように定数を決定した。

$$E = 5 \times 10^9 \text{ kg/m}^2,$$

$$\nu = 1/4, \rho = 2600 \text{ kg/m}^3$$

ここに、 E : 弾性係数、 ν : ポアソン比、 ρ : 密度である。

また、バネ定数 k_1, k_2 は(11), (13)式を、等価質量は (14') (15)式および(16)式より算出する。

(2) モデル計算による破壊条件

一般にコンクリートにおける圧縮強度 σ_c と引張強度 σ_t の関係は $\sigma_t = (1/10 \sim 1/15) \cdot \sigma_c$ といわれている。いまコンクリートの設計基準強度 σ_{tk} を 280 kg/cm^2 とすればそれに対応する引張強度 σ_t は 24 kg/cm^2 となる。この引張強度の高速載荷時の強度増加率を50% (平均ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 10^4 \sim 10^5 \mu/\text{sec}$) とすれば σ_t は 36 kg/cm^2 となる。またコンクリートの弾性係数 E は $2.0 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ であるから応力とひずみの関係式よりひずみ ϵ は 180×10^{-6} となる。この値を破壊限界ひずみとする。これらの関係を等価質点モデルを使って示したのが図-10である。図において1点破線は(17)式を用いて修正計算した値である。実線および点線は修正前の計算値と推定値である。なお、修正計算を行うにあたっては、今回の鋼球を用いた実物大の1/20~1/30スケールから得られた(17)式が石礫を用いた実物大スケールにも適用できるものとしている。図より土石流の流速が 4 m/sec 程度の場合には、衝突する石礫径とはほぼ等しいかそれ以下の厚さの袖部については破壊が予想されることがわかる。

5 結論と今後の問題点

以上、土石流衝撃力に対する基礎的実験を行い、荷重発生機構および破壊機構をかなり解明することができた。しかし、今後次のような事項について検討する必要があることもわかった。

- (1) 破壊形態に関与する支配的パラメータを検索し、破壊形態の領域区分を確立すること。
- (2) 実物大スケールでの実験を行って計算モデルをチ

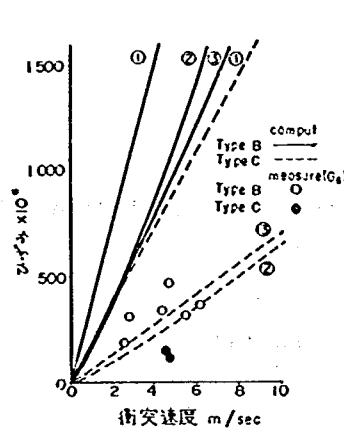


図-9 計算ひずみと実測ひずみ

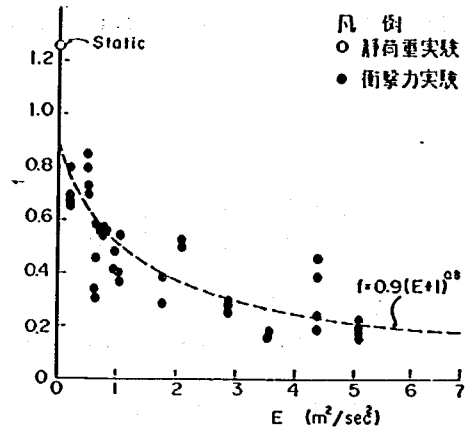


図-10 速度増加に伴うエネルギー変換率の低下

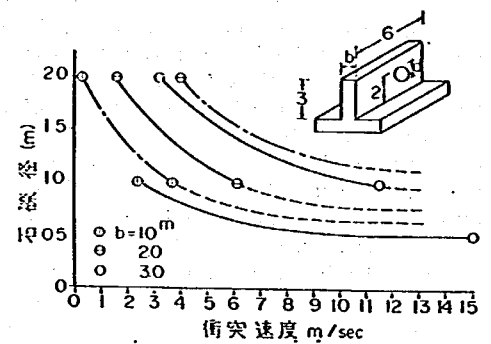


図-11 等価質点モデルを用いた破壊境界値

ェックすること。

- (3) 流体力を含めた土石流力の総合的解析を行うこと。
- (4) 隅部の破壊を含めて対応策を確立すること。

最後に、本研究を行う機会を与えて下さった、中部地方建設局富士砂防工事事務所の皆様と、御指導頂いた砂防研究室、渡辺正幸室長に謝意を表します。

参考文献

1. 水山高久: 砂防ダムに対する土石流衝撃荷重の算定とその問題点, 新砂防 Vol.32 No.1
2. R.P. Kennedy: A Review of Procedures for Analysis and Design of Concrete Structures to Resist Missile Impact effects, Nuclear Engineering and Design 37 (1976) 183-203
3. 竹田仁一, 立川博之, 藤本一男: コンクリート工学 Vol.15 No.4 1977.
4. Werner Goldsmith: Impact (The Theory and Physical Behavior of colling Solids) Edward Arnold LTD 1960
5. 西松裕一, 山口梅太郎: 岩石力学入門, 東京大学出版会 p. 17, 107, 174, 175

A REVIEW OF PROCEDURES FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES TO RESIST MISSILE IMPACT EFFECTS*

R.P. KENNEDY

Holmes & Narver, Inc., Anaheim, California 92801, USA

Received 29 December 1975

Concrete containment walls and internal concrete barrier walls are often required to withstand the effects of missile impact. Potential missiles include external tornado generated missiles (steel rods, steel pipes, wooden poles, and automobiles), aircraft crash, and internal accident generated missiles (turbine blade, and steel pipe missiles resulting from pipe break). Impacting missiles can be classified as either 'hard' or 'soft' depending upon whether the missile deformability is small or large relative to the target deformability. This paper only deals with the effects of 'hard' missile impact. Missile velocities between 100 and 1500 ft/sec are emphasized. 'Hard' missile impact results in both local wall damage and in overall dynamic response of the target wall. Local damage consists of spalling of concrete from the front (impacted) face and scabbing of concrete from the rear face of the target together with missile penetration into the target. If damage is sufficient the missile may perforate or pass through the target. This paper reviews the various empirical procedures commonly used for determining penetration depth, perforation thickness, and scabbing thickness for concrete targets subjected to 'hard' missile impact. Results obtained from these procedures are compared with test data results for low velocity impacts (200-1500 ft/sec). Design recommendations to prevent detrimental local wall damage are presented. Overall dynamic response of the target wall consists of flexural deformations and a potential flexural or shear failure, if the strain energy capacity of the wall does not exceed the kinetic energy input to the wall by the striking 'hard' missile. Simplified procedures are defined for determining the dynamic response of the target wall and for preventing overall failure of the wall. Included are procedures for defining the effective target mass to be used in determining the fraction of the total missile kinetic energy which is transferred or 'input' into the target wall. Also included are procedures for defining the total strain energy capacity of the target wall as determined from the moment and rotational capacities of flexural yield hinges and the yield line deformation pattern of the wall. Lastly, criteria for preventing a premature shear failure are presented.

1. Introduction

Concrete containment walls and internal concrete barrier walls are often required to withstand the effects of missile impact. Potential missiles include external tornado generated missiles (steel rods, steel pipes, wooden poles, and automobiles), aircraft crash, and internal accident generated missiles resulting from pipe break). Impacting missiles can be classified as either 'hard' or 'soft' depending upon whether the missile deformability is small or large relative to the target deformability. This paper deals specifically with the case of 'hard' missile impact although much of the material is also applicable to the case of 'soft' missile impact.

Paper SI/1 presented at the International Seminar on Extreme Load Conditions and Limit Analysis Procedures for Structural Reactor Safeguards and Containment Structures (ELCALAP), Berlin, 8-11 September 1975.

Missile velocities of interest to the nuclear industry are generally in the range 100-600 ft/sec.

'Hard' missile impact results in both local wall damage and in overall dynamic response of the target wall. Local damage consists of spalling of concrete from the front (impacted) face and scabbing of concrete from the rear face of the target together with missile penetration into the target. If damage is sufficient the missile may perforate or pass through the target. Overall dynamic response of the target wall consists of flexural deformations. A potential flexural or shear failure will occur if the strain energy capacity of the wall does not exceed the kinetic energy input to the wall by the striking 'hard' missile.

Local and overall impact phenomena for 'hard' missile impact are schematically shown in fig. 1. With very low velocities, the missile will strike the target wall

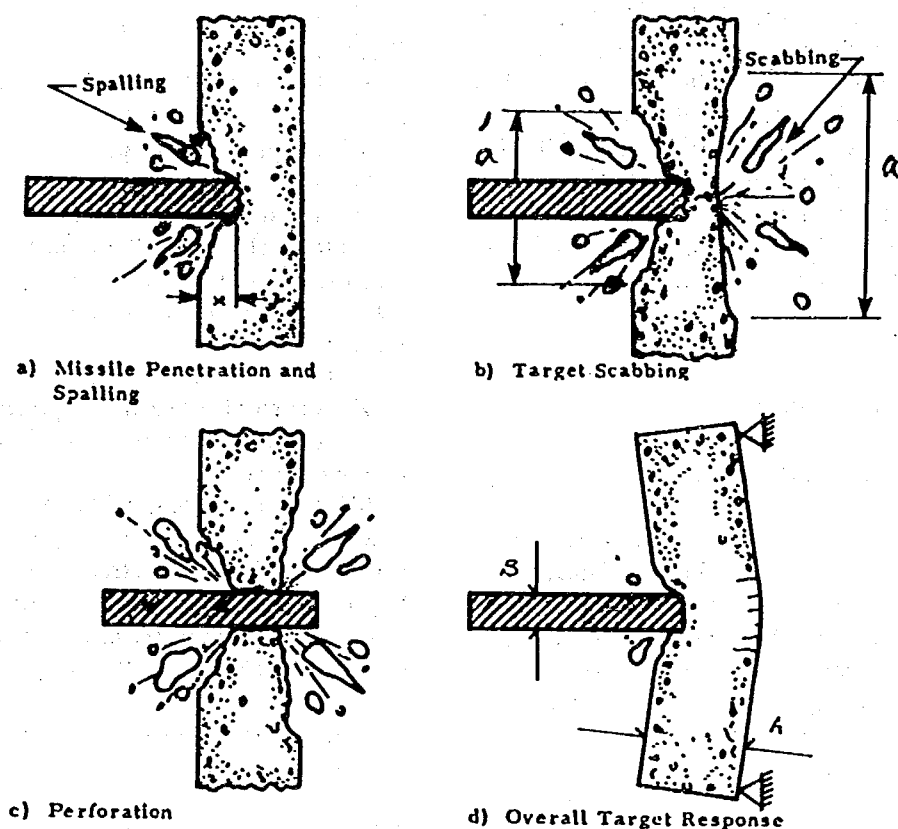


Fig. 1. Missile impact phenomena.

and bounce off without creating any local damage. As the velocity increases, pieces of concrete are spalled (ejected) off of the front or impacted face of the target. This spalling forms a spall crater that extends over a substantially greater area than the cross-sectional area of the striking missile. As the velocity continues to increase, the missile will penetrate the target to depths beyond the depth of the spall crater, forming a cylindrical penetration hole with a diameter only slightly greater than the missile diameter. As the penetration depth increases, the missile will stick to the concrete target rather than rebounding. At this stage the impact meets the criteria of a 'plastic' impact. However, even at lesser penetration depths the impact can be approximately treated as a 'plastic' impact when determining the energy absorbed by the impacted target. Further increases in velocity produce cracking of the concrete on the back surface followed by scabbing (ejection) of concrete from this rear surface. The zone of scabbing will generally be much wider but not as deep as the front face spall crater. Once scabbing be-

gins, the depth of penetration will increase rapidly. For low barrier thickness to missile diameter ratios (less than 5) the pieces of scabbed concrete can be large in size and have substantial velocities. As the missile velocity increases further, perforation of the target will occur as the penetration hole extends through to the scabbing crater. Still higher velocities will cause the missile to exit from the rear face of the target.

Upon 'plastic' impact, portions of the total kinetic energy of the impacting missile are converted to strain energy associated with deformability of the missile, and energy losses associated with target penetration. The remainder of the energy is absorbed or 'inputted' to the impact target. This absorbed energy results in overall target response that includes flexural deformation of the target barrier and deformation of its supporting structure.

Good barrier design practice consists of (1) preventing excessive local damage, and (2) preventing collapse of the barrier resulting from its inability to withstand the absorbed energy. To prevent excessive local

damage requires that either the wall be thick enough to prevent scabbing of the concrete or that a properly designed 'scab' plate be attached to the rear surface of the wall. If a 'scab' plate is used, the wall should be sufficiently thick to prevent perforation. Overall wall collapse is prevented by designing the wall to have reserve strain energy capacity greater than the total absorbed energy to which it is subjected. The remainder of this paper outlines procedures which can be used to obtain these goals.

2. Local missile impact effects

2.1. Terminology and symbols used

The following terminology and symbols are used throughout this discussion of local missile impact effects. Unfortunately, nearly all of the prediction equations are dimensional equations thus necessitating the use of dimensional units in the symbol definitions.

Penetration is the displacement of the missile into the target. It is a measure of the depth of the crater formed at the zone of impact.

Perforation is 'full penetration'. The missile passes through the target with or without exit velocity.

Scabbing is the peeling off of the back face of the target opposite to the face of impact.

Spalling is the ejection of target material from the front face of the target (i.e. the face on which the missile impacts).

A_c is the projectile contact area (in.²).

d is the projectile diameter (in.). All of the experimental and theoretical work concerned with local impact effects has been developed for cylindrical projectiles. For projectiles with noncircular cross sections, d is the diameter of an equivalent cylindrical shaped projectile with the same contact surface area as the contact surface area of the actual missile.

$D = W/d^3$ is the calibre density of the projectile (lb/in.²).

e is the perforation thickness (in.), i.e. the maximum thickness of a target which a missile with a given impact velocity will completely penetrate. Theoretically, the exit velocity of the missile will be zero. For concrete, the perforation thickness will be considerably greater than the penetration depth x due to scabbing of concrete from the rear face of the target.

f'_c is the ultimate compressive strength of concrete (lb/in.²).

K is the concrete penetrability factor. This factor measures the resistance of concrete to penetration.

N is the projectile shape factor.

P_i is the impact pressure per unit contact surface a at time t_i during penetration (lb/in.²).

s is the scabbing thickness (in.), i.e. the thickness c target required to prevent scabbing of material from t rear face of the target for a missile with a given impact velocity.

t is the target thickness (in.).

V is the striking velocity of projectile (ft/sec).

v_i is the instantaneous projectile velocity at time t_i during penetration.

W is the projectile weight (lb).

x is the total penetration depth (in.), i.e. the depth which a missile will penetrate into an infinitely thick target. As defined herein the penetration depth neglect all rear boundary effects and is applicable only when the target thickness is sufficiently great to prevent rear face scabbing.

x_i is the instantaneous penetration depth at time t_i during penetration.

2.2. Review of commonly used procedures for determining local missile impact effects

Currently, in the United States, local missile impact effects for 'hard' missiles have been determined using empirical formulae (some of which possess a partial theoretical basis) to define the penetration depth, perforation and scabbing thicknesses. These formulae are based upon experimental results obtained prior to 1946 for concrete slabs perforated by projectiles and bombs. The most commonly used formulae in the US are the modified Petry formula [1-4], the Army Corps of Engineers formula [3,5], the modified National Defense Research Committee formula [4,6,7], the Amman & Whitney formula [8,9] and the Ballistic Research Laboratory formula [3]. All of these formulae suffer from limitations in the range of available test data.

In nearly all of the tests the striking missile has been an essentially nondeformable projectile or bomb often made of armor-piercing steel, while the target has been a massive, nondeformable concrete target. All of the empirical equations are strictly applicable only to the condition of an essentially nondeformable missile and

target and are thus expected to over-predict local effects for deformable missiles and targets.

Local effects are maximized when the impacting missile strikes normal to the target face. All of the empirical formulae are for the case of normal impact. The angle of strike has a substantial influence on the penetration depth [6] particularly for angles greater than 20° from normal.

The empirical formulae are based upon only a limited range of parameter variation. Until recently, the parametric range of available test data was limited to [7]: $t/d \geq 3$; $d \leq 16$ in.; $0.2 \text{ lb/in.}^3 \leq D \leq 0.8 \text{ lb/in.}^3$; $500 \text{ ft/sec} \leq V \leq 3000 \text{ ft/sec}$; $3 \leq e/d \leq 18$; and $3 \leq s/d \leq 18$. Some of the empirical formulae are based upon an even narrower range of test parameters but none is based upon a wider range. For missile impact problems of interest to the nuclear facility industry, the missile velocities are generally in the range 100–600 ft/sec, thus necessitating that the empirical formulae be used outside of the range of the test data from which they were developed.

2.2.1. Modified Petry formula

The most commonly used formula in the US for determining local 'hard' missile effects has been the modified Petry formula which was originally developed in 1910. According to this formula the penetration depth

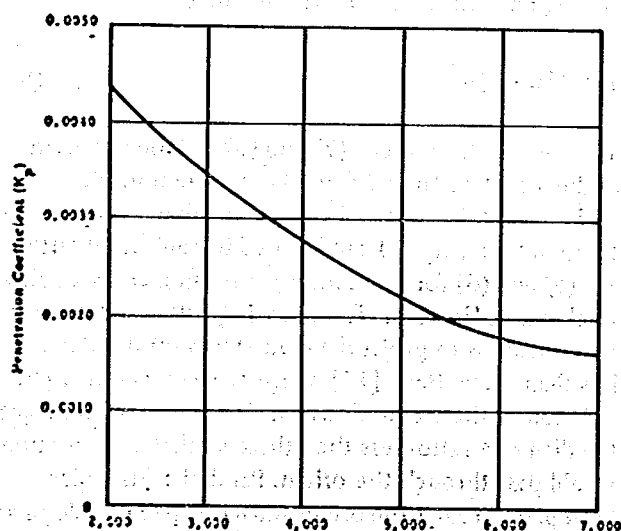


Fig. 2. Value of penetration coefficient K_p for specially reinforced concrete (ref. [2]).

for a missile impacting a massive target is given by

$$x = 12K_p A_p \log_{10} (1 + V^2/215\,000), \quad (1)$$

where K_p is a coefficient depending on the nature of the concrete; and A_p is the weight of missile per unit projected area (lb/ft^2). Originally K_p was defined as: 0.00799 for massive concrete; 0.00426 for normal reinforced concrete; and 0.00284 for specially reinforced concrete. Note that these values of K_p are independent of the concrete strength (an obvious deficiency) and only dependent upon how the concrete is reinforced.

For specially reinforced concrete in which the front and rear face steel is laced together with special ties, Amirikian [2] has revised K_p to account for the effect of concrete strength. The revised K_p values as a function of concrete strength are shown in fig. 2. Even though this figure is only specifically applicable for specially reinforced concrete it has sometimes been used for normal reinforced concrete as well. Thus, as currently applied, the modified Petry formula can give results which differ significantly depending upon the value of K_p that has been used. Herein, use of the original tabulated values of K_p will be defined as modified Petry I, while use of the values in fig. 2 will be defined as modified Petry II.

Amirikian [2] suggested that the perforation thickness by given by

$$e = 2x, \quad (2)$$

where the penetration thickness x is given by the modified Petry formula (eq. (1)). Eq. (2) is defined as the modified Petry formula for perforation. When using the modified Petry formula it has been common practice to define the scabbing thickness as

$$s = (2.2)x. \quad (3)$$

This equation will be defined as the modified Petry formula for scabbing.

2.2.2. Army Corps of Engineers formula

The Army Corps of Engineers [3,5] developed the following formula in 1946:

$$\left(\frac{x}{d}\right) = \frac{282 D d^{0.215}}{(f'_c)^{1/2}} \left(\frac{V}{1000}\right)^{1.5} + 0.5. \quad (4)$$

Eq. (4) has been commonly referred to as the Army

Corps of Engineers (ACE) formula. Eq. (2) is based exclusively upon a statistical fitting of the experimental data. When extrapolated beyond the previously defined range of the test data this equation can lead to unreasonable results.

Perforation and scabbing thickness tests were reported in 1943 [10] for 37 mm, 75 mm, 3 in., and 155 mm projectiles. Regression analysis on these tests has led to the following relationships for perforation and scabbing thicknesses:

$$e/d = 1.32 + 1.24 (x/d), \quad \text{for } (3 \leq e/d \leq 18), \quad (5)$$

$$s/d = 2.12 + 1.36 (x/d), \quad \text{for } (3 \leq s/d \leq 18) \quad (6)$$

These relationships are applicable only within the slab thickness to projectile diameter ratios indicated. For ratios less than three, these equations will lead to increasingly conservative results. Eqs (5) and (6) are commonly known as the ACE formulae for perforation and scabbing.

Perforation tests were also reported in 1944 on 133 concrete slabs [6, 11] for 0.5 calibre bullets where the slab thickness was varied from 3 to 18 times the projectile diameter, and the strength of concrete from 1500 to 7000 lb/in.². These more extensive tests yielded regression equations for perforation and scabbing thicknesses which differ only very slightly (less than 10%) from eqs (5) and (6). Because of the larger projectile diameters used in the original tests, it is believed that eqs. (5) and (6) are more appropriate for missile impacts of interest to nuclear facilities.

2.2.3. Modified National Defense Research Committee formula

In 1946 the National Defense Committee [6] proposed a theory of penetration for a nondeforming projectile penetrating a massive concrete target which offered a good approximation of the experimental results. This theory of penetration enables one to not only calculate the total depth of penetration, but also to calculate the impact force—time history and penetration—depth time history. Based upon this theory of penetration, the National Defense Research Committee (NDRC) proposed that the penetration depth x be obtained from

$$G_{(x/d)} = K N d^{0.20} D (V/1000)^{1.80}, \quad (7)$$

where

$$G_{(x/d)} = \begin{cases} (x/2d)^2, & \text{for } x/d \leq 2.0 \\ [(x/d) - 1], & \text{for } x/d \geq 2.0 \end{cases} \quad (7)$$

N is a missile shape factor equal to: 0.72 for flat nosed bodies; 0.84 for blunt nosed bodies; 1.00 for average bullet nose (spherical end); and 1.14 for very sharp nose. K is a concrete penetrability factor which is a function of the concrete strength. The primary advantage of this NDRC formula is that since it is based upon a theory of penetration, it can be extrapolated beyond the range of available test data with greater confidence. Unfortunately, because of the reduction of interest in projectile penetration of concrete after 1946, the NDRC effort was stopped without completely defining the factor K and the proposed NDRC formula was effectively buried in classified (thus not easily obtainable) reports. Therefore, until recently, the NDRC formula has not been extensively used for missile impact problems in the nuclear industry.

According to ref. [6], K should lie between 2 and 5 depending upon the concrete strength to fit the available test data. Based upon both theoretical and experimental considerations, it was suggested [7] in 1966 that the concrete penetrability factor K is proportional to the reciprocal of the ultimate concrete tensile strength which in turn was taken to be proportional to the square root of the ultimate concrete compressive strength f'_c . By fitting this relationship to the experimental data available for the larger missile diameters the following relationship for K was obtained:

$$K = 180/(f'_c)^{1/2}. \quad (8)$$

The combination of eqs (7) and (8) is defined herein as the modified NDRC formula for penetration.

For slab thickness to projectile diameter ratios greater than three, eq. (7) can be used in conjunction with eqs (5) and (6) for predicting perforation and scabbing thicknesses. However, for many impact problems, the slab thickness to projectile diameter is substantially less than three. Beth [12] suggested a curved-fit extrapolation of these equations for slab thickness to projectile diameter ratios less than three so that the equation would pass through the origin. Parabolic fits which both pass through the origin and have the same slope as eqs (5) and (6) at a slab thickness to projectile diameter ratio of three have been proposed [4,7,13]. This parab

lic fit leads to

$$\frac{e}{d} = 3.19 \left(\frac{x}{d} \right) - 0.718 \left(\frac{x}{d} \right)^2, \quad \text{for } x/d \leq 1.35, \quad (9)$$

$$\frac{s}{d} = 7.91 \left(\frac{x}{d} \right) - 5.06 \left(\frac{x}{d} \right)^2, \quad \text{for } x/d \leq 0.65, \quad (10)$$

whereas for larger x/d ratios eqs (5) and (6) are to be used. This modification when used together with eqs (7) and (8) are known as the modified NDRC formulae for perforation and scabbing. Their primary advantage over the ACE formulae is that they can be extrapolated to slab thickness to projectile diameter ratios less than three without leading to unreasonable results.

2.2.4. Other formulae for local missile effects

Other formulae have also been used to predict penetration, perforation, and scabbing of concrete targets by nondeformable missiles. Two of these are the Ammann and Whitney formula [8,9] and the Ballistic Research Laboratory formula [3].

The Ammann and Whitney formula is intended to predict the penetration of small explosively generated fragments traveling over 1000 ft/sec. According to this formula

$$\left(\frac{x}{d} \right) = \frac{282 ND d^{0.2}}{(f'_c)^{1/2}} \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.8}. \quad (11)$$

This formula is not intended for use with the lower velocity missiles of primary interest to nuclear facilities.

All of the previous formulae for perforation and scabbing thicknesses base the calculated thickness on the calculated penetration depth x . The Ballistic Research Laboratory (BRL) formula directly predicts the perforation thickness to be

$$\frac{e}{d} = 7.8 D d^{0.2} \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.33} \quad (12)$$

for an ultimate compressive strength of 3000 lb/in.². Modifying eq. (12) for other values of the ultimate compressive strength assuming the perforation thickness is inversely proportional to the square root of f'_c , leads to

$$\frac{e}{d} = \frac{427 D d^{0.2}}{(f'_c)^{1/2}} \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.33}. \quad (13)$$

This formula is known as the modified BRL formula for perforation. It has been recommended [14] that

the scabbing thickness can be estimated from

$$s = 2e, \quad (14)$$

where e is defined by eq. (13). This relationship is defined herein as the modified BRL formula for scabbing.

