

弾塑性理論に基づく流木衝撃力の評価

松 富 英 夫*・池 田 弘 樹**

1. ま え が き

津波時の漂流物による二次災害が指摘されて久しい。1993年北海道南西沖地震津波でも、奥尻島青苗漁港の北防波堤の一部が漂流物の衝突によるとしか考えられないような壊れ方をした。同漁港の臨港地区内を漁船や箱型作業船が漂流して、家屋群を破壊したともいう。地震・津波の予想される東海地方沿岸には、全国有数の規模を持つ漁港や貯木場が複数存在し(松富ら, 1993a), 青苗で起こったような漂流物災害が大規模に生じる可能性がある。

著者らは、マッシュで剛な構造物を対象に、運動量理論を拠り所とした水理実験(1993b)、水の緩衝機能を考慮した弾性波理論(1992, 1993c)、流木の塑性と衝突角度を考慮した弾塑性理論(1993d)に基づく流木衝撃力の評価法を考案してきた。これ等は、弾性波理論(Kamel, 1970)や弾性理論(水原ら, 1980)のみに基づいた既往の評価法に比べて、実際の衝撃力を与えるが、適用条件が限られる等、改良の余地がある。これ等のうち、構造物の形式や特性値、流木の回転角速度や内部減衰等をも考慮した汎用性の高い評価法に拡張できるものは、弾塑性理論に基づくものである。

そこで、本研究は、最も簡単な弾塑性理論を用い、流木衝撃力の緩衝機能として構造物の撓み、流木の塑性、回転角速度と内部減衰を考慮して、構造物に任意角度で衝突する流木の最大衝撃力評価法を考案するものである。本研究により、防波堤や防潮堤は勿論のこと、昭和8年三陸大津波以来提案されている防浪ビル、今後貯木場周辺に施工されるであろう流出防止工等の流木に対する設計方針の一端が示されることになる。

2. 理 論

構造物の降伏応力は、流木のそれに比べて大きいとして、構造物の塑性変形は考えないことにする。また、構造物の流木衝突部の局所的な弾性変形も考えないことにする。この分、流木の衝撃力は過大評価となろう。

2.1 流木衝突時の現象

構造物から見た流木衝突時の流木の挙動を説明するため、流木を多数の質点とバネからなる弾性体と考える。そのモデルを図-1に示す。衝撃問題では、度々このモデルが用いられる(例えば, Wolf et al., 1978)。図中、質点は全て同じ質量と考えており、 v_{A0} は衝突前の質点の移動速度、 v_{Ai} は衝突後の各質点の移動速度、バネ下の×印はバネ機能の破壊を示す。

実際現象では、流木が構造物に衝突した直後のしばらくの間($-0 \leq t < 0$)は弾性変形が生じ、降伏応力 σ_f に達した後、つまり構造物側の第一番目のバネが弾性限度に達した後($t \geq 0$)に塑性変形が生じると思われる。しかし、本理論では単純化のため、流木の衝突直後から塑性変形が生じると仮定する。

剛な構造物へ衝突した流木は必ず反発する(例えば, 曾我部ら, 1981)。また、衝突後の流木の構造物との接触部は、流木が反発し出すまでに、塑性体から弾性体に移る。流木が反発するには、接触部背後が弾性体となって歪エネルギーを内部に蓄積している必要があるからである。塑性体から弾性体に移るとは、遷移時から

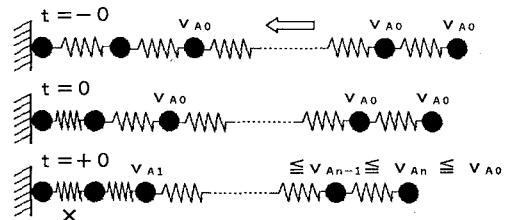


図-1 流木モデル

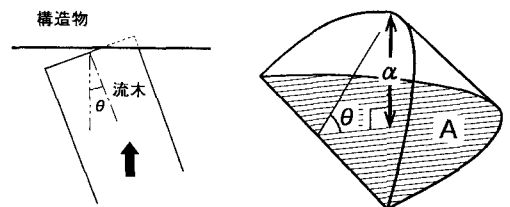


図-2 流木の塑性変形モデル

* 正会員 工博 秋田大学助手 鉱山学部土木環境工学科

** 工修 パシフィックコンサルタンツ(株)

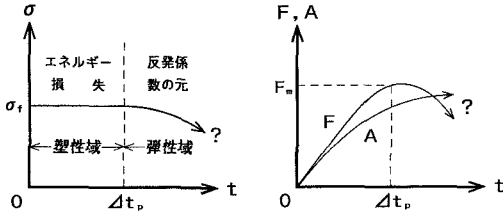


図-3 弾塑性モデル

応力 σ に変化が始まるといふことである。

一方、塑性変形した流木要素は接触面積や力に関与しないと仮定すれば、流木の変形量 α や接触面積 A は、流木が反発し出すまで、必ず単調増加する。図-2

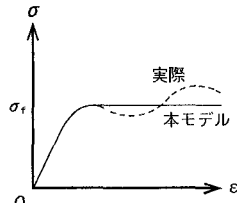


図-4 本研究での応力と歪みの関係

を示す。図中、 θ は流木の構造物への衝突角度である。流木の衝撃力 F は $\sigma \times A$ で評価されるので、遷移時から F の傾向に急激な変化が見られることになる。以上を模式的に示したものが図-3 であり、本研究で考えている応力・歪み関係が図-4 である。

最大衝撃力時、換言して流木の反発開始時には、少なくとも接触部の移動速度は零でなければならない。塑性体から弾性体へ遷移する時、応力は σ_f からある $\sigma < \sigma_f$ へ連続的に変化する。応力が連続的に変化するには、弾性限度に達したバネの一つ後ろのバネは弾性限度近くに達していなければならない。弾性を必ず保持し、弾性限度近くに達した接触部はそれ以上歪み得ず、その移動速度は零と考えられる。

以上の考察より、塑性体から弾性体への遷移時は、接触部の移動速度が零で、最大衝撃力時と考えられる。本研究では、この時の衝撃力を最大衝撃力 F_m 、この時までの時間を衝撃力立ち上がり時間 Δt_p として、それ等の変化特性等を議論することにする。

2.2 一般的な場合

直径 D 、長さ L 、質量 M 、移動速度 v_{A0} の流木が、構造物の法線方向に対して、角度 θ を持って衝突する場合を考える (図-2 参照)。流木の弾性歪み時のエネルギー減衰が無視できないとすると、 $0 \leq t \leq \Delta t_p$ の流木の運動方程式は次式のように表現される。

$$C_M M dv_A/dt \doteq -F - C_L(v_A - d\delta/dt) = -\sigma_f A - C_L(v_A - d\delta/dt) \dots (1)$$

ここで、 C_M は質量係数 ($= 1 + \text{付加質量係数}$)、 v_A は流木全体の平均的移動速度 ($= \sum v_{Ai}/n$, n は移動質点数)、 C_L は減衰係数、 δ は構造物の撓み量である。流木の場合、

有次元の減衰係数 C_L と無次元の減衰定数 β の間には次式の関係がある。

$$C_L = \pi \beta D^2 (C_M \rho_A E_A)^{1/2} / 2 \dots (2)$$

ここで、 ρ_A と E_A は流木の密度と弾性係数である。

衝突角度が零でない時は、流木に角運動量保存則が適用されねばならない。流木の角運動量式は次式のように表現される。

$$I_w d\omega/dt = \sigma_f A L \sin \theta / 2 \dots (3)$$

ここで、 I_w は流木の重心回りの慣性モーメント ($= C_M M L^2 / 12$)、 ω は流木の水平回転角速度である。

また、 ω の v_A 、流木の変形量 α 、 δ との関係は次式となる。

$$L\omega/2 \doteq (v_A - d\alpha/dt - d\delta/dt) \sin \theta \dots (4)$$

ただし、流木重心の移動速度 $\doteq v_A$ と考えている。

接触面積 A と変形量 α の間には次式の関係がある。

$$0 \leq B_1 = 1 - 2\alpha/D \sin \theta \leq 1 \text{ に対して、}$$

$$A = D^2 [\sin^{-1}(1 - B_1^2)^{1/2} - B_1(1 - B_1^2)^{1/2}] / 4 \cos \theta \dots (5a)$$