2.2.5. Comparison of predicted local missile effects for various prediction formulae

The penetration depth x and perforation thickness e as obtained from the various prediction formulae are plotted versus velocity for velocities up to 1500 ft/sec in figs. 3 and 4 for a typical missile. Note the wide scatter of results obtained from the various prediction equations.

Considerable penetration and perforation test data exists for missile velocities in excess of 1000 ft/sec. For these velocities, the penetration depth and perforation thickness calculated using the ACE, modified NDRC, and Ammann and Whitney formulae all tend to agree with each other within 30% and all approximately agree with the experimental data available. For the larger diameter (greater than 3 in. in diameter) nondeformable missiles, the modified Petry II formula underpredicts the experimental data for penetration and perforation for velocities in excess of 1000 ft/sec. Similarly, the modified Petry I formula underpredicts the penetration depth for velocities in excess of 1000 ft/sec and the perforation depth for velocities in excess of 1500 ft/sec. Only a relatively small amount of test data exists [4,11,15,16] for larger diameter nondeformable missiles with velocities between 500 and 1000 ft/sec. However, within this range, experimental measured penetration depths are in reasonable agreement with penetration depths obtained from the ACE, modified NDRC, and modified Petry I ($K_p = 0.00426$) formulae, but are underpredicted by the Ammann and Whitney and the modified Petry II in which K_p is based upon fig. 2. As previously mentioned, the Ammann and Whitney formula is not intended to be extrapolated to velocities significantly below 1000 ft/sec. For velocities in the range 500–1000 ft/sec the measured perforation thicknesses are accurately fitted by both the ACE and the modified NDRC formulae. For the larger diameter missiles, the BRL formula underpredicts the test results when extrapolated to velocities below 1000 ft/sec while the modified Petry II underpredicts test results for velocities below 750 ft/sec.

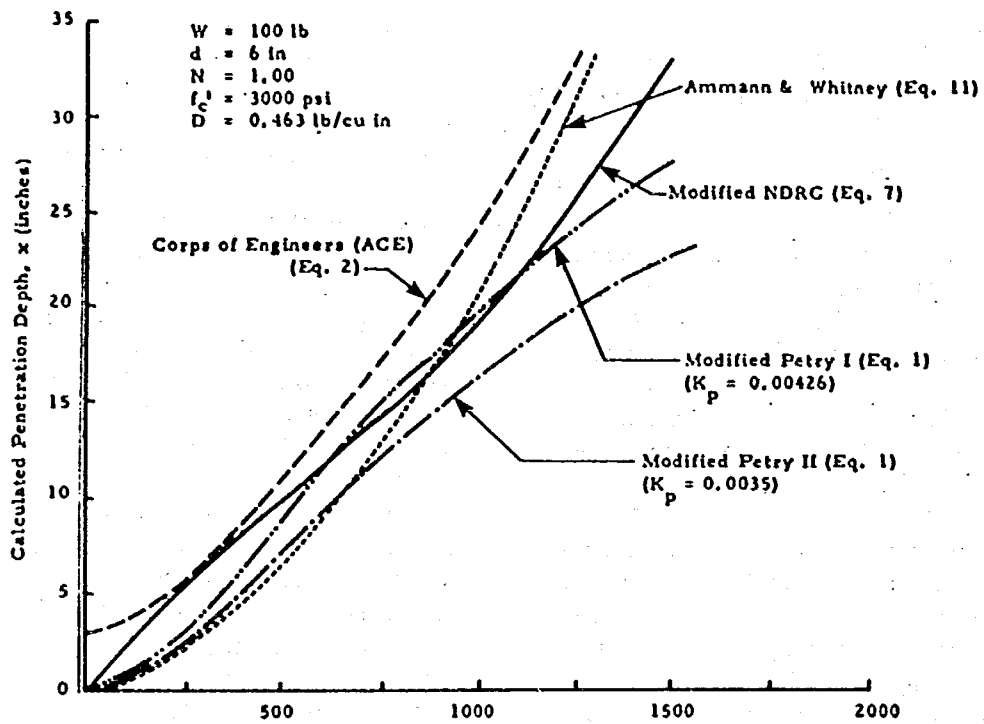


Fig. 3. Comparison of concrete penetration depths calculated by various formulae for the case of a typical missile.

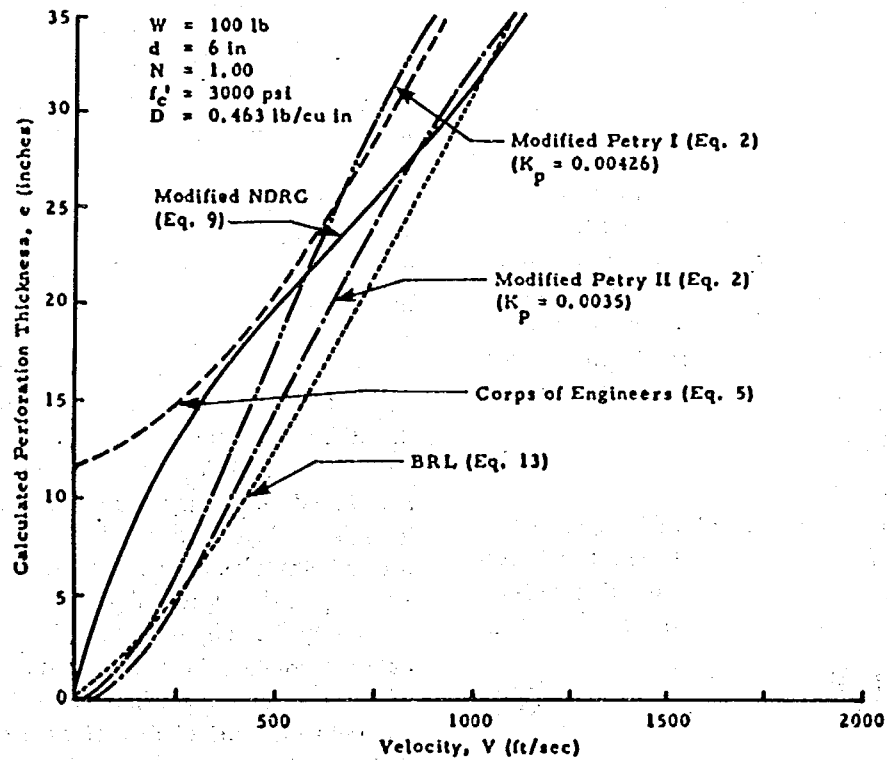


Fig. 4. Comparison of concrete perforation thickness calculated by various formulae for the case of a typical missile.

2.2.6. Current test programs to determine local missile impact effects

Because of the wide scatter of results which can be obtained from the various local missile impact effect equations for velocities below 1000 ft/sec and because test data does not exist for missile velocities below 500 ft/sec, a testing effort was begun within the last two years to determine the local missile impact effects for lower velocity, larger diameter missiles. These missiles have been primarily intended to simulate tornado generated missiles. The Calspan Corporation has recently completed a series of missile impact tests [17] for the Bechtel Corporation, while Sandia Corporation has begun a series of missile impact tests for the Electric Power Research Institute. As a result of these additional tests for lower velocity, larger diameter missiles, it is expected that improved formulae will be developed for predicting penetration, perforation and scabbing thicknesses. In the meantime, the Calspan tests (which were primarily run to determine scabbing thicknesses)

can be used to check the accuracy of scabbing thickness predictions from the various existing formulae in the lower impact velocity range.

The Calspan tests were performed for the following missiles:

(1) an 8 in. dia. solid steel slug weighing approximately 213 lb;

(2) an 8 in. dia. Schedule 40 hollow steel pipe (cross-sectional area 8.40 in.²) weighing 207 and 132 lb; and

(3) an 8 in. dia. solid wood pole weighing 200 lb.

Concrete panel thicknesses were 12, 18 and 24 in. and strengths f'_c varied from 4400 to 5800 psi; missile velocities were varied from 120 to 500 ft/sec. All missiles had flat ends (projectile shape factor $N = 0.72$). A summary of the Calspan test results is presented in table 1. Based upon these tests, the relationship between missile velocity and threshold of scabbing shown in table 2 has been developed [17] for concrete with a compressive strength of about 5000 lb/in.².

The wooden pole missile crushed upon impact and did not cause scabbing of the concrete target even

Table 1.
Summary of low velocity missile tests results (from ref. [17]).

Missile type	Missile weight (lb)	Missile velocity (ft/sec)	Panel thickness (in.)	Panel reinf. EWEF (approx.%)	Panel concrete strength (lb/cm ²)	Panel impact location	Missile permanently deformed length (in.)	Scabbing damage	Scabbing velocity (ft/sec)
Steel slug	214	122	12	0.4	5770	lower	0	moderate	25
Steel slug	214	214	12	0.4	4550	upper	0	severe	105
Steel slug	213	340	12	0.4	4550	center	0	severe	172
Steel slug	213	161	18	0.4	4500	lower	0	none	0
Steel slug	213	207	18	0.4	5100	upper	0	incipient	15
Steel slug	213	337	18	0.6	4900	upper	0	severe	49
Steel slug	213	295	24	0.6	4775	upper	0	none	0
Steel slug	215	377	24	0.6	4500	lower	0	light	14
Steel pipe	202	135	12	0.6	5210	lower	0	none	0
Steel pipe	202	209	12	0.6	5770	upper	0	light	40
Steel pipe	205	210	18	0.4	5210	lower	2.0	none	0
Steel pipe	209	319	18	0.4	5210	upper	5.5	incipient	0
Steel pipe	209	370	24	0.4	4520	lower	7.5	none	0
Steel pipe	208	470	24	0.4	4775	upper	12.0	incipient	0
Steel pipe	210	475	24	0.6	4400	center	10.5	incipient	0
Steel pipe	132	370	18	0.6	4500	lower	11.5	none	40
Steel pipe	132	455	18	0.6	5100	upper	15.0	moderate	40
Wooden pole	201	300	12	0.6	5770	lower	24.0	none	0
Wooden pole	199	440	12	0.6	5770	upper	48.0	none	0
Wooden pole	200	490	24	0.6	4400	center	51.0	none	0

Table 2
Comparison of predicted scabbing thickness versus test results for Calspan tests.

Missile	Velocity (ft/sec)	Calspan test results (table 2)	Scabbing thickness (inches)									
			Modified Petry I ($K_p = 0.00426$) (eqs (1) & (3))		Modified Petry II ($K_p = 0.0022$) (eqs (1) & (3))		Army Corps of Engineers (eqs (4) & (6))		Modified NDRC (eqs (7) & (6) or (10))		Modified BRL (eqs (13) & (14))	
			Pre- dicted	Ratio pred./test	Pre- dicted	Ratio pred./test	Pre- dicted	Ratio pred./test	Pre- dicted	Ratio pred./test	Pre- dicted	Ratio pred./test
213 lb steel slug	100	12.0	1.4	0.12	0.7	0.06	23.3	1.94	14.2	1.18	2.8	0.23
	200	18.0	5.1	0.28	2.6	0.14	24.9	1.38	21.6	1.20	7.2	0.40
	350	24.0	13.4	0.56	6.9	0.29	28.2	1.18	26.1	1.09	15.1	0.63
	mean ratio pred./ test			0.32		0.16		1.50		1.16		0.42
207 lb steel pipe	180	12.0	24.3	2.02	12.5	1.04	19.5	1.62	14.0	1.17	30.3	2.52
	320	18.0	67.5	3.75	34.9	1.94	33.7	1.87	19.3	1.07	65.1	3.62
	470	24.0	122.5	5.10	63.3	2.64	52.8	2.20	27.1	1.13	108.6	4.52
	mean ratio pred./ test			3.62		1.87		1.90		1.12		3.55
132 lb steel pipe	400	18.0	61.4	3.41	31.7	1.76	31.0	1.72	18.9	1.05	55.9	3.11

Table 3

	213 lb steel slug	207 lb steel pipe	132 lb steel pipe
f'_c (lb/in. ²)	5000	5000	5000
N	0.72	0.72	0.72
W (lb)	213	207	132
A_c (in. ²)	50.3	8.40	8.40
d (in.)	8.0	3.27	3.27
D (lb/in. ³)	0.416	5.92	3.78
A_p (lb/ft ²)	610	3550	2260

when fired at approximately 500 ft/sec. It was noted previously that all of the penetration, perforation, and scabbing thickness equations are appropriate only for 'hard' (essentially nondeformable) missiles. Since the wooden pole missile crushed upon impact, these formulae are not applicable for wooden poles impacting a concrete target.

Predicted scabbing thicknesses versus velocity as obtained from the various prediction formulae are shown and compared with the Calspan test results in table 2 for the 213 lb steel slug, the 207 lb steel pipe, and the 132 lb steel pipe, respectively. For all calculated scabbing thicknesses the properties given in table 3 were used. For the hollow steel pipes, the effective diameter d was taken as the diameter of a solid cylinder with the same contact surface area (8.40 in.²) as the actual steel pipes.

From a review of table 2, it is obvious that of the existing scabbing thickness prediction equations, only the modified NDRC formula accurately predicts the Calspan test results for these larger diameter, low velocity missiles. For both the solid steel slug and the hollow steel pipe missiles the modified NDRC formula is consistently 5–20% higher than the test data results and averages about 13% higher. Accuracy appears to be equally good for both types of missiles.

The two modified Petry formulae as well as the modified BRL formula grossly underpredict the test data results for the case of the solid steel slug. The lower the velocity, the worse this underprediction becomes being more than a factor of four too low for the lower velocities. For the steel pipe missiles, when the contact surface area (8.4 in.²) is used, these formulae all greatly overpredict the test results. It might be argued that one should use the total gross frontal area rather than the contact surface area for the hollow steel missiles.

If this were done, then these three formulae would greatly underpredict the results for the hollow steel pipe missiles just as they had underpredicted the results for the solid steel slug. The ACE formula consistently overpredicts the scabbing thickness for all cases.

2.2.7. Recommendation for predicting local missile impact effects for hard nondeformable missiles and massive targets

A number of formulae are in existence and have been used for predicting the required thickness to prevent perforation, and/or scabbing of concrete barrier walls. These formulae are strictly applicable only for use with nondeformable missiles and massive (effectively nondeformable) targets. Their use for conditions in which the missile is highly deformable (wooden poles, automobiles, aircraft airframe) or where the target is very flexible (concrete panels with very large span to depth ratios) will result in excessively conservative predictions of the required thickness to prevent perforation and/or scabbing.

For the case of nondeformable missiles and massive targets, it is strongly recommended that, at the current time, the modified NDRC formula be used to predict the required perforation and/or scabbing thicknesses of concrete barrier walls rather than the other formulae summarized in this paper. It is the only one of the commonly used empirical formulae which is capable of accurately predicting the perforation and scabbing thicknesses over the entire range of missile diameters (up to 16 in.), calibre densities (0.2–6.0 lb/in.³), and missile velocities (100–3000 ft/sec) for which test data is now available. Throughout this range of variables, this formula agrees with test results generally within $\pm 20\%$. Furthermore, the formula has the added advantage of being based upon an approximate theory of penetration rather than being a purely empirical one, thus giving greater confidence in the extrapolation of its results.

2.3. Impact force time history and duration for hard missile impact

To determine the overall target response to a 'hard' missile impact, it is desirable to know either the impact force time history or at least the duration of impact. For the modified NDRC formula for missile penetra-

tion, an approximate theory of penetration is available. This theory enables one to calculate an impact force time history and duration of impact which is consistent with the calculated penetration depth for nondeformable 'hard' missiles and massive targets.

According to this theory of penetration [6], the impact pressure per unit contact area P_i at any time t_i is a function of both the depth of penetration x_i and the projectile velocity v_i at that instant of time and can be represented by a separable force law. Thus,

$$P_i = C g(z_i) f(v_i), \quad (15)$$

where $z_i = x_i/d$. Based upon both the available test data, and some simple theoretical considerations it was determined [6] that the impact pressure per unit contact area in lb/in.² could be given by

$$P_i = \frac{263\,820}{KN} \left(\frac{v_i}{12\,000d} \right)^{0.2} g(z_i), \quad (16)$$

in which

$$g(z_i) = \begin{cases} (x_i/2d), & \text{for } x_i/d \leq 2.0 \\ (1.0), & \text{for } x_i/d \geq 2.0 \end{cases}$$

where v_i , d and x_i must all be expressed in the same dimensional units. Eq. (16) enables the impact pressure per unit contact surface area to be determined for any penetration depth and projectile velocity at any instant in time t_i . However, to use this equation it is necessary to first determine the relationship between x_i and v_i as a function of the initial impact velocity v , and total penetration depth x . To do this requires the writing of the equation of motion for the impacting projectile.

The equation of motion for the impacting projectile at any time t_i after impact is

$$\frac{W}{g} \frac{d^2 x_i}{dt_i^2} = \frac{W}{g} \frac{v_i dv_i}{dx_i} = -F_i = -P_i A_c, \quad (17)$$

where $v_i = dx_i/dt_i$, F_i is the total impact force at time t_i , and A_c is the contact area of the projectile. Substituting in the relationships: $D = W/d^3$ and $A_c = \pi d^2/4$, eq. (17) becomes

$$D v_i \frac{dv_i}{dz_i} = -\frac{\pi g}{4} P_i \quad (18)$$

if consistent dimensional units are used for all terms. Integrating eq. (18) by separation of the variables from the initial conditions at impact ($z_i = 0$, $v_i = V$) to the final conditions at the end of penetration ($z_i = x/d$, $v_i = 0$), and correcting for the dimensional units used (see list of symbols), one can obtain the following formula for the total depth of penetration:

$$G(x/d) = KNd^{0.2} D \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.8}, \quad (19)$$

where

$$G(x/d) = \int_0^{x/d} g(z_i) dz_i \\ = \begin{cases} (x/2d)^2, & \text{for } x/d \leq 2.0 \\ [(x/d) - 1], & \text{for } x/d \geq 2.0 \end{cases}$$

Note that eqs. (19) and (7) are identical. Thus the impact force relationship defined by eq. (16) leads directly to the modified NDRC formula for penetration so that the two formulae are interchangeable.

Similarly, one can substitute eq. (16) into eq. (18) and integrate to determine the relationship between the instantaneous penetration depth x_i and projectile velocity v_i at any time t_i during penetration. This relationship is

$$G(x_i/d) = G(x/d) \left[1 - \left(\frac{v_i}{V} \right)^{1.8} \right], \quad (20)$$

where $G(x/d)$ is as defined by eq. (19), and $G(x_i/d)$ is obtained by substituting x_i for x in the above definition.

For any specific problem of 'hard' nondeformable missile impact, the impact force time history and total duration of impact can be determined by numerical integration of the equation of motion during impact (eqs (17) or (18)), using the impact force relationship defined by eq. (16). However, in many cases this is unnecessary. Reasonable results can often be obtained by assuming that the impact force remains constant throughout the entire duration of impact. With this assumption, the duration of impact T_i and average constant impact force F_A are given by

$$T_i = 2x/V \quad \text{and} \quad F_A = WV/gT_i, \quad (21,22)$$

where consistent units must be used throughout. This

constant impact force F_A can then be applied to the barrier wall for the duration T_I to determine the overall response of the wall as a result of nondeformable projectile impact. This assumption will lead to a slight overestimation of the duration of impact and a significant underestimation of the peak average impact force. However, the total impulse will be accurate.

For the case of a 207 lb, 8 in. dia. Schedule 40 hollow steel pipe missile (cross-sectional area of 8.40 in.²) impacting a 5000 lb/in.² concrete barrier at 320 ft/sec, using eqs (21) and (22) the calculated duration of impact is 0.0047 sec and the calculated average impact force is 436 000 lb which is equivalent to an impact pressure of 52 000 lb/in.².

The impacting projectile acts as a nondeformable projectile only if it is capable of withstanding without crushing the peak impact force which is developed during impact. The peak impact force can be determined by using the impact pressure relationship of eq. (16) together with eqs (19) and (20) for defining the instantaneous penetration depths and velocities. For the above defined hollow steel pipe missile impact problem, eq. (16) predicts a peak impact pressure of 81 900 lb/in.² or a peak impact force of 688 000 lb. If the missile is capable of withstanding this impact force without significant deformation, then it is acceptable to assume it is a nondeformable missile. If the missile cannot withstand this impact force without significant deformation, then the assumption of a nondeformable missile will lead to overpredicting the depth of penetration and the overall target response.

3. Influence of missile and target deformability upon local impact effects and energy transferred to target

In the previous section, procedures for determining local missile impact effects such as penetration, perforation, and scabbing as well as the impact force time history and total duration of impact were described for the case of a nondeformable missile impacting a massive target. If either the missile or the target deform significantly during the impact, then these procedures will lead to overestimating the missile penetration depth and the impact force while underestimating the duration of impact. In this section procedures for estimating the local missile impact effects and energy transferred to the target will be described for the

case of partially deformable missiles and nonmassive deformable targets. These procedures are considered applicable so long as the missile remains sufficiently hard and the target sufficiently massive that the missile will penetrate the target, so that the impact force law defined by eq. (16) is reasonably applicable. Such conditions are satisfied if the missile and/or target deformability are not large compared with the target penetration depth. This is the case for a missile such as a tornado or accident generated hollow steel pipe missile or portions of an aircraft engine which may deform upon impact but still penetrate the target. The approach defined in this section is not considered to be generally appropriate for a wooden missile, automobile or airframe missile which crushes without penetrating the target, so that eq. (16) is not applicable.

3.1. Conservation of energy for penetrating missile impact

For the case of a penetrating missile, the impact can be approximately assumed to be a 'plastic impact' in which the missile sticks to the target after impact or else falls from the target with effectively no rebound energy. In the case of plastic impact, conservation of energy requires that

$$KE_M = SE_M + E_L + KE_T, \quad (23)$$

where KE_M is the total kinetic energy of missile just prior to impact; SE_M the strain energy absorbed in missile during impact as a result of nonrecoverable missile deformability; E_L the energy loss associated with local missile penetration of target; and KE_T the kinetic energy absorbed by target during impact.

The kinetic energy of the missile prior to impact and the kinetic energy absorbed by the target after impact can be expressed by

$$KE_M = W_M V_M^2 / 2g, \quad (24)$$

$$KE_T = \frac{(W_M + W_T) V_T^2}{2g} \quad (\text{plastic impact}), \quad (25)$$

where W_M is the total missile weight; V_M is the missile velocity prior to impact; W_T is the effective inertial weight of the target at the end of impact; and V_T is the target velocity at the end of impact. The effective inertial weight W_T of the target is a function of the de-

formed shape of the target immediately following impact and is generally less than the total target weight.

By conservation of momentum it can be shown that for plastic impact the kinetic energy absorbed by the target is related to the missile kinetic energy by

$$KE_T = \left(\frac{F_M}{1 + F_M} \right) KE_M, \quad (26)$$

where F_M represents the mass ratio as given by

$$F_M = (W_M/W_T). \quad (27)$$

Thus the total energy available to penetrate the target is

$$E_L = \frac{KE_M}{1 + F_M} - SE_M. \quad (28)$$

When one assumes both a nondeformable missile and a massive target then both F_M and SE_M go to zero and all of the missile's kinetic energy is available to penetrate the target. With a deformable missile or a non-massive target a portion of the missile's kinetic energy is used to deform the missile and the target and this reduces the energy available to penetrate the target.

3.2. Influence of target deformability on 'hard' missile impact

Figure 5 illustrates the case of a 'hard' nondeformable missile of weight W_M impacting and penetrating an initially stationary target with an effective inertial weight W_T . At the time of impact the missile's initial

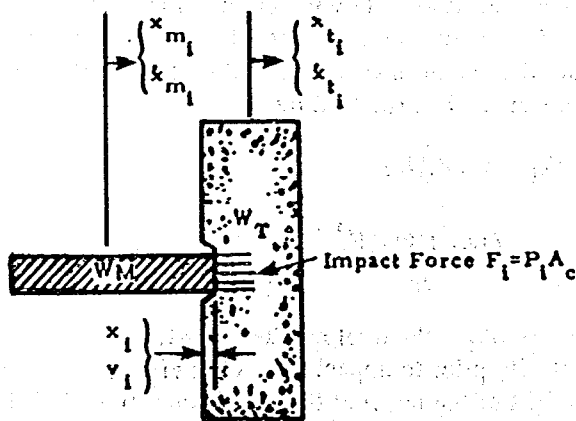


Fig. 5. Missile impacting target of effective weight W_T .

velocity is V_M and its displacement is zero. The target's initial velocity and displacement are both zero. At any time t_i during impact the missile displacement and velocity are x_{mi} and $\dot{x}_{mi}$ while the target displacement and velocity are x_{ti} and $\dot{x}_{ti}$. The penetration distance x_i that the missile penetrates the target and the penetrating velocity v_i are then given by

$$x_i = x_{mi} - x_{ti} \quad \text{and} \quad v_i = \dot{x}_{mi} - \dot{x}_{ti}. \quad (29)$$

Substituting these relationships into the impact force (eq. (16)) and solving the resulting equations of motion for the missile and target, it can be shown that the total depth of penetration x can be calculated by the modified NDRC penetration formula (eq. (19)) when the effective missile calibre density D is defined by

$$D = W_M/[d^3(1 + F_M)], \quad (30)$$

where $F_M = (W_M/W_T)$. All other relationships defined in section 2 remain unchanged. Thus, it is only necessary to use an effective missile weight in place of the actual missile weight W_M to account for the influence of a nonmassive target.