$$0 < B_2 = 2\alpha/D \sin \theta - 1 < 1 \text{ に対して、}$$

$$A = \pi D^2 / 4 \cos \theta - D^2 [\sin^{-1}(1 - B_2^2)^{1/2} - B_2(1 - B_2^2)^{1/2}] / 4 \cos \theta \dots (5b)$$

式 (5a) は接触面が流木中心に達するまで適用される。それ以後は式 (5b) の適用となる。 θ が小さい時、接触面は流木中心を越え得る。しかし、最大限の流木衝撃力を想定しても、木材の降伏応力を考えると、流木中心を越えて接触面が塑性を呈するとは思えない。例えば、 $D=1$ m の流木が衝突し、100 tf の衝撃力が働いたとする。接触面積を流木断面の半分とすると、接触部の応力は高々 25 kgf/cm² で、一般に言われている木材の平均的な降伏応力 200 kgf/cm² (著者等の実験では 100 kgf/cm²) 程度よりはるかに小さい。よって、本理論では、式 (5a) のみの利用を考えればよいことになる。式 (5a) は、第 2 次近似の精度で、次式となる。

$$A \doteq 4D^{1/2} \alpha^{3/2} / (3 \cos \theta \sin^3 \theta) \dots (6)$$

θ をパラメータに、式 (6) の近似度の検討例を図-5 に示す。 $D=0.5$ m の場合のもので、実線が式 (6)、破線が式 (5a) である。図より、式 (6) の近似度は十分であることが判断される。

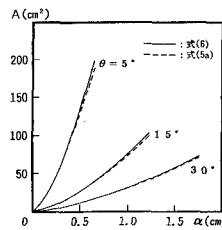


図-5 式 (6) の近似度の検討例 ($D=0.5$ m)

構造物として、図-6(a) に示すような片持ち梁の場合を考える。これは、今後設けられるであろう貯木場の流出防止工等を想定している。地面から高さ h の所に流木が衝突し、梁が $\delta(t)$ だけ撓んだとする。この時、梁の運動エネルギー等が無

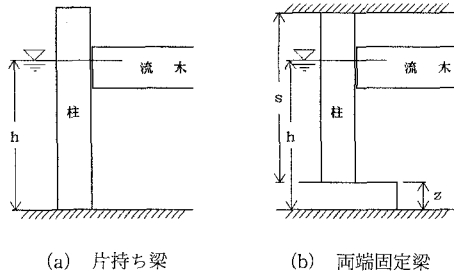


図-6 対象構造物

視できるとすれば、梁に蓄えられる弾性歪みエネルギー E_i と流木が梁にする仕事は同じで、次式が成立する。

$$E_i = 3E_c I_c \delta^2 / (2h^3) \doteq \int_0^t F(d\delta/dt) dt \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 E_c と I_c は各々構造物の弾性係数と断面二次モーメント、 F は梁に加わる流木衝撃力で、時間的に変化するものである。式(7)の中辺と右辺を時間微分すると、次式が得られる。

$$\delta \doteq h^3 F / 3E_c I_c = \kappa F \dots\dots\dots (8)$$

式(8)は静的取扱における撓みと力の関係に他ならない。本理論では、構造物の形式や特性値による違いは κ のみで、それ等さえ判れば、 κ は予め判る量である。図-6(b)に示す両端固定の場合(防浪ビルの支柱等を想定)、 κ は次式となる。

$$\kappa = (s+z-h)^2 [3(h-z)\{(h-z)/s\}^2 - (2h+s-2z)\{(h-z)/s\}^3] / (6E_c I_c) \dots\dots (9)$$

ここで、 s は梁の長さ、 h は浸水深、 z は梁下地の地面からの高さである。式(1)、(6)と(8)より、 δ と α の関係として、次式が得られる。

$$\delta \doteq 4\kappa \sigma_f D^{1/2} \alpha^{3/2} / (3 \cos \theta \sin^{3/2} \theta) \dots\dots\dots (10)$$

式(1)、(3)、(4)、(10)が本研究の基本式である。未知数は $v_A, \omega, \alpha, \delta$ の四つで、問題は閉じている。式(6)と(10)を用いて式(1)、(3)、(4)を書き直せば、各々次式となる。

$$\begin{aligned} dv_A/dt &= f_1(v_A, \omega, \alpha) \\ &= -4\alpha^{3/2} / (3\gamma) - C_L [v_A / (C_M M) \\ &\quad - 2(\kappa \alpha^{1/2} / \gamma) \{v_A - L\omega / (2 \sin \theta)\} \\ &\quad / (1 + 2\kappa C_M M \alpha^{1/2} / \gamma)] \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

$$d\omega/dt = f_2(\alpha) = 2C_M M L \alpha^{3/2} \sin \theta / (3I_w \gamma) \dots\dots (12)$$

$$\begin{aligned} da/dt &= f_3(v_A, \omega, \alpha) \\ &= \{v_A - L\omega / (2 \sin \theta)\} / (1 + 2\kappa C_M M \alpha^{1/2} / \gamma) \\ &\dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

ここで、 $\gamma = C_M M \cos \theta \sin^{3/2} \theta / (\sigma_f D^{1/2})$ である。この段階での未知数は v_A, ω, α の三つである。式(11)~(13)の連立常微分方程式を解けば、任意時間 t における $v_A, \omega, \alpha, \delta, A$ 、流木の変形速度 da/dt 、構造物の撓み速度 $d\delta/dt, F$ 等が求められる。しかし、これ等の式を解析的に解くこ

とは難しい。本研究では、式(11)~(13)を4次のRunge-Kutta法を用いて数値的に解くことにする。初期条件は、 $t=0$ の時、 $\alpha=0, \omega=\omega_0, v_A=v_{A0}$ である。ここで、 ω_0 は衝突前の流木の水平回転角速度である。

既報(松富・池田, 1993d)の理論では、数値計算の打ち切り時刻、つまり衝撃力立ち上がり時間 Δt_b の評価が問題であった。流木の反発係数が予め判っていないければ、その評価ができなかったのである。しかし、本理論では常に式(13)が零となるまで計算を行い、それまでに要した時間を Δt_b とすればよく、 Δt_b は理論的に評価できるものである。この計算打ち切り時刻の衝撃力が最大衝撃力であることは既報と変わらない。

流木の反発係数 e も理論的に評価できる。流木の持っているエネルギーは塑性変形と内部減衰により失われる。その量 W は次式で評価される。

$$\begin{aligned} W &= \int_0^t F(da/dt) dt \\ &\quad + \int_0^t C_L (v_A - d\delta/dt)^2 dt \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

ここで、積分の上限 t は Δt_b である。衝突前の流木が持っているエネルギー W_0 は既知 ($= Mv_{A0}^2/2$) である。よって、式(15)で定義される反発係数は理論的に評価されることになる。

$$e \doteq (1 - W/W_0)^{0.5} \dots\dots\dots (15)$$

2.3 流木の内部減衰が無視できる場合

流木の内部減衰が無視できる場合を考える。前節理論の検討結果によれば(次章参照)、減衰項の影響は比較的小さく、これは受け入れられることである。この時、式(1)は簡単化され、次式となる。

$$C_M M dv_A/dt = -\sigma_f A \dots\dots\dots (16)$$

式(3)、(4)、(16)より次式を得る。

$$C_M M (d^2 \alpha / dt^2 + d^2 \delta / dt^2) = -4\sigma_f A \dots\dots\dots (17)$$