3.3. Effective target inertial weight during missile impact

The effective target inertial weight W_T to be used to determine the local missile impact effects and the kinetic energy absorbed by the target (eq. (26)) is a function of the overall target response during the time of impact. For a ductile target, yield hinges form in the vicinity of the impact and propagate outward with time until they intersect the target wall's edge or support. At this time the yield hinges become stationary in location and further deformations occur in accordance with the static yield line pattern. To determine the effective target weight W_T one must estimate the extent of the target which is mobilized during the time of impact. The extent of the mobilized zone depends upon the speed at which yield hinges propagate outward from the point of impact and the duration of impact. It can be assumed that the yield hinges propagate outward at a velocity between the compression wave and shear wave velocities, which for concrete targets is at least 6000 ft/sec. Thus, the radius R of the zone in feet which can be mobilized during a hard missile impact can be estimated to be at least

$$R = 6000 T_i, \quad (31)$$

where T_I is the duration of impact as given by eq. (21). For a duration of impact of 0.005 sec the radius which can be mobilized is 30 ft. In most cases of a 'hard' missile impact in which the missile penetrates the target, the entire static yield line hinge pattern can be mobilized during the time of impact.

Once the deformation pattern for the target is established, the effective target weight W_T can be determined. The effective weight of the target slab is the weight which must be concentrated at the point of impact on an equivalent weightless target slab in order to obtain the same kinetic energy as the actual target slab. This equivalent weight can be determined from

$$W_T = w \int_A Z^2 dA, \quad (32)$$

where w is the weight per unit area; $\int_A dA$ the symbol for integration over the entire area of the slab; and Z the ratio of the deformation (or velocity) at any point on the slab to the deformation (or velocity) at the point of impact.

The yield line pattern for a square plate target subjected to a concentrated load at its center is shown in fig. 6. For this square plate target undergoing yielding and thus deforming in accordance with its yield line pattern, the effective weight which must be lumped at the load point is

$$W_T = \left(\frac{\pi}{24}\right) W_S = 0.131 W_S, \quad (33)$$

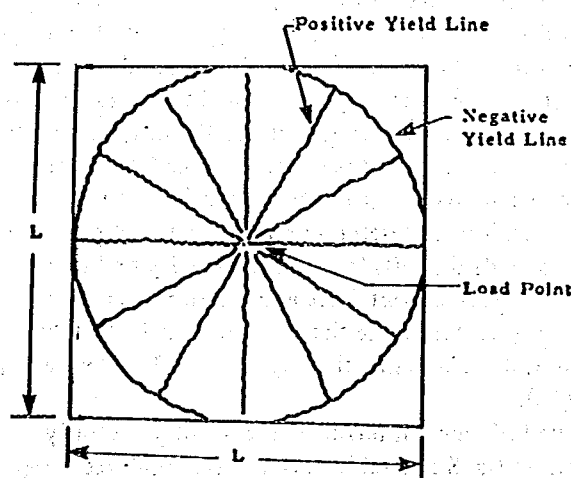


Fig. 6. Yield pattern for concentrated load at center of square slab with restrained edges.

where W_S is the total weight of the slab. For the case of an 18 in. thick 24 ft square barrier wall, the effective target weight would be 17 000 lb.

For most practical missile impact problems the effective target weight will be large compared to the impacting missile weight so that the target can be assumed to be a massive nondeformable target when calculating the local impact effects. However, to determine the overall target response one needs to determine the kinetic energy absorbed by the target (eq. (26)) and for this one needs to determine the ratio F_M of the missile weight to target weight.

3.4. Influence of missile deformability

Figure 7 illustrates the case of an idealized deformable missile impacting a massive nondeformable target. It is assumed that the length of the missile is long compared to the maximum crushing deformation of the missile so that the total missile weight W_M can be assumed to be concentrated behind the crush zone. The crushing strength of the missile is taken as F_C from which the crushing pressure P_C can be determined. At the time of impact the missile's initial velocity is v_{M1} and both its displacement and crushing deformation are zero. During impact the missile both penetrates the target and crushes when the impact force reaches the missile crushing strength F_C . At any time t_i during impact the missile displacement and velocity are x_{mi} and $\dot{x}_{mi}$ while the instantaneous crushing deformation and velocity are δ_{ci} and $\dot{\delta}_{ci}$. Thus, the penetration distance x_i that the missile penetrates the target and its penetrating velocity v_i are given by

$$x_i = x_{mi} - \delta_{ci} \quad \text{and} \quad v_i = \dot{x}_{mi} - \dot{\delta}_{ci}. \quad (34)$$

The impact pressure P_i at time t_i can be determined from eq. (16). Noting that the impact pressure cannot exceed the crushing pressure P_C for the missile, the velocity of penetration v_i must be limited to

$$\left(\frac{v_i}{12\,000\,d}\right)^{0.2} \leq \frac{P_C K N}{263\,820\,g(t_i)}. \quad (35)$$

With this limit for v_i , the crushing velocity $\dot{\delta}_{ci}$ can be determined from eq. (34). The equation of motion for the deformable impacting missile can then be written and numerically solved using the force relationship defined by eq. (16) and the penetration velocity limit defined by eq. (35).

Table 4.

Calculated local missile impact efforts for deformable versus nondeformable steel pipe missile (207 lb, 8 in., Schedule 40 pipe missile impacting 5000 lb/in. concrete at 320 ft/sec).

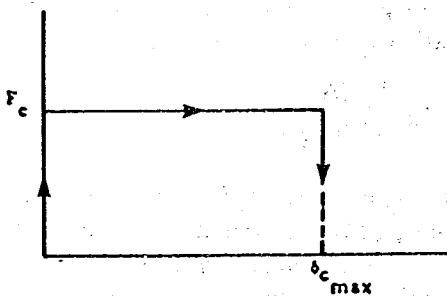
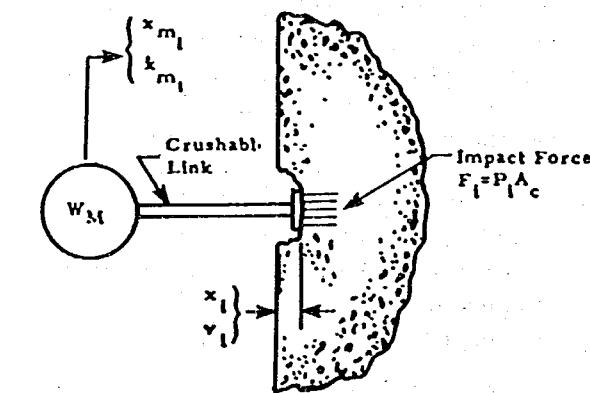
Impact effect	Deformable missile		Nondeformable missile	
	40 000 lb/in. ² crush	60 000 lb/in. ² crush	Based upon pressure History	Assumed constant impact force
Penetration depth x (in.)	5.4	7.1	9.1	9.1
Missile crush disp. δ_c (in.)	7.8	2.9	0	0
Perforation thickness e (in.)	11.1	13.2	15.6	15.6
Scabbing thickness s (in.)	14.3	16.6	19.3	19.3
Duration of impact T (sec)	0.0064	0.0048	0.0042	0.0047
Peak impact pressure P (lb/in. ²)	40 000	60 000	81 900	52 000
Peak impact force F (lb)	336 000	504 000	688 000	437 000

For the 207 lb, 8 in. Schedule 40 hollow pipe missile (8.40 in.² cross section) impacting a 5000 lb/in.² concrete barrier at 320 ft/sec, fig. 8 presents plots of the impact pressure time history for the case of (1) a

nondeformable missile, (2) a missile that crushes at 40 000 lb/in.² pressure, and (3) a missile that crushes at 60 000 lb/in.² pressure. Also shown is the simplified constant force time history represented by eqs (21) and (22) for the nondeformable missile. Table 4 presents the peak impact pressure, peak impact force, duration of impact, penetration depth, missile deformation, perforation thickness, and scabbing thickness for the deformable missiles versus the nondeformable missile.

In subsection 2.3, it was mentioned that for nondeformable missile impact an approximate input pressure time history relationship could be developed by assuming constant impact pressure throughout the duration of impact. As shown in fig. 8 and table 4, this assumption enables one to reasonably estimate the duration of impact (within 12% in this case) and does provide the proper total impulse applied to the target. However, in general this assumption significantly underestimates the peak impact pressure or force (in this case the constant average pressure is only 64% of the peak pressure). Thus, to determine whether the impact pressure exceeds the missile crushing capacity and to estimate the peak impact force applied to a target, it is necessary to determine the pressure time history by numerically evaluating the impact force law defined by eq. (16).

The influence of missile deformability is clearly shown in fig. 8 and table 4. If a missile undergoes significant crush upon impact, this crush significantly lengthens the duration of impact, and reduces the depth of penetration. This reduction in the depth of



Force - Deflection Curve for Crushable Link

Fig. 7. Idealized deformable missile impacting massive target.

penetration is expected to cause a lesser reduction in the required perforation and scabbing thicknesses. The reduction in depth of penetration is less than the missile crush displacement. For the sample problem shown, a missile crush displacement equal to 32% of the nondeformable missile penetration results in a 22% reduction in the depth of penetration and a 14% reduction in scabbing thickness, while a missile deformation equal to 86% of the nondeformable missile penetration results in a 41% reduction in penetration and a 26% reduction in scabbing thickness. In general, it is expected that the missile crush displacement will have to be at least 40% of the calculated nondeformable missile penetration depth before missile crush will have a significant influence on calculated scabbing thicknesses.

4. Overall response of target wall when subjected to 'hard' missile impact

Using the missile impact force time history as the input loading, the overall target wall response time history can be determined by performing a dynamic analysis of the target wall. However, the target wall's response in many cases will go beyond elastic response and so such an analysis would have to generally be a nonlinear analysis and the analysis costs will likely be large. In most cases such an analysis is not necessary to ensure that the barrier wall will not collapse as a result of the missile impact. So long as the wall is designed to fail in a ductile manner, simplified energy methods can be used to determine whether the wall can absorb the inputted kinetic energy without collapse. To ensure ductility, the target wall should be designed to have greater lateral load carrying capacity in shear than in bending, and should be under-reinforced so that the bending capacity is governed by yielding of the tensile reinforcement rather than crushing of the concrete in compression. This section will describe one simplified analysis technique which can be used to ensure that a ductile barrier wall has sufficient energy absorbing capacity to prevent collapse when subjected to a 'hard' missile impact. A number of other techniques such as that contained in ref. [18] can also be used and will lead to similar results.

Collapse of a ductile barrier occurs when the kinetic energy absorbed by the barrier wall from the impacting missile exceeds the strain energy capacity of

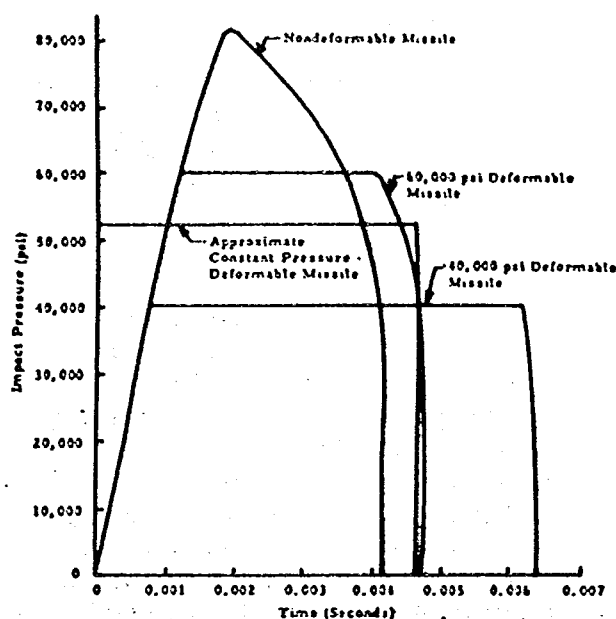


Fig. 8. Impact pressure time history for 207 lb, 8 in., Schedule 40 pipe missile impacting 5000 lb/in.² concrete at 320 ft/sec.

the barrier. Thus, to evaluate the capability of a wall to withstand the overall effect of a missile impact it is necessary to determine both the strain energy capacity of the barrier, and the kinetic energy absorbed by the barrier from the impacting missile.

For 'plastic' impact, the kinetic energy absorbed by the barrier is defined by eq. (26). For a slab or wall failing in flexure, the strain energy capacity can be conservatively determined by yield line or limit analysis. One can assume that yield hinges occur whenever the moment reaches the ultimate moment capacity and that sufficient hinges form, to develop a collapse mechanism prior to collapse. Assuming that all of the strain energy occurs along these yield hinges (i.e. ignoring any elastic strain energy in zones outside of the zone of yielding) a conservative estimate of the total strain energy capacity of the target is obtained from

$$SE_T = \sum_{n=1}^N m_{u_n} r_{u_n} l_n, \quad (36)$$

where N is the total number of yield hinges; m_{u_n} is the moment capacity per unit length for hinge n ; r_{u_n} is the total rotation of hinge n at the time of collapse; and l_n is the length of yield hinge n . Fig. 6 presents the yield line pattern for a square plate target restrained at

its edges and subjected to a concentrated load at the center. With equal positive and negative moment capacity this plate will collapse when the rotational capacity is exceeded along the negative yield line. Thus, for this slab the total strain energy capacity associated with rotation along both the positive and negative yield lines is [19]

$$SE_T = 2\pi L m_u r_u, \quad (37)$$

where m_u is the ultimate moment capacity of the slab per unit length; r_u is the rotational capacity of the negative yield hinges; and L is the total slab length. For other more complex yield patterns similar equations for the total strain energy capacity associated with the yield hinges can be determined [19].

The ultimate moment capacity m_u for any target slab can be easily determined in accordance with the principles of ultimate strength design. However, the ultimate rotational capacity of a slab is less easily established.

4.1. Ultimate rotational capacity

The factors influencing the ultimate rotational capacity of the yield hinges on the slab are not completely known. However, several approximate techniques based upon test data can be used to conservatively estimate the rotational capacity of these yield hinge zones.

For normal construction and under-reinforced concrete beams and slabs (i.e. reinforced so that the tensile steel yields prior to crushing of the concrete), ref. [20] suggests that the rotational capacity be limited to 2° (0.035 rad). For rotations beyond this limit, the concrete cover over compressive reinforcement begins to crush and the moment capacity of the slab is reduced. If the tensile steel and compressive steel are tied together by lacing (quite expensive and not normally done in the US) then the rotational capacity can be increased to about 5° (0.087 rad). These limits should be treated as only very rough guidelines and it is generally preferable to establish the rotational limits for normal construction by the procedures defined below.

The rotational capacity r_u of any yield hinge can be expressed by

$$r_u = \psi_u D_h \quad (38)$$

In which the ultimate curvature ψ_u is given by

$$\psi_u = \epsilon_u / c, \quad (39)$$

where ϵ_u is the ultimate compressive strain capacity of the concrete; c is the distance from the extreme compressive fiber to the neutral axis at ultimate strength; and D_h is the effective dimension of the plastic hinge zone. In 1964, Mattock [21] conducted a number of tests on simply supported, concentrated loaded reinforced concrete beams to determine the rotational capacity of hinging regions (yield lines). Mattock's tests covered concrete strengths of 4000 and 6000 lb/in.², reinforcement yield stresses of 47 000 and 60 000 lb/in.², effective beam depths of 10 and 20 in., spans of 55, 110, and 220 in., and ratios of tensile reinforcement of 0.01 and 0.03.

Based upon these tests, Mattock suggests that the ultimate concrete compressive strain be given by

$$\epsilon_u = 0.003 + (0.5/z), \quad (40)$$

and the effective plastic hinge zone dimension be given by

$$D_h = \frac{d}{2} \left\{ 1 + \left[1.14 \left(\frac{z}{d} \right)^{1/2} \right] \left[1 - \left(\frac{q - q'}{q_b} \right) \left(\frac{d}{16.2} \right)^{1/2} \right] \right\}, \quad (41)$$

where z is the span distance in inches from the point of maximum moment to zero moment; d is the effective beam depth in inches; and the steel reinforcement indexes are

$$q = p f_y / f'_c \quad \text{and} \quad q' = p' f_y / f'_c; \quad (42)$$

q_b is the tensile reinforcement for balanced ultimate strength conditions, where p and p' are the ratios of tensile and compressive reinforcement, respectively.

For ductile behavior, it is generally preferable to ensure that the barrier slab is significantly under-reinforced. For significantly under-reinforced slabs certain simplifications are possible. So long as the reinforcement indexes are limited to

$$[(q - q')/q_b] \leq 0.4 \quad (43)$$

it can be shown that within practical limits for z and d , the rotations obtained from eqs (38)–(41) can be conservatively underestimated by

$$r_u = (0.0065) (d/c). \quad (44)$$

The ultimate rotation results reported in ref. [21] for

beams which satisfy eq. (43) are conservatively underestimated by eq. (44). The ratio of test results to calculated results has a mean of 1.47 and a standard deviation of 0.49. Eq. (44) generally gives rotations in the range 0.025–0.075 rad (1.4–4.3°) when applied to beams which satisfy the requirements of eq. (4.3). Because of the lack of sufficient test data showing beam rotational capacities in excess of 0.07 rad (4°), it is deemed desirable to limit allowable rotations to this amount even under those circumstances where eq. (44) may yield greater rotations.

4.2. Required shear capacity

To ensure that a barrier slab can develop the strain energy capacity defined by eq. (37), it is necessary to prevent a premature shear failure. This can be prevented by ensuring that the concentrated load capacity of the slab in shear either significantly exceeds the load capacity in flexure or else exceeds the peak applied impact force, whichever is less. For the square slab shown in fig. 6 with restrained edges and equal positive and negative moment capacity, the ultimate concentrated load capacity P in flexure is

$$P = 4\pi m_u \quad (45)$$

Thus, it is recommended that the ultimate shear capacity of the slab be at least

$$P_s = \{6\pi m_u\} \text{ or } F, \text{ whichever is less,} \quad (46)$$

where F is the peak applied impact force (see table 4).

Considerable controversy exists as to what constitutes the shear capacity of a slab subjected to dynamic impact forces resulting from 'hard' missile impact. One school of thought indicates that the calculated ultimate shear capacity should be based upon the static ultimate punching shear capacity for a concentrated load applied over the outer diameter of impact (i.e. 8 in. dia. in the case of an impacting 8 in. hollow steel pipe). Considerable research has been performed on the ultimate punching shear capacity of slabs. A summary of this research is beyond the scope of this paper (see refs [22–24]). It has been observed in all of the tests of slabs subjected to 'hard' missile impact loads that as long as these slabs are thicker than the required perforation thickness, there has been no evidence of any slab failing in punching shear even though the calculated peak

applied impact force significantly exceeded (often by as much as a factor of two) the calculated ultimate static punching shear capacity. In nearly every case, punching shear capacity would have required a greater slab thickness than the perforation thickness if the calculated static ultimate punching shear capacity had been required to exceed the shear load defined by eq. (46). Even though the ultimate static punching shear capacity was exceeded by the calculated peak impact force, these slabs did not fail. It has become general practice in the US to require that the slab thickness be greater than either the perforation thickness or the scabbing thickness (if scabbing of the concrete is undesirable) and to ignore punching shear capacity for slabs subjected to 'hard' missile impact. The practice is based purely on evidence that punching shear failures have not occurred in the missile impact tests which have been performed.

The reaction shear capacity, or diagonal tension capacity, is required to exceed the shear load defined by eq. (46) at the external periphery (location of supports) of the slab. Furthermore, the supports are required to withstand the total reaction load defined by eq. (46). These requirements are generally easily met.

4.3. Example problem

A 24 ft square, 18 in. thick edge restrained 5000 lb/in.² concrete barrier wall is to be investigated to ensure that it is capable of withstanding the effects of a center impact by an 8 in. dia. Schedule 40 hollow steel pipe missile (area 8.40 in.²) traveling 320 ft/sec. The wall contains 0.7% reinforcement each way in each face.

It is first necessary to determine the local impact effects in accordance with the procedures defined in sections 2 and 3. The wall is assumed to be massive and nondeformable. However, the thin wall pipe is expected to partially crush when impacting at a velocity of 320 ft/sec and is thus treated as a deformable missile. Assuming a crush pressure of 60 000 lb/in.², the calculated penetration depth, perforation thickness, scabbing thickness, duration of impact, and peak applied force as defined in table 4 are: $x = 7.1$ in.; $e = 13.2$ in.; $s = 16.6$ in.; $T = 0.048$ sec; and $F = 504\,000$ lb. The 18 in. slab thickness is marginal for preventing scabbing of concrete from the rear surface and such scabbing must be considered as a possibility. However, so long as the slab thickness is at least 25% greater than the calculated per-

forating thickness any potential scabbed concrete is expected to be ejected at low velocity (less than 5 ft/sec) and is not considered to be a hazard (see table 1 for confirmatory test results).

Next, the kinetic energy absorbed by the impacted slab should be determined. Based upon plastic impact, the absorbed kinetic energy is given by eq. (26). To determine this absorbed kinetic energy, one must determine the effective slab weight. The calculated duration of impact is sufficient to mobilize the entire slab (see subsection 3.3) and thus the effective weight of the slab as determined by eq. (33) is 17 000 lb. With this slab weight, the ratio of missile to target weight F_M is 0.012 and the absorbed kinetic energy is 4000 ft lb.

The strain energy capacity must next be determined. Based upon an effective depth of 15.6 in. from the compression surface to the tensile steel, the ultimate moment capacity of this slab is 100 000 ft lb/ft and the depth to the neutral axis c is approximately 2.0 in. Based upon eq. (44) the rotational capacity is thus 0.05 rad (2.9°). Substituting these values into eq. (37), the strain energy capacity is found to be 750 000 ft lb which is a factor of nearly 200 greater than the absorbed kinetic energy.

The required ultimate reaction shear capacity based upon eq. (46) is 504 000 lb. This reaction shear capacity is easily achieved in the 18 in. slab. It should be noted that the ultimate static punching shear capacity in the immediate vicinity of the impact is less than 350 000 lb. For the reasons noted in subsection 4.2, punching shear capacity in the vicinity of the impact is normally not considered for 'hard' missile impact.

For the case of the lighter weight, higher velocity, tornado generated missiles, such as the pipe missile considered herein, barrier design is nearly always governed by the local impact effects (perforation or scabbing) and large margins generally exist against overall collapse of the barrier. However, in the case of large, low velocity accident generated missiles, such as a turbine blade missile, prevention of overall target collapse may govern the design rather than local impact effects and so overall collapse must be checked.

5. Summary and conclusions

In this paper simplified procedures are described for determining both the local impact effects and the

overall barrier wall behavior when subjected to 'hard' missile impact. 'Hard' missiles are those for which the missile deformation upon impact is not large compared to the depth of penetration of the missile into the target.

In subsection 2.2, a number of commonly used formulae for predicting local missile impact effects (penetration, perforation and scabbing) for nondeformable missiles impacting nondeformable targets are described and compared. Recent test results for a series of 8 in. dia. solid steel and hollow steel pipe missiles with velocities between 100 and 500 ft/sec are presented and comparison is made between the predicted scabbing thicknesses for the various formulae and the measured scabbing thicknesses. It is concluded that of the existing formulae only the modified NDRC formula (eq. (7) coupled with eqs (5), (6), (8), (9), and (10)) adequately predicts these test results for larger diameter, low velocity missiles. Since this formula also adequately predicts the perforation and scabbing thicknesses for smaller diameter and higher velocity (up to 3000 ft/sec) missiles and is also based upon a theory of penetration, it is recommended that local missile impact effects for 'hard' missiles be determined using this formula.

Because the modified NDRC formula is based upon a theory of penetration with empirical evaluation of some of the coefficients, it is possible to develop an impact force law (eq. (16)) which defines the impact force throughout the duration of penetration. By numerical integration of this impact force law, one can determine the impact force time history throughout the duration of penetration. By simple hand analysis the impact force can be determined as a function of penetration depth (eq. (16) coupled with eq. (20)) throughout the duration of penetration. Eq. (21) can be used to estimate the duration of impact in the case of nondeformable missile impact.

Section 3 extends the theory of penetration to the case of partially deformable 'hard' missiles and deformable targets. The kinetic energy absorbed by the target wall is defined by eq. (26), while the energy available to penetrate the target wall is defined by eq. (28) based upon the expectation of 'plastic' impact. Note that both missile deformability and target deformability reduce the energy available to penetrate the target wall and thus reduce the depth of penetration, and the perforation and scabbing thicknesses.

Target deformability can be defined in terms of the

effective target weight and it is shown that the influence of target deformability on the penetration depth can be evaluated through the use of a reduced effective missile calibre density (eq. (30)) which is a function of the ratio of the actual missile weight to effective target weight. It is shown in subsection 3.3 that the duration of impact is generally of sufficient length to enable the impact stress wave to propagate throughout the entire target during the time of impact. Thus, for an impact load, the target will normally deform in accordance with its static deformed shape for a concentrated load. Using the static deformed shape, the effective target weight can be determined by eqs (32) and (33). It is concluded that for most 'hard' missile impact problems the effective target weight is very large compared to the missile weight and, for this reason, target deformability during the time of impact is generally insufficient to influence the local missile impact effects.

A procedure is presented in subsection 3.4 to determine and account for the effect of missile deformability on local impact effects. As shown in fig. 8 and table 4, missile deformability has the effect of lengthening the duration of impact, and reducing the depth of penetration together with the perforation and scabbing thicknesses. The reduction in the depth of penetration is substantially less than the total missile deformation while the proportional reduction of the perforation and scabbing thicknesses are even less. It is concluded that the missile deformation has to be at least 40% of the calculated penetration depth for a nondeformable missile before missile deformation has a significant influence on the perforation and scabbing thicknesses. However, this magnitude of missile deformability is very possible for heavy hollow metal pipe missiles traveling at substantial velocities. In many cases missile deformability should be considered.

A procedure for ensuring that a target wall will not collapse due to overall wall response is presented in section 4. According to this procedure, a wall will not collapse so long as the available strain energy capacity for the wall is less than the absorbed kinetic energy resulting from the missile impact. Assuming that all of the strain energy occurs as a result of yielding in the vicinity of yield hinges (i.e. conservatively ignoring any elastic strain energy) the total strain energy capacity can be estimated by eqs (36) and (37). Strain energy capacity is proportional to the rotational capacity of the yield hinges. Eq. (44) is presented for conservati-

vely estimating the rotational capacity of the yield hinges for significantly under-reinforced concrete beams and slabs. Sub-section 4.2 discusses the required shear capacity necessary to prevent a premature shear failure prior to developing the full strain energy capacity defined by eqs (36) and (37).