式(17)は既報(松富・池田, 1993d)の基本式と右辺の係数が異なるだけである。

次に、式(6)と(10)を用いて式(17)を α のみの式とし、質量係数は時間的に不変として、時間に関して1回積分すれば、式(17)は次式となる。

$$\begin{aligned} (1 + 2\kappa C_M M \alpha^{1/2} / \gamma)^2 (da/dt)^2 + 64\alpha^{5/2} / (15\gamma) \\ + 64\kappa C_M M \alpha^3 / (3\gamma)^2 \doteq \text{const.} \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

$t=0$ の時、 $\alpha=0, da/dt = v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta)$ の初期条件を用いれば、式(18)は次式となる。

$$\begin{aligned} da/dt \doteq \{v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta)\} [1 - 64\alpha^{5/2} \\ / \{15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2 \\ - 64\kappa C_M M \alpha^3 / \{3\gamma(v_{A0} \\ - L\omega_0 / (2 \sin \theta))\}^2\}]^{1/2} \\ / (1 + 2\kappa C_M M \alpha^{1/2} / \gamma) \dots\dots\dots (19) \end{aligned}$$

構造物の剛性が無限大 ($E_c I_c = \infty$)、つまり $\kappa=0$ の時、式

(19) は簡単化され、次式となる。

$$da/dt \approx \{v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta)\} [1 - 64a^{5/2} / \{15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2\}]^{1/2} \dots\dots (20)$$

式 (20) は既報 (松富・池田, 1993d) の式と係数等が異なるが、基本的に同形である。これは、流木の角運動量保存則を導入したこと、式 (6) のように接触面積 A の近似度を高めたことによる。

式 (19) を解析的に解くことは難しい。簡単化された式 (20) でも難しい。しかし、最大衝撃力 F_m の近似解ならば求められる。

最大衝撃力時は接触部の流木変形速度 da/dt が零である。よって、式 (19) を零と置いて a について解けば、最大衝撃力時の流木の変形量 a_m が近似的に次式のように求まる。

$$a_m \approx [15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2 / 64]^{2/5} \cdot [1 - \{K C_M M / (9\gamma^2)\} (15\gamma/2)^{6/5} \cdot \{v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta)\}^{2/5}]^{2/5} \dots\dots (21)$$

式 (6) と (21) より、最大衝撃力は次式となる。

$$F_m \approx \sigma_f A_m \approx \sigma_f D^{1/2} [15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2 / 2]^{3/5} \cdot [1 - \{K C_M M / (9\gamma^2)\} (15\gamma/2)^{6/5} \cdot \{v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta)\}^{2/5}]^{3/5} / (6 \cos \theta \sin^{3/2} \theta) \dots\dots (22)$$

ここで、 A_m は最大衝撃力時の流木の接触面積である。

構造物の剛性が無限大の場合、式 (21) と (22) は各々次式のように簡単化される。

$$a_m \approx [15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2 / 64]^{2/5} \dots\dots (23)$$

$$F_m \approx \sigma_f D^{1/2} [15\gamma(v_{A0} - L\omega_0 / (2 \sin \theta))^2 / 2]^{3/5} / (6 \cos \theta \sin^{3/2} \theta) \dots\dots (24)$$

ただし、式 (23) と (24) は式 (20) の厳密解である。

3. 理論の検討例

3.1 衝突前の回転角速度の影響

図-7(a) と (b) に流木の衝突前の回転周期 $T (= 2\pi/\omega_0)$ による最大衝撃力 F_m と衝撃力立ち上がり時間 Δt_p の変化例を示す。構造物として、断面 50×65 cm の一端固定の鉄筋コンクリート柱 (換算断面は 52×70 cm) を考えている。衝突高さ h は 2.3 m としており、断面と共に北海道南西沖地震津波時の奥尻島青苗漁港の漁協建物の柱 (実際は両端固定) を想定したものである。計算例において、質量係数 $C_M = 1.5$ (松富, 1993b)、流木径 $D = 1$ m、細長比 $L/D = 14$ 、流木の単位重量 $\gamma_A = 0.6$ tf/m³、衝突前の流木移動速度 $v_{A0} = 200$ cm/s、流木の降伏応力 $\sigma_f = 100$ kgf/cm²、鉄筋コンクリート柱の弾性係数 $E_c = 30 \times 10^4$ kgf/cm²、減衰係数 $C_L = 0$ 、衝突角度 $\theta = 10^\circ$ を採用している。これ等の値は、特に断らない限り、以下の計算例でも同じである。図-7(a) 中の破線は式 (22) の近似解である。図より、回転周期が長くなるにつれて、最大衝撃力は大きくなり、衝撃力立ち上がり時間は短くなるということが判断される。