A sample problem showing the application of the procedures defined in this paper is presented in subsection 4.3.

References

- [1] F.J. Samuely and C.W. Hamann, Civil Protection, The Architectural Press (1939).
- [2] A. Amirikian, Design of protective structures, Report NT-3726, Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, Aug. (1950).
- [3] R.C. Gwaltney, Missile generation and protection in light-water-cooled power reaction plants, ORNL NSIC-22, Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee, for the USAEC, Sept. (1968).
- [4] C.V. Chelapati, R.P. Kennedy and I.B. Wall, Probabilistic assessment of aircraft hazard for nuclear power plants, Nucl. Eng. Des. 19 (2) (1972).
- [5] ACE, fundamentals of protective design, Report AT120 AT1207821, Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, (1946).
- [6] NDRC, Effects of impact and explosion, Summary Technical Report of Division 2, National Defense Research Committee, Vol. 1, Washington, D.C. (1946).
- [7] R.P. Kennedy, Effects of an aircraft crash into a concrete reactor containment building, Holmes & Narver Inc., Anaheim, California, July (1966).
- [8] Industrial engineering study to establish safety design criteria for use in engineering of explosive facilities and operations wall response, Report Submitted to Process Engineering Branch, A.P.M.E.D. Picatinny Arsenal, Dover, New Jersey, Apr. (1963).
- [9] Structures to resist the effects of accidental explosions, TM 5-1300, Department of the Army, Washington, D.C. July (1965).
- [10] R.A. Beth and J.G. Stipe, Penetration and explosion tests on concrete slabs, Jan (1943).
- [11] J.G. Stipe, M.E. DeReus et al. Ballistic tests on concrete slabs, CFD Interim Report 28, June (1944).
- [12] R.A. Beth, Concrete penetration, OSRD-4856, National Defense Research Committee Report A-319, Mar. (1945).
- [13] C.V. Chelapati, Probability of perforation of a reactor building due to an aircraft crash, HN-212, Holmes & Narver Inc., Anaheim, California, Jan. (1970).
- [14] R.D. Linderman, M. Fakhari, J.V. Rotz et al., Design of structures for missile impact, BC-TOP-9, Rev. 1, Bechtel Power Corporation, San Francisco, July (1973).

- [15] J.E. Burchard, Final report, National Research Council, Committee on Fortification Design, Dec. (1944).
- [16] R.A. Beth, J.G. Stipe, et al., Concrete properties survey, CFD Interim Report 27, July (1944).
- [17] F.A. Vassallo, Missile impact testing of reinforced concrete panels, IIC-5609-D-1, Calspan Corporation, Buffalo, New York, Jan. (1975).
- [18] R.A. Williamson and R.R. Alvy, Impact effect of fragments striking structural elements, Holmes & Narver, Inc. Anaheim, California (revised and reissued Nov. 1973).
- [19] R.P. Kennedy and C.V. Chelapati, Conditional probability of a local flexured wall failure for a reactor building as a result of aircraft impact, HN 70-8082-5, Holmes & Narver, Inc. Anaheim, California, June (1970).
- [20] Structures to resist the effects of accidental explosions, TM-5-1300, Department of the Army, Washington, D.C. June (1969).
- [21] A.H. Mattock, Rotational capacity of hinging region in reinforced concrete beams, In: *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-9165-50 (ACISP-12), Amer. Soc. Civ. Eng. (1965).
- [22] ACI, Shear in reinforced concrete, ACI SP-42, American Concrete Institute, Detroit (1974).
- [23] A.E. Long, A two-phase approach to the prediction of the punching strength of slabs, *Amer. Concr. Inst. J.* Feb. (1975).
- [24] D. Yitzhaki, Punching strength of reinforced concrete slabs, *Amer. Concr. Inst. J.* May (1966).

衝撃的载荷を受ける鉄筋コンクリート構造部材の動的設計

竹田 仁一*

日南山 博**

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造物または構造部材が爆発、衝突などの衝撃的载荷を受けると静荷重の場合と全く異なる破壊を生ずることは広く知られている。例えばコンクリートスラブの中央に静的に集中荷重を加えると、主として対角線方向のクラックがスラブ全体に広がり、いわゆる曲げ破壊を起こす。これに対して高速に荷重を加えた場合は、载荷位置に近い部分に破壊が集中する例が圧倒的に多い。筆者等の研究によると、このような違いは载荷初期の変形の発端から既に起こっている。そしてその原因が衝撃によって生ずる高速変形時のコンクリートの応力・ひずみ関係の変化及び応力波の作用であることを既に実験的に明らかにしている。

衝撃的载荷を受ける鉄筋コンクリート構造物では、载荷速度による鉄筋の応力・ひずみ関係の変化が上述の要因に加わり極めて複雑であるが、破壊例をし細に検討すると破壊は次の3つの内容から成っていることが知られる。

- a 表面破壊 (クレーター)
- b 裏面はく離 (スキッピング)
- c スラブ本体 (残余の部分) の変形破壊

本報告は鉄筋コンクリート構造の主要部材である梁について上記cの、本体の変形破壊の研究およびそれに基づく設計方法を取扱っている。実験によると鉄筋コンクリート梁は引張鉄筋が降伏した後急速に変形が増大し、破壊することが確かめられている。昨年報告した方法では鉄筋の高速引張実験の結果を直接使うことができなかったが、今回新たな装置によって得た鉄筋の高速実験のデータを使用して「鉄筋コンクリート梁 (RC梁) 高速破壊実験」の結果を検討した。

2. 高速引張りを受ける鉄筋の応答

衝撃的外力を受けるRC構造部材のうち、衝撃の後続変位による、いわゆる高速変形 (衝撃的変形、つまり瞬間的に生ずる変形ではない) では部材中の鉄筋もまた高速にひずむので、RC構造物の耐衝撃設計を完成するには、このような場合の鉄筋の応力・ひずみ関係が明らかにされなければならない。

そのため過去数回にわたり鉄筋高速引張実験を行なったが成功しなかった。困難な点は二つあって、第一は試験体を試験機に緊結する方法、第二は測定上の問題であるが応力とひずみの測定場所が異なるために誤差が大きくなることであった。昨年この誤差を小さくする方法を考案し、かなり良い結果

* 防衛大学校教授

** 同校理工学研究科学生、二等陸尉

を得ることができた。ここでは実験方法および結果の概要を報告する。

(1) 実験方法

計測上の誤差を小さくするには試験体とロードセルをなるべく近づけしかもロードセルをできるだけ小さくする必要がある。いっぽうロードセルのひずみを常に弾性範囲に留める必要から小さくするにも限度がある。従って試験体とロードセルを図1のように製作しロードセルには半導体ゲージ（ゲージ率100）を貼り付け試験体のひずみは塑性ゲージで測定した。

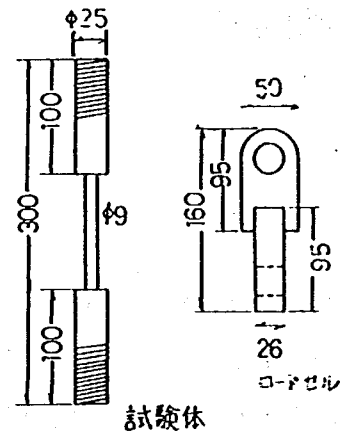


図1 試験体とロードセル

試験体とロードセルは高速载荷試験機に取付け、3段階の速度（静荷重試験、記号S、降伏までの平均ひずみ速度約 $20\mu/s$ 、中速試験、記号Ⅱ、約 $6 \times 10^4 \mu/s$ 、高速試験、記号I、約 $1.1 \times 10^6 \mu/s$ ）で引張実験を行なった。この試験体は以前行なったRC梁高速破壊実験の試験体の9mmφ鉄筋と同一ロットの物である。

応力及びひずみの計測は帯域 100KHz の直流アンプを介してトランジェントレコーダ（バイオメーション805）又はメモリースコープで記録した。

(2) 実験結果

図2に応力・ひずみ曲線の例を示した。载荷が静的载荷から高速载荷に進むに従い応力・ひずみ曲線は変化し、次第に上位降伏点が増大することが知られる。しかし下位降伏点はあまり増加しないので両降伏点の差が次第に大きくなる。

このような定性的な傾向は以前から報告されていたが、²⁾ 実用寸法の試験体についての定量的な報告は、筆者等はまだ得ていなかった。そこでこの実験結果にどの程度の誤差が含まれるかを検討した。試験体とロードセルを図3のよう

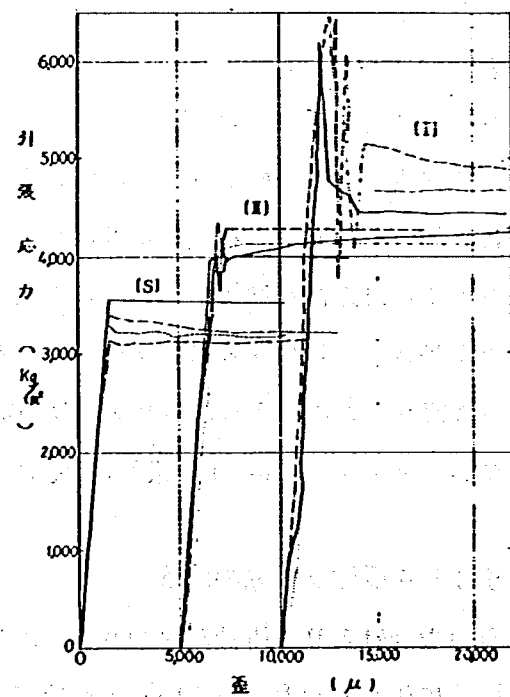


図2 応力～ひずみ曲線

に2質点系にモデル化し、ロードセルの固定されている試験機枠の一端が枠のパネを介して一定速度 $(V \cdot t)$ で上昇するとして振動計算を行ない、ロードセルの記録と試験体に作用する実際の応力との差を計算した。

高速実験では試験体のひずみが上位降伏点ひずみ ϵ_y （平均をとると 2500μ となったのでこの値を使った。ヤング係数は $2.16 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2$ とした）に達した直後に一定復元力 R （下位降伏点応力 4515Kg/cm^2 ）まで低下し、その後は完全弾性体の挙動をすると仮定して計算した。

試験体の運動方程式は、ひずみが降伏ひずみ ϵ_y に到達する時点（ T とする）の前後で次のよう

になる。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ddot{X}_1 + (k_0 + k_1) X_1 - k_1 X_2 &= k_0 V t \\ M_2 \ddot{X}_2 - k_1 X_1 + (k_1 + k_2) X_2 &= 0 \end{aligned} \right\} (0 \leq t \leq T)$$

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ddot{X}_1 + (k_0 + k_1) X_1 - k_1 X_2 &= k_0 V t \\ M_2 \ddot{X}_2 - k_1 X_1 + k_1 X_2 &= -R \end{aligned} \right\} (t \geq T)$$

ここに X_1 は M_1 の変位, X_2 は M_2 の変位で, これらの解は, $X_i = A \phi_i$ (ϕ_i は規準座標, ベクトル)

として

$$A(t) = \frac{\lambda}{\omega^2} - \frac{\lambda}{\omega^3} \sin \omega t \quad (0 \leq t \leq T)$$

$$A(t) = -\frac{\mu}{\omega_1^2} + \frac{\lambda}{\omega_1^2} t_1 + \left\{ \dot{A}(t=T) + \frac{\mu}{\omega_1^2} \right\}$$

$$\cos \omega_1 t_1 + \frac{1}{\omega_1^2} \left\{ A(t=T) - \frac{\lambda}{\omega_1^2} \right\} \sin \omega_1 t_1$$

$$(t \geq T)$$

ここで

$$\omega = \sqrt{\frac{k_0 \phi_1^2 + k_1 (\phi_1 - \phi_2)^2 + k_2}{M_1 \phi_1^2 + M_2 \phi_2^2}}$$

$$\lambda = \frac{k_0 \phi_1 V}{M_1 \phi_1^2 + M_2 \phi_2^2}$$

$$t_1 = t - T$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_0 \phi_1^2 + k_1 (\phi_1 - \phi_2)^2}{M_1 \phi_1^2 + M_2 \phi_2^2}}$$

$$\mu = \frac{R \phi_2}{M_1 \phi_1^2 + M_2 \phi_2^2}$$

実験における値を代入すると,

試験機の質量: $M_1 = 0.5616 \text{ Kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$,

試験体の質量: $M_2 = 0.786 \times 10^{-3} \text{ Kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$

ばね定数: $k_0 = 1.521 \text{ Kg/cm}$,

$k_1 = 6.48 \times 10^6 \text{ Kg/cm}$

$k_2 = 1.38 \times 10^5 \text{ Kg/cm}$ である。

ロードセルによる測定値 F_L 及び試験体に作用する荷重 F_T は

$$F_L = k_1 (X_1 - X_2), F_T = k_2 X_2$$

であたえられる。

またこの実験から応力・ひずみ曲線を描くとき,

応力は F_L/A (A は断面積), ひずみは F_T/E_s

(E_s は鉄筋のヤング係数) で得られる。従って,

このような応力・ひずみ曲線はもともと鉄筋それ自身のものではないのであって, 実験の速度が速くなるほどそれ自身の応力・ひずみ曲線との差は

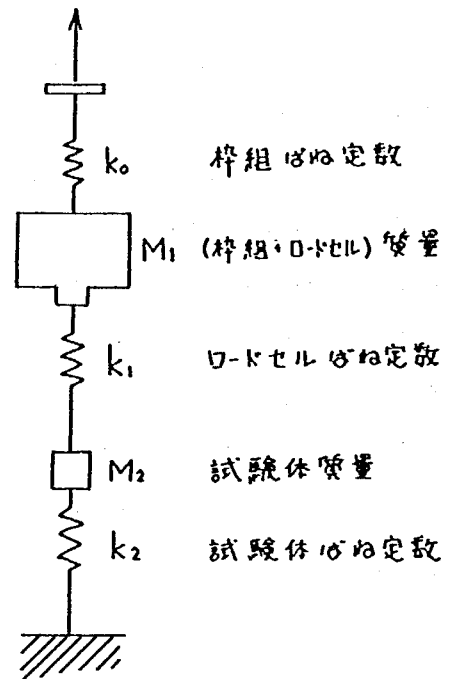


図3 2質点系モデル

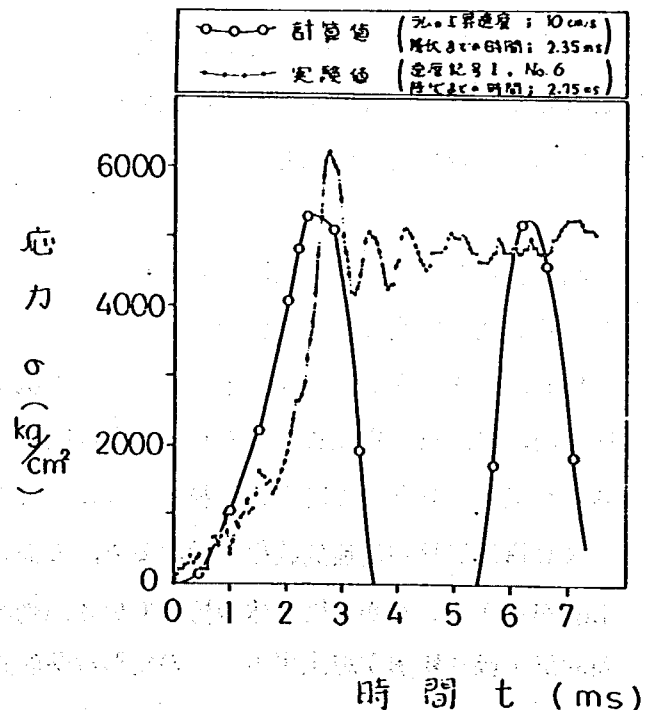


図4 応力測定値の一例とロードセルの記録する応力の計算値

大きくなる。試験機ラムの上昇速度 V を 10 cm/s としたとき、ロードセルの測定する応力の計算値と実験値との比較を図-4に示した。両者とも降伏後、振動が大きくなるが、計算では系のエネルギー減衰を考慮していないので特に甚だしい。しかし、降伏に達するまで両者はかなり似た傾向を示しており、上記のモデルを使用してもよいようである。この計算例の誤差(率)は約1.6%となったが、本実験の結果は特に補正を要するほど大きな誤差をもたないと考えられる。

ところでRC構造部材の動的降伏応力は鉄筋の上位降伏点応力 σ_Y から計算されるが、その σ_Y の値は部材に加わる外力の載荷速度によって変化させなければならない。通常、外力の載荷速度は降伏に達するまでの時間 T (その後部材は急速に破壊に至るので近似的に破壊までの時間に等しい) で与えられることが多い。そこで実験で得られた σ_Y と静的降伏応力 σ_{SY} との比 σ_Y/σ_{SY} と T との関係を図5に示した。なおこの図には前述の計算による測定誤差の修正は行っていない。誤差の正負は場合によって異なるからである。

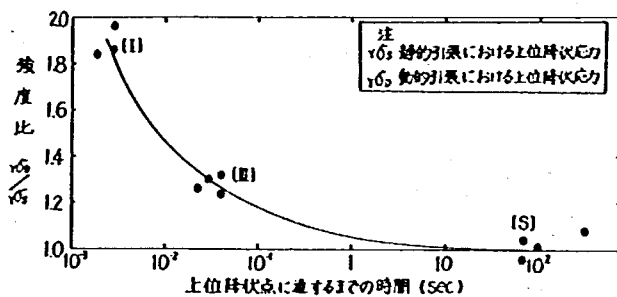


図5 T と σ_Y/σ_{SY} との関係

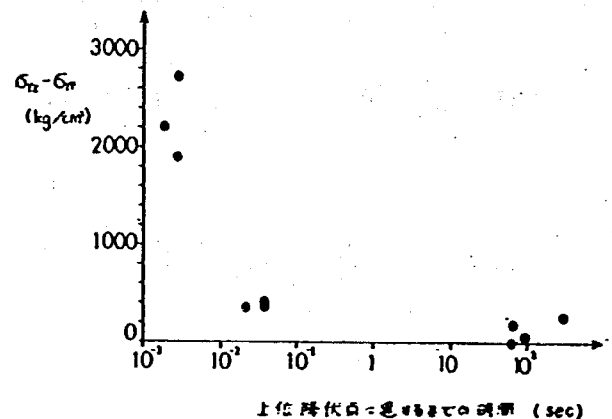


図6 T と $(\sigma_{Y上} - \sigma_{Y下})$ との関係

RC構造部材の鉄筋が降伏した後、部材は塑性的な変形または振動を起こすがこの時点の部材の応答を計算するために必要なデータは最大抵抗力(下位降伏点応力)である。上位降伏点応力と下位降伏点応力との差を図6に示した。

3. 高速载荷を受けるRC曲げ梁の応答

(1) RC曲げ梁高速载荷実験の結果

以前、第4研究所と協同で第1次から第4次にわたって行なったRC梁高速载荷実験(第1~3次は曲げ梁、第4次はせん断梁)の結果は既に発表した、この結果をもとにして高速载荷を受けるRC梁の設計方法の研究を継続的に行ってきた。

RC構造部材が衝撃的载荷を受けると、表面と裏面に瞬間的な破壊いわゆるCraterとScabbingが起きる。しかし衝撃体の持っている運動エネルギーが更に大きい場合は引続いて全体としての変形(後続変形)が生ずる。この変形は準静的に起こり前二者とは甚だしく違っている。

後者は通常の動的応答解析の手法によって解決される³⁾が、昨年までに行なった筆者等の研究が明らかにしたように、解析には応力・ひずみ曲線と破壊限界に対するひずみ速度の影響(いわゆるひずみ速度効果)を考慮に加えなければならない。本年は鉄筋に関する新しい実験結果をもとに実用

化のための研究を行なった。

R C構造部材実用設計の手順は昨年も述べた¹⁾とおり大筋は従来の方法と何ら変わってはいない。したがって実用化のためには動的応答を求めるためのばね定数と降伏点応力(特に最大復元力を与える下位降伏点応力)および安全性検討のための許容値(許容し得るじん性率: Ductility Factor等)に関するデータが必要である。これらのデータは上述のR C曲げ梁高速破壊実験から得られた。

この実験では試験体寸法 $15 \times 20 \times 260 \text{ cm}$,
(W/C) 0.55, 調合はコンクリート 1 m^3 あたり
水 170 Kg セメント 309 Kg 細骨材 766 Kg 粗骨材
 1121 Kg で, 静的圧縮強度の平均は 450 Kg/cm^2
であった。試験体は単筋梁(3-9 ϕ , 3-16 ϕ ,
3-13D, 3-20D)と複筋梁

$$\begin{pmatrix} 3-9\phi \\ 3-13\phi \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} 3-13\phi \\ 3-13\phi \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} 3-16\phi \\ 3-16\phi \end{pmatrix} \text{ で,}$$

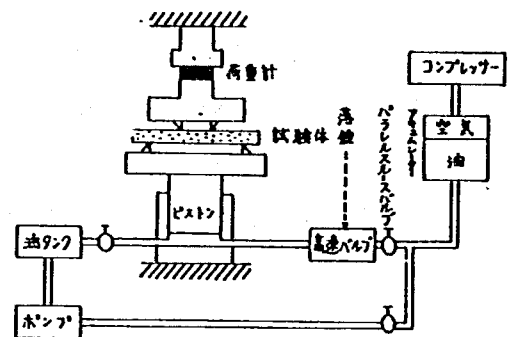


図7 R C曲げ梁高速破壊実験の装置系統図

それぞれ6 ϕ のスターラップ(端部10cm etc, 中央部20cm etc)を用いた。この試験体を図7のように試験機にスパン230cmで取り付け, 3段階の速度(静荷重, 記号S, 中央点の変位速度 $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/sec}$, 中速Ⅱでは $1 \sim 10 \text{ cm/sec}$, 高速Ⅰでは $50 \sim 10^2 \text{ cm/sec}$)で実験を行ない, 荷重, スパン中央点の変位, 圧縮側コンクリートのひずみ及び引張鉄筋のひずみを測定した。

この実験から得た上位降伏点荷重 P_y とそれに対応するたわみ δ_y 及び曲げ剛性係数(ばね定数 P_y/δ_y)と降伏するまでの時間 T との関係を図8, 9, 10に示した。横軸に T をとったのは設計条件で外力の速さを与えるときの便利さを考慮したからである。ここでは図示しないが高速載荷時の荷重・たわみ曲線には低速時のそれと著しく異なる傾向(極めて大きな振動)が見られた。鉄筋高速引張実験で鉄筋の上下降伏点の差が大きいために荷重記録の振動が発生することを述べたが, R C梁中の引張鉄筋も同様の挙動を示すと考えられその結果実際に梁に振動が発生するものと推定される。つまり高速載荷実験の記録はR C梁の動的応答そのものであると考えられる。

R C梁の耐力(上位降伏荷重)をコンクリートと鉄筋のひずみ速度効果を考慮して理論的に求める方法については昨年詳述したが, 同じ方法(但し鉄筋については図5を使用)で計算した値と実験値との比較を図11に示した。まだかなりのばらつきが見られ, 特に複筋梁の場合, 比が1を越す点がいくつか見ら

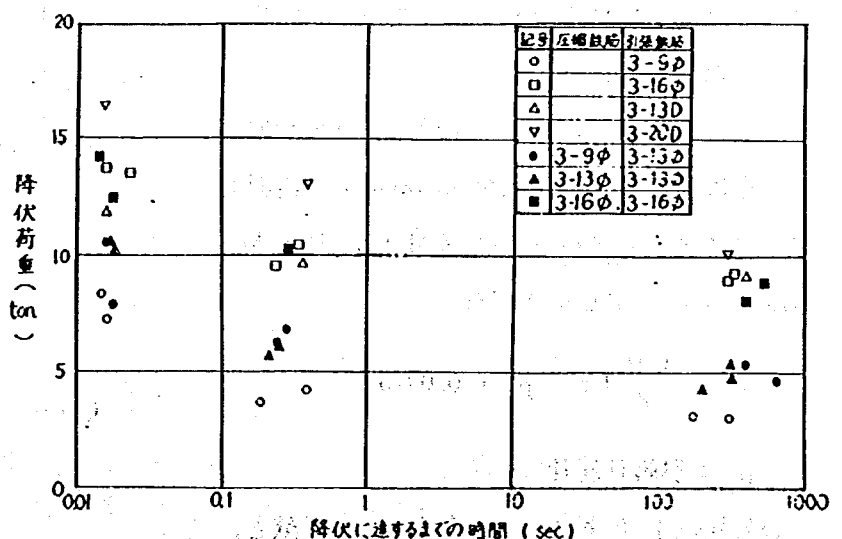


図8 降伏荷重と降伏に達するまでの時間との関係

れるがこれは危険側である。逆に単筋では全部安全側に入っている。従って理論計算では圧縮側鉄筋の効果を大きく見過ぎていると考えられるので注意を要する。

また前述したように高速载荷では梁が振動を起し、そのため荷重の計測値に大きな誤差が入ることが心配されたが、理論計算値との比較からその誤差はあまり大きくないと考えてよいようである。

何れにしても実際設計の許容限界は後述するようにじん性率で与えることが多いから直接問題になるのは最大たわみ量である。

(2) 動的応答の理論解析

RC構造部材の動的応答を求めるためのばね定数は実験

によると図10に示したように降伏に達するまでの時間によって変化する。しかし変化のし方は梁の種類によって異なっており、単筋梁では丸鋼の場合大きな変化は見られないが、異型鉄筋特に高速の場合かなり増大している。同じ傾向は複筋梁でも見られる。

以前から鉄筋コンクリート構造部材の動的応答計算に用いるばね定数を求めるための断面2次モーメント I_a の公式としてM.I.T.のJ.M. Biggs 教授の示した式がある。

$$I_a = \frac{bd^2}{2} (5.5 p_t + 0.083)$$

p_t : 引張鉄筋比

この公式は I_a に対するコンクリートの貢献と、

鉄筋とコンクリートのヤング係数比を22とし

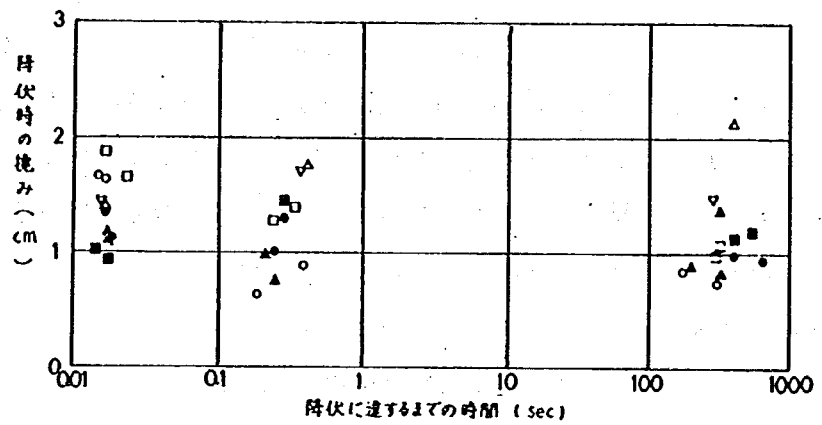


図9 降伏時のたわみと降伏に達するまでの時間

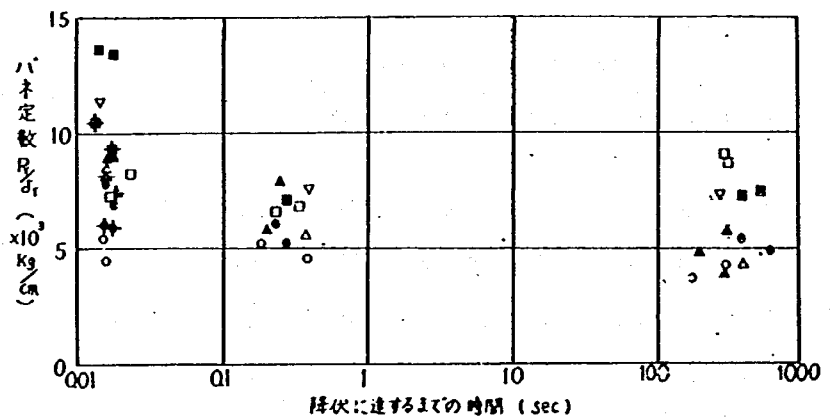


図10 バネ定数と降伏に達するまでの時間との関係

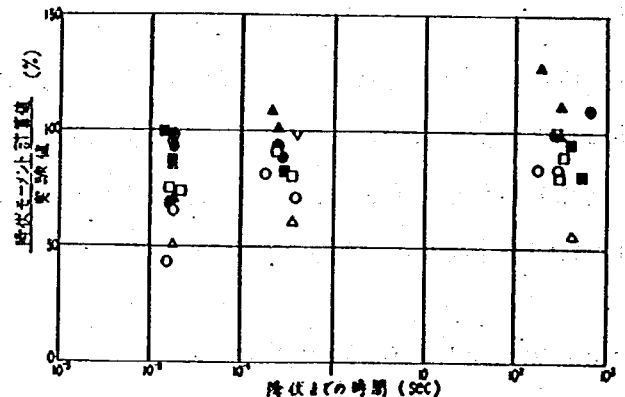


図11 降伏モーメントの計算値と実験値との比

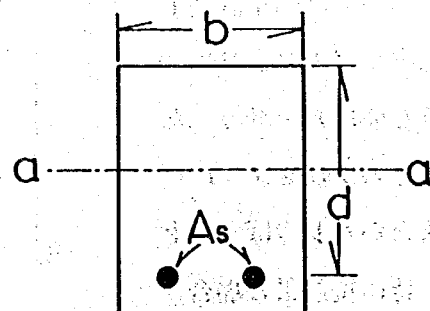


図12 RC梁の断面

て求めた引張鉄筋の貢献との平均として得られている。

本実験における単純梁のばね定数を、Biggs 教授の式によって計算すると

$$K = 56.4 \times \frac{EI}{\ell^3} = \begin{cases} 4590 \text{ Kg/cm} (3-9\phi) \\ 6180 \text{ " } (3-16\phi) \\ 7760 \text{ " } (\text{ " }) \end{cases}$$

となり静的载荷の実験値にかなり近い値が得られる。

しかし高速载荷時の値からはかけ離れており別の式が必要である。もっとも図10の高速時のばね定数は荷重・たわみ曲線の最大荷重点で測っているので実際のばね定数より大きい可能性がある。そこで振動している荷重・たわみ曲線の中軸から近似的にばね定数を求め図中に次の記号で示した。記号の下はそれぞれの静的载荷時のバネ定数に対する比である。

$$\begin{array}{ccc} \blacksquare : \begin{array}{l} 3-16\phi \\ 3-16\phi \end{array} & \blacktriangle : \begin{array}{l} 3-13\phi \\ 3-13\phi \end{array} & \bullet : \begin{array}{l} 3-9\phi \\ 3-13\phi \end{array} \\ <1.34> & <1.49> & <1.16> \end{array}$$

曲げ梁の実験結果から载荷速度の影響（降伏までの時間Tによった）を含む曲げ剛性（EI）を求めると

$$(EI) = E_1 I_0 \{ \alpha + \beta p_t + r p_c \},$$

p_c : 圧縮鉄筋比

となる。 E_1 は圧縮コンクリート応力の合力作用点の応力・ひずみ関係から定まるコンクリートのヤング係数（本実験では $1.82 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ 、载荷速度によってあまり変化しない）、 $I_0 = bd^3/12$ であり、係数 α 、 β 、 r は梁の種類と载荷速度によって変化する。丸鉄筋の場合、

$$T = 1000^s \text{ で、 } \alpha = \frac{1}{6}, \beta = 45.6, r = 2.3$$

$$T = 1^s \text{ で、 } \alpha = \frac{1}{3.5}, \beta = 42.5, r = 6.5$$

$$T = 0.1^s \text{ で、 } \alpha = \frac{1}{2.7}, \beta = 40.3, r = 9.6$$

$$T = 0.016^s \text{ で、 } \alpha = \frac{1}{1.75}, \beta = 35.0, r = 17.0$$

となった。载荷速度が大きくなるに従い剛性に対するコンクリートの貢献度は増大し、引張鉄筋の貢献度は低下する。これは鉄筋およびコンクリートの応力・ひずみ曲線に対する速度効果および中立軸の位置の変化によると考えられる。圧縮鉄筋の貢献が引張鉄筋より小さいのは中立軸位置が一般に圧縮側に偏るので圧縮鉄筋のひずみが小さくなることと関係があるようである。

高速载荷時の応答計算に必要なもうひとつのデータ、最大抵抗力（下位降伏点応力）は図6から得られる。

(3) 安全性の検討

RC構造部材の動的応答を計算した後、その応答量が許容範囲に留まっているかどうかを検討しなければならない。通常許容範囲はじん性率（Ductility Factor）で与えられる。これは最大たわみと降伏点たわみ（引張鉄筋が降伏するときのたわみ）との比であるが、高速载荷の場合は降伏点に到達した直後、大きな振動を発生して直ちに破壊に至るので、じん性率も1とした方が良いと考えられる。

4. あとがき

鉄筋コンクリート梁（ここでは曲げ梁）の動的応答計算及び安全性能検討について述べたが、実用化までに解決しなければならない問題がまだかなり残されている。

〔 参 考 文 献 〕

- 1) 竹田, 立川, 藤本, 山上: 鉄筋コンクリート構造部材の耐衝撃設計法, 土木技術研究会第17号, 1977-2, P 13~18
- 2) 作井誠太: 鉄鋼の高速変形について, 鉄と鋼, 第57年(1971)第14号, P 132~146
- 3) J.M. Biggs: Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill.

討 議

中村(防大): 有効剛性とは何か。

日南山: ここではRCはり破壊実験の荷重・たわみ曲線の降伏前の部分から求めた値をいっている。コンクリートおよび鉄筋の速度効果等によって静的な理論式から求めた値とかなり異なっている。RC梁の応答計算にはこの値を用いなければならないと考えている。

中村(防大): 付着破壊の影響はどうか。

日南山: 特に径の太い鉄筋を用いたRCはりには、実験において付着破壊の影響が見られた。

爆発，衝撃を受けるコンクリートの変形と破壊

竹田仁一*，山上 明**

1 ま え が き

この報告は構造物の耐爆，耐衝撃設計方法を開発するために筆者等が継続的に行なっている研究のうち，コンクリート自体に関するものである。最近，自衛隊施設だけでなく，一般の重要構造物，たとえば原子力発電所，大規模化学工場等でも，耐衝撃，耐爆発の技術的対策が設計上必要になる場合が多くなった。従来，土木，建築構造学のこの分野の進歩は，他の分野に比べ，著しく遅れていたが，最近，高速現象計測装置の進歩，構造材料の動的性質研究の発展¹⁾等を契機として急速に進んで来た。遠からず，従来の経験的手法と決別し，合理的設計に進むことが可能になると期待される。

筆者等は，昨年まで，新しい耐爆，耐衝撃設計方法の筋道と，それを実現するために行なっている筆者等の研究を報告した。²⁾ その設計方法の原理は何ら従来のものと異なるものでないが，設計応答を求める段階で以前のものとははなはだしく相違するので，従来の手法になじんだ技術者には初め取り入れ難いかも知れない。しかし，合理的手法の筋道は現在この方法だけしか考えられないので，紹介も兼ねて，やや詳しく報告する。

2 爆発，衝撃を受けるコンクリートの応答の特徴

ここでは従来の研究から既に知られている事項を概説する。耐爆，耐衝撃設計の立場から爆発，衝撃を構造物に対する外的作用と見る時，これらには通常の外力，作用等とははなはだしく異なる点があることにすぐ気付くであろう。それは，爆発も衝撃もその影響（効果）が構造物の材質，大きさ，形状等によって異なる大きさをもつことである。たとえば柔軟な構造物は衝撃を柳に風と吹き流すこともできるからである。しかし，静的な場合には10 tonの荷重は何時，どこでも10 tonの大きさと効果とをもっている。もっとも，この性質は爆発，衝撃だけではなく，地震応答等広く動的外力に共通の性質であるが，耐震設計などの現行法では静的取り扱いをしているに過ぎない。

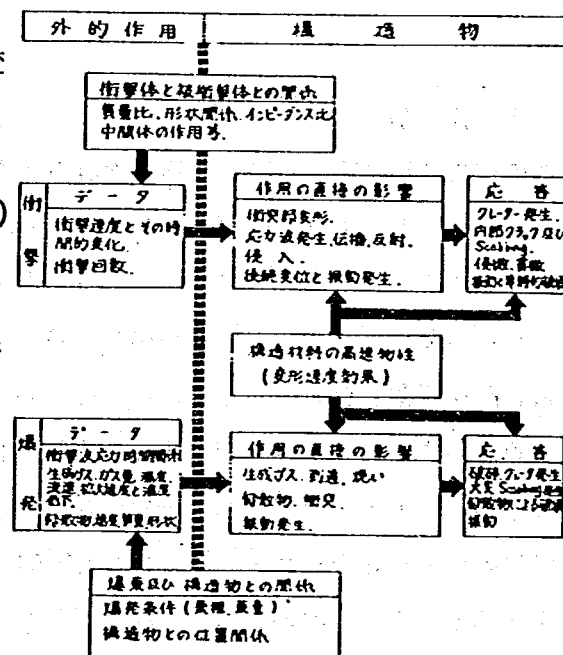
衝撃を外力と考える時，それに関する重要なデータは衝撃の速度とその時間的關係及び繰り返し数であるが，これは上述のように衝撃体と被衝撃体との関係から決まって来る。³⁾ 以前，衝撃では最大加速度一辺倒であったが，今日では構造物に発生する最大加速度が構造物の変形，破壊に直接結び付くのは極く特別の場合であることが知られている。⁵⁾ また，上記のデータの中に応力が入っていないのは，構造物に発生する応力，ひずみ，ひずみ速度等はすべて速度・時間關係及び衝撃体と被衝撃体との関係より求められるからである。^{3), 4), 6)} 衝撃によってコンクリートには衝撃部の変形，破壊（Crater）を生じ，発生応力波の伝ばによって内部クラックまたは裏面はく離（Scabbing）が発生する。もし衝撃体の持つ運動エネルギーがきわめて大きい時，それはコンクリート中に侵入し，

* 防衛大学校教授 ** 同校研究科学生，一等陸尉

時には貫徹する。⁷⁾ コンクリート中にそれほど侵入しない場合でも、衝撃体の運動はコンクリートの塑性変形によってかなり長時間継続し、応力波の作用が終息した後も移動を継続することがある。この移動（後続変位ということとする）によってコンクリートには準静的な変形、振動等がおこり、場合によっては破壊する。たとえばコンクリート壁体ではCrater, Scabbingの外に準静的破壊である曲げクラックも見られることがある。⁴⁾ コンクリートの衝撃による変形、破壊についてもう一つ重要な性質はこれらがコンクリートの応力・ひずみ関係及び破壊限界に対するひずみ速度の影響を受けることである。¹⁾ 以上の説明を表-1に整理して示した。

爆発の場合、通常の堅固な物体による衝撃と異なる点は作用が生成ガスまたは空気中を伝ばする衝撃波と、高温、高圧の生成ガスによって行なわれることである。時には容器等の破片の衝突を受けるかも知れない（近距離ではこれが最初に届く）。爆発による応答の説明も表-1に示した。

表-1 爆発、衝撃によるコンクリートの応答



爆発、衝撃による構造物の応答を定量的に予測することは筆者等の研究の重要項目の一つ^(註)であるが、それには上述のすべての応答を求めなければならない。これははなはだ複雑であるが、現在までの研究から、これらの応答がそれぞれ異なる機構で発生するので、それぞれの応答計算を独立に行なった後、総合して全体の応答が得られることが知られている。

ところで、衝撃による衝突部破壊（表面破壊, Crater）の発生機構及び定量的予測の方法はまだよく知られていないが、衝突速度及び材料の種類によって優越する発生機構が異なるようである。衝撃速度の比較的遅い場合は塑性的変形,⁸⁾ 塑性すべり^{9), 10)} 等、静的な取り扱いが可能であるが、高速衝撃では表面波（レーリー波）^{11), 12)} が主要なものであり、表面張力などもあずかっている¹³⁾ と考えられる。しかし何れの場合も衝撃体の形、質量、強度、衝撃体と被衝撃体間の摩擦、親和力等も大きな影響をもつことを示す報告もなされている。¹³⁾

爆発、衝撃による裏面はく離は、応力波の自由端反射によって発生する引張波が原因であることにほとんど疑問の余地はないが、裏面はく離だけでなく内部クラック等も予測するには応力波に関して次のようなデータが集積されなければならない。

- (1) 衝撃によってコンクリート中に発生する応力波の大きさ、波形及びその時間的变化
- (2) コンクリート中を伝ばする応力波の減衰
- (3) コンクリートとそれに接触する他材料との間の応力波の透過、反射を計算するために必要な常

〔註〕 構造物の許容し得る応答量を定めることも、もう一つの重要な研究項目である。

数であるインピーダンスとその応力レベルによる変化

(4) 鉄筋の影響

筆者等はこれら各項について研究を進めている。

爆発によるCraterの発生は衝撃の場合と異なっている。Crater周囲のコンクリートはもち論、吹き飛ばされたコンクリートもすべて白く脱水しており、裏面ではく離れたコンクリートとは著しい違いがある。このことから筆者等は、Crater発生 of 主要機構が高温、高压の爆発生成ガスによる脱水破壊であろうと考え、この立場から実験結果を整理して報告した。¹⁴⁾ コンクリート及びモルタル角柱の衝撃によるScabbingの発生についても昨年報告した。²⁾

堅固な物体のコンクリート中への侵徹について、物体が衝突時持っていた運動エネルギーが主として侵徹孔の壁面形成に使用されると仮定して求めた筆者等の実験式が、キャリバー30から200mmりゅう弾砲に至る大小広い範囲の弾丸による実験結果ときわめてよく一致することを見だして既に報告した。⁷⁾ その外の準静的な変形、破壊の研究もかなり進んで来た。^{16), 17)}

3 一次元応力波によるコンクリートの変形と破壊

一つの座標軸方向の応力(ひずみ)だけが存在し、その方向に伝ばする一次元応力波(座標軸に垂直な平面上の粒子はすべて同一の運動をする。つまり縦波)を最初に取り上げる。もっとも、これは無限の広がりを持ち、均質な物質で構成される平板の表面に、それに垂直な等分布衝撃力が作用する場合に実現される理想的応力波に過ぎないが、実際の場合にも、たとえば細い棒の軸方向衝撃など、近似的にこのように仮定して取り扱い得る場合が少なくない。^(註1) この研究の基礎となった実験もコンクリート角柱の軸方向衝撃である。

3.1 他媒質からコンクリートへの応力波の透過

はじめに、この現象を塑性応力波理論によって簡単に予測してみよう。いま、一定断面の鋼製角柱とコンクリート角柱が図-1(b)のように接続されており、鋼柱からコンクリート柱へ応力波が進入すると仮定する。ここで鋼柱は弾性体、コンクリート柱は図-1(a)の応力・ひずみ曲線をもつ塑性体とする(ここでは仮に応力・ひずみ曲線を図のような折れ線で表現する)入射波を

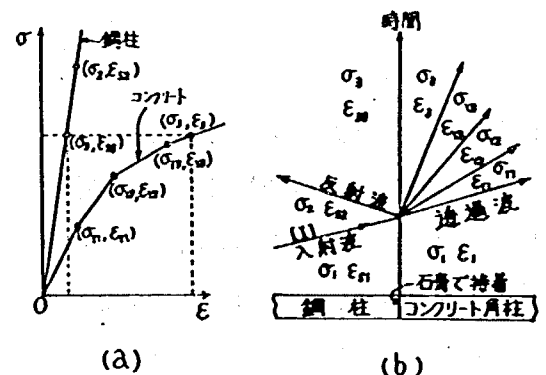


図-1 鋼柱よりコンクリート角柱への応力波透過及び反射の解析

応力の大きさ σ_2 の矩形波とし、その波頭面を図中の(I)で表わしている。入射した波面(I)は鋼柱とコンクリート柱との境界で一部はコンクリート柱に透過し、一部は鋼柱中に反射され、更に若干はそこで消費されることが考えられる。^(註2) しかし、ここでは議論を簡単にするためエネルギー消費を無視することとする。いま、 σ_2 をかなり大きいと仮定しているため、コンクリート中の透過波も大きく、塑性範囲の σ_3 の大きさをもったとする。従って、塑性応力波理論³⁾によって境界では σ_3 の応力波の外に、応力

〔註1〕 この取り扱いで生ずる誤差は棒側面の変形が拘束されないことと、側面による分散波が発生することである。後者の困難を避けるためには棒の断面を小さくしなければならない。^{18), 19)}

〔註2〕 境界の凹凸部が破碎されまたは接着層が破壊してエネルギー消耗がおきると考えられる。

・ひずみ曲線の折れ線の角に対応する応力 σ_{y1} , σ_{y2} , σ_{y3} をもつ応力波が, それぞれの速度(C で表わし, 鋼柱の値には s の suffixをつける。 $C_s = \sqrt{E_s/\rho_s}$, $C_0 = \sqrt{E_0/\rho}$, E はヤング係数, ρ は密度)をもって同時に伝ばを開始する。また[I]が入射する以前とその以後において, 境界をはさむ領域の応力 σ 及び粒子速度 v はそれぞれ等しくなければならない。すべての波頭面について, ユゴニオの関係式を書けば

$$\begin{aligned} \sigma_2 - \sigma_1 &= C_s \rho_s (v_2 - v_1) \quad , \quad v_2 - v_1 = C_s (\epsilon_{s2} - \epsilon_{s1}) \\ \sigma_3 - \sigma_2 &= C_s \rho_s (v_3 - v_2) \quad , \quad v_3 - v_2 = -C_s (\epsilon_{s3} - \epsilon_{s2}) \\ &\dots\dots\dots \\ \sigma_3 - \sigma_{y3} &= C_s \rho (v_3 - v_0) \quad , \quad v_3 - v_0 = C_s (\epsilon_3 - \epsilon_{y3}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(1)$$

これらを解いて

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \frac{2\alpha_3}{(1+\alpha_3)} \sigma_2 + \frac{\alpha_3(1-\alpha_0)}{\alpha_0(1+\alpha_3)} \sigma_1 + \frac{\alpha_3(\alpha_2-\alpha_3)}{\alpha_2\alpha_3(1+\alpha_3)} \sigma_{y3} + \frac{\alpha_3(\alpha_1-\alpha_2)}{\alpha_1\alpha_2(1+\alpha_3)} \sigma_{y2} + \frac{\alpha_3(\alpha_0-\alpha_1)}{\alpha_0\alpha_1(1+\alpha_3)} \sigma_{y1} \\ \epsilon_{s3} &= \frac{\sigma_3}{E_s} \\ \frac{\epsilon_3}{\epsilon_{s3}} &= \frac{\sigma_3/E_s}{(\sigma_3 - \sigma_{y3})/E_s + \epsilon_{y3}} \quad \dots\dots\dots(2) \\ \frac{\epsilon_3 + \sigma_{y3}/E_s - \epsilon_{y3}}{\epsilon_{s3}} &= \frac{\alpha_3^2}{\rho'} \end{aligned}$$

ここで

$$\alpha_0 = \frac{C_0 \rho}{C_s \rho_s} \quad , \quad \alpha_1 = \frac{C_1 \rho}{C_s \rho_s} \quad , \quad \dots\dots\dots , \quad \rho' = \frac{\rho}{\rho_s}$$

が得られる。(2)式によって trial-and-error で応力波の入射, 透過の問題を解くことができる。式中の α_0 , α_1 , ...はコンクリートの鋼材に対するインピーダンス比であるが, 透過波, 反射波の大きさを計算で求めるには, まずこれらの常数を知る必要のあることが上式から理解されよう。

一方, 上述の関係を実験によって検証しようとするとき, きわめて困難な問題に遭遇する。というのは, 測定応力波には鋼柱とコンクリート柱の他端からの反射波も含まれており, 更に, 境界におけるエネルギー

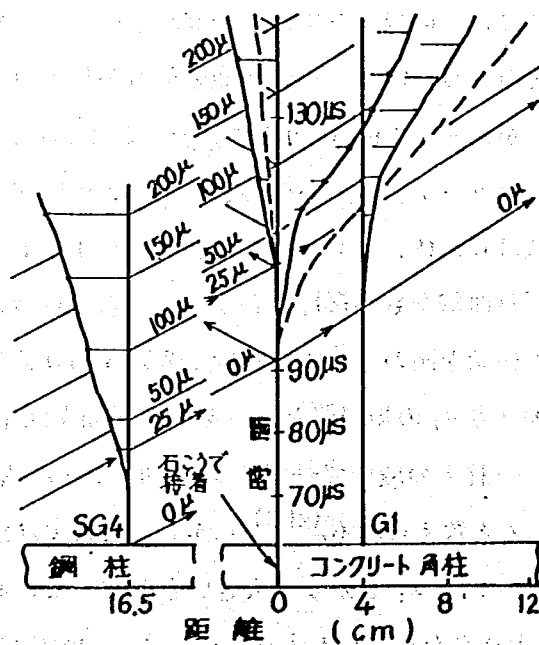


図-2 鋼柱とコンクリート角柱の境界における応力波の透過及び反射を説明しよう。図には, 応力波の開始部分 (理論値と実験値との比較)

で、他端からの反射波がまだ到達しないと考えられる範囲で、鋼柱に貼り付けたゲージの出力から(2)式によって計算(コンクリートを弾性体としている)した反射及び透過ひずみ波(理論値、図中の破線波形)と鋼柱及びコンクリート柱それぞれにおいて減衰なしに伝ばするとして測定値から求めた値(図中の実線波形)とを比較して示した。境界部分が石こうで接着されているにもかかわらず、図から理論値の約60%だけがコンクリート中に透過することがわかる。逆に、鋼柱中に反射されるひずみの大きさは理論値より大きい^(註1)から、そこでは理論値より大きい応力波が反射されることになる。従って境界層のコンクリート側にも理論値を超える応力が働くことになり、そこに塑性変形が生じ、エネルギーを消耗してコンクリート中に透過する応力波を小さくすると考えられる。

弾性応力波理論によると、境界(境界層の厚さをゼロと仮定して)を通じて伝ばするエネルギーは応力波の全エネルギーの $4\alpha_0/(1+\alpha_0)^2$ である。従って伝ばエネルギーの最大はインピーダンス比 $\alpha_0=1$ (同じ材料)の場合であり、 α_0 が1から離れるほど小さくなる。

3.2 コンクリート中の応力波の伝ば及び裏面はく離

コンクリート角柱内の応力波の伝ばを塑性応力波理論によって解析するには、応力波をいくつかの矩形波に分け、発生するすべての波頭面について前述のユゴニオの式を書き^(註2)、その解を求めればよい。³⁾しかし、実際の応力波はコンクリート内における減衰もあり、理論ほど単純ではない。いまコンクリート角柱内の、定められた位置を通過するひずみ波の変化を実験から求め、波頭面の位置を揃えて示すと、図-3のように、ひずみ波が伝ばするに伴って波形が変化することが知られる。波形の変化は他端からの反射波によってもおこるが、この図は反射波到達前の状況であるから、波形の変化はその他の条件(塑性波伝ば及び減衰)によると考えられる。