3.2 減衰係数の影響

図-8(a)~(c) に減衰係数による最大衝撃力、衝撃力立ち上がり時間、反発係数 e の変化例を示す。計算例において、回転周期は 300 s を採用している。図-8(a) 中の黒丸は式 (22) の近似解である。これ等の図より次のことが判断される。①減衰係数が大きくなるにつれて、最大衝撃力、衝撃力立ち上がり時間、反発係数は減少する。②実際の流木の衝突前の回転周期を考えると、最大衝撃力は減衰係数よりも回転周期に強く影響される。

3.3 構造物の弾性係数の影響

図-9 に構造物の弾性係数による最大衝撃力の変化例を示す。計算例において、回転周期は 300 s を採用している。図中の破線と黒丸は各々式 (22) の近似解と式 (24) の厳密解である。図より、構造物の弾性係数が大きくなるにつれて、最大衝撃力は大きくなるということが判断される。

3.4 降伏応力の影響

細長比をパラメータに、流木の降伏応力による最大衝撃力の変化例を

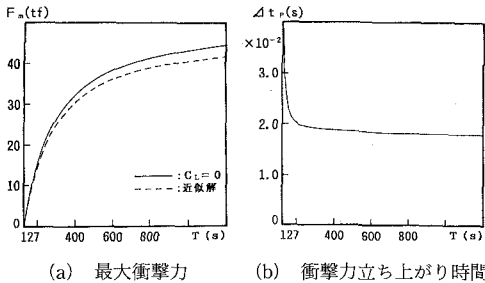


図-7 回転周期による最大衝撃力と衝撃力立ち上がり時間の変化 ($C_M = 1.5$, $D = 1$ m, $L/D = 14$, $\gamma_A = 0.6$ tf/m³, $v_{A0} = 200$ cm/s, $\sigma_f = 100$ kgf/cm², $C_L = 0$, $\theta = 10^\circ$)

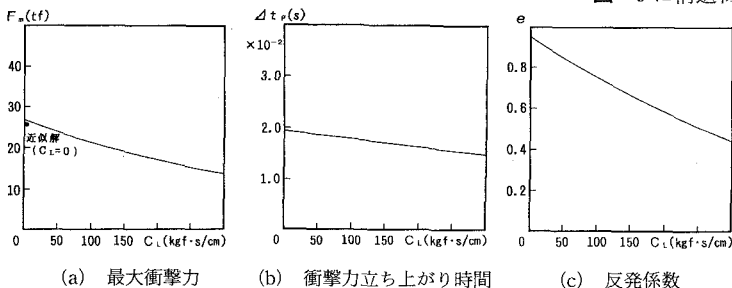


図-8 流木の減衰係数による最大衝撃力、衝撃力立ち上がり時間と反発係数の変化 ($T = 300$ s)

図-10に示す。計算例において、減衰係数は10、回転周期は300sを採用している。図において、 $L/D=20$ での最大衝撃力が、他の細長比比のものに比べて、小さいことに奇異を感じるかもしれない。これは、流木長は長くなっているのに、回転周期が同じことに起因している。図より、降伏応力により最大衝撃力が大きく変化することが判断される。木材の切断面での降伏応力はまだよく判っていない状況にある。