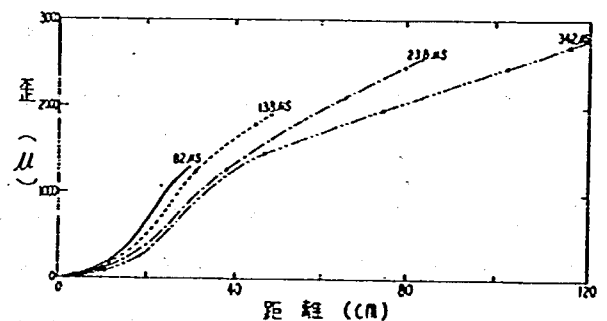


図-3 角柱衝撃実験におけるひずみ波の伝ば距離による波形の変化(モルタル角柱、長さ120cm、3A-6、衝撃速度3.7m/s)

同じ、実験の測定結果から求めた特性平面(位置・時間平面)上のひずみ波コンターラインを図-4に示したが、コンターラインの勾配(つまり伝ば速度)はひずみの大きさによって変化することが知られ、このことから伝ばに伴って波形が変化することが知られる。しかし、このような波形変化をあらかじめ予想するには、伝ば速度と減衰の正確なデータが与えられなければならない。図-4のコンターラインはひずみ波の伝ばを表わしているのではないことに注意する必要がある。ひずみ波は減衰しながら伝ばするからである。従って、伝ば速度と減衰を同時に実験から求めることはほとんど不可能に近い。^(P.41の註1)

そこで、「減衰」の本来の意味とは異なるが、ひずみ波が仮に、応力ゼロの波頭面の伝ば速度(弾性波伝ば速度)と同じ速度で伝ばしたと仮定した場合のひずみ波の減少(ひずみの低下と呼ぶことと

〔註1〕 鋼柱とコンクリート柱間の有効インピーダンス比が理論値より小さいことを意味している。

〔註2〕 ただし、除荷域では $d\sigma = C_0 \rho dv$ は成立するが、 dv と de との関係は変化することに注意しなければならない。また、除荷域では波頭面が曲がることもある。³⁾

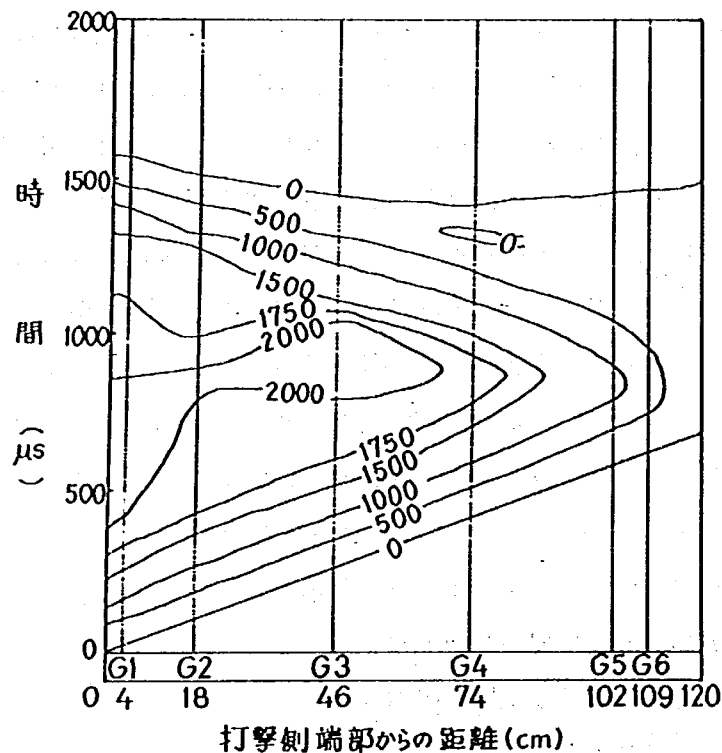


図-4 角柱衝撃実験における測定ひずみ波から画いた特性平面上のひずみ波コンターライン
(モルタル角柱、長さ120cm、3A-6)

する)を求めると、それは図-5のようにひずみの大きさによって変化することが知られる。このようなデータが集積されれば、伝ば中におけるひずみ波の変化を予測することができる。

角柱衝撃実験で認められた Scabbing 現象については昨年報告したので省略するが、最初の Scab が飛び出す速度の測定値(出田による)²⁰⁾を図-6に示した。塑性応力波理論にもとづいて概算した(ただしコンクリートの応力・ひずみ曲線を bi-linear とした)値とかなりよく一致すること(P.41の註2)が知られる。このことから Scabbing 現象の解析に塑性応力波理論を応用してもよいといえる。

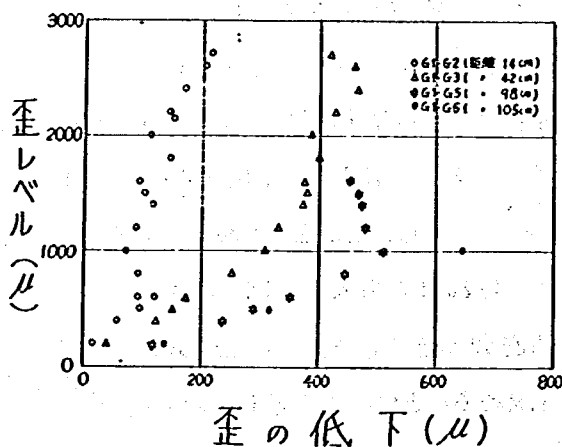


図-5 角柱衝撃実験におけるひずみ波伝ば中のひずみの低下。一定距離間における、始点のひずみの大きさ(ひずみレベル)と距離との関数として示した。
(モルタル角柱、長さ120cm、3A-6、衝撃速度3.7m/s)

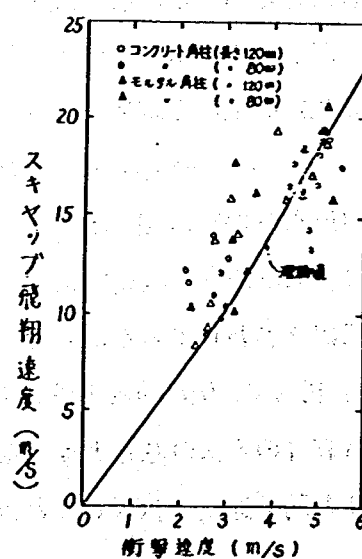


図-6 角柱衝撃実験における Scab 飛しょう速度(実験値と理論値との比較)

4 集中衝撃及び表面爆発による平板の変形と破壊

4.1 弾性理論による衝撃応力波の解析

一定の厚さをもち、無限の広がりをもつ平板（弾性体とする）の一点に、表面に垂直に衝撃荷重を加えた場合の解析とそれの金属板への応用を Norman Daidis が行なっている。¹⁵⁾ 裏面はく離を予測するのにこの方法は重要であると考えられるので、式の導出も含めてここで説明する。

板の厚さを d ，载荷位置に図-7のように座標軸を設ける。
衝撃力 $P(t)$ をうけると、板内の任意の要素の運動方程式は

$$\rho U = (\lambda + 2\mu) \text{grad div } U - \mu \text{rot rot } U + F(t)$$

ここで、 ρ は密度、 λ, μ は Lamé の常数

U は変位ベクトル $\{U_r, U_\theta, U_z\}$

である。²¹⁾ しかし、ここでは Z 軸に対して対称であるから U_θ は生じない。ここで、表面と裏面における初期条件及び周辺条件は次のように与えられる

$$\sigma_{zz}(r, z=0) = F(t) \delta(r) \quad \sigma_{rz}(r, 0) = 0 \quad \sigma_{zz}(r, d) = 0 \quad \sigma_{rz}(r, d) = 0$$

ここに、 $\delta(r)$: dirac の δ 関数で

$$\int_0^{2\pi} d\theta \int_0^\infty \delta(r, t) dr = 1$$

この方程式は任意の衝撃力に対して解が得られている。変位 U から板内の任意の要素の応力は次式

$$\sigma_{zz} = \lambda \left(\frac{\partial U_r}{\partial r} + \frac{U_r}{r} \right) + (\lambda + 2\mu) \frac{\partial U_z}{\partial z}, \quad \sigma_{zr} = \mu \left(\frac{\partial U_r}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial r} \right)$$

で計算される。そこで Scabbing 現象を考えるために、 Z 軸上の要素の Z 方向応力 (σ_{zz}) の時間的変化だけに注目する。まず、外力を $F(t) = F_1 e^{pt} \delta(r)$ (p は振動数パラメータ) としたときの解は次のように得られる。

$$\begin{aligned} \sigma_{zz}/F_1 = & \frac{p^2 e^{pt}}{2\pi} \sum_{m,n=0}^{\infty} \left\{ \frac{1+(-1)^{m+n}}{2} \int_0^\infty e^{-p(\bar{h}z + m\bar{h}d + n\bar{k}d)} \varphi_{mn} \bar{r} d\bar{r} \right. \\ & + \frac{1-(-1)^{m+n}}{2} \int_0^\infty e^{-p[\bar{h}(d-z) + m\bar{h}d + n\bar{k}d]} \varphi_{mn} \bar{r} d\bar{r} + \frac{1+(-1)^{m+n}}{2} \int_0^\infty e^{-p(\bar{k}z + m\bar{h}d + n\bar{k}d)} \psi_{mn} \bar{r} d\bar{r} \\ & \left. + \frac{1-(-1)^{m+n}}{2} \int_0^\infty e^{-p[\bar{k}(d-z) + m\bar{h}d + n\bar{k}d]} \psi_{mn} \bar{r} d\bar{r} \right\} \end{aligned}$$

ここで $\bar{h} = h/p$, $\bar{k} = k/p$, $\bar{r} = r/p$ で h, k, r は次式で与えられる対波数（波長の逆数）パラメータである。

〔註1〕 筆者の一人がかって報告した応力・ひずみ・ひずみ速度の関係¹⁾ からひずみ波の変形速度を考慮した応力・ひずみ曲線を推定し、それから応力波伝ば速度を求めることができる。実際にこの方法で求めた伝ば速度は実験値とかなり近い値を与える。しかし、常に使用できるほどデータは集積されていない。ただ、実験値に近い値が得られることは、この現象に塑性応力波理論を適用しても大きな誤りはないという傍証にはなる。

〔註2〕 鋼柱から透過するひずみ波が理論値より小さいことがここでは考慮に入っていないが、破片が飛び出す機構は複雑であり、ここでは触れない。

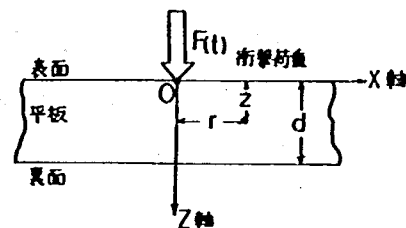


図-7 垂直衝撃荷重を受ける平板

$$h = \sqrt{\frac{p^2}{C_L^2} + r^2}, k = \sqrt{\frac{p^2}{C_T^2} + r^2}, C_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}: \text{容積波動 伝ば速度}, C_T = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}: \text{回転波動 伝ば速度}$$

波長×振動数=伝ば速度であるから $\bar{h}$, $\bar{k}$ はそれぞれの成分波の伝ば速度の逆数に関するパラメータと考えてよい。上式中の, たとえば $p(\bar{h}z + m\bar{h}d + n\bar{k}d) = hz + mh d + nk d$ は $1/h$ の速度で厚さ d を m 回, $1/k$ で n 回伝ばしたうえ, 更に $1/h$ で z だけの距離を伝ばするのに必要な時間を意味している。同様に, $p h(d-z)$ は板の裏面から $1/h$ で $(d-z)$ だけの距離を伝ばする時間を表わしている。従って, 上式の { } 内の 4 つの項は表面及び裏面から進行する容積波動及び回転波動を表わすことがわかる。上式中の φ_{mn}, ψ_{mn} は m, n が小さい場合,

$$\begin{aligned} \varphi_{00} &= \frac{1}{1-g}, & \varphi_{10} &= -\frac{1+g}{(1-g)^2}, & \varphi_{01} &= \frac{2g}{(1-g)^2}, & \psi_{20} &= \frac{(1+g)^2}{(1-g)^2} \\ \psi_{00} &= -\frac{g}{1-g}, & \psi_{10} &= \frac{2g}{(1-g)^2}, & \psi_{01} &= -\frac{g(1+g)}{(1-g)^2}, & \psi_{20} &= -\frac{2g(1+g)}{(1-g)^2} \end{aligned}$$

$$g = \frac{4\bar{r}^2\bar{h}\bar{k}}{\{(p/C_T)^2 + 2\bar{r}^2\}^2} \dots\dots \text{無名数}$$

で得られ, 上の式から考えると, それぞれの応力波の振幅を与えることがわかる。Davids は, このあと, Laplace 変換を使って任意の衝撃力の場合に計算しやすい形に拡張している。得た結果は, 衝撃力を $F(t)$ として,

$$\sigma_{zz} = \frac{1}{2\pi} \sum_{m,n=0}^{\infty} \sum_{i=1}^4 \left\{ \frac{d}{dt} \int_{\tau_i(0)}^t F(t-\tau_i) \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i + f_{mn}^i(\tau_i(0)) F'(t-\tau_i(0)) \right\}$$

$$f_{mn}^1 = \frac{1+(-1)^{m+n}}{2} \varphi_{mn}(\bar{r}) \bar{r} \frac{d\bar{r}}{d\tau_1} H(\tau_1 - \tau_1(0)), \quad \tau_1 = \bar{h}z + m\bar{h}d + n\bar{k}d$$

$$f_{mn}^2 = \frac{1-(-1)^{m+n}}{2} \varphi_{mn}(\bar{r}) \bar{r} \frac{d\bar{r}}{d\tau_2} H(\tau_2 - \tau_2(0)), \quad \tau_2 = \bar{h}(d-z) + m\bar{h}d + n\bar{k}d$$

$$f_{mn}^3 = \frac{1+(-1)^{m+n}}{2} \psi_{mn}(\bar{r}) \bar{r} \frac{d\bar{r}}{d\tau_3} H(\tau_3 - \tau_3(0)), \quad \tau_3 = \bar{k}z + m\bar{h}d + n\bar{k}d$$

$$f_{mn}^4 = \frac{1-(-1)^{m+n}}{2} \psi_{mn}(\bar{r}) \bar{r} \frac{d\bar{r}}{d\tau_4} H(\tau_4 - \tau_4(0)), \quad \tau_4 = \bar{k}(d-z) + m\bar{h}d + n\bar{k}d$$

ただし, $H(\tau_i - \tau_i(0))$ は単位階段関数で

$$H(\tau_i - \tau_i(0)) = 0 \quad (\tau_i - \tau_i(0) < 0 \text{ のとき})$$

$$= 1 \quad (\tau_i - \tau_i(0) \geq 0 \text{ のとき})$$

で与えられる

応用例として衝撃を $F(t) = F_1 e^{-bt}$, つまり, 時定数 $1/b$ をもち指数関数的に減少する場合を考えると, 上式の { } 内の各項は,

$$\frac{d}{dt} \int_{\tau_i(0)}^t F_1 e^{-b(t-\tau_i)} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i - b F_1 f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))}$$

$$\begin{aligned}
&= \int_{\tau_i(0)}^t \left\{ -b F_1 e^{-b(t-\tau_i)} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) \right\} d\tau_i + \left[F_1 e^{-b(t-\tau_i)} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) \right]_{\tau_i=t} \\
&\quad - b F_1 f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))} = -b F_1 \left\{ e^{-bt} \int_{\tau_i(0)}^t e^{b\tau_i} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i \right. \\
&\quad \left. + f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))} \right\} + F_1 \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i)
\end{aligned}$$

ところで、いま

$$\phi'_i(t) = z^2 e^{-bt} \int_{\tau_i(0)}^t e^{b\tau_i} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i + z^2 f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))}$$

とおくと

$$\begin{aligned}
\phi'_i(t) &= -bz^2 e^{-bt} \int_{\tau_i(0)}^t e^{b\tau_i} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i + z^2 e^{-bt} \left[e^{b\tau_i} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) \right]_{\tau_i=t} \\
&\quad - bz^2 f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))} = -bz^2 \left\{ e^{-bt} \int_{\tau_i(0)}^t e^{b\tau_i} \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) d\tau_i \right. \\
&\quad \left. + f_{mn}^i(\tau_i(0)) e^{-b(t-\tau_i(0))} \right\} + z^2 \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i)
\end{aligned}$$

となるから、応力 σ_{zz} は次のように表わすことができる。

$$\sigma_{zz} = \frac{1}{2\pi z^2} \sum_{m,n=0}^{\infty} \sum_{i=1}^4 F_i \phi'_i(t)$$

また、上の計算から明らかなように、

$$\begin{aligned}
\phi'_i(t) &= -b\phi_i(t) + z^2 \frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i), \quad \phi'_i(t=\tau_i(0)) = -b\phi_i(\tau_i(0)) \\
&\quad + z^2 \left[\frac{d}{d\tau_i} f_{mn}^i(\tau_i) \right]_{\tau_i=\tau_i(0)}
\end{aligned}$$

となり、 Δt を十分小さくとり、

$$\phi_i(t+\Delta t) = \phi_i(t) + \Delta t \phi'_i(t)$$

として、 $t=\tau_o(0)$ から任意の t まで σ_{zz} の値を逐次求めることができる。

いま m, n が 0 と 1 の場合だけを考えることとし、まず $m=0, n=0$ とおくと f_{00}^i のうち f_{00}^2 と f_{00}^4 はゼロになる。まず、ゼロでない f_{00}^1 について計算を行なう。

$$\tau_i = \bar{h}z = z \sqrt{\frac{1}{C_L^2} + \bar{r}^2} \therefore \tau_i(0) = \tau_i(\bar{r}=0) = \frac{z}{C_L}$$

$$\frac{d\tau_i}{d\bar{r}} = z \frac{\bar{r}}{\tau_i} \therefore \bar{r} \frac{d\bar{r}}{d\tau_i} = \frac{\tau_i}{z^2}$$

$$f_{00}^1 = \varphi_{00}(\bar{r}) \frac{\tau_1}{z^2} H(\tau_1 - \tau_1(0)) = \begin{cases} 0 & : \tau_1 < \frac{z}{C_L} \\ \varphi_{00}(\bar{r}) \frac{\tau_1}{z^2} & : \tau_1 \geq \frac{z}{C_L} \end{cases}$$

$$\varphi_{00}(\bar{r}) = \frac{1}{1-g}, \quad g = \frac{4\bar{r}^2 \bar{h} \bar{k}}{((1/C_T)^2 + 2\bar{r}^2)^2}, \quad \varphi_{00}(0) = 1 \therefore f_{00}^1(\tau_1(0)) = \frac{\tau_1(0)}{z^2}$$

$$\varphi'_{00} = \frac{d\varphi_{00}}{d\tau_1} = \frac{d\varphi_{00}}{dg} \frac{dg}{d\bar{r}} \frac{d\bar{r}}{d\tau_1} = \frac{g}{(1-g)^2} \left(\frac{2}{\bar{r}^2} + \frac{1}{\bar{h}^2} + \frac{1}{\bar{k}^2} - \frac{8}{(1/C_T)^2 + 2\bar{r}^2} \right) \frac{\tau_1}{z^2}$$

$$\text{で, } (\varphi'_{00})_{\tau=0} = [\varphi'_{00}]_{\tau_1=\tau_1(0)} = \frac{8C_T^3}{zC_L^2} \text{ となる。}$$

$$\text{また, } \frac{df_{00}^1}{d\tau_1} = \frac{d}{d\tau_1} \left(\varphi_{00} \frac{\tau_1}{z^2} \right) = \frac{1}{z^2} (\tau_1 \varphi'_{00} + \varphi_{00})$$

$$\left[\frac{df_{00}^1}{d\tau_1} \right]_{\tau_1=\tau_1(0)} = \frac{1}{z^2} \left\{ 8 \left(\frac{C_T}{C_L} \right)^3 + 1 \right\}$$

$$\begin{aligned} \therefore \phi_1(t) &= e^{-bt} z^2 \int_{\tau_1(0)}^t e^{b\tau_1} \frac{1}{z^2} (\tau_1 \varphi'_{00}) d\tau_1 + z^2 \frac{\tau_1(0)}{z^2} e^{-b(t-\tau_1(0))} \\ &= e^{-bt} \int_{\tau_1(0)}^t e^{b\tau_1} (\tau_1 \varphi'_{00} + \varphi_{00}) d\tau_1 + \tau_1 e^{-b(t-\tau_1(0))} \end{aligned}$$

とおけばよい。なお $\phi_1(\tau_1(0)) = \tau_1(0)$

$$\therefore \phi'_1(\tau(0)) = -b\tau(0) + z^2 \left[\frac{1}{z^2} \tau_1 \varphi'_{00} + \varphi_{00} \right]_{\tau_1=\tau_1(0)} = -\frac{bz}{C_L} + \left\{ 8 \left(\frac{C_T}{C_L} \right)^3 + 1 \right\}$$

$$\text{同様に } f_{00}^3 \text{ について, } \phi_3(t) = e^{-bt} \int_{\tau_3(0)}^t e^{b\tau_3} (\tau_3 \psi'_{00} + \psi_{00}) d\tau_3$$

$$\text{とおくと, } \phi_3(\tau_3(0)) = 0, \quad \phi'_3(\tau_3(0)) = \left\{ -8 \left(\frac{C_T}{C_L} \right) + 1 \right\}$$

が得られる。

次に $m=1, n=0$ のときは $f_{10}^1=0, f_{10}^3=0$ であり, f_{10}^2 について同様に計算すると

$$\phi_2(t) = \frac{z^2}{(2d-z)^2} e^{-bt} \int_{\tau_2(0)}^t e^{b\tau_2} (\tau_2 \varphi'_{10} + \varphi_{10}) d\tau_2 - \frac{z^2 \tau_2(0)}{(2d-z)^2} e^{-b(t-\tau_2(0))}$$

$$\text{とおき, } \phi_2(\tau_2(0)) = -\frac{z^2}{(2d-z)^2} \tau_2(0), \quad \phi'_2(\tau_2(0)) = \frac{bz^2}{(2d-z)^2} \frac{2d-z}{C_L}$$

$$-\frac{z^2}{(2d-z)^2} \left\{ 24 \left(\frac{C_T}{C_L} \right)^3 + 1 \right\} \text{ が得られる。}$$

f_{10}^4 についても同様に,

$$\phi_4(t) = z^2 e^{-bt} \int_{\tau_4(0)}^t e^{b\tau_4} \left\{ \psi'_{10} \frac{\bar{h}\bar{k}}{((\bar{h}+\bar{k})d-\bar{h}z)} + \psi_{10} \frac{((\bar{h}^3+\bar{k}^3)d-\bar{h}^3z)}{((\bar{h}+\bar{k})d-\bar{h}z)^3} \right\} d\tau_4$$

$$\text{とおき, } \phi_4(\tau_4(0)) = 0, \phi_4'(\tau_4(0)) = z^2 \times 16 \left(\frac{C_T}{C_L} \right)^2 \frac{C_L C_T}{((C_L + C_T)d - C_T z)^2}$$

が得られる。

最後に $m = 0, n = 1$ の場合の f_{01}^2 だけ求めておく。

$$\phi_{2(01)}(t) = z^2 e^{-bt} \int_{\tau_{2(01)}(0)}^t e^{b\tau_{2(01)}} \left\{ \psi_{01} \frac{\bar{h}\bar{k}}{((\bar{h}+\bar{k})d - \bar{k}z)} + \psi_{01} \frac{((\bar{h}^3 + \bar{k}^3)d - \bar{k}^3 z)}{((\bar{h}+\bar{k})d - \bar{k}z)^3} \right\} d\tau_{2(01)}$$

$$\text{とおき, } \phi_{2(01)}(\tau_{2(01)}(0)) = 0, \phi_{2(01)}'(\tau_{2(01)}(0)) = z^2 \times 16 \left(\frac{C_T}{C_L} \right)^2 \frac{C_L C_T}{((C_L + C_T)d - C_L z)^2}$$

が得られる。

以上の結果をモルタル板の実験結果と比較するために数値計算を行なった。応力波伝ば速度はモルタル円柱供試体の高速圧縮実験の結果と衝撃時のひずみ速度(推定)とから予測したラーメ常数を使用した。

$$\lambda = 0.778 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.167 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 2.35 \times 10^{-6} \text{ Kg} \cdot \text{S}^2 / \text{cm}^2$$

$$\therefore C_L = 3640 \text{ m/s}, C_T = 2230 \text{ m/s}$$

図-8 集中衝撃荷重 $P = P_0 e^{-bt}$ ($b = 2.75 \mu\text{s}$) をうける厚さ 5 cm モルタル板の載荷軸上軸方向応力の時間的変化(弾性波応力解析による)と実験における Scab の例

その計算例を図-8(a)に示した。理論と実験の比較は後に行なう。

以上は衝撃載荷軸上の軸方向応力の検討であったが、Crater の発生に関係のある載荷表面の変位を調べて見る。多くの研究によると^{11), 12)} 表面に垂直な集中衝撃圧縮をうけた弾性板の表面上のある位置の変位は、容積波動と回転波動が通過し、表面波(レーリー波)が到着する直前に、外方に大きな変位を生じ、表面波通過後内方の変位に転ずることが計算で示される。この外方変位が Crater の発生に関係があると予想されるが、前にも述べたとおり、クレータの発生には他の多くの要因も関係があると考えられる。

4.2 平板爆発実験における表面破壊

実験は、モルタル平板(30 cm × 30 cm × 厚さ 3 cm, 40 cm × 40 cm × 厚さ 5 cm)及びコンクリートとモルタルのブロック(30 cm × 30 cm × 20 cm)の表面中央に設置した爆薬を爆発させて行なった。爆薬は

表-2 モルタル及びコンクリートの配合

	配合割合(%)	水	セメント	粗骨材	細骨材
モルタル	—	201	—	50	341 682 1173
コンクリート	10	—	17	50	218 437 738 966

C-4 及び TNT の 2 種である。モルタル及びコンクリートは表-2 に示した配合で、製作後 28 日間水中養生、その後実験まで地下室に保存した。実験材令は 180 ~ 240 日で、円柱試験体による静的圧縮強度はモルタル平均 489 Kg/cm²、コンクリート平均 346 Kg/cm² であった。爆薬はあらかじめ一定型のサンプル棒びん(ポリスチレン製)におおむね一定密度(C-4 では 1.5 gr/cm³)になるよう充てんし、試験体表面中央に設置し、6 号電気雷管を使って爆発させた。薬量は 10 gr、

20 gr, 30 gr の3種である。一部、表面の一定範囲を厚さ10 cmの砂(標準砂)でおおい、てんそく(填塞)の効果を調べた。また、爆発にともなうコンクリート及びモルタルの温度上昇を検討するため、一部のブロック試験体中にサーモカ・カップルをそう入し温度を測定した。

平板爆発実験における破壊例を写真-1に掲げた。各試験体のCrater及びScabbingの直径、深さ、形等を測定したが、板の寸法に対して薬量が大き過ぎたきらいがあり、CraterとScabbingの境が判然としないものがあった。まずここではCraterについて述べよう。

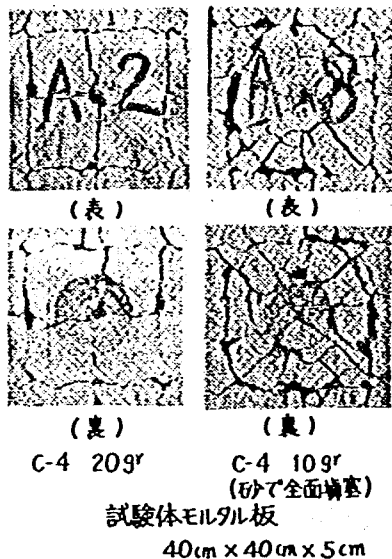


写真-1 モルタル平板爆発実験における破壊例

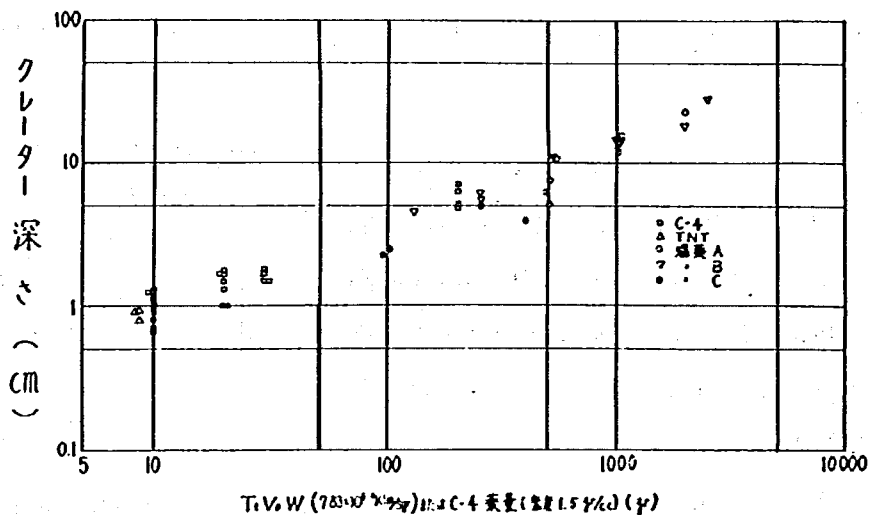


図-9 コンクリート平板爆発実験におけるCrater深さと $(T_1 V_0 W)$ 値の関係

図-9にCraterの深さと薬量との関係を示した。ただし、TNT及び以前行なった実験データは、使用爆薬の $(T_1 \times V_0 \times W)$ の値がC-4のその値と等しくなる薬量に換算して示した。ここに T_1 は爆発温度($^{\circ}K$)、 V_0 はガス比容(l/Kg)、 W はガス流速(m/s 、これは爆速-爆ごう波に先立つ衝撃波の伝ば速度-の $1/4$ としてよい²²⁾)で、これらの積は一種の猛度であるが、従来の表式にはないようである。このような取り扱いは以前報告した通り、はなはだしく異なる数種類の爆薬を使用した実験のCrater深さの測定結果を整理する時に見いだされたが、図のように実験値はかなりよくまとまることが知られる。十分な理論的説明はまだ得ていないが、爆発生成ガス中の全分子数は $L \times V_0 / 22.4$ ($L = 6.025 \times 10^{23}$ 、アボガドロ数)であり、その平均運動エネルギーは $3kT_1/2$ (k はボルツマンの定数)、 W はガス全体としての流速であることを考えれば $(T_1 V_0 W)$ は爆発生成ガスのエネルギー流を表わしていることが知られる。そして前述したように、Craterの吹き飛ばされたコンクリート及びCrater周囲のコンクリートが常に脱水しており、コンクリートの脱水とCrater発生が何時も同時に見られるので、コンクリートの脱水がCraterの発生に深くかかわっていると考えると上述の関係があるものも不思議ではない。筆者等は爆発生成ガスのコンクリート中への強制拡散がクレータ発生 of 主要機構であろうと考えている。もう一つの作用である衝撃波はすぐコンクリート表面で反射されてしまうからである。もちろん、反射の際コンクリート面は大きな圧力(反射係数は2~8なので)が加わるが、きわめて短時間であり、通常の板、壁体の表面爆発におけるCrater発生 of 主要原因にはなり得ないと考えられる。

なお、上記の $(T_1 V_0 W)$ の値を計算する時、実験に使用した爆薬の密度と参考データの密度とが

違うときは、その影響 (T_i と W について) を計算に加えなければならない。 T_i と W の両方を計算で求めることもできるが、²²⁾ 爆速の測定は比較的容易であるから、実験的爆速 (D) を求めればその値を使って

$$T_i V_0 = \frac{27.3}{8 \times 101.3} \times D^2 (1 - \alpha \rho_0)$$

α はコポリウム (cc/gr, 須藤外, 文献 22 の P. 17)

ρ_0 は実験時の密度 (gr/cc)

101.3 は (気圧/Kg) の (m/s)² への換算係数

もし D も計算で求めるには

$$D = 2 \sqrt{\frac{2f}{1 - \alpha \rho_0}}$$

f は比エネルギー (気圧・ℓ)

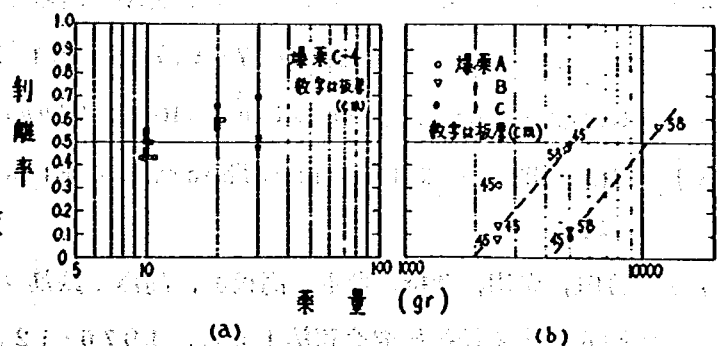
によることもできる。

砂で填塞した実験では、写真-1で見られるように、Crater 寸法について、填塞しないものと大差は認められない。しかし、試験体は多数の細片に破壊されているので、填塞は Crater の大きさにはあまり影響を与えないが破砕の効果を増大させると考えられる。その理由として、次のことが考えられる。砂が空中に舞い上がっている状態ではそこに比重が $G \times n$ (G は砂粒の真比重, n は間げき率) の媒質 (もし, $G = 2.65$, $n = 0.1$ とすると 0.265 , つまり空気の約 260 倍の比重をもつ媒質) が板上をおおい、それによって衝撃波の反射がくり返される。

なお、爆発によるコンクリートの脱水を定量的に研究するため、コンクリート及びモルタルブロック中にサーモカップルを埋め込んで、爆発中の温度測定を行なったが、その記録には当初爆発時に発生する電気信号²³⁾と考えられる異状な波を記録していた。しかし、10 ms 以降の異状の見られない範囲で測定すると、C-4-10 gr の爆発の場合、Crater 底部から 2 mm 入った位置で 80℃, 7 mm 入った位置で 38℃ の温度上昇が認められた。²⁴⁾ 比較のため、トーチランプで直接試験体を熱する実験も行なったが、表面から 2.7 mm の位置で、1 分後 85℃, 15 分後 280℃ に達した (灯油使用量 38 gr)。15 分後、7.7 mm の位置では 185℃, 12.7 mm の位置では 103℃ であったが、いずれの位置でも 100℃ 付近で、その温度を越すのにかなりの時間を要している。この時点でコンクリート中の含水 (evaporable water) が蒸発するものと考えられる。火災などのとき、急激な脱水でコンクリートが爆裂的に破壊する現象も以前から報告されている。

4.3 平板爆発実験における裏面はく離

離面はく離の厚さと板厚との比を仮にはく離率と名付け、それと薬量との関係を示すと、図-10 (a) のようになる。(b) は以前の試験であるが、この図で見られるように薬量・板厚・はく離率の間に何等かの関係があるのではないかと考えられる。しかし、なお多くの実験



を積み重ねなければならない。ただ、以前の研究で、同一の板厚及びはく離率を示した2種の爆薬 (薬量は異なっている) による実験について検討すると、Crater について見られた (T_i , V_0 , W)

の値による整理方法は有効でないようである。

実験で、Scabbingは生じたが飛び出さないままかろうじて現位置に留まったものが幾つかあった。それらのScab断面の中心部には、図-8(b)に示したように、数個のクラックが見られた。角柱衝撃実験の場合と同様であるとする、底面に最も近いクラックが最初に発生したと推定されるが、この位置は前章で述べた弾性波動による応力波解析で、最も早く引張応力が発生する位置にきわめて近いことが知られる。しかし、実際には更に深い位置までScabbingが進むので、この現象の予測に応力波解析が有効であるかどうかは、解析を更に長い時点まで継続してみる必要がある。

5 お わ り に

耐爆、耐衝撃構造方法に関するコンクリートの研究について述べたが、改めて資料の不足を痛感する。しかし、目的に到達するために最も困難な入門証の入手は何とかできたように思う。しかしこの開発は、国内の現状では自衛隊関係者自身で行なわなければならない。同学の士の増加することと実験の機会が多くなることを強く念願する。事実が何にもまさる教師だからである。

〔 謝 辞 〕

爆圧実験には、防大化学教室岡崎一正教授の御指導および爆薬類の供与をうけた。また、実験実施には理工学研究科火薬爆薬系列仲山隆明学生、および竹下賢学生の直接の協力をいただいた。岡崎教授および両学生に厚く御礼を申し上げる。

〔 参 考 文 献 〕

- 1) 竹田, 立川: Deformation and Fracture of Concrete Subjected to Dynamic Load, Proc. of 1st. International Conference on Mechanical Behavior of Materials, 1972, Kyoto, vol. IV P. 267 ~ 277
- 2) 竹田, 藤本: 爆発, 衝撃による鉄筋コンクリート版の変形と破壊, 土木技術研究会報第16号, 1976・12, P. 67 ~ 74
- 3) N. Cristescu: Dynamic Plasticity, North-Holland Pub. P. 9
- 4) 竹田, 立川, 藤本: コンクリートと衝撃—衝撃を受けるコンクリートの性状と実験, コンクリート工学, vol. 15, No. 4, 1977-4, P. 1 ~ 11
- 5) U. Langefors, B. Kihlström: Rock Blasting, Almqvist & Wiksell, P. 278
- 6) Timoshenko & Goodier: Theory of Elasticity, 2nd Edition, McGraw-Hill, P. 438
- 7) 竹田, 立川, 倉持, 藤本, 高根沢, 高島: 鉄筋コンクリート版に対する弾丸の侵徹量の新しい実験式, 土木技術研究会報第16号, 1976・12, P. 49 ~ 54
- 8) R. Hill: Plasticity, Oxford, P. 223
- 9) 同上 (P. 254)
- 10) A. L. Nadai: Theory of Flow and Fracture of Solid, vol. 2, McGraw-Hill,

P.217

- 11) J.D.Achenbach:Wave Propagation in Elastic Solids, North-Holland Pub.
P.317
- 12) W.Ewing, Jardetsky, Press:Elastic Waves in Layerd Media, McGraw-Hill,
P.63
- 13) 佐藤和郎, 長江宣和:水の飛散とその周辺の現象, 科学, vol.48, №2,1978-2,P.103
- 14) 竹田,立川,藤本: Influences of Straining Rate and Propagating Stress
Waves on Deformation and Fracture of Concrete,Proc.of 2nd.International
Conference on Mechanical Behavior of Materials,1976,Boston,P.1468
~1472
- 15) Norman Davids:Transient Analysis of Stress-Wave Penetration in Plates,
Journal of Applied Mechanics,1959-12,P.651~660
- 16) 竹田,立川,藤本,山上:鉄筋コンクリート構造部材の耐衝撃設計法,土木技術研究会報第
17号,1977-2,P.13~18
- 17) 竹田,立川,日南山:衝撃的載荷を受ける鉄筋コンクリート構造部材の動的設計,土木技術研
究会報第18号,1978-10,P.27~34
- 18) W.Goldsmith,M.Polivka,T.Yang:Dynamic Behavior of Concrete,Experimental
Stress Analysis,vol xxⅢ,№1,1966,P.66
- 19) 出田孝二:コンクリート中の応力波の伝播及びそれによる破壊の研究,防大理工学研究科卒業
論文,P.15
- 20) 同 上 P.58
- 21) 荒勝文策:力学,倍風館,P.328
- 22) 須藤秀次,大久保正八郎,田中一三:火薬と発破,オーム社,P.31
- 23) 田中一三:爆薬の爆発に伴う電気信号,工業火薬協会誌,vol 29, №6,1968,P.416
- 24) 山上明:爆発,衝撃を受けるコンクリートの変形と破壊の研究,防大理工学研究科卒業論文,
P.81

討 議

問:この種の研究はどのくらい行なわれているか。

答:コンクリート板に対する爆発実験はあまり行なわれていない。それは測定が困難であるためである。

問:構造物としての研究を進めるべきではないか。

答:実用設計に役立てるためにはまず,破壊の理論と定量化の研究が必要である。そのためにはパラメーターを少なくした基礎研究の方がよい。

問:クレーターの生成は応力波が影響しているのではないか。

答:応力波の作用が全々ないとはいえないが,爆発生成ガスの熱的作用の方が大きく影響していると考えられる。

防衛施設とコンクリート

コンクリートの耐爆, 耐衝撃性を中心として

竹 田 仁 一*

1. はじめに

防衛施設とコンクリートという題名をいただいて、筆をとってからはじめて、非常に難しいことに気がついた。防衛施設とは……と試みて、防衛には広義と狭義があり、それを狭義に限っても、なお段階があって限界がはっきりしない。そのうえ、筆者はそれらのすべてに通じているわけではなく、むしろ、卒業生の話などからその実体を垣間見ている傍観者にすぎない。

しかし、考えてみると、いわゆる防衛施設には、防衛が相手側の物理的な破壊力（破壊力には心理的なものもあるが）に抵抗するという機能から必然的に要求される性能があるが、これは程度の差こそあれ、一般の構造物にも要求される。特に自然災害だけでなく、重化学工業の発達した先進国では常に災害と隣り合わせに生活をしており、しかも、それらの多くが爆発的、衝撃的であるところから、一般の構造物にもこれらに対する抵抗性能が要求される場合が次第に多くなってきた。このように防衛施設にとって、したがってこれを構築するのに使われるコンクリートにとってもっとも普遍的な要求、耐爆、耐衝撃性すら防衛施設に固有のものではなくなってきている。このような事情を反映して、小生がこの文を書くことになったのではないかと考え、標記のような副題を付けさせていただいた。

ところで、防衛施設に使用されるコンクリートに要求される性能が一般のものからかけ離れているわけでは決していない。違いを強いて挙げれば、設計上考慮される外力（広くは外的作用）が一過性であり、繰り返し作用する影響を考える必要があまりないこと、緊急時短期間に

秘匿して構築しなければならない場合があるが、そのとき経済性が最大の条件となるとは限らないこと、常に兵器の進歩に応じた性能の改変が要求されることなどである。ここでは筆者らが研究を行なっている耐爆、耐衝撃設計を中心として、これに関連ある話題について報告する。

2. 爆発と衝撃

防衛施設にとってもっとも特徴的な条件は、爆発または衝撃的な外力に対してある程度の抵抗力をもたなければならないということである。ところで、爆発または可燃性ガス等の爆発と堅硬物の衝突との間には後に述べるようにかなりの違いがあるが、構造物にとって、両者とも載荷がきわめて短時間に行なわれるという共通の性質（衝撃性ということとする）をもっている。日常遭遇する、あるいは話題に関連のあるいくつかの例を図1に掲げた。

窓ガラスや茶わんなどがちょっとした衝撃でも簡単に、しかも奇妙な形で破壊することはよく見られる。写真1(a)は爆発による強化ガラスの、(b)はモルタル版の破壊例であり、(c)、(d)は衝撃によるモルタル版の破壊例である。(c)と(d)の違いは、(c)は衝撃速度が小さく、(d)は大きいというだけであるが、一見してその違いが明らかである。(c)では、(d)で(b)でも発生している裏面剝離(scabbing)が見られない。爆発の場合も薬量が小さいと(c)のように破壊する。静荷重を加えるとほとんど(c)のように破壊するから、破壊形状を変化させるのは外力の衝撃性であることがわかる。しかし、変化するのは破壊形状だけではない。応力、ひずみの進展が載荷直後から違っているのである。

このような応答の違いの原因は、極端に速い衝撃を考

* 防衛大学校 教授 土木工学教室 工博

図1
種々の運動速度
と衝撃速度

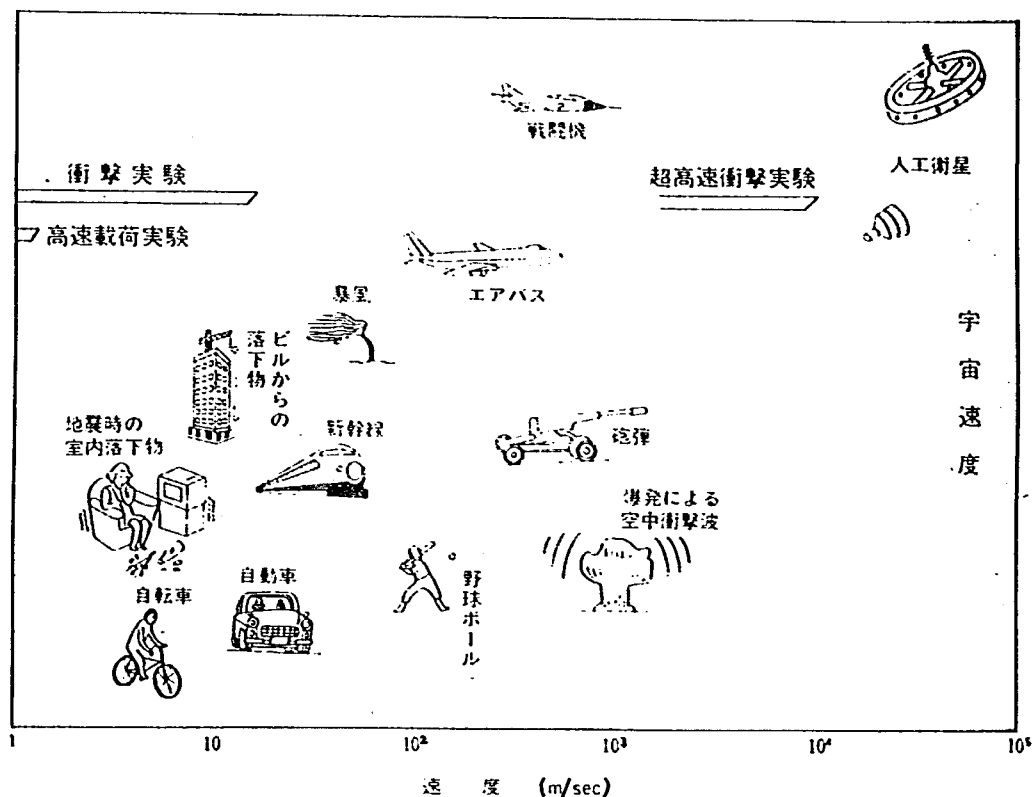


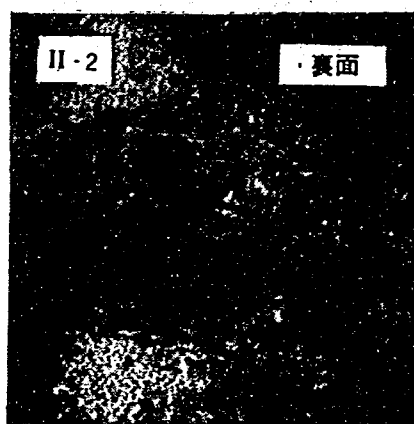
写真1 爆発、衝撃による破壊例



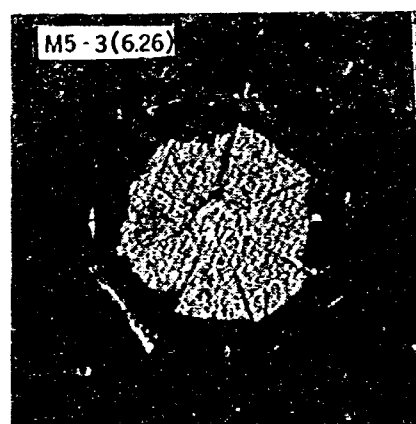
(a)
強化ガラス (爆発)



(b) モルタル版 50×50×5 cm
(爆発, C-4, 51.3g)



(c)
モルタル版
50×50×5 cm
(衝撃, 速度 2 m/s)



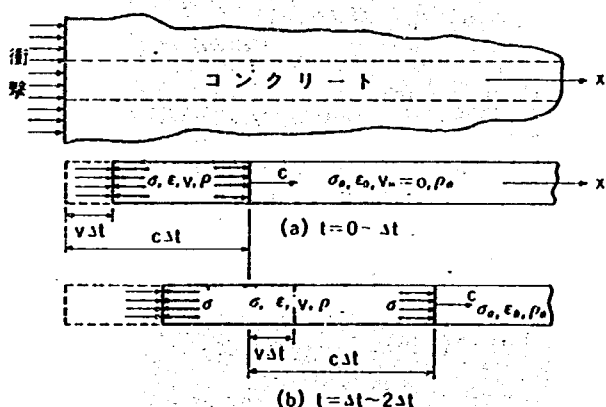
(d)
モルタル版
50×50×5 cm
(衝撃, 速度 6.7 m/s)

えると理解できる。遅い衝撃でもその影響の片りんは残っていると考えられるからである。鋼球を高速でコンクリート壁に衝突させるとその部分は若干熱くなる。このことは鎚で釘を打ったときにも経験されるように、衝撃による変形は静荷重の場合のように熱力学上の等温変化とは見なされない。このことが根本的な違いである。つまり、衝撃による変形過程は断熱変化であり、実際には载荷のサイクルが完了してもエントロピーの増分が残るので、それに相当する温度の上昇が起きる¹⁾。衝撃による温度上昇は、それが除荷される以前の過程でも、衝撃の仕事のうち内部エネルギーに転化する部分（塑性、粘性等で消耗されるエネルギーはこの中に入る）があれば発生し、時には融解、蒸発または相変化を作って変形に影響する。しかし、これはきわめて高速の場合であり、低速では起こらないが、変形が断熱的であることは変わらない。

さらに、構造物の衝撃応答を複雑にするのは、応力-ひずみ関係（広くは熱力学的関係を含めた構成方程式）および破壊限界に対する速度効果²⁾がある。これは変形が急速に行なわれるために起こる現象で、鋼材についてはかなり以前から見出されていた³⁾。その理由についても速度過程として統計力学による説明がなされた⁴⁾が、まだ十分ではない。もう一つ衝撃応答を際立たせるものに応力波の発生とそれによる破壊がある。

いま、簡単に変形が方向（図2(a)のx方向）だけに

図2 一次元応力波のコンクリート中の伝播



しか起こらない一次元場を考える。時刻 $t=0$ で衝撃を受け、材端に応力 σ が発生したとする。質量および運動量保存の法則から

$$\sigma = v \sqrt{\rho} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1)$$

ここで ρ , ε はそれぞれ密度、ひずみである。 v は粒子の移動速度であり、衝撃直後の瞬間には衝撃速度に等しい大きさをもつと考えられる。 $d\sigma/d\varepsilon$ は応力-ひずみ曲線のその応力、ひずみにおける接線ヤング係数である。 $t=0$ で発生した応力 σ , ひずみ ε , 粒子速度 v は次の伝播速度 c :

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho} \cdot \frac{d\sigma}{d\varepsilon}} \quad (2)$$

で次々に伝播し（図2(b)）、その間減衰も起こる。

式(1)は衝撃によって発生する応力の大きさが衝撃速度におおむね比例することを示している。コンクリートの場合、ヤング係数を $2.1 \times 10^5 (\text{kg/cm}^2)$, 密度を $2.3/980 (\frac{\text{kgs}^2}{\text{cm}^4})$ とすると(1)から

$$\sigma \approx 0.7 \times v \quad (v: \text{cm/sec}, \sigma: \text{kg/cm}^2) \quad (3)$$

となり、もし、衝撃速度を 10m/sec とすれば 700kg/cm^2 の応力が材端に発生することが知られる。材端がこれによって破壊するかどうかは応力の継続時間の長短によるので、応力波の波形（波形に影響を与えるのは、衝撃体と被衝撃体の長さの関係、形、重量、衝撃速度等である）も考えなければならない。

破壊の問題を別に次のように考えてみよう。応力、ひずみを等方成分（周圧、または正八面体垂直成分, spherical part）と偏差成分（または正八面体せん断成分, deviator part）に分けたとき^{注1)}、それぞれの許容限界を超過するかどうかで破壊が判別できると仮定すると、上述のコンクリートの例では $700 \times \frac{1}{3} = 233 \text{kg/cm}^2$ の等方圧力（周圧）とその他の偏差応力を受けることになるが、この程度の周圧でコンクリートがこわれることはほとんどない。したがって、偏差応力について検討を行えばよいことになる。しかし、この議論は時間的な経過と応力波の伝播を無視しており、きわめて粗雑であ