3.5 実験値との比較

最大衝撃力 F_m に関する本研究の理論値と実験値 (池田, 1994) の比較例を図-11に示す。縦軸が理論値で、横軸が実験値である。それ等の区別は F_m に添字 c と e を付けることで行っている。実験は櫓を組み、流木を吊って振る方法で行われている。よって、質量係数 C_M は1.0を採用している。有効と思われる実験データは流木径 $D=20$ cmで、衝突角度 $\theta=20^\circ$ と 30° の場合のみである。理論での減衰係数 C_L は10、降伏応力 σ_f は実験値(最大衝撃力/最大接触面積)を採用している。図によると、理論値が大き目である。この理由の一つは、理論において流木の衝突前の回転角速度 ω_0 を零としているため、それを考慮すれば両者はより良く一致する。

4. むすび

本研究で得られた主な結論は次の通りである。

- ① 一般性の高い流木の最大衝撃力 F_m の評価法を考案した。本方法は衝撃力立ち上がり時間 Δt_p や反発係数 e も評価できる。最大衝撃力に関しては実験値との比較により、その有用性を確認した。
- ② 衝突前の回転角速度 ω_0 は内部減衰よりも流木衝撃力に大きな影響を与える。
- ③ 内部減衰が無視できる場合 ($C_L \approx 0$) の最大衝撃力については近似解を、さらに構造物の剛性 $E_c I_c$ が無限大の場合の最大衝撃力については厳密解を誘導した。

紙数の関係で流木衝撃力等の他の変化特性、既往の理

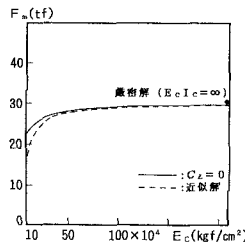


図-9 構造物の弾性係数による最大衝撃力の変化 ($T=300$ s)

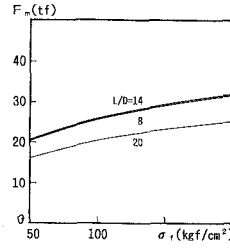


図-10 降伏応力による最大衝撃力の変化 ($C_L=10, T=300$ s)

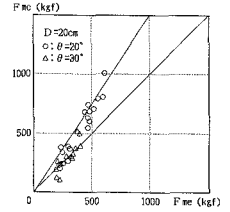


図-11 最大衝撃力の理論値と実験値の比較

論や実験値との比較等については割愛せざるを得なかった。それ等については別の機会に発表することにする。

謝辞：本研究の一部は文部省科学研究費一般研究 (C) により行われた。また、本論文の公表に当たり、小川記念基金の補助を受けた。記して感謝の意を表する。

参考文献

池田弘樹 (1994): 構造物の撓み、流木の塑性と衝突角度を考慮した場合の流木衝撃力, 秋田大学修士論文, p. 132.
 曾我部隆久・布施谷寛・福家敬泰・四宮征一・麻植政行 (1981): 海岸構造物への木材衝撃力について, 第28回海岸工学講演会論文集, pp. 584-588.
 松富英夫・池田弘樹 (1992): 水の緩衝機能を考慮した弾性波理論に基づく流木衝撃力の評価, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 691-695.
 松富英夫・里中嘉樹・池田弘樹 (1993a): 沿岸貯木場の実態について, 津波工学研究報告, 第10号, pp. 29-42.
 松富英夫 (1993b): 砕波段波に伴う流木の最大衝撃力に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 467, pp. 19-28.
 松富英夫・池田弘樹 (1993d): 塑性を考慮した場合の流木衝撃力の評価, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 776-780.
 水原邦夫・武居有恒・南 哲行 (1980): 流木の流下阻止に関する基礎的研究 (II) —柵状構造物における流木の衝撃力と堰止率—, 新砂防, No. 114, pp. 9-16.
 Kamel, A. M. (1970): Shock pressure on coastal structures, ASCE, Vol. 96, No. WW3, pp. 689-699.
 Matsutomi, H. and H. Ikeda (1993c): A study on impulsive force of drifting timber under consideration of shock absorption function of water, Proc. of Internat. Tsunami Symp., pp. 509-518.
 Wolf, J. P., K. M. Bucher and P. E. Skrikerud (1978): Response of equipment to aircraft impact, Nuclear Eng. and Desing, Vol. 47, 169-193.