注1) たとえば応力テンソルを2つに分けて、

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \frac{2\sigma_x - \sigma_y - \sigma_z}{3} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \frac{2\sigma_y - \sigma_x - \sigma_z}{3} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \frac{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y}{3} \end{pmatrix}$$

右辺第1項が等方応力であり、第2項が偏差応力である。

注2) 周圧の影響は後に述べる。コンクリートは周圧によって容易に破壊しないことが知られているから。

るが、もう少し話を進めてみよう。

衝撃速度が次第に大きくなると上述の2つの成分はともに大きくなり、終には偏差成分がその許容限界を超過する^{注2)}ことになる。そのときから、その材料はもはや固体としての特性を失い、流体の様相を示すことになる。このような変化には上述の昇温、相の変化なども影響するであろう。衝撃のとき、衝突部が流体のような挙動を示すことは以前から見出されていた⁵⁾。

さて、図2の現象をもう少し詳しく考えてみよう。衝撃によって材料の容積（したがって密度も）は変化するであろう。ここでは1次元で考えているから、容積の変化は直ちに長さの変化になる。いま応力波が伝わる以前の状態には suffix “o” をつけ、伝わった後の状態には suffix をつけないで表わすこととする。時間が $t = \Delta t$ から $2\Delta t$ に移ったとき、質量、運動量およびエネルギーの保存則から、

$$\rho_o c = \rho(c-v), \quad \sigma - \sigma_o = \rho_o c v,$$

$$\left\{ (E - E_o) - \frac{v^2}{2} \right\} \rho_o c = \sigma_o v \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで E は内部エネルギー（一部は弾性エネルギーになるが、無視した）である。これらから伝播速度 c 、粒子速度 v および内部エネルギー E は次のように求められる。

$$v = \sqrt{(\sigma - \sigma_o) \left(\frac{1}{\rho_o} - \frac{1}{\rho} \right)}$$

$$c = \frac{1}{\rho_o} \sqrt{(\sigma - \sigma_o) \left(\frac{1}{\rho_o} - \frac{1}{\rho} \right)}$$

$$E - E_o = (\sigma + \sigma_o) \left(\frac{1}{\rho_o} - \frac{1}{\rho} \right) / 2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

いま、この材料の側方を拘束した状態での $(\sigma, 1/\rho)$ 曲線が図3のように得られるとき、衝撃によって初めの状態 $(\sigma_o, 1/\rho_o)$ から $(\sigma, 1/\rho)$ に移ったとすると、これら2点間の割線の勾配から c, v が求められ、また、割線と $1/\rho$ 軸との間に挟まれるハッチングした部分の面積が、内部エネルギーの増分（この分だけ温度が上昇する）に等しいことがわかる。 $(\sigma, 1/\rho)$ 曲線（正確には正八面体垂直応力 σ_{oct} と $1/\rho$ との関係曲線、ここでは $\sigma_{oct} = \sigma/3$ ）をユゴニオ曲線または単にユゴニオ (Hugoniot) と呼んでいる。コンクリートのユゴニオ曲線は後に述べるとおり、図3のように上に凹になっている。したがって(5)式から σ と σ_o との差が大きいほど伝播速度が大きく、応力の大きな応力波ほど速く進むことがわかる。したがって終には先端が切り立った応力波（これを衝撃波と呼んでいる。爆発による空中衝撃波の例を図4に掲げた）になる。したがってコンクリート中にも衝撃波が伝播し得るはずであるが、これは急速に減衰すると考えられ、今

図3 ユゴニオ曲線

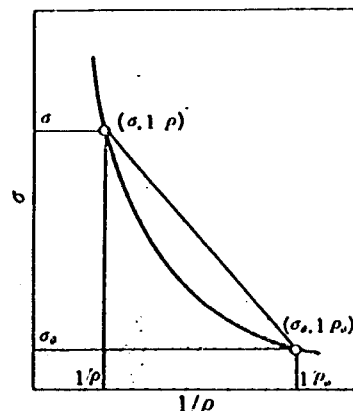
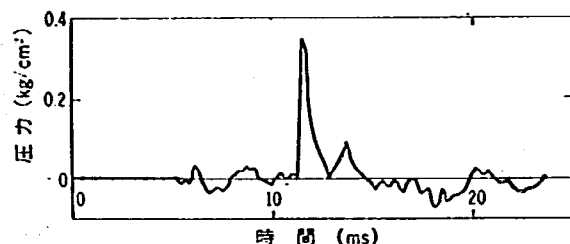


図4 爆発による空中衝撃波測定例 (ANFO 2.5kg, 距離 6.43m)



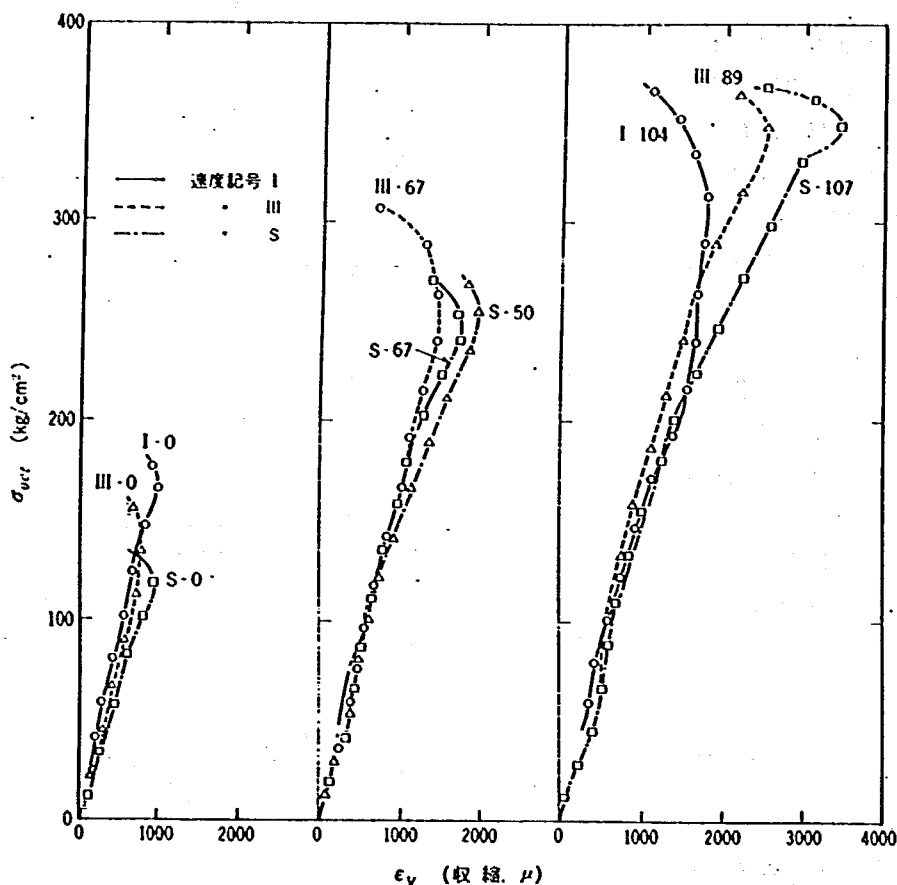
までの実験ではほとんどこのような波形は見られない。

ユゴニオ曲線は、応力の小さい範囲では高速実験から求めることができる。図5はコンクリート（水セメント比0.5の普通コンクリート）の正八面体垂直応力 σ_{oct} と体積ひずみ ϵ_v の関係で、一軸圧縮および軸対称三軸圧縮による実験値である。図中の記号 I, III, S はひずみ速度を表わし、I は軸方向のひずみ速度 $(0.9 \sim 2.5) \times 10^6 \mu/\text{sec}$ 、III は $(0.9 \sim 3.0) \times 10^6 \mu/\text{sec}$ 、S は $(0.2 \sim 2) \times 10^6 \mu/\text{sec}$ であり、速度記号の次の数字は側圧 (kg/cm^2) である。図から、側圧が大きいほど大きな周圧に耐えられること、載荷速度が大きいほど体積ひずみが小さい傾向があることなどが知られる。

応力の大きい範囲のユゴニオ曲線は、応力波の伝播速度と粒子速度が直線的な関係をもつ⁶⁾という性質から求められる。この関係は、コンクリートのように空隙のある材料ではいくらか変化する⁶⁾が、これらから求められたユゴニオ曲線は図3のように上方に凹になっている。また、実験から材料の挙動が流体のように変化する限界（ユゴニオ弾性限界 Hugoniot elastic limit といっている）が現われるが、コンクリートでは $(1.5 \sim 2) \times 10^4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ といわれている。これはおよそ $500 \sim 600 \text{ m}/\text{sec}$ の速度での衝突で現われる。高速衝撃現象の解析には上述のユゴニオ曲線を知る必要がある。

爆発または可燃性ガスの爆発は、それらの爆発 (de-

図5 コンクリートの正八面体垂直応力 σ_{oct} と体積ひずみ ϵ_v との関係



tonation, それらの音速よりも速い速度で燃焼が進行することによって起こる⁷⁾。爆ごう波が伝播すると直ちに反応が始まり、瞬時に完了し、高温、高压のガスが生成される。したがって、爆ごう波の先頭を切る衝撃波の波頭面と反応完結点(C-J点という)との距離(反応帯の厚さ)は非常に薄く、厚い場合でも1cm程度といわれている。C-J点の圧力および温度は、化学反応式から求めることができる。C-J点に先立つ衝撃波の圧力(爆ごう圧力)は、多くの研究者によるとC-J点の圧力の約2倍である⁸⁾。C-J点の後方には減圧波(rarefaction wave)が追従している。爆ごうが完了すると爆ごう波は直ちに衝撃波として周囲の媒体中に伝播が始めるが、波面の背後は高温、高压の、すでに膨張を始めた生成ガス(火球)である。しかし、衝撃波の進行速度が火球の膨張より速いので、間もなく両者は分離し、衝撃波はより速くに伝播し、生成ガスはやがて上方に移動する。衝撃波波頭面の後方には爆ごう波のときと同様、減圧波が追従し、これらに伴って粒子の移動—爆風—が起こる。これらをすべて合わせて爆風ということもある²⁵⁾。

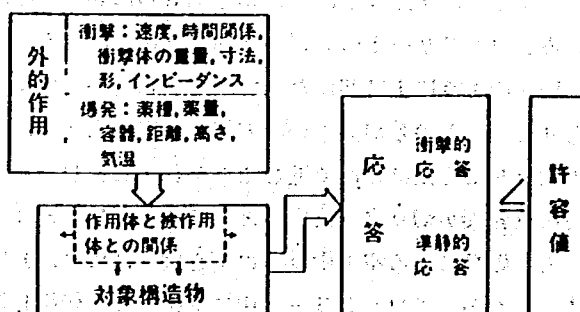
爆発にさらされる構造物の被害は、上述のどの段階で爆発に遭遇したかによって変わってくる。爆源が近い場合はそのすべてを受け、衝撃波の高压と生成ガスの高热

の影響を受けるが、離れるに従い衝撃波圧力も低下する。しかし、生成ガスの温度はより急激に低下するので、作用は衝撃波のほうが優勢になる。遠く離れるとむしろ爆風の作用が大きくなる。これらの解析には堅硬物の衝撃の場合と同様、ユゴニオ曲線が必要になる。ただ、堅硬物の衝撃と違うのは、構造物に対する作用を計算するとき、媒体と構造物との間のインピーダンス(縦波の伝播速度と密度との積)の比の影響が堅硬物の場合より著しく大きいので、この影響を無視することができない点である。

爆薬または可燃性ガスの爆ごう波の伝播速度(爆速)は、爆薬では種類、密度などにより、可燃性ガスでは組成、濃度、温度等によって変化するが、たとえば TNT 密度 1.59 のとき

6,700m/sec⁷⁾(爆ごう温度3,100°K, 爆ごう圧力 1.25×10^5 atm), メタン(CH_4)と空気の化学量論的混合ガスのとき1,880m/sec(爆ごう温度2,950°K, 爆ごう圧力15.6 atm)⁹⁾と報告されている。しかし、爆薬または可燃性ガスが常に爆ごうするとは限らない。不完爆の場合もあり、また、音速より遅い速度で燃焼する「爆燃(deflagration)¹⁰⁾」が起きることもある。可燃性ガスは、ある濃度範囲においてだけ爆発することはよく知られている。爆ごうが起きるためにはエネルギーの補給が必要であり、通常2つの方法で起きる。一つは衝撃波の伝播による場合、他は局所的な加熱による場合である。

図6 耐爆、耐衝撃設計の手順



3. 耐爆、耐衝撃設計の考え方

現在、各国とも、まだ系統的な耐爆、耐衝撃設計方法は確立してはいない。多くはパネ系を考えた動的応答解析^{11,12)}または静的方法を改良して行なっている。

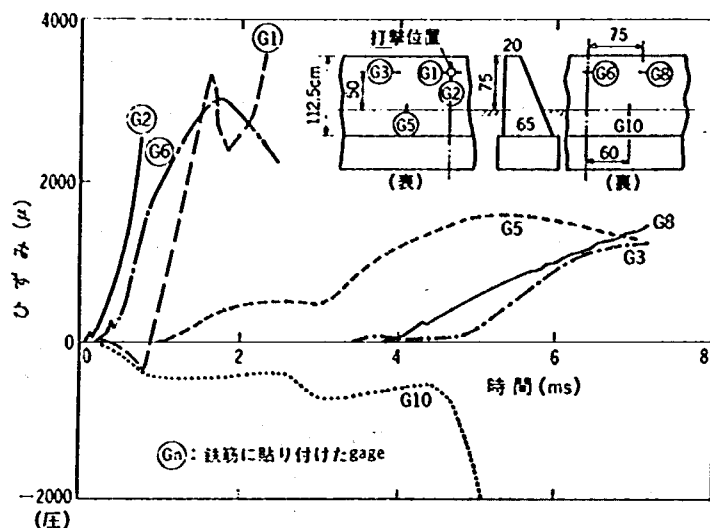
ところで、構造物の設計に使用される通常の手順は耐爆、耐衝撃設計でも変える必要はないと筆者らは考えている。そして、その内容を図6のように修正し、設計を行なうことを試みている。外力はこの場合、力の大きさだけでなく、衝撃速度、継続時間なども必要であるからこれらを含めて「外的作用」とし、それによる対象構造物の「応答」を求め、その大きさが「許容値」以下であるかどうかを検定する。手順はこのように簡単であるが、構造物の衝撃応答は多様で、かつ複雑である。そのうえ、応答には載荷体の剛性、インピーダンス等も関係し、許容値も静荷重の場合とは異なる。このような煩雑さはあるが、耐爆、耐衝撃設計には現在、この方法以外に考えられないので、手順の各項を綿密に解明していくことを筆者らの当面の研究目標としている。

4. コンクリートの研究

鉄筋コンクリート構造物の耐爆、耐衝撃設計を前項の手順で行なうとき、特に重要な問題は対象の外的作用による応答の推定である。つまり、構造物に生ずる応答の種類と大きさを計算で求めなければならない。このための研究が長期にわたって行なわれた。その結果、構造物の応答は2つからなり^{注3)}、一つは載荷直後に発生する「衝撃的応答」であり、他はその後しばらく継続する「準静的応答」であることが知られた(図7)¹³⁾。前者の主体は応力波であり、後者は構造物の弾塑性応答であるが、破壊は両方で起きる。後者についてはかなり研究が行なわれて^{11,12)}いるが、前者についてはきわめて少ない¹⁴⁾。

これら2つの応答のうち、衝撃的応答は衝撃速度の小さいときはもちろん小さく、準静的応答も静的応答に近くなる。中間の速度では両者が混在し、高速になるともはや準静的応答は姿を消してしまう。そして衝撃部の表面および裏面の限られた範囲にだけ破壊口をもつ貫通孔が見られるが、衝撃体はすでにもと来たほうにはじき返

図7 鉄筋コンクリート擁壁の衝撃実験におけるひずみ-時間曲線



されている^{注4)}。

さらに高速になると衝撃体は構造物の中に侵入し、その中で停止(これを侵徹といっている)するか、または貫通(これを貫徹と呼んでいる)する。コンクリートまたは鉄筋コンクリート構造物に対する侵貫の深さの推定には米軍公式が一般に使用される¹⁵⁾が、筆者らも実験式(半理論式)をもっている¹⁶⁾。これは次のような考え方で作られた。コンクリートはよくビンガム体(bingham body)として表現されるように、せん断力がある値を超過すると塑性流動を起こす。衝撃体がコンクリート中を運動するとき、この状態は衝撃体の周囲でも起きるであろう。このようにして作られた筆者らの式はかなりよく実験と一致する。しかし、この適用には衝撃体の運動エネルギーについての限界がある(米軍公式も同様である)。

衝撃体の速度がさらに大きくなると事情は一変し、衝撃体の作る破壊孔はきわめて大きくなり¹⁷⁾、被衝撃体から飛び出す物質のもつ全運動エネルギーは、当初衝撃体がかもっていた全運動エネルギーより大きくなる⁶⁾。これは流動化した衝撃体の一部も同時に飛散するからであると説明されている。

以上は堅硬物の衝撃について述べたが、爆発の場合も爆源と構造物との位置関係によって、また構造材料の種類などによって構造物には種々の応答を生ずる。応答の種類と大きさを推定するには外的作用のデータと上述の構成方程式(コンクリートの応力-ひずみ関係、ユゴニオ曲線等)が必要である。

設計手順の中の「許容値」も静荷重の場合とは異なっており、しかも、応力波の混在しない(あるいはその影響の少ない)実験から求めたものでなければならない。

注3) 爆発の場合はこのほかに、生成ガスの熱的作用が加わることがある。

注4) 厚さ約90cmの鉄筋コンクリート擁壁に重量約10tの石が約320mの高さから落下して衝突し、このような破壊を生じたことがある。

前述の応力-ひずみ関係に対する速度効果と応力波の作用とは、それぞれ独立だからである。応力波の影響をできるだけ少なくした実験(式(1))から知られるように、応力波の影響をゼロにするには粒子速度をゼロとした実験を行わなければならない。これは不可能である)を筆者らは「高速載荷実験」と呼んで、そうでない「衝撃実験」と区別している。高速載荷実験でも、さらに注意を要するのは、速度効果が試験体の形状によって変化する事である。立方体のコンクリート圧縮試験体では、円柱形のもののよう大きな速度効果は現われないことがかなり以前から知られている¹⁸⁾。

5. 今後期待される研究

鉄筋コンクリート構造物の耐爆、耐衝撃設計の研究は前項までに述べたように、完成までにはまだ多くの問題が残されている。しかし、いま実用化までのギャップをとりあえず埋めなければならない立場に立つとしても、従来の経験則だけに頼る方法でない妥当性のあるフィーラーを探す方向はかなりわかってきた。今後も従来の研究をさらに継続する必要のあることはもちろんであるが、新たに将来の防衛施設用コンクリートとして期待される研究は、次のようなものである。

(a) 配筋方法

耐爆、耐衝撃設計における鉄筋の役割は静荷重の場合と異なるので、新しい合理的な配筋方法を研究する必要がある。

(b) 繊維補強コンクリートまたは特殊コンクリート

繊維補強コンクリートまたはプラスチックコンクリートでは引張性能など、従来、コンクリートの欠点として挙げられていた性質が大幅に改善されることが報告されている^{19,20)}。引張強度および靱性の改善は、衝撃による前面破壊および裏面剝離を防止するうえで確かに有利であろう。しかし、衝撃応答を小さくし、破壊を免れるにはそれらの構成方程式からの検討が必要である。所詮は衝撃は mass と mass の戦いであるという経験則はまだ棄て去られていないので、このことから採用し得る種類の範囲が決められるようである。爆発を対象とする場合は加熱の影響も検討しなければならない。衝撃によって侵襲が予想される場合、現在までの実験の結果では、鋼繊維コンクリートでも侵襲深さを減少させる効果は見られていない。

(c) コンクリート中への応力波の遮断

衝撃によって発生した応力波を構造物の中に透過させないことができれば、非常に有利である。このような試みも種々研究されており、スウェーデンのシェルター建

設規準²¹⁾などでも採用されている。しかし、この方法には二面性があり、侵襲に対する防護性能が低下するという不利な点も合わせもっている。したがって、採用にあたって十分検討しなければならない。

(d) 超早強コンクリート

(e) コンクリートを壊すこと

構造物の解体、取り片付けなどのための、効率のよい破壊方法の研究が必要である。現在まで種々の方法が研究²²⁾されているが、火薬を使う方法についてもまだ多くの研究の余地が残されている。たとえば鋼板等の切断に使用されるモンロー効果 (Munroe Effect)^{23,24)}も検討の対象となるが、コンクリートの特性を考慮に加えなければ効果は少ない。このことは他の破壊方法についてもいえることで、コンクリートの衝撃破壊の性質を積極的に取り入れる必要がある。

6. おわりに

防衛施設用コンクリートとしてもっとも強く要求される耐爆、耐衝撃性とその設計への応用を目的とした研究の概要、およびそれに関連するいくつかの話題について報告した。コンクリートの耐爆、耐衝撃性に関する研究は、従来、特にわが国で行なわれることが少ない分野であった。この分野はちょうど、材料学と構造学の境界領域にあたり、その両域からアプローチする必要があったこと、わが国では境界領域が育ちにくい環境にあることなどが原因と考えられる。今後、増加することを願ってやまない。

〔参考文献〕

- 1) John W. Gehring, Jr.; Theory of Impact on Thin Targets and Shields and Correlation with Experiment, in "High-Velocity Impact Phenomena, Edited by Ray Kinslow, Academic Press", 1970, pp.105~155
- 2) Jin-ichi Taheda et al.; Deformation and Fracture of Concrete Subjected to Dynamic Load, Proc. of ICM-1, Kyoto, Vol.IV, pp.267~277
- 3) A. Nadai; Theory of Flow and Fracture of Solids, McGraw-Hill, Vol.1; 1950, p.21
- 4) Alfred M. Freudenthal; The Inelastic Behavior of Engineering Materials and Structures, John Wiley & Sons, 1950, p.135
- 5) G. I. Taylor; Scientific Papers, Volume One, Mechanics of Solids, Cambridge Univ. Press, 1958, p.526
- 6) R. G. McQueen, S. P. Marsh, J. W. Taylor, J. N. Fritz and W. J. Carter; 文献 1) の pp.293~417
- 7) 須藤, 大久保, 田中; 火薬と発破, オーム社, 1971, pp.27~32, 83
- 8) Robert H. Cole; Underwater Explosions, Dover Pub., 1965, pp.23~26, 94~100
- 9) Bernard Lewis, Guenther von Elbe; Combustion, Flames and Explosions of Gases, Academic Press,

- 1961, p.534
- 10) ジョン N.ブラッドレー; 火災と爆発, (須賀, 北村訳) 三共出版, 1972, p.53
- 11) John M. Biggs, Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill, 1964
- 12) C.H. Norris, R.J. Hansen, M.J. Holley, Jr., J.M. Biggs, S. Namyet, J.K. Minami; Structural Design for Dynamic Loads, McGraw-Hill, 1959
- 13) 竹田仁一ほか; 衝撃をうける鉄筋コンクリート構壁の変形と破壊, コンクリート工学年次講演会論文集, 1980, pp.297~300
- 14) J. Takeda, H. Tachikawa; Deformation and Fracture of Concrete Subjected to Impact Load or Blast Shock, Vol.3, Proc. of ICM-3, Cambridge, 1979, pp.77~86
- 15) R.P. Kennedy; A Review of Procedures for the Analysis and Design of Concrete Structures to Resist Missile Impact Effects, in "Nuclear Engineering and Design", North-Holland Pub., 1976, pp.183~203
- 16) 竹田仁一ほか; 爆発, 衝撃による鉄筋コンクリート壁体の破壊, 日本建築学会年次講演会, 昭50.10, pp.1201~1202
- 17) R.L. Bisplinghoff and H.S. Wolko; Applied Mechanics and Space Research, in "Developments in Mechanics", Vol.2 Part 2 Solid Mechanics, Pergamon Press, 1965, pp.336~339
- 18) Douglas McHenry, J.J. Shiedeler; Review of Data on Effect of Speed in Mechanical Testing of Concrete, Proc. of Symposium on Speed of Testing of Non-Metallic Material, ASTM, 1955, pp.72~82
- 19) コンクリート工学, Vol.15, No.3, 1977-3
- 20) コンクリートジャーナル, Vol.11, No.4, 1973-4
- 21) Tekniska Bestämmelser för Skyddsrum, 1978 års upplaga, TB78, Civilförsvarsstyrelsen
- 22) RC破壊工法委員会; 鉄筋コンクリート構造物の無公害破壊工法の開発に関する研究, 建築業協会, 1973-4
- 23) 文献3) の pp.36~37
- 24) R.J. Eichelberger; Experimental Test of the Theory of Penetration by Metallic Jets, Journal of Appl. Physics, Vol.27, No.1, 1956-1
- 25) 工業火災協会; 工業火災ハンドブック, 共立出版, p.357

土石流衝撃力関係資料集

土研資料第1682号
昭56.3月(1981)

キーワード 土石流, 砂防ダム, 衝撃力

水山高久

要 旨

昭和54,55年度建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所
から依頼された「土石流衝撃力に関する実験」の解析に際し
て利用した資料, 文献をとりまとめたものである。



郵便はがき

40円
を切
手
は
い
下
さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
砂防研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町
大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



昭和二十一年三月二十一日

土木研究所資料第1682号

部

上記のとおり受領しました。



土木研究所資料第1682号

部

所 属 (住所)

土木研究所資料第1682号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

印



昭和二十一年三月二十一日

土木研究所資料第1682号